

**STUDI PERENCANAAN BENDUNG DI DAS RAMBUT UNTUK
PEMENUHAN AIR IRIGASI DAERAH IRIGASI RAMBUT**

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI TEKNIK PERENCANAAN
BANGUNAN AIR**

**Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana teknik**



**DESSY PUJI ARIANTI
NIM. 115060401111007**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2019**

LEMBAR PERSETUJUAN

**STUDI PERENCANAAN BENDUNG DI DAS RAMBUT UNTUK
PEMENUHAN AIR IRIGASI DAERAH IRIGASI RAMBUT**

JURNAL

TEKNIK PENGAIRAN

KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR

Diajukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



Disusun oleh :
DESSY PUJI ARIANTI
NIM. 115060401111007-64

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Dosen Pembimbing I

Sri Wahyuni, ST., MT., Ph.D
NIP. 19711209 199803 2 001

Dosen Pembimbing II

Dr. Very Dermawan ST., MT
NIP. 19730217 199903 1 001

Mengetahui
Kepala Jurusan

Dr. Ir. Ussy Andawayanti, MS
NIP. 19610131 198609 2 001

LEMBAR PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN BENDUNG DI DAS RAMBUT UNTUK PEMENUHAN AIR IRIGASI DAERAH IRIGASI RAMBUT

SKRIPSI

KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan memperoleh gelar sarjana teknik



DESSY PUJI ARIANTI
NIM. 115060401111007

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing pada tanggal 16 Agustus 2019

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Sri Wahyuni, ST., MT., Ph.D
NIP. 19711209 199803 2 001

Dr. Very Dermawan, ST., MT.
NIP. 19730217 199903 1 001

Mengetahui,
Kepala Jurusan



Dr. Tri Dessy Andawayanti, MS
NIP. 19610131 198609 2 001

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kehadiran Allah Azza Wa Jalla yang telah memberikan rahmat, petunjuk dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan skripsi dengan judul “Studi Perencanaan Bendung di DAS Rambut untuk Pemenuhan Air Irigasi Daerah Irigasi Rambut”. Tidak lupa shalawat serta salam terlimpah curahkan kepada Nabi Muhammad Shalallahu ‘Alaihi Wasallam yang menjadi suri tauladan bagi seluruh umat manusia.

Dalam kesempatan ini penulis mengucapkan banyak terima kasih yang sebesar-besarnya kepada pihak-pihak yang telah membantu dalam proses penyelesaian skripsi ini, antara lain :

1. Sri Wahyuni, ST., MT., Ph.D., selaku dosen pembimbing yang telah bersedia membimbing dan meluangkan waktunya untuk saya dalam proses pengerjaan skripsi ini.
2. Dr. Very Dermawan, ST., MT selaku dosen pembimbing skripsi yang dengan sabar membimbing dan meluangkan waktunya untuk saya dalam proses perkuliahan dan pengerjaan skripsi ini.
3. Jadfian Sidqi Fidari, ST., MT., selaku dosen penguji skripsi yang bersedia meluangkan waktunya untuk saya dalam pengujian skripsi ini.
4. Dr. Eng. Evi Nur Cahya ST., MT., selaku dosen penguji skripsi yang bersedia meluangkan waktunya untuk saya dalam pengujian skripsi ini.
5. Bapak Rahimahullah, Ibu dan adik yang selalu memberikan semangat dan mendoakan kelancaran pengerjaan skripsi ini.
6. Teman-teman Teknik Pengairan Universitas Brawijaya angkatan 2011 yang selalu memberi dukungan dalam pengerjaan skripsi ini.
7. Serta semua pihak yang telah membantu terselesaikannya skripsi ini.

Dalam penyusunan laporan ini saya sadar bahwa masih banyak kekurangan yang perlu diperbaiki sehingga saran dan kritik sangatlah diperlukan. Akhirnya, saya sampaikan terima kasih dan semoga laporan ini bermanfaat bagi kita semua, Aamiin.

Malang, September 2019

Penyusun

RINGKASAN

Dessy Puji Arianti, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Juli 2019. *Studi Perencanaan Bendung di DAS Rambut Untuk Pemenuhan Kebutuhan Air Irigasi Daerah Irigasi Rambut*. Dosen pembimbing: Sri Wahyuni dan Very Dermawan.

Daerah Irigasi Rambut mempunyai area layanan seluas 7.634 Ha. Daerah ini mendapatkan pelayanan dari Bendung Ciperio yang merupakan bendung tetap. Kondisi saat ini, debit Bendung Ciperio yang seharusnya dapat memenuhi kebutuhan irigasi di Daerah Irigasi Rambut, kenyataannya bendung tidak dapat mencukupi kebutuhan air irigasi. Hal ini dikarenakan oleh beralih fungsinya lahan di hulu Bendung Ciperio dan adanya sedimentasi pada hulu bendung sehingga tidak dapat memaksimalkan fungsi bendung. Pada studi ini dilakukan perencanaan dasar bangunan bendung melalui tiga tahap perencanaan bendung, yaitu analisa hidrologi, perhitungan hidrolika, dan analisa stabilitas bangunan.

Pada analisa hidrologi, didapatkan hasil berupa debit banjir rancangan, debit andalan, dan kebutuhan air irigasi. Pada perhitungan hidrolika, didapatkan hasil berupa dimensi bangunan bendung. Pada analisa stabilitas bangunan, akan didapatkan nilai keamanan bangunan terhadap gaya guling, gaya geser, dan daya dukung tanah. Dari studi ini didapatkan hasil perhitungan debit banjir rancangan (Q_{100}) sebesar $193 \text{ m}^3/\text{dt}$. Dimensi bangunan bendung juga didapatkan dari hasil perhitungan dengan tinggi bendung 3,43 m dan lebar efektif bendung 19,22 m. Tinggi air yang mampu melimpas di atas bendung adalah 2,62 m. Untuk faktor keamanan bendung sendiri, didapatkan hasil bahwa bendung aman terhadap gaya geser, gaya guling, dan terhadap daya dukung tanah dalam semua kondisi.

Kata kunci: bendung, debit banjir, debit andalan, stabilitas.

SUMMARY

Dessy Puji Arianti, Departement of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, July 2019. Study of Weir Planning in Rambut Watershed for Irrigation, Academic Supervisor: Sri Wahyuni and Very Dermawan.

Rambut Irrigation Area has 7.634 Ha service area. The irrigation area obtain water service from Cipero weir (fixed weir). The current condition, the discharge of Cipero weir should be able to fulfill the irrigation in Rambut Irrigation Area, but the discharge could not be fulfill the irrigation. This is caused by switching function of the land in upstream of weir and sedimentation in upstream of weir thus the function of weir can not be maximized. Aim of this study is conducted basic planning of weir through three stages of weir planning, that consist of hydrology analysis, hydraulic analysis, and stability analysis of weir.

The result from hydrology analysis are design of flood discharge, dependable flow, and irrigation water requirements. From analysis of hydraulic will be produced the dimension weir. Stability analysis of weir are aimed at ensuring the safety factor in the overturning, sliding and bearing capacity of soil. From this study, the result of a flood discharge calculation (Q_{100}) of $193 \text{ m}^3/\text{s}$. The dimensions of the weir are also obtained from the calculation with weir height 3,43 m and the weir width is 19,22 m. The depth of water that capable passing on weir crest is 2,62 m. For the safety factor, the weir is safe towards overturning, sliding, and to the bearing capacity of soil in all conditions.

Key words: weir, flood discharge, dependable discharge, stability

DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 2.1 <i>Polygon Thiessen dan Isohyet</i>	7
Gambar 2.2 HSS Nakayasu	12
Gambar 2.3 Lebar Efektif Bendung	18
Gambar 2.4 Bentuk-bentuk Mercu	19
Gambar 2.5 Bendung dengan Mercu Bulat	20
Gambar 2.6 Tekanan Pada Mercu Bulat Sebagai Fungsi Perbandingan H_1/r	20
Gambar 2.7 Harga-harga Koefisien C_0 untuk Pelimpah Ambang Bulat Sebagai Fungsi Perbandingan H_1/r	20
Gambar 2.8 Koefisien C_1 Sebagai Fungsi Perbandingan P/H_1	21
Gambar 2.9 Pangkal Bendung	21
Gambar 2.10 Parameter-parameter Loncat Air.....	24
Gambar 2.11 Peredam Energi USBR Tipe I.....	25
Gambar 2.12 Peredam Energi USBR Tipe II	25
Gambar 2.13 Peredam Energi USBR Tipe III.....	26
Gambar 2.14 Peredam Energi USBR Tipe IV.....	26
Gambar 2.15 Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam	26
Gambar 2.16 Peredam Energi Tipe Vlughter	27
Gambar 3.1 Situasi Bendung Ciperu Tampak dari Foto Udara.....	33
Gambar 3.2 Situasi Bendung Ciperu Tahun 2015	34
Gambar 3.3 Situasi Saluran Induk Rambut	34
Gambar 3.4 Situasi Bendung Ciperu Lama dan Rencana Bendung Ciperu Baru Tampak dari Foto Udara	35
Gambar 3.5 Skema Perencanaan Bendung Baru	35
Gambar 3.6 Peta Wilayah Sungai Pemali-Comal.....	36
Gambar 3.7 Kondisi Morfologi DAS Rambut Bagian Hulu	37
Gambar 3.8 Kondisi Morfologi DAS Rambut Bagian Tengah	37
Gambar 3.9 Kondisi Morfologi DAS Rambut Bagian Hilir.....	38
Gambar 3.10 Peta Geologi DAS Rambut	39
Gambar 3.11 Bagan Alir Pengerjaan Tahap I.....	45

Gambar 3.12	Bagan Alir Pengerjaan Tahap II	46
Gambar 4.1	Letak Stasiun Hujan di DAS Rambut.....	48
Gambar 4.2	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Bojong	50
Gambar 4.3	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Kemaron	51
Gambar 4.4	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Kemaron Setelah Koreksi	52
Gambar 4.5	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Moga.....	53
Gambar 4.6	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Warungpring.....	54
Gambar 4.7	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Warungpring Setelah Koreksi ...	55
Gambar 4.8	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Jatinegara.....	56
Gambar 4.9	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Kejene	57
Gambar 4.10	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Kejene Setelah Koreksi	58
Gambar 4.11	Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Cipero	59
Gambar 4.12	Grafik Unit Hidrograf	73
Gambar 4.13	Grafik Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu	86
Gambar 4.14	Poligon Thiessen Bagian Hilir Bendung Cipero	128
Gambar 4.15	Diagram Neraca Air Pola Tanam I.....	136
Gambar 4.16	Diagram Neraca Air Pola Tanam II.....	136
Gambar 4.17	Diagram Neraca Air Pola Tanam III	137
Gambar 4.18	Diagram Neraca Air Pola Tanam IV	137
Gambar 4.19	Diagram Neraca Air Pola Tanam V	138
Gambar 4.20	Diagram Neraca Air Pola Tanam VI	138
Gambar 4.21	Diagram Neraca Air Pada Seluruh Pola Tanam	139
Gambar 4.22	Sketsa Potongan Memanjang Sungai	141
Gambar 4.23	Lengkung Debit Sungai Asli	145
Gambar 4.24	Perhitungan Tinggi Bendung Baru	146
Gambar 4.25	Perbandingan P/H1 dengan Koefisien Debit C1	150
Gambar 4.26	Perbandingan P/He dengan Koefisien Debit C2.....	150
Gambar 4.27	Sketsa Dasar Pelimpah OGEE Tipe III	151
Gambar 4.28	Sketsa Kolam Olak USBR Tipe III	156
Gambar 4.29	Perhitungan Lantai Apron	159
Gambar 4.30	Bangunan Pintu Pembilas	161
Gambar 4.31	Sketsa Pintu Pengambilan (Intake).....	163
Gambar 4.32	Hubungan antara Diameter Saringan dan Kecepatan Endap Lumpur untuk Air Tenang	166

Gambar 4.33	Grafik Camp Efisiensi Pengendapan	169
Gambar 4.34	Skema Gaya-gaya Akibat Berat Bendung Sendiri	170
Gambar 4.35	Skema Gaya Akibat Gaya Gempa	176
Gambar 4.36	Skema Gaya Pada Kondisi Muka Air Normal	180
Gambar 4.37	Skema Gaya Pada Kondisi Muka Air Normal Gempa	188
Gambar 4.38	Skema Gaya Pada Kondisi Muka Air Banjir	192



(Halaman ini sengaja dikosongkan)



DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
RINGKASAN	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Identifikasi Masalah	2
1.3. Rumusan Masalah	3
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Tujuan Penelitian	4
1.6. Manfaat Penelitian	4
BAB II LANDASAN TEORI	5
2.1. Analisa Hidrologi	5
2.1.1. Umum	5
2.1.2. Uji Konsistensi Data Kurva Massa Lengkung Ganda	5
2.1.3. Analisa Curah Hujan Rata-rata Daerah	6
2.1.4. Analisa Curah Hujan Rancangan	7
2.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi	9
2.1.6. Analisa Distribusi Curah Hujan Metode Mononobe	10
2.1.7. Koefisien Pengaliran	10
2.1.8. Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu	11
2.1.9. Analisa Debit Andalan	13
2.1.10. Analisa Kebutuhan Air Irigasi	13
2.1.11. Neraca Air	16
2.2. Analisa Hidraulika	16
2.2.1. Kekekalan Energi	16

2.2.2. Energi Spesifik	17
2.3. Analisa Hidraulika Pada Bendung	18
2.3.1. Analisa pada Bendung	18
2.3.2. Lebar Efektif Bendung.....	18
2.3.3. Bentuk Mercu Bendung	19
2.3.4. Tinggi Muka Air Diatas Pelimpah dan Tubuh Bendung	22
2.3.5. Kolam Olak atau Peredam Energi	22
2.3.6. Perhitungan Dimensi Pintu Penguras Bendung dengan <i>Undersluice</i>	27
2.4. Dasar Pembebanan Bendung	29
2.4.1. Tekanan Air	29
2.4.2. Gaya Vertikal Akibat Berat Konstruksi	30
2.4.3. Tekanan Tanah.....	30
2.4.4. Gaya Akibat Pengaruh Gempa	31
2.4.5. Gaya Akibat Tekanan Air Pori	31
2.5. Analisa Stabilitas	31
BAB III METODOLOGI.....	33
3.1. Lokasi Studi	33
3.1.1. Kondisi Topografi.....	33
3.1.2. Kondisi Morfologi	36
3.1.3. Kondisi Geologi.....	38
3.1.4. Kondisi Hidrologi	40
3.1.5. Kondisi Tanah dari Aspek Pertanian	40
3.1.6. Kondisi Tata Guna Lahan	41
3.2. Data Teknis Bendung Cipero	42
3.3. Data Teknis Sungai Rambut	43
3.4. Tahapan Pelaksanaan Studi.....	43
3.5. Bagan Alir Pengerjaan	45
BAB IV PEMBAHASAN	47
4.1. Analisa Hidrologi	47
4.1.1. Pengumpulan Data Curah Hujan	47
4.1.2. Uji Konsistensi Data Kurva Massa Lengkung Ganda	49
4.1.3. Analisa Curah Hujan Rerata Metode Poligon Thiessen	60
4.1.4. Analisa Curah Hujan Rancangan	66



4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi	69
4.1.6. Analisa Distribusi Hujan Jam-jaman Metode Mononobe.....	71
4.1.7. Perhitungan Debit dengan Metode HSS Nakayasu.....	72
4.1.8. Perhitungan Debit Andalan dengan Metode Bulan Dasar Perencanaan ...	87
4.1.9. Perhitungan Debit Andalan Metode Flow Characteristic	123
4.1.10. Analisa Kebutuhan Air Tanaman.....	126
4.1.11. Perhitungan Neraca Air.....	131
4.2. Perencanaan Bangunan Utama.....	140
4.2.1. Kriteria Pemilihan Bangunan Utama	140
4.2.2. Perhitungan Kemiringan Sungai dan Kedalaman Sungai	140
4.2.3. Perencanaan Bendung	145
4.2.4. Penentuan Elevasi Puncak Mercu Bendung	146
4.2.5. Penentuan Lebar Efektif Bendung	147
4.2.6. Tinggi Energi	148
4.2.7. Perencanaan Mercu Bendung.....	151
4.2.8. Penentuan Profil Muka Air di atas Mercu Bendung	152
4.2.9. Perhitungan Loncatan Hidraulik pada Bendung	154
4.2.10. Perencanaan Peredam Energi.....	156
4.2.11. Perencanaan Panjang Lantai Apron	157
4.2.12. Perhitungan Rembesan.....	158
4.2.13. Perencanaan Bangunan Pembilas.....	160
4.2.14. Perencanaan Bangunan Pengambilan	163
4.2.15. Desain Kantong Lumpur	165
4.3. Stabilitas Bendung	169
4.3.1. Stabilitas Bendung pada Kondisi Kosong.....	169
4.3.2. Stabilitas Bendung pada Kondisi Kosong Gempa	174
4.3.3. Stabilitas Bendung pada Kondisi Muka Air Normal	179
4.3.4. Stabilitas Bendung pada Kondisi Muka Air Normal Gempa.....	187
4.3.5. Stabilitas Bendung pada Kondisi Muka Air Banjir	191
BAB V PENUTUP	201
5.1. Kesimpulan	201
5.2. Saran.....	202

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

(Halaman ini sengaja dikosongkan)



DAFTAR LAMPIRAN

	Halaman
Lampiran 1 Tabel Data Penunjang	205
Lampiran 2 Tabel Hasil Perhitungan Pola Tata Tanam	208
Lampiran 3 Desain Bangunan Bendung	215



(Halaman ini sengaja dikosongkan)



DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 2.1 Formula Koefisien Pengaliran Berdasarkan Curah Hujan Wilayah	11
Tabel 2.2 Kebutuhan Air Irigasi Selama Penyiapan Lahan	14
Tabel 2.3 Harga-harga Koefisien Tanaman Padi	15
Tabel 2.4 Harga-harga Koefisien Perhitungan Evapotranspirasi	15
Tabel 2.5 Harga-harga Koefisien Kontraksi	18
Tabel 3.1 Tata Guna Lahan di DAS Rambut	42
Tabel 3.2 Data-data yang Diperlukan	43
Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Tahunan Tahun 1999 sampai 2013	49
Tabel 4.2 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Bojong dengan Stasiun Hujan yang Lain	50
Tabel 4.3 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Kemaron dengan Stasiun Hujan yang Lain	51
Tabel 4.4 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Kemaron dengan Stasiun Hujan yang Lain Setelah Terkoreksi	52
Tabel 4.5 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Moga dengan Stasiun Hujan yang Lain	53
Tabel 4.6 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Warungpring dengan Stasiun Hujan yang Lain	54
Tabel 4.7 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Warungpring dengan Stasiun Hujan yang Lain Setelah Koreksi	55
Tabel 4.8 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Jatinegara dengan Stasiun Hujan yang Lain	56
Tabel 4.9 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Kejene dengan Stasiun Hujan yang Lain	57
Tabel 4.10 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Kejene dengan Stasiun Hujan yang Lain Setelah Koreksi	58
Tabel 4.11 Perbandingan Data Curah Hujan Stasiun Cipero dengan Stasiun Hujan yang Lain	59
Tabel 4.12 Luas Daerah Pengaruh Stasiun Hujan di Sub DAS Rambut	60



Tabel 4.13	Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 1999-2001	61
Tabel 4.14	Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 2002-2004	62
Tabel 4.15	Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 2005-2007	63
Tabel 4.16	Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 2008-2010	64
Tabel 4.17	Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 2011-2013	65
Tabel 4.18	Rekapitulasi Perhitungan Poligon Thiessen	66
Tabel 4.19	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel	67
Tabel 4.20	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson III	68
Tabel 4.21	Curah Hujan Rancangan dengan Kala Ulang 2th, 5th, 10th, 25th, 50th dan 100th	69
Tabel 4.22	Perhitungan Batas Kelas	69
Tabel 4.23	Hasil Perhitungan Chi-Square	70
Tabel 4.24	Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof	70
Tabel 4.25	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	71
Tabel 4.26	Perhitungan Rasio Hujan Jam-jaman	71
Tabel 4.27	Perhitungan Distribusi Hujan Jam-jaman Metode Mononobe	72
Tabel 4.28	Karakteristik DAS Rambut	72
Tabel 4.29	Waktu Lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	73
Tabel 4.30	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	73
Tabel 4.31	Perhitungan Volume Limpasan	75
Tabel 4.32	Debit Rencana (Qt) Metode Nakayasu Terkoreksi	76
Tabel 4.33	Perhitungan Volume Limpasan Setelah Terkoreksi	77
Tabel 4.34	Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 2 Tahun	79
Tabel 4.35	Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 5 Tahun	80
Tabel 4.36	Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 10 Tahun	81
Tabel 4.37	Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun	82
Tabel 4.38	Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun	83
Tabel 4.39	Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun	84
Tabel 4.40	Rekapitulasi Perhitungan Nakayasu	85
Tabel 4.41	Debit Pada Bulan Januari Terurut	87
Tabel 4.42	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Januari	88
Tabel 4.43	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	89
Tabel 4.44	Perhitungan Batas Kelas	89
Tabel 4.45	Hasil Perhitungan Chi-Square	89



Tabel 4.46	Debit Pada Bulan Februari Terurut	90
Tabel 4.47	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Februari.....	91
Tabel 4.48	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	92
Tabel 4.49	Perhitungan Batas Kelas.....	92
Tabel 4.50	Hasil Perhitungan Chi-Square	92
Tabel 4.51	Debit Pada Bulan Maret Terurut	93
Tabel 4.52	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Maret.....	94
Tabel 4.53	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	95
Tabel 4.54	Perhitungan Batas Kelas.....	95
Tabel 4.55	Hasil Perhitungan Chi-Square	95
Tabel 4.56	Debit Pada Bulan April Terurut	96
Tabel 4.57	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan April.....	97
Tabel 4.58	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	98
Tabel 4.59	Perhitungan Batas Kelas.....	98
Tabel 4.60	Hasil Perhitungan Chi-Square	98
Tabel 4.61	Debit Pada Bulan Mei Terurut	99
Tabel 4.62	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Mei.....	100
Tabel 4.63	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	101
Tabel 4.64	Perhitungan Batas Kelas.....	101
Tabel 4.65	Hasil Perhitungan Chi-Square	101
Tabel 4.66	Debit Pada Bulan Juni Terurut	102
Tabel 4.67	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Juni	103
Tabel 4.68	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	104
Tabel 4.69	Perhitungan Batas Kelas.....	104
Tabel 4.70	Hasil Perhitungan Chi-Square	104
Tabel 4.71	Debit Pada Bulan Juli Terurut	105
Tabel 4.72	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Juli	106
Tabel 4.73	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	107
Tabel 4.74	Perhitungan Batas Kelas.....	107
Tabel 4.75	Hasil Perhitungan Chi-Square	107
Tabel 4.76	Debit Pada Bulan Agustus Terurut.....	108
Tabel 4.77	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Agustus	109
Tabel 4.78	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	110
Tabel 4.79	Perhitungan Batas Kelas.....	110



Tabel 4.80	Hasil Perhitungan Chi-Square.....	110
Tabel 4.81	Debit Pada Bulan September Terurut	111
Tabel 4.82	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan September.....	112
Tabel 4.83	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	113
Tabel 4.84	Perhitungan Batas Kelas	113
Tabel 4.85	Hasil Perhitungan Chi-Square.....	113
Tabel 4.86	Debit Pada Bulan Oktober Terurut	114
Tabel 4.87	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Oktober	115
Tabel 4.88	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	116
Tabel 4.89	Perhitungan Batas Kelas	116
Tabel 4.90	Hasil Perhitungan Chi-Square.....	116
Tabel 4.91	Debit Pada Bulan November Terurut.....	117
Tabel 4.92	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan November	118
Tabel 4.93	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	119
Tabel 4.94	Perhitungan Batas Kelas	119
Tabel 4.95	Hasil Perhitungan Chi-Square.....	119
Tabel 4.96	Debit Pada Bulan Desember Terurut	120
Tabel 4.97	Uji Smirnov Kolmogorof Data Debit Bulan Desember.....	121
Tabel 4.98	Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof	122
Tabel 4.99	Perhitungan Batas Kelas	122
Tabel 4.100	Hasil Perhitungan Chi-Square.....	122
Tabel 4.101	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Debit Andalan Metode Basic Month.....	123
Tabel 4.102	Data Pencatatan Debit Bendung Cipero 1999-2013	124
Tabel 4.103	Debit Rata-rata Sungai Rambut Tahun 1999-2013 Asumsi Debit Andalan 80%	125
Tabel 4.104	Debit Rata-rata Sungai Rambut Tahun 1999-2013 Asumsi Debit Andalan 80%	125
Tabel 4.105	Perhitungan Evapotranspirasi dengan Metode Penman.....	127
Tabel 4.106	Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	129
Tabel 4.107	Perhitungan Neraca Air Pola Tata Tanam I.....	132
Tabel 4.108	Perhitungan Neraca Air Pola Tata Tanam II.....	132
Tabel 4.109	Perhitungan Neraca Air Pola Tata Tanam III	133
Tabel 4.110	Perhitungan Neraca Air Pola Tata Tanam IV	133
Tabel 4.111	Perhitungan Neraca Air Pola Tata Tanam V	134

Tabel 4.112	Perhitungan Neraca Air Pola Tata Tanam VI	134
Tabel 4.113	Rekapitulasi Perhitungan Neraca Air	135
Tabel 4.114	Perhitungan Intensitas Tanam Masa Tanam I	139
Tabel 4.115	Perhitungan Intensitas Tanam Masa Tanam II.....	140
Tabel 4.116	Perhitungan Intensitas Tanam Masa Tanam III	140
Tabel 4.117	Perhitungan Kemiringan Sungai Asli (P10-P0)	141
Tabel 4.118	Perhitungan Sungai Asli Patok 7.....	143
Tabel 4.119	Persamaan Bentuk Pelimpah OGEE III	152
Tabel 4.120	Perhitungan Profil Muka Aliran	154
Tabel 4.121	Perhitungan Lantai Apron Vertikal	159
Tabel 4.122	Perhitungan Lantai Apron Horozontal	160
Tabel 4.123	Perhitungan Debit Pada Intake	164
Tabel 4.124	Perhitungan Berat Tubuh Bendung	171
Tabel 4.125	Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	172
Tabel 4.126	Rekapitulasi Gaya yang Bekerja Saat Kondisi Kosong	173
Tabel 4.127	Periode Ulang dan Percepatan Dasar Gempa.....	175
Tabel 4.128	Perhitungan Gaya Gempa pada Bendung.....	177
Tabel 4.129	Rekapitulasi Gaya yang Bekerja Saat Kondisi Kosong Gempa.....	178
Tabel 4.130	Perhitungan Tinggi Air Normal Terhadap Muka Bendung	181
Tabel 4.131	Perhitungan Berat Muka Air Normal	183
Tabel 4.132.	Perhitungan Gaya Hidrostatik Bendung Kondisi Muka Air Normal.....	183
Tabel 4.133	Perhitungan Gaya Angkat Pada Kondisi Muka Air Normal	184
Tabel 4.134	Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif.....	185
Tabel 4.135	Rekapitulasi Pada Kondisi Muka Air Normal.....	185
Tabel 4.136	Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif.....	189
Tabel 4.137	Rekapitulasi Gaya yang Bekerja Saat Kondisi Muka Air Normal Gempa ..	189
Tabel 4.138	Perhitungan Tinggi Air Banjir Terhadap Muka Bendung.....	193
Tabel 4.139	Perhitungan Gaya Akibat Berat Air	195
Tabel 4.140	Perhitungan Gaya Hidrostatik Bendung Kondisi Muka Air Banjir.....	196
Tabel 4.141	Perhitungan Gaya Angkat Pada Kondisi Muka Air Banjir	197
Tabel 4.142	Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif.....	197
Tabel 4.143	Rekapitulasi Pada Kondisi Muka Air Banjir	198
Tabel 4.144	Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Bendung	199

(Halaman ini sengaja dikosongkan)





**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA**



SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 96/UN10.F07.14.11/TU/2019

Sertifikat ini diberikan kepada :

DESSY PUJI ARIANTI

Dengan Judul Skripsi :

**STUDI PERENCANAAN BENDUNG DI DAS RAMBUT UNTUKPEMENUHAN AIR IIRIGASI
DAERAH IIRIGASI RAMBUT**

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal **9 SEPTEMBER 2019**

Ketua Jurusan Teknik Pengairan


Dr. Irfansy Andawayanti, MS
NIP. 19860171 198609 2 001

Ketua Program Studi S1 Teknik Pengairan


Dr. Very Dermawan, ST., MT
NIP. 19730217 199903 1 001

BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kebutuhan pangan di Indonesia terus meningkat seiring dengan peningkatan jumlah penduduknya. Usaha peningkatan produksi pangan harus didukung oleh pengelolaan sumber daya air yang baik, yaitu dengan mengelola tata air yang secara efektif dan efisien.

Hubungan erat antara air dan tanaman disebabkan karena fungsi air yang penting dalam kelangsungan hidup tanaman, diantaranya (Fitter & Hay, 1997, p.153):

- a. Untuk penguapan (transpirasi), dengan penguapan, panas matahari terik dapat dikurangi oleh tanaman, sehingga temperatur relatif tetap.
- b. Untuk asimilasi, air diperlukan disamping sinar matahari dan CO₂ untuk pembentukan gula/pati.
- c. Sebagai pencampur, merupakan pencampur mineral di dalam tanah agar mudah terabsorpsi oleh tanaman.
- d. Sebagai transportasi tanaman, air sebagai media untuk mengangkut mineral dari akar ke daun, maupun hasil fotosintesis dari daun ke seluruh tubuh tanaman.
- e. Merupakan bagian dari tanaman, baik sebagai tubuh tanaman itu sendiri maupun sebagai larutan-larutan di dalam tanaman.

Untuk mendukung pemantapan ketahanan pangan nasional, maka Pemerintah Indonesia telah melaksanakan serangkaian usaha secara berkelanjutan yang bertitik tolak pada sektor pertanian, berupa pembangunan di bidang pengairan guna menunjang peningkatan produksi pangan. Eksistensi pertanian sangat dipengaruhi oleh air dan dengan adanya pertanian, maka akan mempengaruhi tingkat kesejahteraan penduduk khususnya masyarakat petani. Ketersediaan air ketika musim kemarau diwaktu ini masih merupakan suatu problematika yang belum dapat dipecahkan oleh pemerintah seluruhnya guna memenuhi kebutuhan masyarakat, yang antara lain disebabkan oleh karena banyaknya sumber air yang hilang di hulu sungai akibat penggundulan hutan, peralihan tata guna lahan, dan penggunaan air yang tidak terkontrol.

Kabupaten Tegal merupakan kabupaten yang berada di Wilayah Sungai Pemali Comal dengan total luas wilayah sawah irigasi 27.948,88 ha. Wilayah Kabupaten Tegal merupakan salah satu wilayah di Provinsi Jawa Tengah yang memiliki potensi

pengembangan dan pembangunan pertanian secara nasional. Eksistensi pertanian sangat dipengaruhi oleh air dan dengan adanya pertanian, maka akan mempengaruhi tingkat kesejahteraan penduduk khususnya masyarakat petani. Daerah Irigasi (DI.) Rambut merupakan Daerah Irigasi dengan luas areal pelayanan sebesar 7.634 Ha. Daerah irigasi ini mendapatkan pelayanan dari Bendung Cipro yang merupakan bendung tetap (*fixed weir*) yang dibangun pada tahun 1888-1890 oleh pemerintah Belanda.

Kondisi saat ini, debit Bendung Cipro yang seharusnya dapat memenuhi kebutuhan irigasi di Daerah Irigasi Rambut, kenyataannya tidak mampu memenuhi kebutuhan air irigasi. Debit per tahun yang tersedia dari Bendung Cipro adalah sebesar 5,71 m³/detik. Sementara kebutuhan dari Daerah Irigasi Rambut adalah sebesar 6,34 m³/detik per tahun. Hal ini menyebabkan berkurangnya produksi tanaman padi akibat berkurangnya pasokan air.

Banyak analisa dan metode yang dilakukan untuk perencanaan pembangunan di bidang pertanian. Penerapan metode tersebut tidak terlepas dari masalah ketersediaan air untuk menunjang peningkatan produksi pangan. Dalam perencanaan bangunan tampungan air ini dimaksudkan untuk dapat menampung air sehingga dapat digunakan untuk melayani daerah irigasi pada tiap masa tanam. Perilaku air yang masuk ke bendung harus dapat dikendalikan dengan baik, sehingga akan ada ketersediaan air di hulu bendung pada saat musim kemarau.

1.2. Identifikasi Masalah

Perencanaan bangunan hidrolis berupa bangunan bendung (*weir*) di hulu Bendung Cipro ini dikarenakan adanya penurunan fungsi pelayanan bendung akibat berkurangnya ketersediaan debit air di Sungai Rambut. Sejak difungsikannya Bendung Cipro tahun 1990 sampai sekarang belum ada perbaikan jaringan irigasi secara menyeluruh terhadap Daerah Irigasi Rambut (Bendung Cipro), yang ada hanya perbaikan ringan dengan dana Operasi dan Pemeliharaan.

Kondisi Bendung Cipro sendiri diwaktu ini terjadi sedimentasi yang sangat tinggi yang berakibat berkurangnya volume tampungan di hulu bendung karena tertutup endapan sedimen, sehingga pada saat debit air cukup banyak, sebagian besar langsung melimpas di atas mercu bendung dan mengalir ke hilir

Pada musim kemarau, palung Sungai Logeni terlihat kering. Tetapi pada saat musim penghujan debit air cukup besar dan membawa material sedimen berupa kerikil dan lumpur, dimana material tersebut akan mengendap di hulu Bendung Cipro. Akibatnya

pada saat jaringan irigasi dioperasikan, maka sebagian endapan juga ikut terbawa oleh air yang mengalir lewat pintu pengambilan bendung. Sehingga saat ini saluran induk Rambut juga mengalami sedimentasi yang cukup tinggi dan debit irigasi yang akan dilewatkan menjadi terbatas.

Kondisi ini menyebabkan berkurangnya produksi padi pada tiap masa tanam. Kondisi DI. (Daerah Irigasi) Rambut sekarang untuk Masa Tanam (MT) 1 dapat untuk menggarap 100% (7.634 Ha), pada Masa Tanam (MT) 2 padi hanya mencapai 42,43% (3.239 Ha), sedangkan pada Masa Tanam (MT) 3 hanya mencapai 8,27 % (632 Ha). Oleh karena itu diperlukan adanya perbaikan pada hulu DAS sehingga dapat digunakan untuk melayani sawah di Daerah Irigasi Rambut.

1.3. Rumusan Masalah

Dengan memperhatikan identifikasi masalah di atas, maka permasalahan dalam studi ini dirumuskan sebagai berikut:

1. Berapa besar debit banjir rancangan dengan kala ulang 100 tahun yang dapat melimpas di atas bendung?
2. Berapa besar debit andalan yang tersedia untuk pemenuhan kebutuhan tanaman?
3. Berapa dimensi bangunan yang direkomendasikan sehingga dapat memenuhi kebutuhan irigasi dari Daerah Irigasi Rambut?
4. Bagaimana kestabilan bangunan terhadap gaya geser, guling, gempa, dan daya dukung tanah di bawahnya?

1.4. Batasan Masalah

Pembahasan studi ini dititikberatkan pada perencanaan bangunan pada aliran sungai (*on stream*) berupa bangunan bendung. Adapun batasan-batasan masalah dalam studi ini adalah:

1. Analisa hidrologi untuk mendapatkan debit rancangan bangunan bendung.
2. Analisa hidrolika pada bangunan bendung (*basic design*).
3. Analisa stabilitas bangunan bendung (*basic design*).
4. Membahas pola pengoperasian pintu pada bangunan bendung (*basic design*).
5. Tidak membahas kosntruksi penulangan bangunan bendung (*basic design*).
6. Tidak membahas analisa biaya dan ekonomi.

1.5. Tujuan Penelitian

Dengan memperhatikan rumusan masalah, maka tujuan dari studi ini dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Memperoleh besarnya debit banjir dengan kala ulang 100 tahun yang dapat melimpas di atas bendung.
2. Memperoleh besarnya debit andalan yang tersedia guna pemenuhan kebutuhan air tanaman.
3. Memperoleh detail dimensi dari bangunan yang direncanakan sehingga kebutuhan air pada daerah irigasi ini tercukupi.
4. Menganalisa kestabilan bangunan terhadap tanah berupa ketahanan terhadap gaya geser, guling, gempa dan daya dukung tanah di bawahnya.

1.6. Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari studi perencanaan ini adalah:

1. Salah satu syarat mendapatkan kelulusan pada Program Studi Jurusan Teknik Pengairan Universitas Brawijaya.
2. Meningkatkan wawasan keilmuan bagi para mahasiswa yang berminat dalam bidang irigasi.
3. Dapat dijadikan sebagai informasi usulan rencana pembuatan bangunan bendung untuk pemenuhan air irigasi di Daerah Irigasi Rambut, Kabupaten Tegal.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Analisa Hidrologi

2.1.1. Umum

Analisa hidrologi merupakan satu bagian analisa awal dari kegiatan perencanaan awal sumber daya air. Di dalam hidrologi salah satu aspek analisa yang diharapkan dapat dihasilkan untuk menunjang perencanaan bangunan hidraulik adalah dengan penetapan besaran rancangan baik hujan, banjir, maupun unsur hidrologi lainnya. Informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisa hidrologi merupakan masukan penting dalam analisa selanjutnya.

2.1.2. Analisa Konsistensi Data Dengan Kurva Massa Lengkung Ganda

Penggunaan analisa konsistensi data menggunakan kurva massa lengkung ganda ini adalah untuk mengetahui penyimpangan atau kesalahan data yang diketahui dari tidak sesuainya data. Dari uji tersebut dapat diketahui penyebab terjadinya penyimpangan apakah karena terjadinya perubahan lingkungan atau perubahan cara menakar.

Prosedur yang digunakan untuk melakukan uji konsistensi data ini sebagai berikut:

1. Menghitung hujan tahunan untuk tiap stasiun hujan.
2. Menghitung rerata hujan tahunan untuk stasiun pembanding.
3. Menghitung kumulatif hujan tahunan untuk tiap stasiun yang akan diuji.
4. Menghitung kumulatif hujan tahunan untuk stasiun pembanding
5. Melakukan penggambaran dalam bentuk diagram pencar antara stasiun yang akan diuji dengan stasiun pembanding. Stasiun yang akan diuji pada sumbu Y dan stasiun pembanding pada sumbu X.
6. Melakukan analisa terhadap konsistensi data hujan dengan cara membuat garis lurus pada diagram pencar dan melakukan analisa menentukan apakah ada perubahan *slope*, maka pada titik setelah mengalami perubahan perlu adanya koreksi terhadap pencatatan data hujan dengan cara mengalikan dengan koefisien (K) yang dihitung berdasarkan perbandingan *slope* setelah mengalami perubahan dan *slope* sebelum mengalami perubahan.

2.1.3. Analisa Curah Hujan Rata-rata Daerah

Ada 3 (tiga) cara yang banyak digunakan untuk memperhitungkan hujan rata-rata (*areal rainfall*) dari hujan titik (*point rainfall*) yaitu: cara Rata-rata Aljabar (*Arithmetic Mean Method*), cara Isohyet (*Isohyetal Method*), dan cara Poligon Thiessen (*Thiessen Polygon Method*).

2.1.3.1. Cara Poligon Thiessen

Perhitungan curah hujan rata-rata dengan menggunakan metode ini dilakukan jika pada daerah studi memiliki titik pengamatan tertebat acak, sehingga perhitungan bisa dilakukan dengan memperhitungkan luasan daerah yang terpengaruh tiap titik pengamatan.

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

Dengan:

A_i = luas daerah pengaruh pos ke n.

d = tinggi curah hujan rerata area.

d_i = tinggi curah hujan pada pos n.

2.1.3.2. Cara rata-rata Aljabar

Metode ini dipakai untuk daerah dengan topografi datar serta mempunyai stasiun hujan yang banyak dan tersebar merata diseluruh daerah. Rata-rata aljabar didapatkan dengan mengambil harga rata-rata hitung dari penakaran pada penakaran hujan di areal tersebut.

$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + \dots + d_n}{n} \dots\dots\dots(2-2)$$

Dengan:

d = tinggi curah hujan rerata area.

d_1, d_2, \dots, d_n = tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2,, n

n = jumlah pos penakar.

2.1.3.3. Cara Isohyet

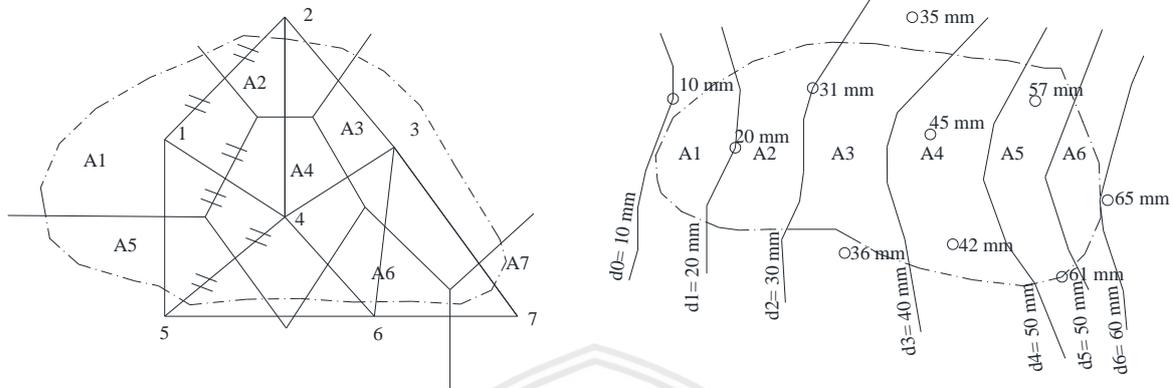
Pada metode ini digunakan peta isohyet yaitu peta dengan garis-garis yang saling berhubungan dikarenakan mempunyai curah hujan bervariasi yang sama besar. Metode ini biasanya digunakan pada daerah yang bergunung.

$$d = \frac{\sum (d_{i-1} + d_i) / 2 \cdot A_i}{A_n} \dots\dots\dots(2-3)$$

Dengan:

A_n = luas area

- d = tinggi curah hujan rerata area
 d_n = tinggi curah hujan pada isohyet n.
 A_i = luas bagian areal yang dibatasi oleh *Isohyet* yang bersangkutan.



Gambar 2.1 Polygone Thiessen dan Isohyet

Sumber: Limantara (2010,p.41)

Pada studi ini digunakan metode: "*Polygone Thiessen*" untuk mengatasi ketelitian curah hujan harian. Cara ini memperhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun yang bersangkutan untuk digunakan sebagai faktor untuk menghitung curah hujan rerata. Perhitungan curah hujan DAS dengan metode Polygone Thiessen adalah:

$$R = \sum_{i=1}^a \frac{F_i}{F} R_i \dots\dots\dots(2-4)$$

Dengan:

- R = curah hujan rerata (mm)
 F_i = luas pengaruh koefisien (i) dalam km^2
 F = luas DAS dalam km^2
 R_i = curah hujan masing-masing stasiun.

2.1.4. Analisa Curah Hujan Rancangan

Adalah hujan maksimum tahunan dengan suatu peluang tertentu atau dengan periode ulang tertentu. Dalam analisa curah hujan rencana dapat dilakukan dengan beberapa cara, misalnya metode Gumbel, Log Pearson III dan sebagainya.

Dalam studi ini dipakai metode Gumbel dan Log Pearson III. Analisa dengan metode Gumbel dapat dipakai apabila syarat nilai dari koefisien kepercengan dan koefisien kurtosisnya memenuhi. Untuk itu, diperlukan perhitungan nilai koefisien kepercengan dan kurtosisnya pada tahap awal analisa. Apabila dalam perhitungan menunjukkan bahwa nilai koefisien kepercengan dan koefisien kurtosisnya tidak memenuhi, maka digunakan metode

Log Pearson III yang dapat dipakai untuk tebaran data karena metode ini tidak memiliki ketentuan dalam nilai koefisien kepeccengan dan koefisien kurtosisnya.

2.1.4.1. Distribusi Gumbel

Penggambaran sebaran teoritis pada kertas Gumbel mengikuti persamaan sebagai berikut:

$$X_T = x + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \sigma_n \dots \dots \dots (2-5)$$

Dengan:

- X_T = hujan dalam periode ulang T tahun (mm)
- X = hujan rata-rata (mm)
- σ_n = standar deviasi
- Y_t = *reduced variate*
- Y_n = harga rata-rata *reduced variate*
- S_n = standar deviasi *reduced variate*

2.1.4.2. Distribusi Log Person III

Penggambaran sebaran teoritis pada kertas Log Person III mengikuti persamaan berikut :

$$\text{Log } X_T = \text{Log } x + K \times Sd \dots \dots \dots (2-6)$$

Dengan:

- Log X_T = Logaritma naturalis hujan dalam periode ulang T tahun
- Log x = nilai rata-rata, dimana dapat dicari dengan rumus

$$\text{log } X_T = \frac{\sum \text{log } X_i}{n} \dots \dots \dots (2-7)$$

- Log Xi = nilai varian ke i.
- Sd = Standar deviasi dari logaritma naturalis data.

$$= \sqrt{n \sum \frac{(\text{Log } X_i - \text{Log } X)^2}{n-1}} \dots \dots \dots (2-8)$$

K = Faktor frekuensi tergantung nilai Cs dan T

$$CS = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } x_i - \text{Log } x)^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \dots \dots \dots (2-9)$$

2.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi

2.1.5.1. Chi Square

Uji Chi Square digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis. Perhitungannya dengan menggunakan persamaan (Shahin, 1976:186):

$$(X^2)_{hit} = \sum_{i=1}^k \frac{(EF - OF)^2}{EF} \dots\dots\dots(2-10)$$

Jumlah kelas dapat dihitung dengan rumus (Harto, 181:80):

$$K = 1 + 3,22 \log n \dots\dots\dots(2-11)$$

$$DK = K - (P + 1) \dots\dots\dots(2-12)$$

Dalam hal ini:

OF = Nilai yang diamati (*observed frequency*)

EF = Nilai yang diharapkan (*expected frequency*)

k = Jumlah kelas distribusi

n = Banyaknya data

Dk = Derajat kebebasan (nilai kritis)

P = Banyaknya parameter sebaran chi square

Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga $X^2 < X^2_{kritis}$. Harga X^2_{kritis} dapat diperoleh dengan menentukan tingkatan signifikansi dengan tingkatan kebebasan (*level of significant*).

2.1.5.2. Smirnov-Kolmogorof

Uji Smirnov – Kolmogorof digunakan untuk menguji kesesuaian dari distribusi secara horisontal. Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data antara sebaran empiris dan sebaran teoritis.

Distribusi dianggap sesuai bila $D_{max} < D_{kritis}$.

Dengan:

D_{max} = simpangan maksimum dari data

D_{kritis} = simpangan yang diperoleh dari tabel dengan selang keyakinan (α) tertentu.

$$D = \text{Max} |Pt - Pe| \dots\dots\dots(2-13)$$

Dengan:

Pt = Posisi data menurut garis sebaran teoritis

Pe = Posisi data menurut pengamatan, posisi plotting menurut Weibull.

Untuk mendapatkan Pe memakai posisi plotting dari Weibull, digunakan rumus berikut:

$$Pe = \left| \frac{m}{1+n} \right| \cdot 100\% \dots\dots\dots(2-14)$$

Dengan:

m = nomor urut data dari kecil ke besar

n = banyak data

Sedangkan P_t adalah besarnya kala ulang untuk yang lebih kecil dari data X. Apabila diketahui besarnya P_r (kala ulang yang terjadi), maka:

$$P_t = 1 - P_r \dots\dots\dots(2-15)$$

Dengan:

P_r = kala ulang data X untuk disamai

2.1.6. Analisa Distribusi Curah Hujan Metode Mononobe

Untuk memperkirakan hidrograf banjir rancangan dengan cara hidrograf satuan (*unit hydrograph*) perlu diketahui sebaran hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu. Untuk menaksir pola distribusi curah hujan jam-jaman berdasarkan data hujan maksimum harian pertahun didasarkan pada persamaan berikut:

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \left(\frac{t}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(2-16)$$

Dengan:

R_t = rata-rata dari awal sampai jam ke T (mm/jam).

t = waktu konsentrasi hujan (jam).

T = waktu mulai hujan hingga ke T (jam).

R_{24} = jumlah hujan sehari (mm)

Berdasarkan perhitungan kejadian hujan di atas, maka dilakukan distribusi hujan pada setiap jam kejadian hujan tersebut terhadap curah hujan efektif selama satu hari (R_{24}). Pendekatan persamaan tersebut adalah:

$$R_T = (t \times R_t) - (t - 1) (R_{t-1}) \dots\dots\dots(2-17)$$

Dengan:

R_T = curah hujan pada jam ke T (mm).

R_t = rata-rata hujan dari awal sampai dengan jam ke T.

t = waktu hujan dari awal sampai dengan jam ke T.

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

2.1.7. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu angka untuk menentukan besarnya aliran permukaan. Besarnya angka pengaliran didasarkan pada kondisi DAS dan kondisi hujan yang jatuh di daerah tersebut.

$$f = 1 - \frac{R'}{R_t} = 1 - f = 1 - \frac{\gamma}{R_t} \dots\dots\dots(2-18)$$

Dengan:

f = koefisien pengaliran

f = laju kehilangan = γ/Rt

Rt = jumlah curah hujan

R = kehilangan curah hujan

γ, s = tetapan

Berdasarkan jabaran tersebut, maka tetapan nilai koefisien pengaliran adalah sebagai berikut:

Tabel 2.1
Formula Koefisien Pengaliran Berdasarkan Curah Hujan Wilayah

Daerah	Kondisi Sungai	Curah Hujan	Koefisien Pengaliran
Hulu			$f = 1 - \frac{15,7}{Rt^{3/4}}$
Tengah	Sungai Biasa		$f = 1 - \frac{5,65}{Rt^{1/2}}$
		Zona Lava	$f = 1 - \frac{7,2}{Rt^{1/2}}$
		$Rt < 200$ mm	$f = 1 - \frac{3,14}{Rt^{1/3}}$
Hilir			$f = 1 - \frac{6,6}{Rt^{1/2}}$

Sumber: Ir. Suryono Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, Hidrologi Untuk Pengairan

2.1.8. Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu

Standar data yang dibutuhkan:

1. Jangka waktu dari awal mulai hujan sampai puncak hidrograf (*Time to Peak Magnitude*)
2. Jangka waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*Time Lag*)
3. Jangka waktu hidrograf (*Time Base of Hydrograph*)
4. Luas DAS (*Catchment Area*)
5. Panjang sungai utama (*Length of The Longest Channel*)
6. Koefisien pengaliran (*Run off Coeficient*)

Rumus Penunjang:

$$T_p = T_g + 0,8 t_r \dots\dots\dots(2-19)$$

$$T_{0,3} = \alpha T_g \dots\dots\dots(2-20)$$

T_g = jangka waktu antara awal mulai hujan sampai debit banjir puncak



Cara menentukan Tg:

Jika $L \geq 15$ km, maka $Tg = 0,40 + 0,058 L$(2-21)

$L < 15$ km, maka $Tg = 0,21 L^{0,7}$(2-22)

Dengan : α = parameter hidrograf

$Tr = 0,5 Tg$ sampai $1 Tg$

Rumus HSS Nakayasu:

$$Qp = \frac{c \times A \times Ro}{3,6 (0,3Tp + T0,3)} \dots\dots\dots(2-23)$$

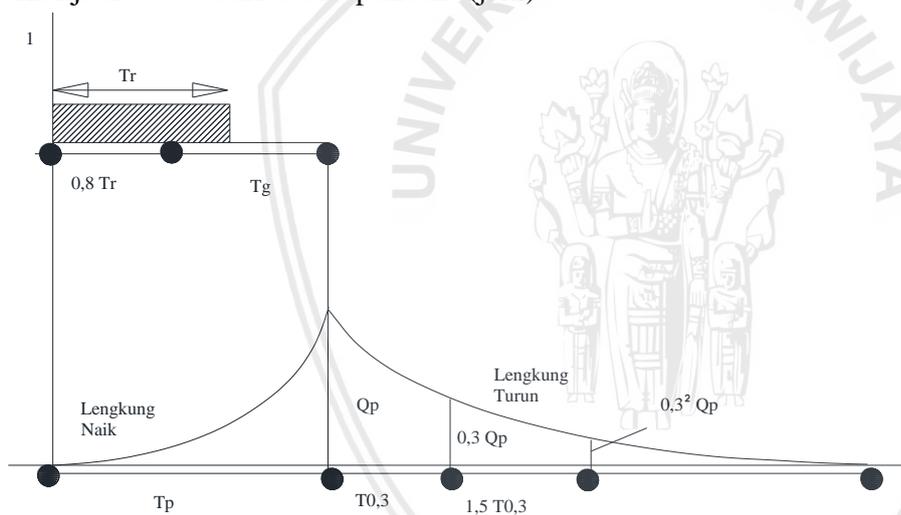
Dengan :

Qp = Debit banjir puncak (m^3/dtk)

Ro = Hujan satuan (mm)

Tp = Jangka waktu dari awal mulai hujan sampai terjadinya puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30 % dari debit puncak (jam).



Gambar 2.2 HSS Nakayasu
Sumber: Limantara (2010,p.41)

➤ Persamaan Hidrograf Satuan:

1. Pada Kurva Naik

$0 \leq t < Tp$

$$Qt = Qmaks \left(\frac{t}{Tp} \right)^{2,4} \dots\dots\dots(2-24)$$

2. Pada Kurva Turun

a. $Tp \leq t < (Tp + T_{0,3})$

$$Qt = Qmaks * 0,3^{\frac{t-Tp}{T_{0,3}}} \dots\dots\dots(2-25)$$

b. $(Tp + T_{0,3}) \leq t < (Tp + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Qt = Qmaks * 0,3^{\frac{t-Tp+T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}} \dots\dots\dots(2-26)$$

$$c. \quad t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

$$Q_t = Q_{maks} \times 0,3^{\frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}} \dots\dots\dots(2-27)$$

2.1.9. Analisa Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit selalu ada disepanjang tahun dengan risiko kegagalan tertentu. Pada umumnya debit andalan dianalisis menjadi debit rerata untuk periode 10 harian, 15 harian atau bulanan. Kemungkinan tidak terpenuhinya dapat ditetapkan 20%, 30%, atau nilai lainnya sesuai dengan kebutuhan.

1. Metode *Flow Characteristic*

Metode ini berhubungan dengan basis tahun normal, tahun kering, dan tahun basah. Metode *Flow Characteristic* cocok untuk DAS dengan fluktuasi debit maksimum dan debit minimum relatif besar dari tahun ke tahun, kebutuhan relatif tidak konstan sepanjang tahun, dan data yang tersedia cukup panjang.

2. Metode Bulan Dasar Perencanaan

Analisa ini hampir sama dengan metode *Flow Characteristic* yang dianalisa bulanan tertentu. Metode ini paling sering dipakai karena keandalan dihitung setiap bulan dari bulan Januari sampai dengan Desember sehingga lebih dapat menggambarkan keandalan pada musim kemarau dan penghujan.

2.1.10. Analisa Kebutuhan Air Irigasi

Sejumlah air irigasi yang dibutuhkan untuk mencukupi keperluan bercocok tanam pada petak-petak sawah yang ditambahkan dengan kehilangan air pada saluran irigasi.

Menghitung kebutuhan air irigasi meliputi beberapa tahap:

1. Kebutuhan Air di Sawah

Kebutuhan air di sawah (*crop water requirement*) ialah kebutuhan air yang diperlukan pada petakan sawah yang terdiri dari:

- a) Kebutuhan air untuk pengolahan lahan
- b) Kebutuhan air untuk pertumbuhan tanaman (*consumptive use*)
- c) Kebutuhan air untuk mengganti kehilangan air pada petakan-petakan sawah.

Banyaknya air yang diperlukan oleh tanaman pada suatu petak sawah dinyatakan dalam persamaan berikut:

$$NFR = ET_c + P + WLR - Re \dots\dots\dots(2-28)$$

Dengan:

NFR = Kebutuhan air di sawah (mm/hari)

ET_c = Kebutuhan air tanaman (*consumptive use*) (mm/hari)

WLR = Penggantian lapisan air (mm/hari)

P = Perkolasi (mm/hari)

Re = Curah hujan efektif (mm)

2. Kebutuhan Air untuk Penyiapan Lahan

Air yang dibutuhkan selama masa penyiapan lahan untuk menggenangi sawah hingga mengalami kejenuhan. Kebutuhan air untuk penyiapan lahan termasuk pembibitan adalah 250 mm, digunakan untuk penjenuhan 200 mm dan pada awal transplantasi akan ditambah 50 mm untuk padi, untuk tanaman ladang disarankan 50-100 mm. Waktu yang diperlukan pada masa penyiapan lahan dipengaruhi oleh jumlah tenaga kerja, hewan penghela dan peralatan yang digunakan serta faktor sosial setempat.

Tabel 2.2
Kebutuhan air irigasi selama masa 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	11,0
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: BPSDA, 2010

3. Kebutuhan Air Tanaman

Sejumlah air yang diperlukan untuk mengganti air yang hilang akibat penguapan.

Besarnya kebutuhan air tanaman dihitung berdasarkan rumus sebagai berikut:

$$ET_c = K_c \times ET_0 \dots\dots\dots(2-29)$$

Dengan:

ET_c = Evapotranspirasi tanaman (mm/hari)

ET_o = Evapotranspirasi tanaman acuan (mm/hari)

K_c = Koefisien tanaman

Harga koefisien tanaman padi dapat dilihat pada Tabel 2.3 dan untuk tanaman non padi dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.3
Harga-harga koefisien tanaman padi

Bulan	Nedeco/Prosida		F A O	
	Varietas ²⁾	Varietas ³⁾	Varietas	Varietas
	Biasa	Unggul	Biasa	Unggul
0,5	1,20	1,20	1,10	1,10
1,0	1,20	1,27	1,10	1,10
1,5	1,32	1,33	1,10	1,05
2,0	1,40	1,30	1,10	1,05
2,5	1,35	1,30	1,10	0,95
3,0	1,24	0,00	1,09	0,00
3,5	1,12		0,95	

Sumber: BPSDA, 2010

Tabel 2.4
Harga-harga evapotranspirasi

Jenis	Jangka Tumbuh ½ Bulan Hari																
		No.															
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
Kedelai	85	0,5	0,75	1,0	1	0,82	0,45										
Jagung	80	0,5	0,59	0,96	1,05	1,02	0,95										
Kacang Tanah	130	0,5	0,51	0,66	0,85	0,95	0,95	1	0,55	0,55							
Bawang	70	0,5	0,51	0,69	0,9	0,95											
Buncis	75	0,5	0,64	0,89	0,95	0,88											
Kapas	195	0,5	0,5	0,58	0,75	0,91	1,04	1,1	1,05	1,1	0,8	0,7	0,65	0,65			

Sumber: BPSDA, 2010

4. Penggantian Lapisan Air

Penggantian lapisan air dilakukan sebanyak dua kali sebanyak 50 mm pada setiap kali penggantian (atau 3,3 mm/hari selama ½ bulan) selama sebulan dan dua bulan setelah transplantasi.

5. Perkolasi

Perkolasi adalah gerakan air ke bawah dari kondisi tidak jenuh ke kondisi jenuh.

Kecepatan perkolasi lahan dipengaruhi oleh beberapa faktor antara lain:

- Tekstur tanah
- Permeabilitas tanah

Kecepatan perkolasi normal sesudah dilakukan penggenangan berkisar antara 1-3 mm/hari. Untuk perhitungan kebutuhan air laju perkolasi diambil harga standar 2 mm/hari.

2.1.11. Neraca Air

Neraca air (*water balance*) merupakan perbandingan antara masukan dan keluaran air disuatu tempat pada periode tertentu sehingga dapat untuk mengetahui air tersebut kelebihan (*surplus*) ataupun kekurangan (*deficit*) (Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2010). Pada laporan ini neraca air digunakan untuk mengetahui perbandingan antara jumlah kebutuhan air tanaman dengan debit yang tersedia (debit andalan).

2.2. Analisa Hidrolika

2.2.1. Kekekalan Energi

Jumlah energi dari setiap aliran yang melalui suatu penampang saluran dapat dinyatakan sebagai jumlah tinggi air setara dengan jumlah dari ketinggian di atas bidang persamaan, tinggi tekan dan tinggi kecepatan (Chow, 1997, p.35). Persamaan kekekalan energi dinyatakan sebagai berikut:

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (2-30)$$

Dengan:

H = Tinggi energi (m)

z = Tinggi di atas bidang persamaan (m)

d = kedalaman muka air diukur sepanjang penampang saluran (m)

$\frac{v^2}{2g}$ = tinggi kecepatan (m)

θ = sudut kemiringan dasar saluran ($^{\circ}$)

α = Koefisien *coriolis*

Menurut prinsip kekekalan energi, jumlah tinggi energi pada penampang di hulu akan sama dengan jumlah tinggi energi pada penampang di hilir akan sama dengan tinggi h_f di antara kedua penampang atau dinyatakan dengan persamaan:

$$z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha \frac{v_2^2}{2g} + h_f \dots \dots \dots (2-31)$$

2.2.2. Energi Spesifik

Energi spesifik dalam suatu penampang saluran dinyatakan sebagai energi air setiap pon pada setiap penampang saluran diperhitungkan terhadap dasar saluran. Oleh karena itu, untuk $z=0$, dengan saluran yang kemiringannya kecil dan $\alpha=1$, maka energi spesifik menjadi:

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (2-32)$$

Dengan:

- E = energi spesifik (m)
- y = kedalaman aliran (m)
- v = kecepatan aliran (m/dt)
- g = percepatan gravitasi (m/dt²)
- Q = Debit aliran (m³/dt)
- A = Luas penampang basah (m²)

Kedalaman aliran dimana energi spesifik menjadi suatu harga minimum untuk debit yang ditentukan dinamakan kedalaman kritis y_c (*critical depth*), nilai E_{min} terjadi pada saat:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{D}{2} \text{ atau } \frac{v^2}{g \cdot D} = 1 \text{ atau } \frac{v}{\sqrt{g \cdot D}} = Fr = 1 \dots \dots \dots (2-33)$$

2.3. Analisa Hidraulika pada Bendung

2.3.1. Analisa pada Bendung

Desain bangunan menggunakan tipe bendung tetap sebagai bangunan irigasi dengan dasar perhitungan teoritis dari Kriteria Perencanaan Irigasi.

2.3.2. Lebar Efektif Bendung

Lebar efektif pelimpah bendung (B_e) bisa dihubungkan dengan lebar pelimpah yang sebenarnya (B), yaitu jarak antara pangkal pelimpah dan atau tiang pancang, dengan persamaan sebagai berikut:

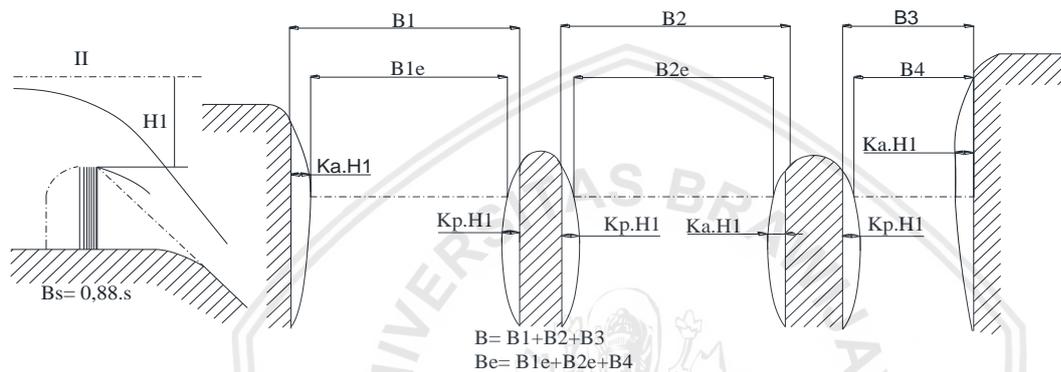
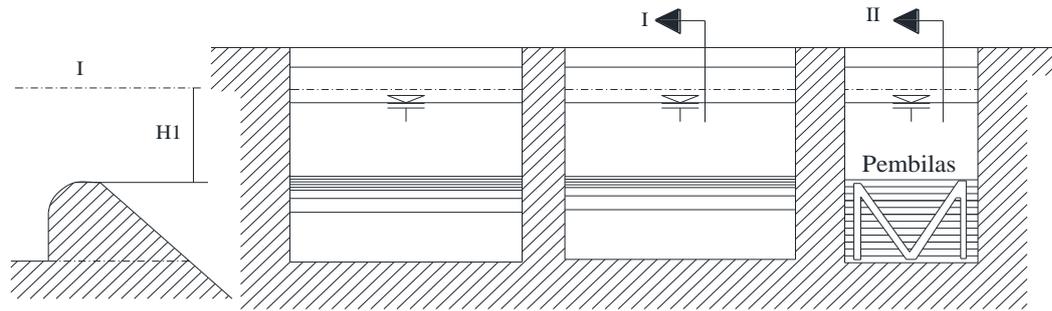
$$B_e = B - 2(nK_p + K_a)H_d \dots \dots \dots (2-34)$$

Dengan:

- N = Jumlah pilar
- Kp = Koefisien kontraksi pilar

K_a = Koefisien kontraksi pangkal pelimpah

H_d = Tinggi energi (m)



Gambar 2.3 Lebar Efektif Bendung

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.92)

Tabel 2.5

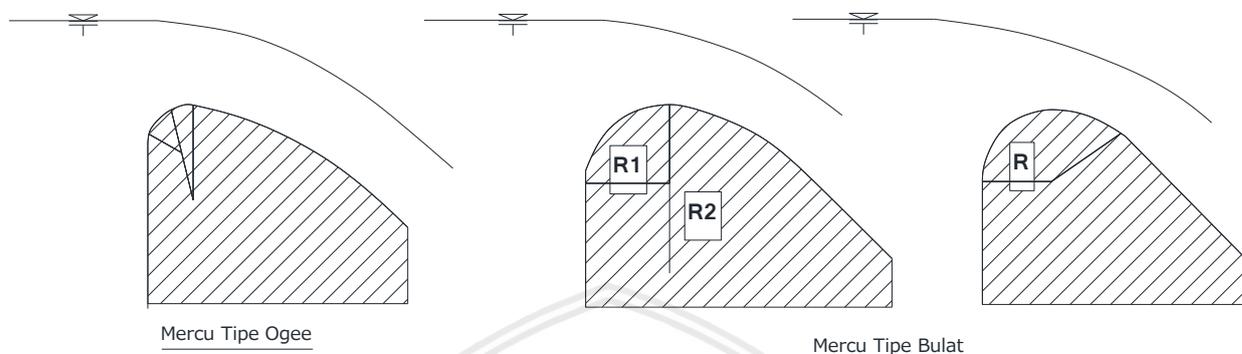
Harga-harga koefisien kontraksi

	K_p
1 Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan 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
	K_a
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: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.93)

2.3.3. Bentuk Mercu Bendung

Pada umumnya di Indonesia sering digunakan dua tipe mercu untuk pelimpah yaitu tipe ogee dan tipe bulat. Kedua tipe tersebut dapat dipakai untuk jenis konstruksi beton maupun pasangan batu.



Gambar 2.4 Bentuk – bentuk mercu bendung

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.94)

Bentuk mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar. Dimana pada sungai 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 pada mercu.

$$Q = 2/3 \times C_d \times b \times h_1^{1.5} \times \sqrt{(2/3 * g)} \dots\dots\dots(2-35)$$

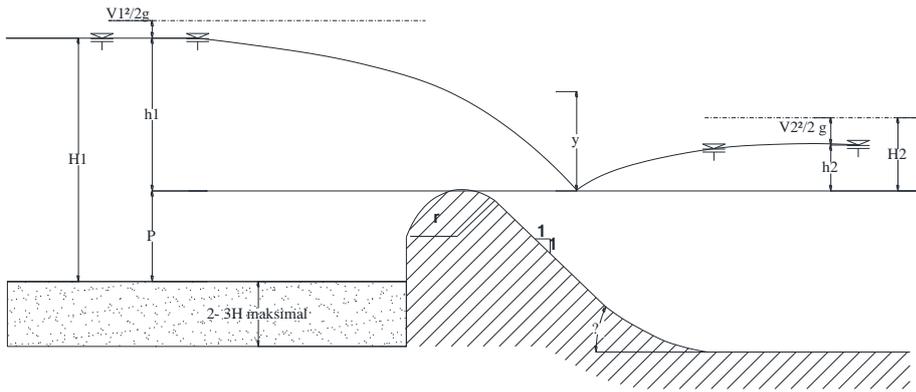
Dengan:

- Q = debit banjir
- Cd = koefisien debit (Cd = C₀×C₁×C₂)
- G = percepatan gravitasi (9,8 m/dt²)
- b = lebar mercu
- H_d = tinggi energi diatas ambang

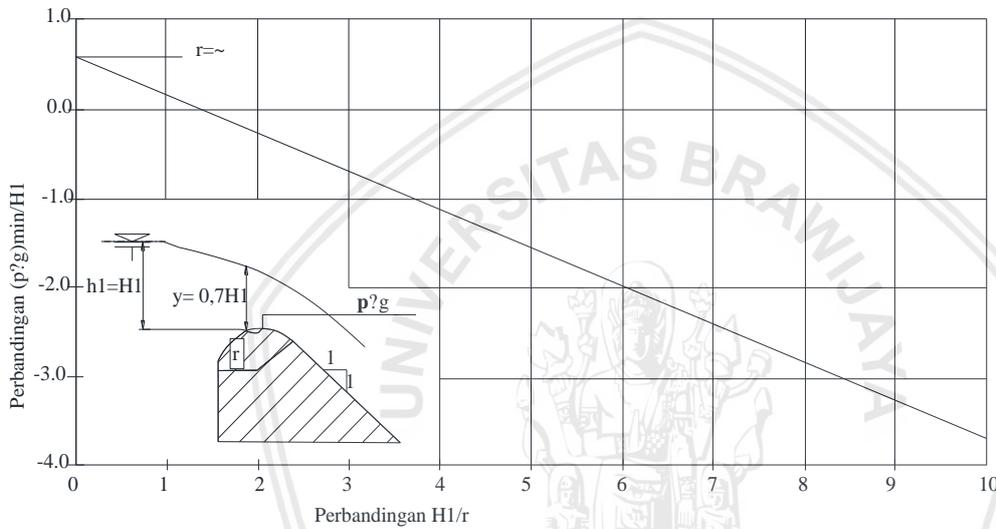
Koefisien debit Cd adalah hasil dari:

- C₀ yang merupakan fungsi H₁/r
- C₁ yang merupakan fungsi p/H₁
- C₂ yang merupakan fungsi p/H₁ dan kemiringan muka hulu pelimpah

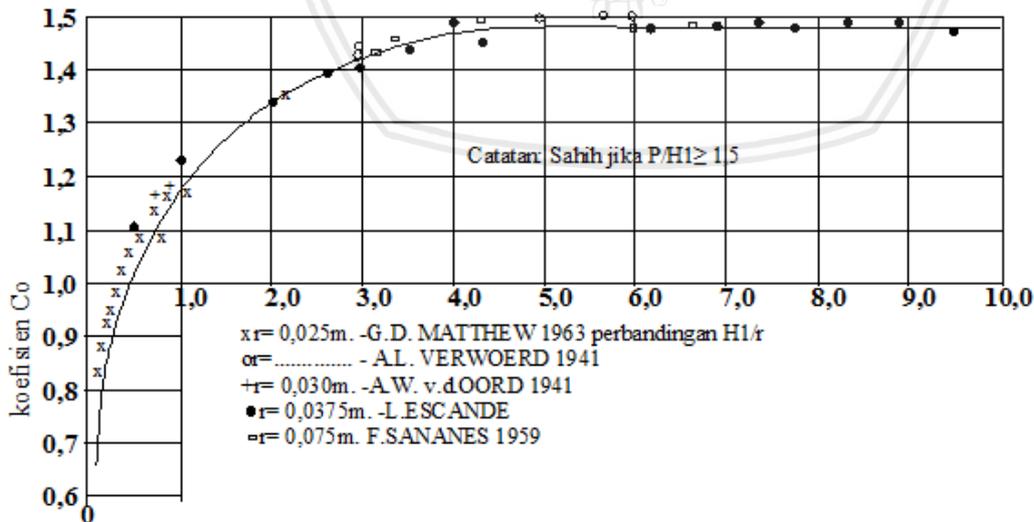
C₀ mempunyai harga maksimum 1,49 jika H₁/r >5, seperti gambar 2.5 berikut.



Gambar 2.5. Bendung dengan mercu bulat
 Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.96)

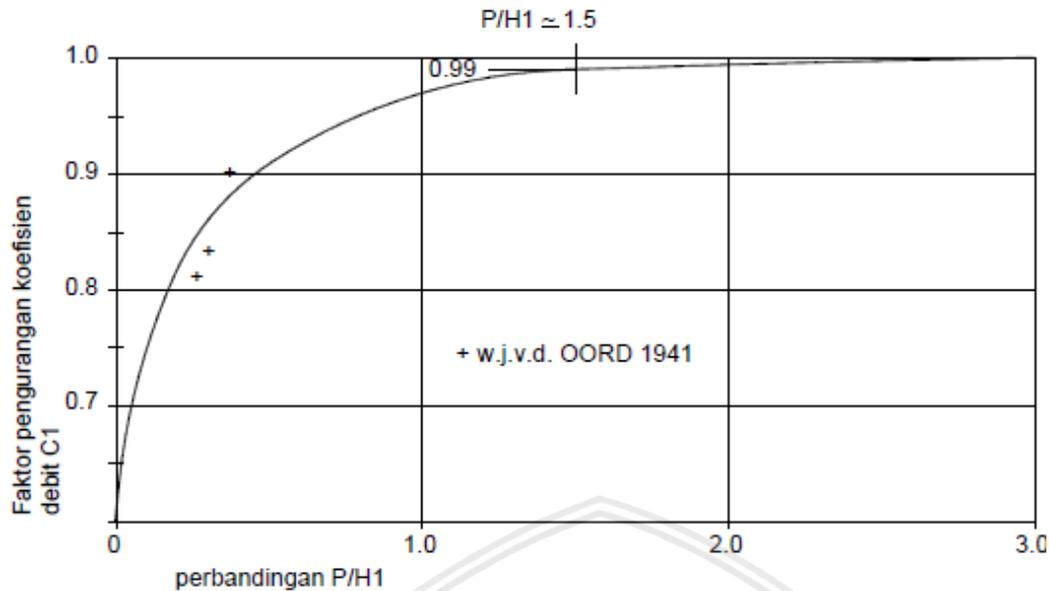


Gambar 2.6 Tekanan pada mercu bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r
 Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.96)



Gambar 2.7 Angka-angka koefisien C_0 untuk pelimpah mercu bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.97)

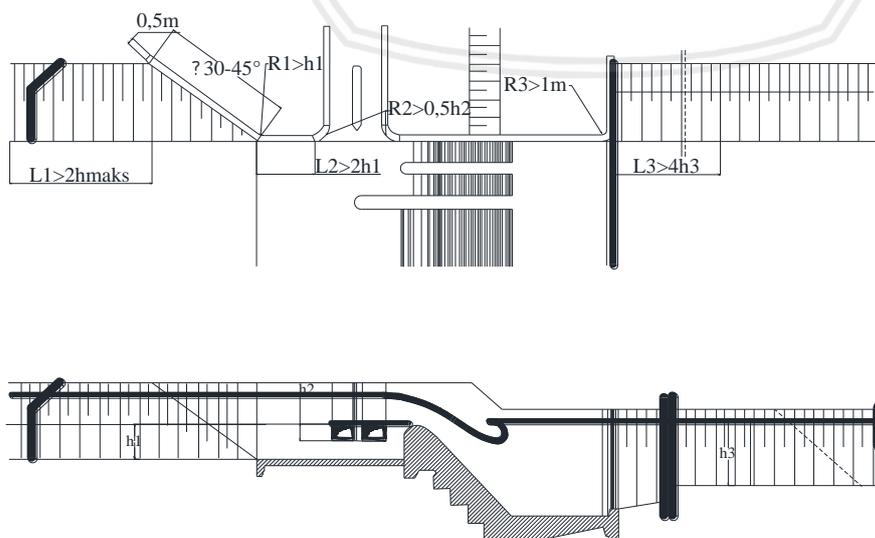


Gambar 2.8 Angka-angka Koefisien C_1 sebagai fungsi perbandingan P/H_1
 Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.97)

1. Pangkal Bendung (*Abutment*)

Pangkal bendung untuk menghubungkan bendung dengan tanggul sungai dan tanggul banjir. Pangkal bendung harus mengarahkan aliran air dengan tenang disepanjang permukaannya dan tidak menimbulkan turbulensi.

Elevasi pangkal bendung disisi hulu bendung sebaiknya lebih tinggi daripada elevasi air (yang terbendung) selama terjadi debit rencana. Tinggi jagaan yang harus diberikan adalah 0,75 m sampai dengan 1,50 m, tergantung kepada grafik debit dilokasi rencana. Untuk grafik datar digunakan 0,75 m akan cukup, sedang untuk grafik curam akan diperlukan 1,50 m untuk memberikan tingkat keamanan yang sama.



Gambar 2.9 Pangkal Bendung

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.106)

2.3.4. Tinggi Muka Air diatas Bendung dan Tubuh Bendung

Tinggi muka air di atas bendung diukur sedikit agak ke hulu, yaitu sebelum air berubah bentuk mengikuti bentuk lengkung pelimpah.

Loncatan hidrolis terjadi karena perubahan kecepatan air dari kecepatan rendah ke kecepatan tinggi dan kecepatan tinggi ke kecepatan rendah. Atau bisa disimpulkan bahwa loncatan hidrolis terjadi karena perubahan percepatan aliran.

Tinggi loncatan hidrolis bergantung kepada kecepatan dan banyaknya air yang meloncat. Loncatan hidrolis harus diperhitungkan agar kedalaman air di hilir tidak kurang dari kedalaman konjugasi, karena loncatan akan bergerak menuju hilir sehingga loncatan akan menghantam bagian sungai yang tidak dilindungi umumnya menyebabkan penggerusan yang luas.

Langkah perhitungan profil muka aliran:

1. Menentukan nilai Z
2. Secara coba-coba diperoleh nilai Y_z
3. Menghitung nilai V_z dan F_z
4. Menentukan elevasi lereng bendung
5. Menghitung elevasi muka air

Rumus perhitungan:

- Perhitungan Y_z

$$2g(z + He - Y_z)^{\frac{1}{2}} - \frac{Q}{B.Y_z} \dots\dots\dots(2-36)$$

- Perhitungan V_z

$$V_z = \frac{Q}{B_e.Y_z} \dots\dots\dots(2-37)$$

- Perhitungan F_z

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{9,81.Y_z}} \dots\dots\dots(2-38)$$

2.3.5. Kolam Olak atau Peredam Energi

Peninggian muka air karena adanya pembendungan mengakibatkan adanya perbedaan tinggi energi (*head*) antara hulu dengan hilir bendung, apabila air dari hulu melintas di atas bendung maka akan mempunyai energi yang besar sehingga kecepatan aliran yang melintas akan menjadi semakin besar. Oleh karena itu aliran yang mengalir pada permukaan bendung yang miring dalam keadaan superkritis sedangkan kondisi aliran

dibagian hilir yang landai adalah subkritis. Perubahan aliran dari superkritis ke subkritis menyebabkan menjadikan loncatan hidraulik (Raju, 1986). Akibatnya loncatan hidraulik ini sering menimbulkan gulungan ombak atau pusaran (*vortex*) yang bisa menyebabkan gerusan pada dasar saluran, terutama bagian hilir yang tidak diberi perlindungan.

Dengan peristiwa loncatan air di hilir bendung, dapat mengurangi energi aliran. Dengan adanya loncatan air maka diperlukan kolam olakan yang dapat melindungi dasar sungai. Kolam olakan adalah bangunan yang difungsikan sebagai peredam energi yang terdapat dalam aliran dengan memfungsikan loncatan hidrolis dari suatu aliran yang berkecepatan tinggi.

Kecepatan (V_1) awal loncatan dapat ditemukan dari:

$$V_1 = \sqrt{2g(0,5H_1 + Z)} \dots \dots \dots (2-39)$$

Dengan:

V_1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/dt²)

H_1 = tinggi energi di atas ambang (m)

Z = tinggi jatuh (m)

Dengan $q = v_1 y_1$, dan rumus untuk kedalaman konjugasi dalam loncat air adalah :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0,5 * \left(\sqrt{(1 + 8 * Fr^2)} \right) - 1 \dots \dots \dots (2-40)$$

Dengan:

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gY_u}} \dots \dots \dots (2-41)$$

Dengan:

Y_2 = kedalaman air di atas ambang ujung (m)

Y_u = kedalaman air diawal loncat (m)

Fr = bilangan Froude

V_1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,81 m.dt²)

Kedalaman konjugasi untuk setiap q dapat ditemukan. Untuk menjaga agar loncatan tetap dekat dengan muka miring bendung dan di atas lantai, maka lantai harus diturunkan hingga kedalam air hilir sekurang-kurangnya sama dengan kedalaman konjugasi.

Panjang peredam energi biasanya kurang dari panjang bebas loncatan tersebut dikarenakan adanya ambang ujung (*end sill*). Ambang yang berfungsi untuk memantapkan aliran ini umumnya ditempatkan pada jarak :

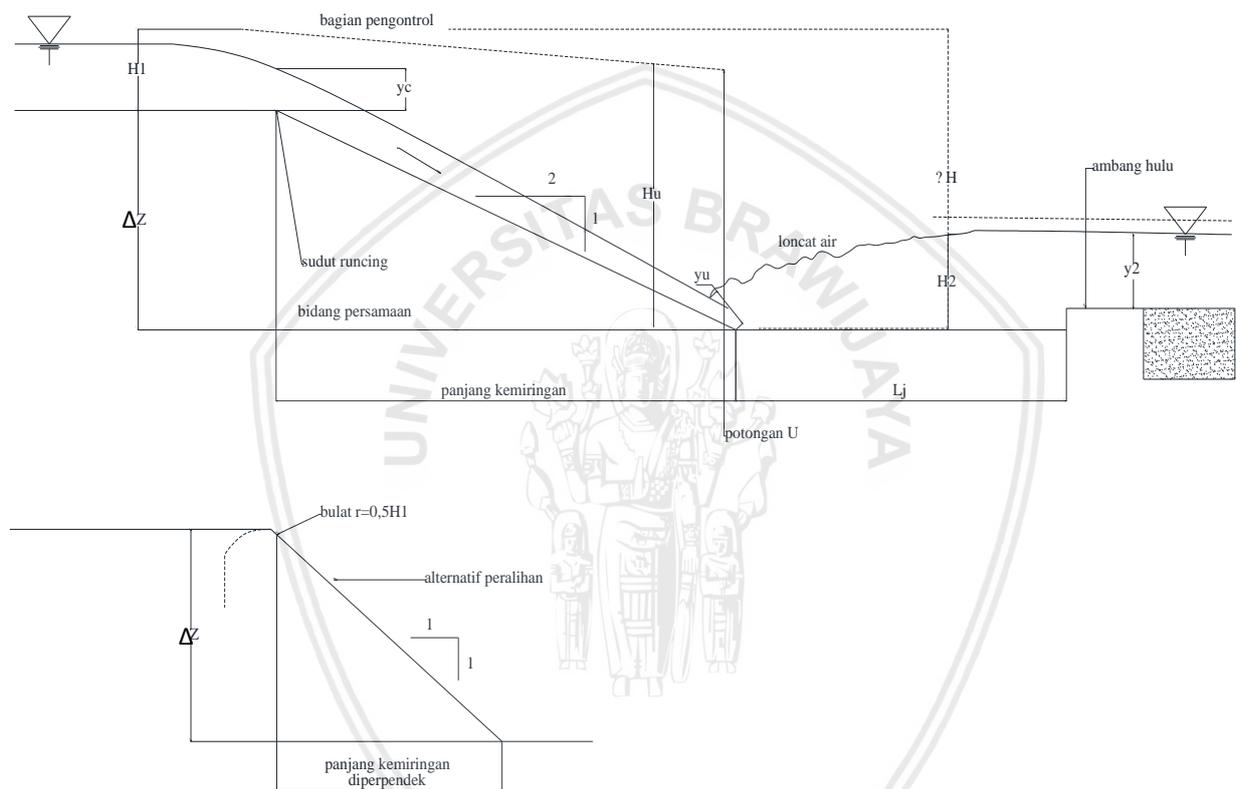
$$L_s = 5(n + y_2) \dots \dots \dots (2-42)$$

Dengan:

L_j = panjang kolam (m)

n = tinggi *end sill* (m)

y_2 = kedalaman air di atas *end sill* (m)



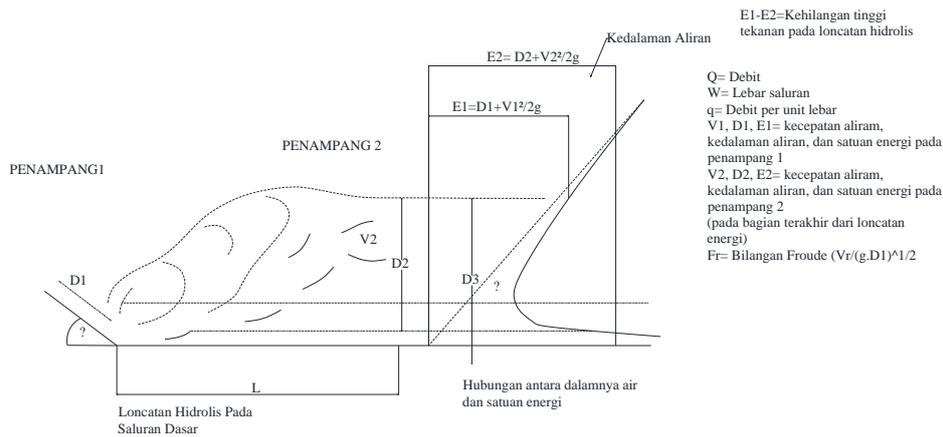
Gambar 2.10 Parameter-parameter loncat air

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.112)

Macam-macam Peredam Energi

- **USBR Tipe I**

Syarat : Bilangan Froude (Fr) < 4,5



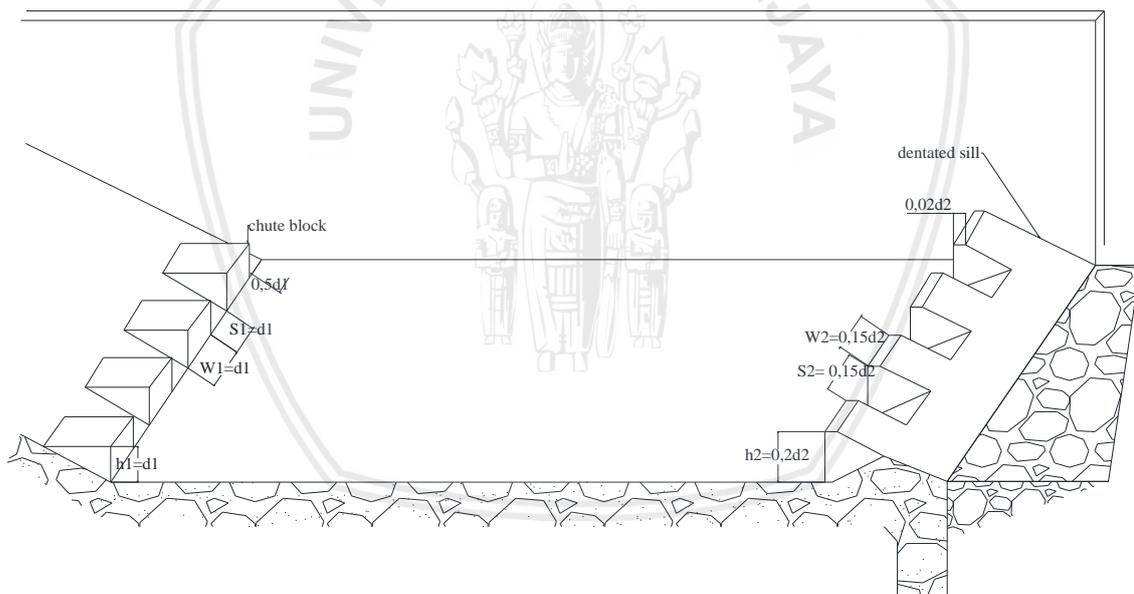
Gambar 2.11 Peredam Energi USBR Tipe I

Sumber: Chow (1997, p.418)

▪ USBR Tipe II

Syarat :

1. Debit persatuan lebar $(q) > 45 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$
2. Bilangan Froude $(Fr) > 4,5$



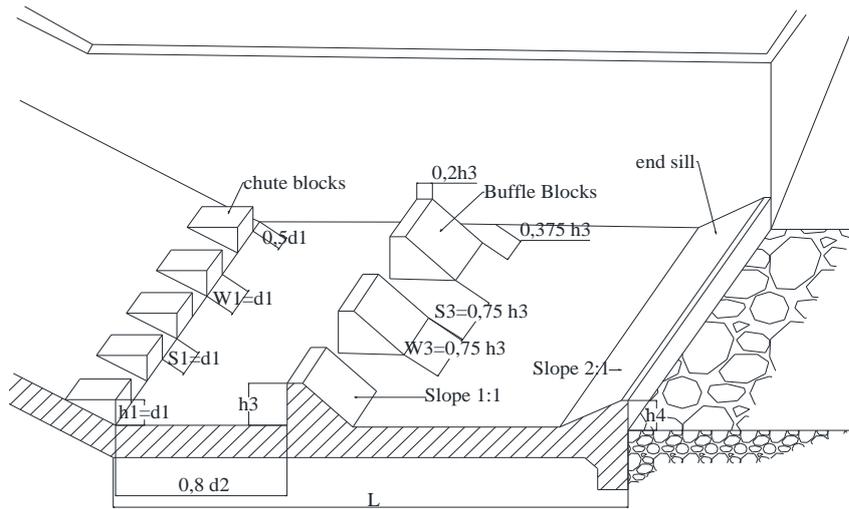
Gambar 2.12 Peredam Energi USBR Tipe II

Sumber: Chow (1997, p.419)

▪ USBR Tipe III

Syarat :

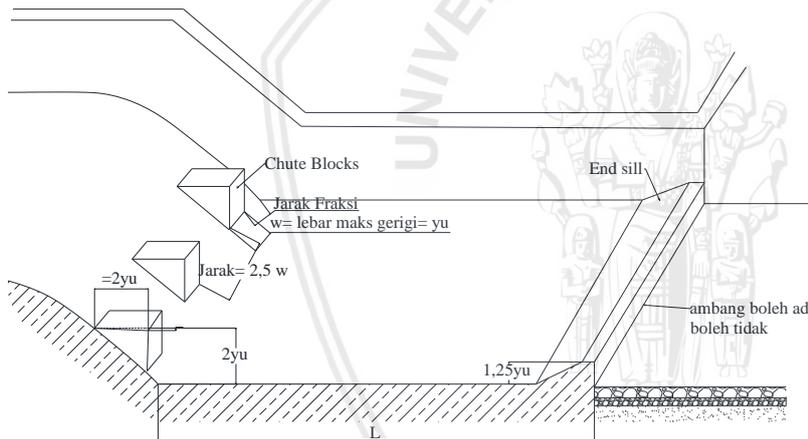
1. Debit persatuan lebar $(q) < 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$
2. Bilangan Froude $(Fr) > 4,5$



Gambar 2.13 Peredam Energi USBR Tipe III
 Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.166)

▪ **USBR Tipe IV**

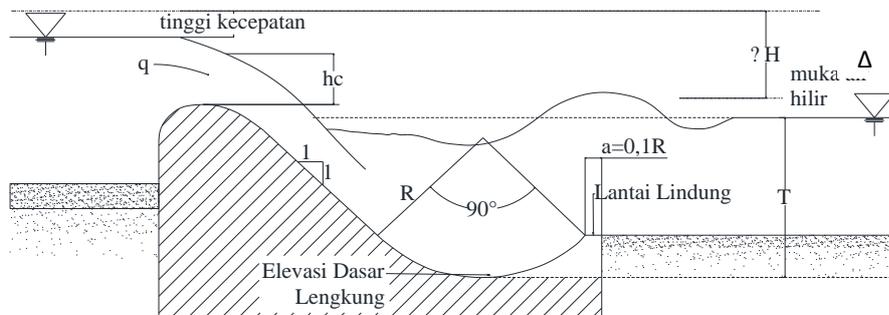
Syarat : Bilangan Froude (Fr) 2,5 – 4,5



Gambar 2.14 Peredam Energi USBR Tipe IV
 Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.165)

▪ **Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam**

Syarat : Kedalaman hilir sangat besar dibanding kedalaman normal hilir



Gambar 2.15 Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam
 Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.115)

▪ **Peredam Energi Tipe Vlugter**

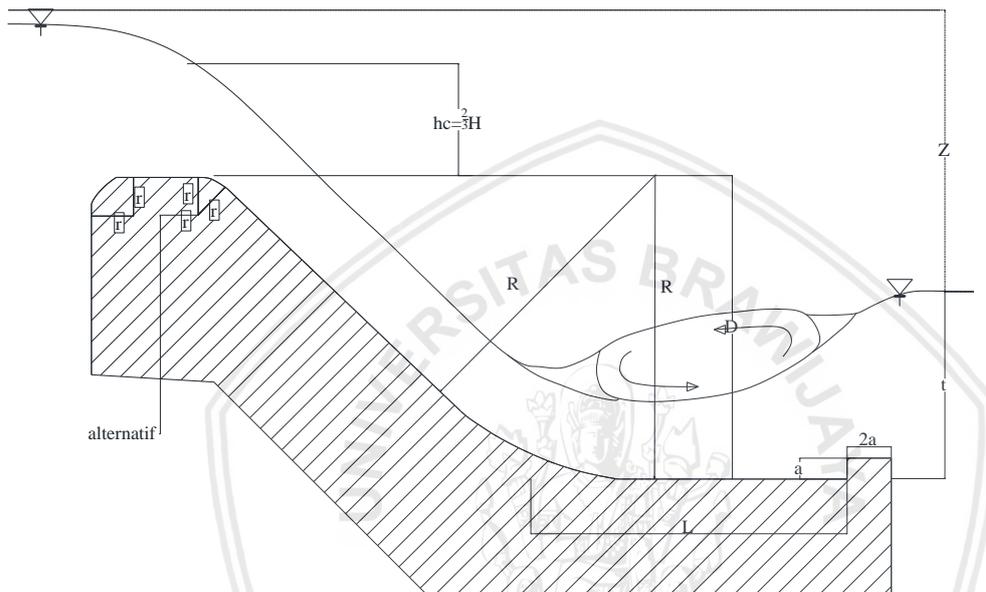
$$\text{Syarat : } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(2-43)$$

Keterangan :

h_c = kedalaman air kritis (m)

q = debit per lebar satuan (m^2/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)



Gambar 2.16 Peredam Energi Tipe Vlugter

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2010,p.119)

2.3.6. Perhitungan Dimensi Pintu Penguras Bendung Dengan *Undersluice*

Dimensi *undersluice* ditentukan berdasarkan ketentuan – ketentuan sebagai berikut:

1. Lubang *Undersluice*

- Tinggi lubang *undersluice* (D) harus lebih tinggi dibanding tinggi Bergeraknya “*bed load transport*” dengan suatu angka keamanan untuk mengakomodasi loncatan – loncatan *bed load transport* akibat turbulensi.
- Agar *undersluice* dapat menyedot sebagian besar *suspended load*, maka tinggi mulut *undersluice* diambil 1/4 atau 1/3 tinggi air (h) diatas dasar *undersluice*.
- Tinggi lubang *undersluice* tidak boleh lebih kecil dari 1,00 m dengan alasan untuk pelaksanaan konstruksi.
- Kecepatan aliran harus dibatasi dan maksimum tergantung kepada daya tahan material dasar dan dinding *undersluice* terhadap abrasi.

- Tinggi dan lebar lubang sedemikian rupa sehingga kecepatan air di semua penampang melintang lubang *undersluice* dapat menghanyutkan butiran-butiran kerikil yang masuk ke saluran *undersluice*.

2. Kecepatan Aliran di Bawah Pintu Penguras Undersluice

$$\text{Kecepatan aliran : } V_{up} = \mu \sqrt{2g^*(k+z)} \dots \dots \dots (2-44)$$

Keterangan:

V_{up} = kecepatan aliran di *undersluice* di bawah pintu (m/dt)

z_1 = perbedaan elevasi permukaan air di hulu dan di hilir *undersluice* (m)

k = koefisien pengaliran di *undersluice* karena sempurna dan tidak sempurnanya pengaliran pada bendung (keadaan sempurna $k = 1$)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

a = tinggi bukaan pintu

D = tinggi lubang *undersluice* (m)

μ = koefisien kontraksi (0,80)

Kecepatan aliran di dalam *undersluice* di bawah pintu penguras pada keadaan :

- Elevasi air di hulu bendung setinggi mercu
- Pengaliran dalam keadaan sempurna dan air di hilir bendung setinggi bagian bawah plat *undersluice*

$$V_{up} = \mu \sqrt{2g^*(k+z)} \dots \dots \dots (2-45)$$

3. Dimensi Saluran *Undersluice*

- Dimensi saluran *undersluice* diambil sama dengan dimensi saluran *undersluice existing* dengan maksud untuk dapat memanfaatkan pintu *undersluice* dan pintu penguras bendung yang ada.

- Ukuran saluran *undersluice* meliputi :

- Tinggi saluran *undersluice*.
- Lebar saluran *undersluice*.
- Pintu penguras *undersluice*.
- Pintu penguras bendung.

4. Kecepatan Aliran Pada Sistem *Undersluice*

2.4. Dasar Pembebanan Pada Bendung

Dalam perencanaan konstruksi suatu bangunan, analisa stabilitas selalu diperhitungkan. Kontrol-kontrol stabilitas selalu diperhitungkan terhadap:

1. Stabilitas terhadap guling
2. Stabilitas terhadap geser
3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Pada perhitungannya, stabilitas bendung ditinjau dalam keadaan:

- Kondisi air kosong, tanpa sedimen, tanpa gempa
- Kondisi air kosong, tanpa sedimen, dengan gempa
- Kondisi air normal, sedimen penuh, tanpa gempa
- Kondisi air normal, sedimen penuh, dengan gempa
- Kondisi air banjir, sedimen penuh

Analisa pembebanan dalam analisis stabilitas bangunan pelimpah atau bendung didasarkan pada kombinasi berbagai gaya yang bekerja pada bangunan tersebut.

2.4.1. Tekanan air

1. Tekanan Air Statis

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \dots\dots\dots (2-46)$$

$$Y_w = \frac{1}{3} \cdot H \dots\dots\dots (2-47)$$

Keterangan:

P_w = Tekanan air statis (t)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

H = Kedalaman air (m)

Y_w = jarak gaya dari dasar (m)

2. Tekanan Air Dinamis

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot H^2 \dots\dots\dots (2-48)$$

$$Y_d = \frac{2}{5} \cdot H \dots\dots\dots (2-49)$$

Keterangan:

P_d = tekanan air dinamis (t)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

K_h = koefisien gempa

H = tinggi bendung (m)

Y_d = jarak gaya dari dasar (m)

3. Tekanan Sedimen

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot C_s \cdot H^2 \dots\dots\dots (2-50)$$

Keterangan:

Ps = tekanan sedimen (t)

 γ_{sat} = berat jenis tanah keadaan jenuh (t/m^3)

Cs = koefisien tekan tanah

H = tinggi sedimen (m)

4. Berat Air di Atas Bendung

$$W_w = V \times \gamma_w \dots\dots\dots (2-51)$$

Keterangan:

Ww = Volume berat air (t)

 γ_w = berat jenis air (t/m^3)V = Volume air (m^3)**2.4.2. Gaya Vertikal Akibat Berat Konstruksi**

Gaya akibat konstruksi adalah gaya-gaya yang bekerja vertikal ke bawah dimana garis kerjanya melewati titik berat konstruksi tersebut. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$W = W_1 + W_2 + W_3 + \dots + W_n \dots\dots\dots (2-52)$$

$$W_n = V \cdot \gamma_b \dots\dots\dots (2-53)$$

Keterangan:

W = Volume berat sendiri bangunan (t)

V = Volume bangunan (m^3) γ_b = berat jenis bahan bangunan (t/m^3)

Wn = berat bangunan masing-masing pias (t)

2.4.3. Tekanan Tanah

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a \text{ (tanah aktif)} \dots\dots\dots (2-54)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p \text{ (tanah pasif)} \dots\dots\dots (2-55)$$

Keterangan:

Pa = Tekanan tanah aktif (t)

Pp = tekanan tanah pasif (t)

 γ_t = berat jenis tanah (t/m^3)

H = Tinggi tanah (m)

Ka = koefisien tekanan tanah aktif

$$= \frac{1 - \sin\theta}{1 + \sin\theta} \dots \dots \dots (2-56)$$

Kp = Koefisien tekanan tanah pasif

$$= \frac{1}{Ka} \dots \dots \dots (2-57)$$

θ = sudut geser dalam tanah ($^{\circ}$)

2.4.4. Gaya Akibat Pengaruh Gempa

$$We = W \times Kh \dots \dots \dots (2-58)$$

Keterangan:

We = gaya akibat pengaruh gempa

W = berat sendiri

Kh = Koefisien gempa

2.4.5. Gaya Tekanan Air Pori (*Up Lift*)

Gaya tekan air pori merupakan gaya air di bawah dasar atau pondasi bangunan yang bergerak vertikal ke atas. Untuk menghitung besarnya gaya tekan ke atas akibat tekanan pori digunakan persamaan:

$$Px = \left[Hx - \left[\frac{Lx}{L} \right] \cdot \Delta H \right] \gamma_w \dots \dots \dots (2-59)$$

Keterangan:

Px = tekanan angkat pada titik tinjau (t/m^2)

γ_w = berat jenis tanah (t/m^3)

ΔH = Beda tinggi energi (m)

Hx = Tinggi energi pada titik tinjau (m)

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

2.5. Analisa Stabilitas

Dalam perencanaan konstruksi bangunan air, faktor keamanan harus diperhitungkan. Untuk mengetahui keamanan tubuh bendung harus diadakan cek stabilitas. Di dalam analisa stabilitas dilakukan kontrol terhadap gaya guling, geser dan daya dukung tanah.

- Stabilitas terhadap guling

- ☆ Keadaan Normal

$$SF = M_T / M_G > 1,5 \dots \dots \dots (2-60)$$

- ☆ Keadaan Gempa

$$SF = M_T / M_G > 1,25 \dots \dots \dots (2-61)$$

Keterangan: SF = angka keamanan

M_T = momen tahan

M_G = momen guling

- Stabilitas terhadap geser

- Keadaan Normal

$$Sf = (f \cdot \sum V) / \sum H > 1,5 \dots \dots \dots (2-62)$$

- Keadaan Gempa

$$Sf = (f \cdot \sum V) / \sum H > 1,25 \dots \dots \dots (2-63)$$

dimana: f = koefisien geser ($\text{tg } \phi$)

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal

$\sum H$ = jumlah gaya horisontal

- Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah

- Apabila:

$$e = |(\sum M / \sum V) - (L/2)| < L/6 \dots \dots \dots (2-64)$$

maka :

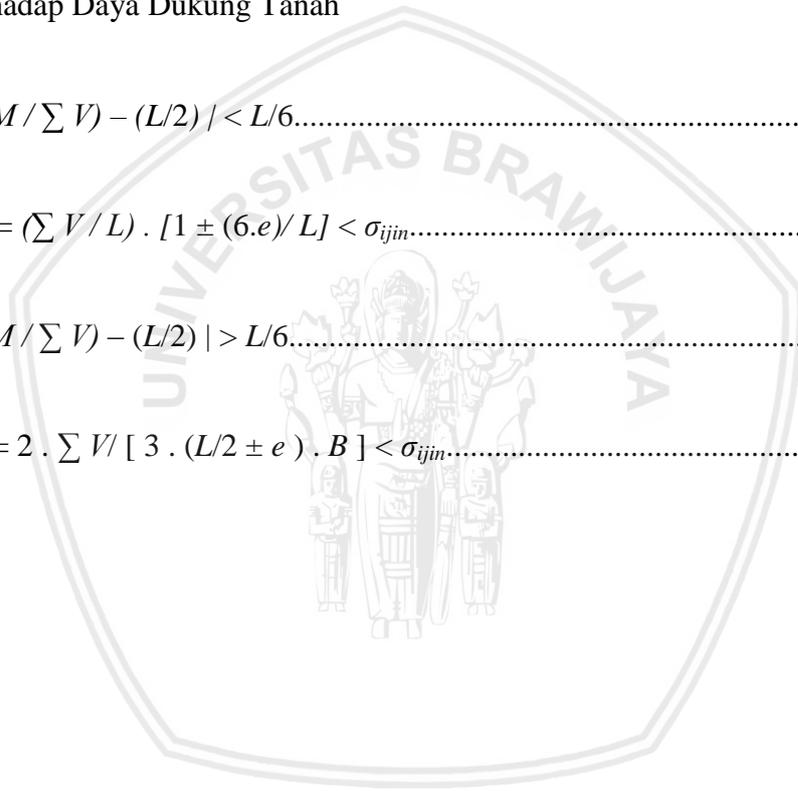
$$\sigma_{\max / \min} = (\sum V / L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / L] < \sigma_{ijin} \dots \dots \dots (2-65)$$

- Apabila:

$$e = |(\sum M / \sum V) - (L/2)| > L/6 \dots \dots \dots (2-66)$$

maka:

$$\sigma_{\max / \min} = 2 \cdot \sum V / [3 \cdot (L/2 \pm e) \cdot B] < \sigma_{ijin} \dots \dots \dots (2-67)$$



BAB III

METODOLOGI

3.1. Lokasi Studi

3.1.1. Kondisi Topografi

Secara topografi, DAS Rambut terletak disebelah selatan yang dibatasi dengan daerah Pegunungan Slamet, disebelah timur masuk wilayah Kabupaten Pemalang dan disebelah barat masuk wilayah Kabupaten Tegal. Sungai Rambut sendiri bermuara di Laut Jawa. Sungai Rambut terletak pada $7^{\circ}13'50''$ LS – $6^{\circ}52'15''$ LS dan $109^{\circ}06'08''$ BT - $106^{\circ}18'55''$ BT.

Kondisi Daerah Aliran Sungai (DAS) Rambut cukup beraneka ragam, mulai wilayah yang kurang baik sampai baik. Bentuk dari DAS Rambut pipih memanjang dengan anak-anak sungai cenderung banyak tetapi pendek.



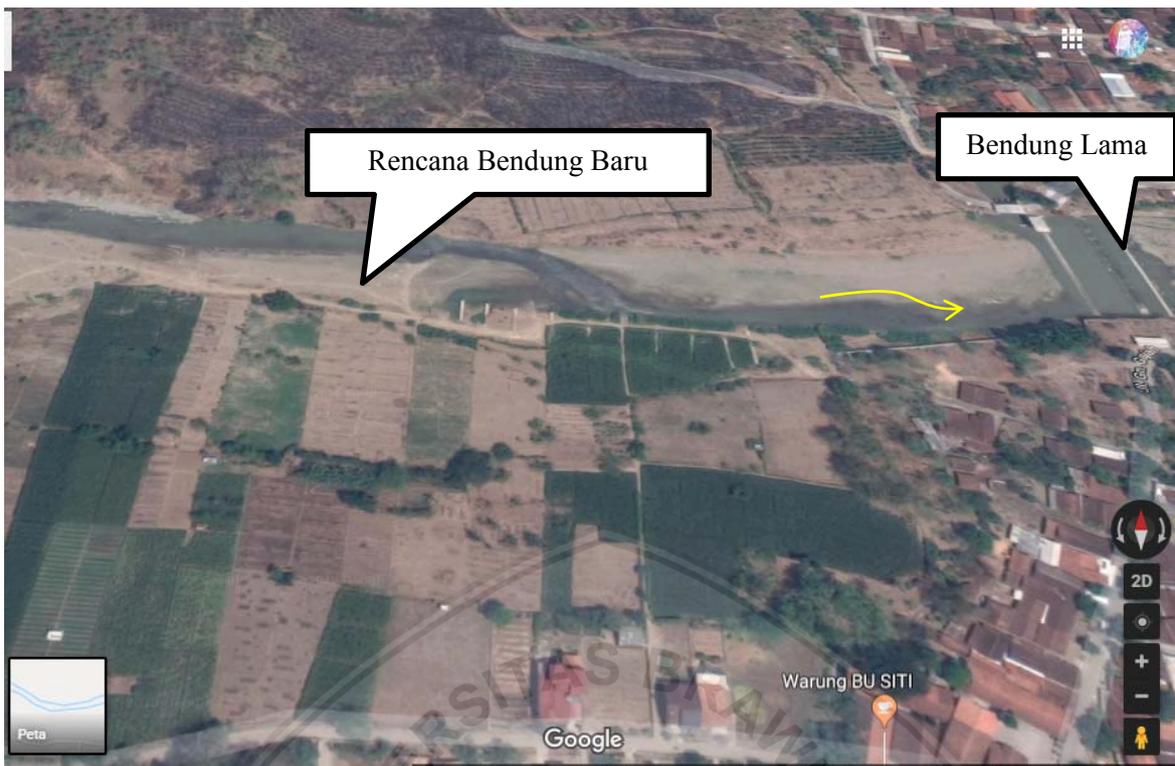
Gambar 3.1 Situasi Bendung Ciperu, Tampak dari Foto Udara
Sumber: Google Earth



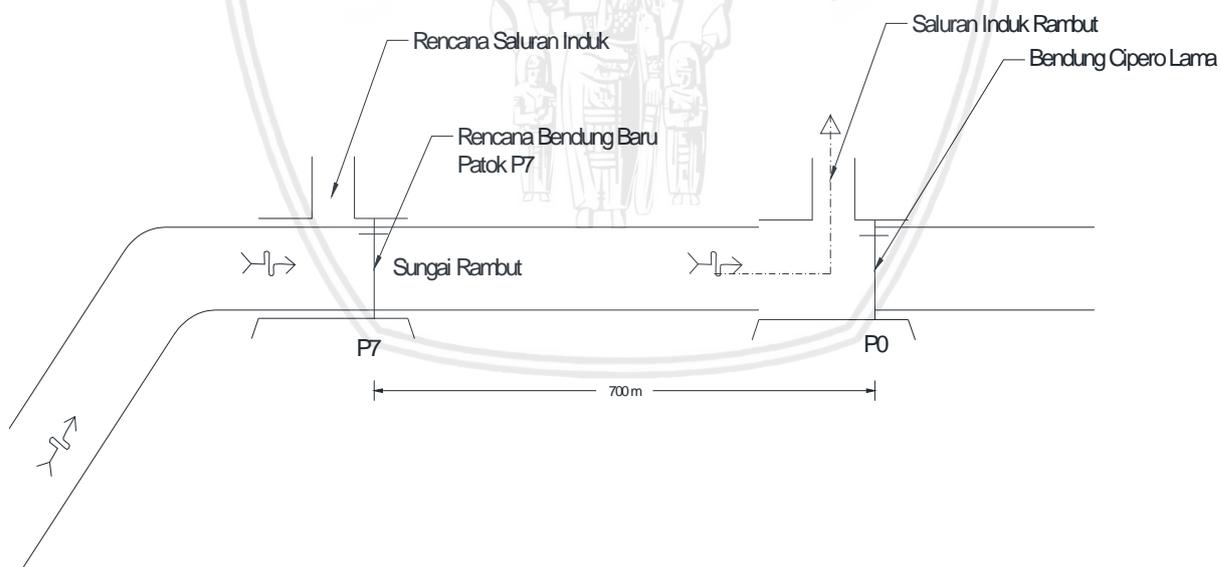
Gambar 3.2. Situasi Bendung Cipro Tahun 2015
Sumber: Dokumen Hasil Survei



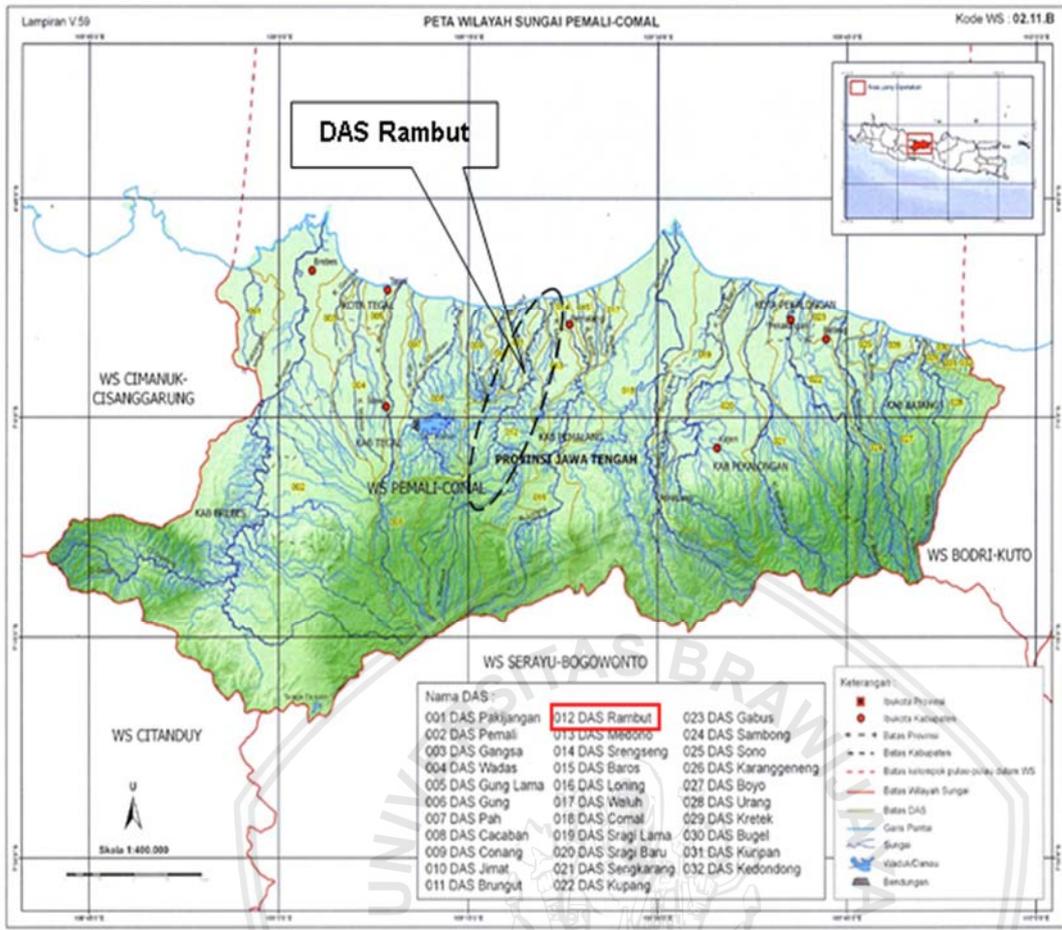
Gambar 3.3. Situasi Saluran Induk Rambut
Sumber: Dokumen Hasil Survei



Gambar 3.4 Situasi Bendung Cipero Lama dan Rencana Bendung Baru, Tampak dari Foto Udara
 Sumber: Google Earth



Gambar 3.5 Skema Perencanaan Bendung Baru



Gambar 3.6. Peta Wilayah Sungai Pemali Comal
Sumber: <http://www.bpdas-pemalijratun.net/>

3.1.2. Kondisi Morfologi

Alur sungai dibagi menjadi tiga bagian, yaitu hulu (*up stream*), tengah (*middle stream*) dan hilir (*down stream*). Secara rinci deskripsi masing-masing bagian akan dijelaskan berikut ini:

a. Bagian Hulu (*up stream*)

Pada bagian hulu sungai memiliki kondisi morfologi sungai yang berbatu dan terjal. Kemiringan dasar sungai relatif curam dengan kemiringan kurang lebih sebesar 0,003, sehingga alirannya memiliki kecepatan yang cukup besar bila dibanding dengan bagian hilirnya.



Gambar 3.7. Kondisi Morfologi Sungai Rambut Bagian Hulu
Sumber: Dokumen Hasil Survei

Sungai Rambut dari Gambar 3.5. diatas terlihat bagian hulu, morfologi sungai yang berbatu dan terjal. Kemiringan dasar sungai relatif curam, sehingga kecepatan aliran cenderung tinggi. Desa Kajenengan, Kec.Bojong Kab. Tegal.

b. Bagian Tengah (*middle stream*)

Bagian ini merupakan peralihan antara bagian hulu dan hilir. Kemiringan Sungai Rambut pada bagian ini relatif landai dibandingkan dengan hulunya. Sehingga kecepatan alirannya relatif berkurang daripada di bagian hulu. Pada bagian ini memiliki penampang sungai dengan kemiringan tebing cukup terjal, yaitu antara 45° - 75° serta dengan lebar penampang sungai antara 20-40 meter.



Gambar 3.8. Kondisi Morfologi Sungai Rambut Bagian Tengah
Sumber: Dokumen Hasil Survei

Sungai Rambut bagian tengah, morfologi sungai yang berbatu, terjal dan alur berkelok-kelok. Kemiringan dasar sungai sedikit lebih landai, sehingga kecepatan aliran cenderung berkurang. Desa Leuwijawa, Kec.Jatinegara Kab. Tegal.

c. Bagian Hilir (*down stream*)

Bagian ini merupakan bagian akhir dari alur sungai, dimana aliran sungai bermuara di Laut Jawa. Aliran pada bagian hilir dipengaruhi juga oleh pasang surut air laut, sehingga kecepatan aliran sangat tergantung pada proses alami tersebut. Selain itu kecepatan aliran pada bagian ini dipengaruhi oleh kemiringan pada dasar sungai yang sangat landai. Pola aliran berbelok-belok bahkan cenderung membentuk pola berjaln.



Gambar 3.9. Kondisi Morfologi DAS Rambut Bagian Hilir
Sumber: Dokumen Hasil Survei

Sungai Rambut bagian hilir, morfologi sungai yang cenderung merupakan tanah endapan, sangat landai dan alur berkelok-kelok (*meandering*). Kemiringan dasar sungai sangat landai, sedangkan kecepatan relatif rendah. Desa Sukareja, Kecamatan Warureja Kab. Tegal.

3.1.3. Kondisi Geologi

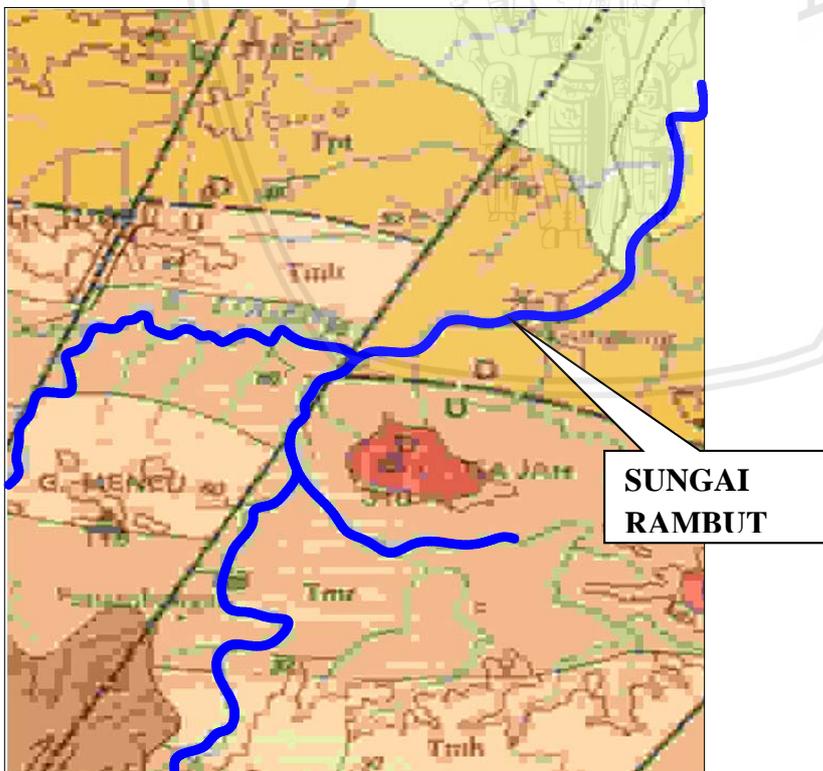
Berdasarkan acuan yang digunakan yaitu Peta Geologi Regional Lembar Tegal-Purwokerto lembar No. 10/XIV-C-10/XIII-F, terbitan dari Direktorat Geologi Bandung, menunjukkan bahwa secara umum lokasi rencana bangunan yang masih dalam DAS Rambut bertumpu pada satuan Formasi Halang (Tmh) dan Endapan Vulaknik dari Gunung Slamet (Qvu). Secara fisiografi lokasi Sungai Rambut termasuk pada zona Cekungan Jawa Tengah Bagian Utara. Formasi geologi pada Sungai Rambut adalah sebagai berikut:

- Formasi Rambatan, dengan litologi sebagai berikut:

Bagian atas berupa lempung gampingan setempat, terdapat sisipan batu pasir gampingan dan batu lanau. Pada bagian bawah terdiri dari batu pasir gampingan berselingan batu lempung gampingan sisipan konglomerat, batu lanau dan batu gamping.

- Formasi Halang, dengan litologi sebagai berikut:
Bagian bawah terdiri dari batu pasir kasar hingga halus, pada bagian ini juga terdapat batu kerikil dan batu konglomeratan, pada bagian atas terdiri dari batu pasir bertufa berselingan dengan batu lempung.
- Formasi Kumbang, dengan litologi sebagai berikut:
Breksi vulkanik dengan sisipan tipis tufa dan aliran lava.
- Formasi Tapak, dengan litologi sebagai berikut:
Bagian bawah terdiri dari batu lempung gampingan berseling batu pasir gampingan, pada bagian atas terdiri dari batu lempung mengandung pecahan moluska, sisipan batu pasir gampingan, pada daerah ini juga terdapat batu gamping terumbu.
- Formasi Damar, dengan litologi sebagai berikut:
Konglomerat, batu pasir bertufa, breksi, kerikil dan lempung hitam.

Berdasarkan kenampakan litologi di lapangan dan kesamaan ciri-ciri dari sifat fisik batuan dasar, maka pondasi bangunan bertumpu pada batuan yang termasuk dalam batuan Formasi Halang bagian bawah dan endapan vulkanik Gunung Slamet.



Gambar 3.10. Peta Geologi DAS Rambut

Sumber: Google Search: Peta Geologi Lembar Purwokerto Tegal

3.1.4. Kondisi Hidrologi

Bentuk yang sesuai dengan karakteristik DAS Rambut adalah bentuk memanjang (bulu burung). Hal ini dikarenakan oleh bentuk sungai utama memanjang dengan anak-anak sungai langsung masuk ke sungai utama. Jadi terlihat seperti bentuk jaringannya adalah bulu burung. Bentuk semacam ini akan menyebabkan debit puncak menjadi kecil, karena perjalanan banjir dari anak-anak sungai berbeda-beda waktunya.

DAS Rambut dikelilingi oleh beberapa stasiun hujan, diantaranya adalah Stasiun Hujan Ciperu, Stasiun Hujan Kejene, Stasiun Hujan Warungpring, Stasiun Hujan Kemaron, Stasiun Hujan Moga, Stasiun Hujan Jatinegara, dan Stasiun Hujan Bojong. Untuk klimatologi, data klimatologi didapat dari Stasiun Klimatologi Ponolawen.

Pada bagian tengah bentuk pola jaringan sungai pada DAS Rambut memperlihatkan aliran yang seolah-olah terpusat pada suatu titik, sehingga menggambarkan adanya bentuk radial atau kipas. Sebagai akibat dari bentuk tersebut, maka waktu kedatangan banjir dari segala penjuru anak sungai (Sungai Logeni, Sungai Ayer, Sungai Pucang, Sungai Jemaka, dan Sungai Sangka) akan tiba dalam waktu yang hampir bersamaan, maka banjir besar tidak bisa dielakkan akan terjadi pada segmen tengah dan hilir.

Suhu minimum adalah 13°C dan suhu maksimum mencapai 36°C. Curah hujan rata-rata tahunan di wilayah Sungai Rambut yang berada di Kabupaten Tegal dan Kabupaten Pemalang berkisar antara 1000 mm sampai dengan 7000 mm dengan jumlah hari hujan rata-rata tahunan berkisar antara 102 sampai dengan 169 hari hujan. Dengan curah hujan pada bulan kering kurang dari 60 mm, bulan lembab antara 60-100 mm dan bulan basah lebih dari 100 mm. Bulan kering (curah hujan rata-rata bulanan < 100 mm) dan total curah hujan tahunan lebih dari 2500 mm/th maka tipe iklim menurut Smith dan Ferguson wilayah DAS Rambut termasuk tipe A, tipe B, tipe C, dan tipe D.

Iklim tipe A meliputi Kabupaten Pemalang dan Tegal. Iklim B meliputi sebagian Kabupaten Pemalang dan Kabupaten Tegal. Iklim C meliputi sebagian Kabupaten Pemalang dan Tegal. Iklim D meliputi sebagian Kabupaten Tegal.

3.1.5. Kondisi Tanah dari Aspek Pertanian

Tanah terbentuk dari suatu bahan induk yang mengalami pelapukan. Proses terbentuknya tanah dipengaruhi oleh bahan induk, iklim, waktu, mikroorganisme, dan lereng.

Secara umum DAS Rambut yang terletak di Kabupaten Pemalang dan Kabupaten Tegal sebagian besar kondisi tanah berjenis :

a. Tanah Aluvial (Tanah Endapan)

Tanah yang terbentuk dari hasil pengendapan lumpur sungai. Tanah ini tergolong subur dan baik untuk pertanian padi.

b. Tanah Podzolit

Tanah yang terbentuk di daerah yang memiliki curah hujan tinggi dan suhu rendah. Di Indonesia jenis tanah ini terdapat di daerah pegunungan seperti sebagian Kabupaten Pemalang.

c. Tanah Regosol (Tanah Pasir)

Tanah pasir terbentuk dari pelapukan batuan beku dan batuan sedimen. Ciri dari tanah jenis ini adalah berkerikil dan butirannya kasar. Tanahnya tidak subur sehingga kurang baik untuk pertanian. Terdapat di sebagian Pemalang, Rembang, dan Tegal.

d. Tanah Grumosal (Tanah Margalit)

Tanah kapur dan batuan gunung api yang memiliki curah hujan yang tinggi. Tanah ini halus berwarna abu-abu kehitaman, cocok untuk tanaman kapas, jagung, kedelai, dan tebu.

e. Tanah Litosol

Tanah litosol yaitu tanah yang baru mengalami pelapukan dan sama sekali belum mengalami perkembangan tanah. Berasal dari batuan-batuan konglomerat dan granit, kesuburannya cukup dan cocok dimanfaatkan untuk jenis tanaman hutan. Terdapat disebagian Kabupaten Tegal.

f. Tanah Latosol

Umumnya bahan induk vulkanik baik tuff maupun batuan beku. Meliputi tanah-tanah yang telah mengalami pelapukan intensif. Telah mengalami pencucian unsure-unsur basa, bahan organik dan silika. Tekstur lempung hingga geluh, struktur remah hingga gumpal lemah, dan konsistensi gembur. Tanah ini banyak dijumpai di sebagian Kabupaten Pemalang dan Tegal.

3.1.6. Kondisi Tata Guna Lahan

Tata guna lahan DAS Rambut pada bagian hulu dan tengah sebagian besar berupa perkebunan dan sawah tadah hujan, dan hilir berupa sawah irigasi teknis. Tata guna lahan DAS Rambut disajikan pada tabel 3.1.

Tabel 3.1
Tata Guna Lahan Di DAS Rambut

Jenis Penggunaan Lahan	Luas (Km ²)	(%)
Hutan	4,67	2,81
Semak Belukar	1,03	0,62
Perkebunan	87,67	52,79
Tegalan	10,43	6,28
Sawah Tadah Hujan	28,76	17,32
Sawah Irigasi	19,89	11,98
Permukiman	13,18	7,94
Tambak	0,45	0,27
Jumlah	166,10	100

Sumber : Peta Rupa Bumi Bakorsurtanal

Perkembangan penggunaan lahan DAS Rambut dari waktu ke waktu mengalami perubahan, hal ini disebabkan oleh adanya aktivitas manusia, antara lain adanya kegiatan eksploitasi hutan, pengolahan lahan sawah, kegiatan perladangan berpindah-pindah oleh petani tradisional, pertumbuhan industri dan pertambangan, serta pertumbuhan penduduk yang tinggi, sehingga dalam waktu yang relatif singkat kegiatan-kegiatan tersebut merubah penggunaan lahan dari tahun ke tahun. Hal ini perlu dicermati dalam analisa hidrologi selanjutnya.

3.2. Data Teknis Bendung Ciperu Lama

- Debit banjir rencana (Q_{100th}) = 1.172,22 m³/detik
 - Debit banjir maksimum yang pernah terjadi = 1.148,65 m³/detik (pada tahun 1988)
 - Elevasi dasar sungai = +22,13 meter
 - Elevasi puncak bendung = +25,76 meter
 - Tinggi bendung = 3,63 meter
 - Lebar bendung = 67,30 meter
 - Lebar mercu bendung = 57,00 meter
- Kantong lumpur
- Lebar kantong lumpur = 10 meter
 - Panjang kantong lumpur = 498,40 meter
 - Volume Kantong Lumpur = 6,15 m³
 - Elevasi sawah tertinggi = +24,92 meter

- Elevasi sawah terendah = +1,79 meter

3.3. Data Teknis Sungai Rambut

- Debit banjir rerata tahunan = 30,00 m³/detik
- Debit minimum rerata keandalan 80% = 0,67 m³/detik
- Panjang Sungai Rambut = 97 Kilometer
- Lebar sungai bagian hulu = 5 sampai 20 meter
- Lebar sungai bagian tengah dan hilir = 20 sampai 40 meter

3.4. Tahapan Pelaksanaan Studi

1. Melakukan studi pustaka untuk mencari teori-teori yang digunakan sebagai penunjang dalam studi perencanaan bangunan bendung ini.
2. Pengumpulan data-data dan informasi yang relevan dengan bahasan studi, berupa:
 - a. Peta daerah studi
 - b. Peta topografi lokasi studi
 - c. Data curah hujan
 - d. Data klimatologi dan meteorologi
 - e. Data geologi dan mekanika tanah

Tabel 3.2
Data-data yang Diperlukan

No	Komponen	Kegiatan/Kompilasi Data	Peralatan
1	Peta-peta	-Topografi rencana lokasi -Geologi (Bila ada)	-Peta RBI dari Bakorsutanal -Peta Geologi -Hasil Pengukuran di Lapangan
2	Debit Banjir, Data Hujan, dan Klimatologi	-Data pencatatan debit -Data pencatatan hujan (1999-2013) -Data Klimatologi	-Data Debit di Bendung Ciperu Lama -Data pencatatan hujan harian - Stasiun Hujan : Ciperu, Kejene, Warung Pring, Kemaron, Moga, Jatinegara, Bojong. - Data Klimatologi : Stasiun Klimatologi Ponolawen.

Sumber : Data

3. Melakukan analisa hidrologi

Menghitung dan menganalisa curah hujan dengan beberapa tahapan, yaitu: uji konsistensi data, analisa hujan titik, analisa hujan rancangan, analisa curah hujan rencana, uji distribusi data, dan analisa intensitas curah hujan.

4. Menghitung debit banjir rancangan dengan metode empiris: Metode Nakayasu.

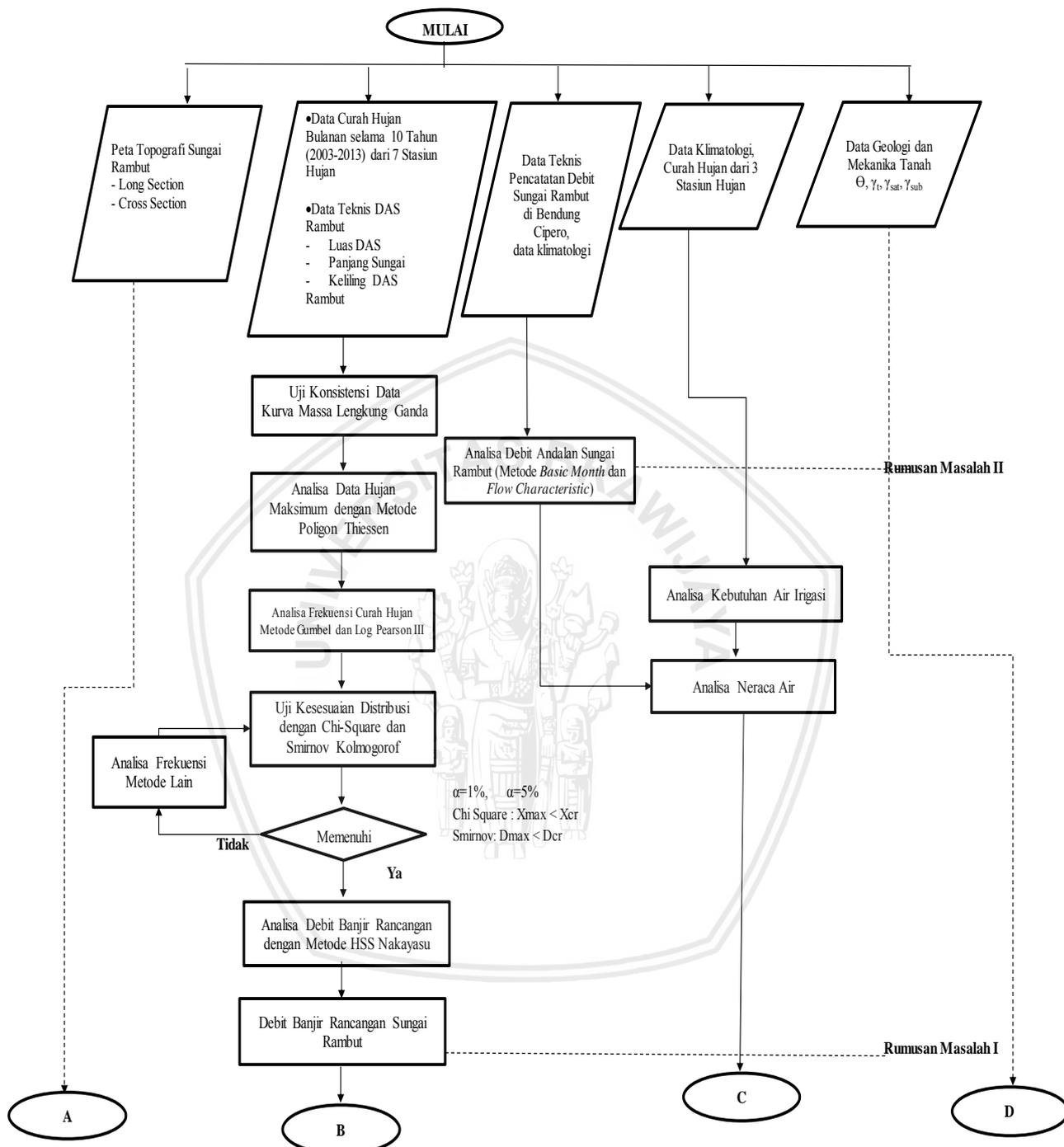
5. Melakukan analisa perencanaan bangunan tampungan air dengan menggunakan debit yang telah diketahui dari analisa hidrologi, debit andalan Sungai Rambut, dan debit banjir rancangan Bendung Ciperu.

6. Melakukan analisa perencanaan dinding penahan pada kanan dan kiri dari bangunan tampungan air.

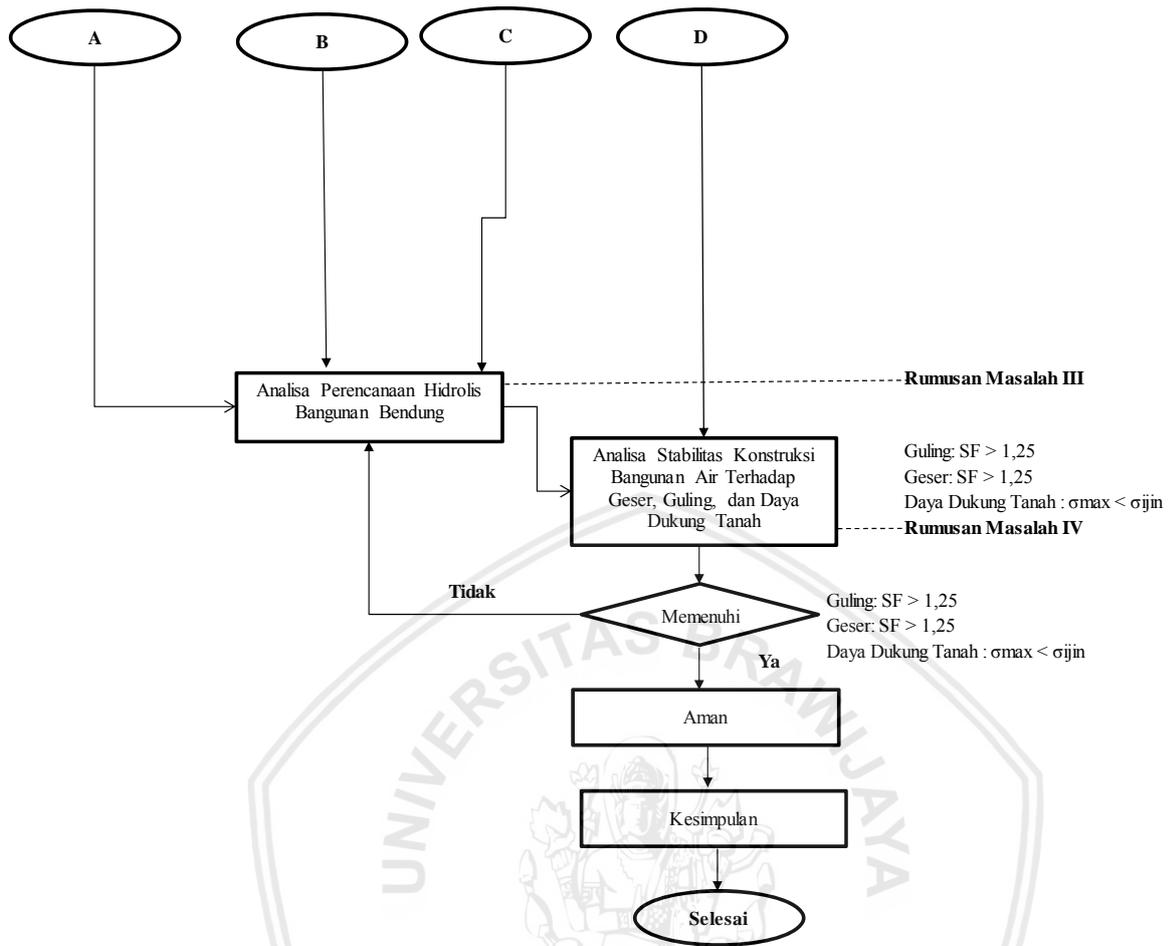
7. Melakukan analisa stabilitas konstruksi bangunan tampungan air terhadap gaya guling, geser dan daya dukung tanah.



3.5. Bagan Alir Pengerjaan



Gambar 3.11. Bagan Alir Pengerjaan Tahap I



Gambar 3.12. Bagan Alir Pengerjaan Tahap II

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi

4.1.1. Pengumpulan Data Curah Hujan

Analisa hidrologi ditujukan untuk memperoleh besarnya curah hujan rerata pada Daerah Aliran Sungai atau *catchment area* dari beberapa stasiun hujan yang ada di sekeliling DAS. Data hujan yang digunakan pada tiap-tiap Daerah Aliran Sungai tidak sama karena lokasi DAS dan lokasi stasiun hujan yang digunakan tidak pada lokasi yang berdekatan. Di sekitar wilayah lokasi rencana bangunan bendung terdapat beberapa stasiun hujan, yaitu:

1. Stasiun Hujan Moga

Stasiun hujan ini berada di Desa Moga, Kecamatan Moga, Kabupaten Pemalang. Tepatnya berada dekat dengan kantor kepala Desa Moga.

2. Stasiun Hujan Kemaron.

Stasiun hujan ini berada di Dusun Kemaron, Desa Tuwel, Kecamatan Bumijawa, Kabupaten Tegal.

3. Stasiun Hujan Bojong.

Stasiun hujan ini berada di Desa Bojong, Kecamatan Bumijawa, Kabupaten Tegal.

4. Stasiun Hujan Kejene.

Stasiun hujan ini berada di Dusun Jati, Desa Kejene, Kecamatan Randudongkal, Kabupaten Pemalang. Tepatnya berada di dekat lokasi Bendung Kejene.

5. Stasiun Hujan Jatinegara.

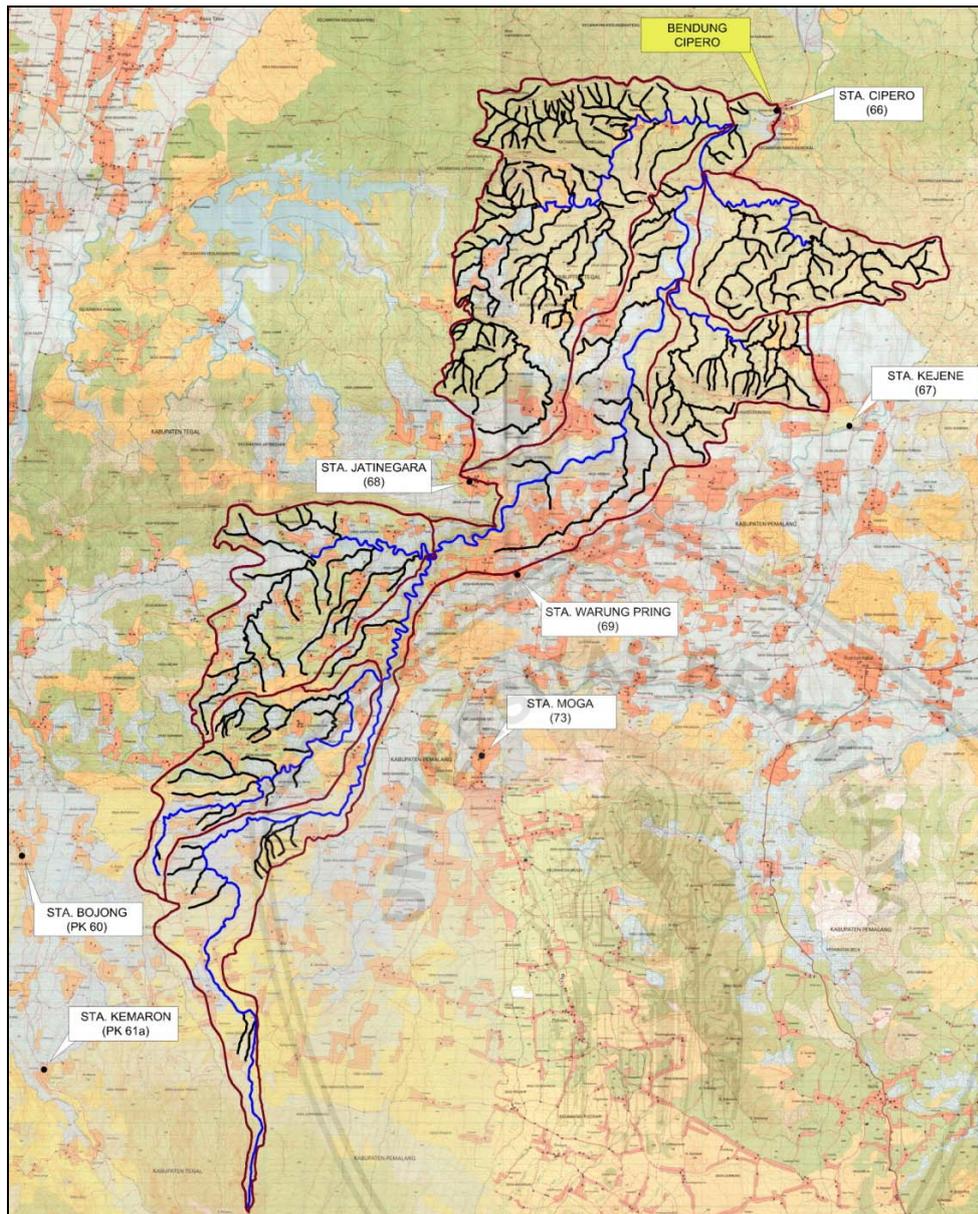
Stasiun hujan ini berada di Desa Jatinegara, Kecamatan Jatinegara, Kabupaten Tegal.

6. Stasiun Hujan Ciperu.

Stasiun hujan ini berada di Dusun Ciperu, Desa Kedungjati, Kecamatan Warureja, Kabupaten Tegal. Tepatnya berada di sekitar lokasi Bendung Ciperu, dekat dengan pintu pengambilan.

7. Stasiun Hujan Warungpring.

Stasiun hujan ini berada di desa Warungpring, Kecamatan Warungpring, Kabupaten Pemalang.



Gambar 4.1 Letak Stasiun Hujan di DAS Rambut
Sumber: Peta RBI Lembar 1308-632 Bumijawa

Tabel 4.1
Curah Hujan Maksimum Tahun 1999 sampai 2013

Tahun	Curah Hujan Maksimum Per Tahun (mm)						
	Bojong	Kemaron	Moga	Warungpring	Jatinegara	Kejene	Cipero
1999	150	146	223	112	187	94	92
2000	100	72	306	119	97	72	113
2001	98	117	200	132	117	275	120
2002	196	84	200	105	103	275	104
2003	130	92	180	95	87	303	169
2004	101	78	209	58	72	161	170
2005	79	81	100	49	120	135	113
2006	124	66	180	53	109	227	48
2007	105	106	120	142	181	138	105
2008	123	121	150	175	91	76	150
2009	100	116	146	119	109	95	123
2010	171	138	200	147	101	103	85
2011	137	205	170	177	155	132	103
2012	121	85	159	115	113	80	119
2013	299	79	134	123	175	130	72

Sumber Data: Stasiun Hujan (1999-2013)

4.1.2. Uji Konsistensi Data Kurva Massa Lengkung Ganda

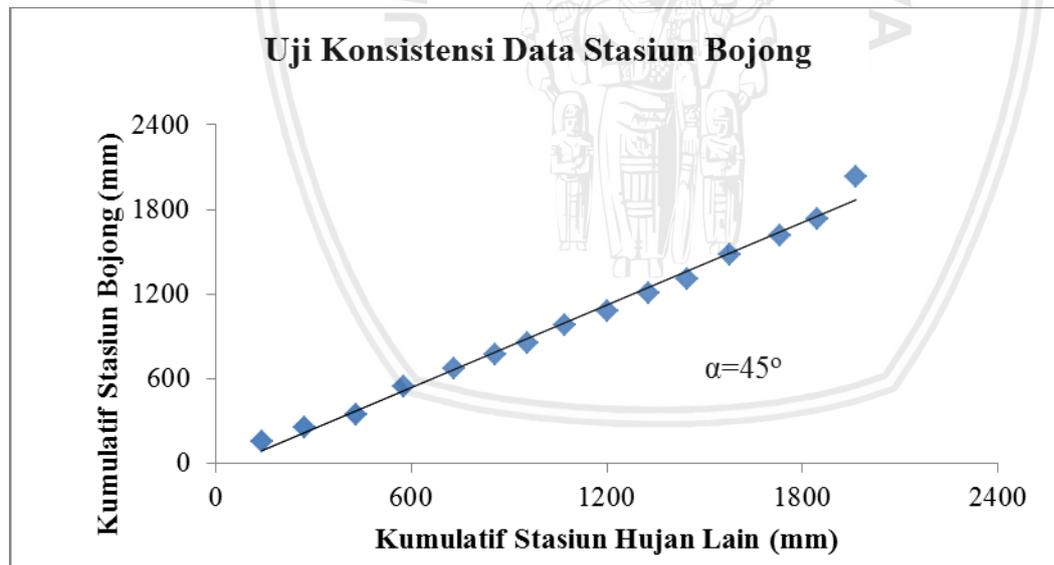
Uji konsistensi data dengan kurva massa lengkung ganda ini bertujuan untuk mengetahui ada atau tidaknya data yang menyimpang yang diketahui dari ketidakberagaman data. Plotting kumulatif data curah hujan dari stasiun hujan yang diuji dengan kumulatif data stasiun curah hujan lainnya pada DAS yang sama, sehingga diperoleh hubungan berupa garis lurus. Uji konsistensi data dapat dilakukan apabila stasiun yang dibandingkan lebih dari 2 stasiun.

Uji konsistensi data dilakukan pada 7 stasiun hujan yang ada di DAS Rambut. Berikut ini disajikan hasil dari uji konsistensi data:

Tabel 4.2
Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Bojong dengan Stasiun Hujan yang Lain

No	Tahun	Sta. Bojong	Kumulatif Sta. Bojong	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	150	150	142	142
2	2000	100	250	130	272
3	2001	98	348	160	432
4	2002	196	544	145	578
5	2003	130	674	154	732
6	2004	101	775	125	857
7	2005	79	854	100	956
8	2006	124	978	114	1070
9	2007	105	1083	132	1202
10	2008	123	1206	127	1329
11	2009	100	1306	118	1447
12	2010	171	1477	129	1576
13	2011	137	1614	157	1733
14	2012	121	1735	112	1845
15	2013	299	2034	119	1964

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.2 Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Bojong

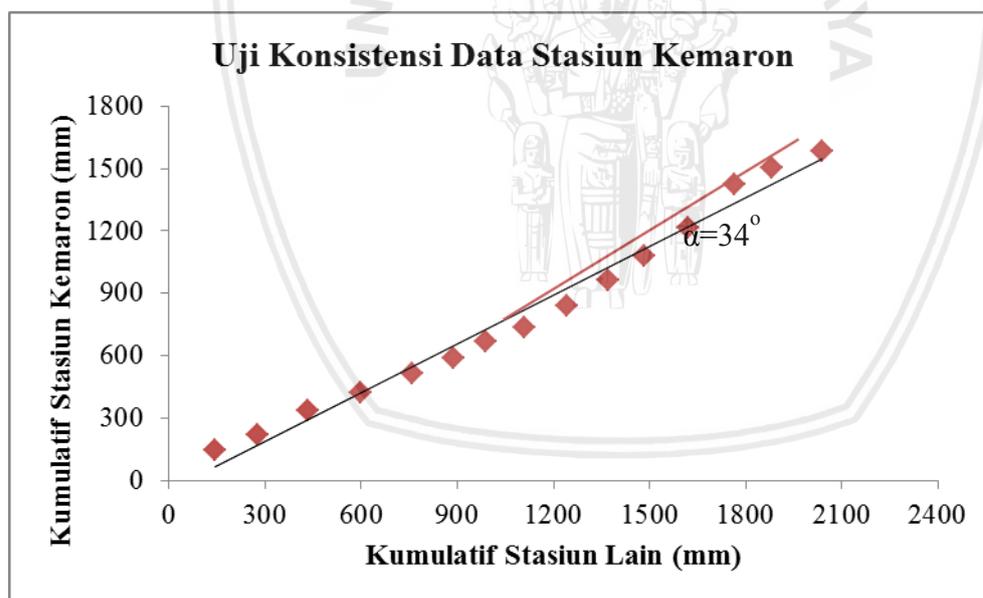
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.3

Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Kemaron dengan Stasiun Hujan yang Lain

No	Tahun	Sta. Kemaron	Kumulatif Sta. Kemaron	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	146	146	143	143
2	2000	72	218	135	278
3	2001	117	335	157	435
4	2002	84	419	164	598
5	2003	92	511	161	759
6	2004	78	589	129	888
7	2005	81	670	99	987
8	2006	66	736	124	1110
9	2007	106	842	132	1242
10	2008	121	963	128	1370
11	2009	116	1079	115	1485
12	2010	138	1217	135	1620
13	2011	205	1422	146	1765
14	2012	85	1507	118	1883
15	2013	79	1586	156	2039

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.3 Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Kemaron

Sumber: Hasil Perhitungan

Koreksi Data Pada Stasiun Kemaron (Gambar 4.3)

- Gradien garis mulai tahun 1999 sampai dengan 2005 (garis acuan)
 $= (670 - 146) / (987 - 143)$
 $= 0,62$
- Gradien garis mulai tahun 2006 sampai dengan 2013 (garis yang patah)
 $= (1586 - 736) / (2039 - 1110)$

= 0,92

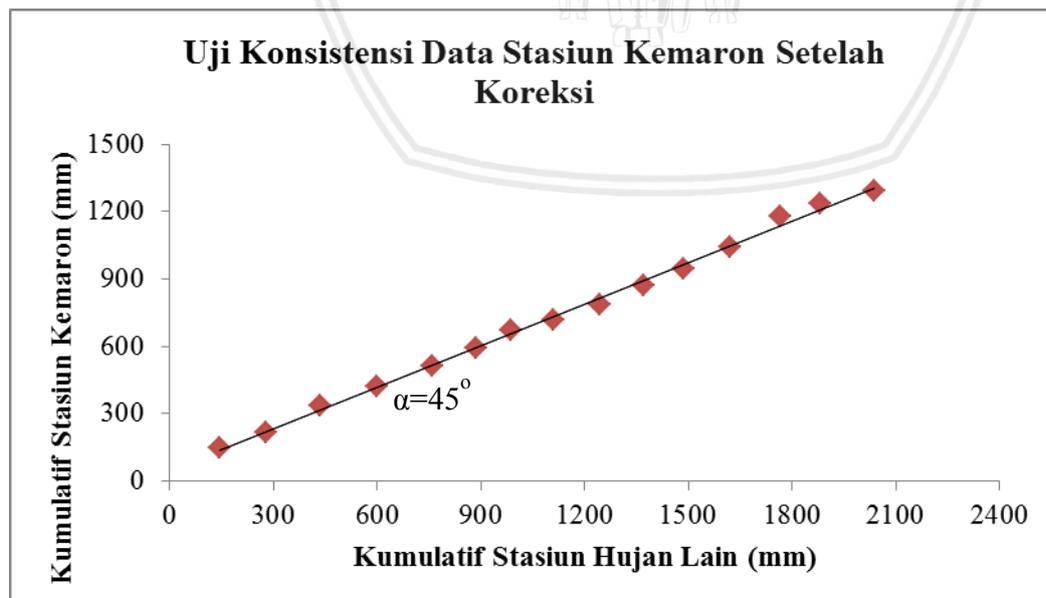
- Perbandingan gradien garis acuan dan garis patah = 0,68

Tabel 4.4

Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Kemaron dengan Stasiun Hujan yang Lain Setelah Terkoreksi

No	Tahun	Sta. Kemaron	Kumulatif Sta. Kemaron	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	146	146	143	143
2	2000	72	218	135	278
3	2001	117	335	157	435
4	2002	84	419	164	598
5	2003	92	511	161	759
6	2004	78	589	129	888
7	2005	81	670	99	987
8	2006	45	715	124	1110
9	2007	72	787	132	1242
10	2008	82	869	128	1370
11	2009	79	947	115	1485
12	2010	94	1041	135	1620
13	2011	139	1180	146	1765
14	2012	58	1238	118	1883
15	2013	54	1291	156	2039

Sumber: Hasil Perhitungan



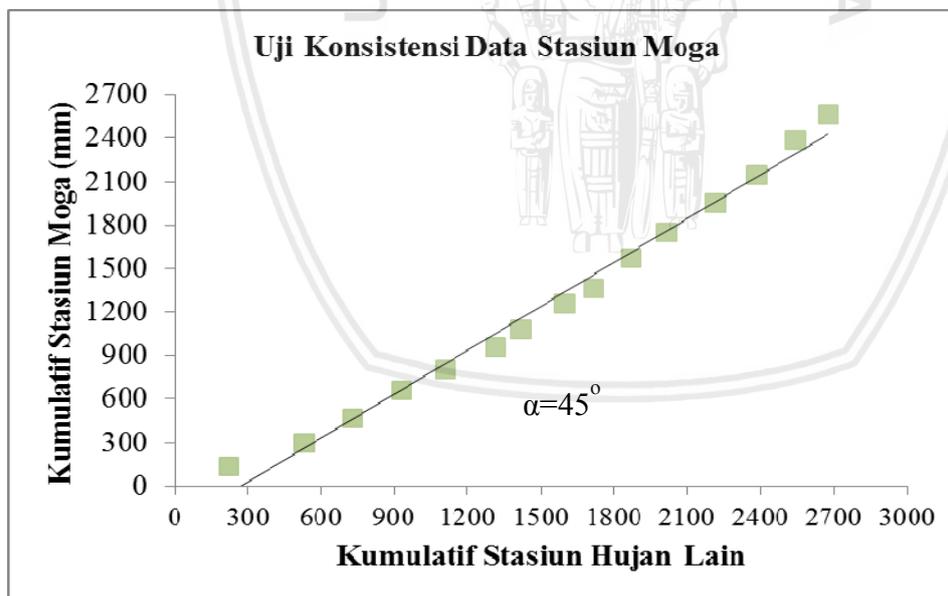
Gambar 4.4 Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Kemaron Setelah Koreksi

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.5
Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Moga dengan Stasiun Hujan yang Lain

No	Tahun	Sta. Moga	Kumulatif Sta. Moga	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	223	223	130	130
2	2000	306	529	96	226
3	2001	200	729	143	369
4	2002	200	929	145	513
5	2003	180	1109	146	659
6	2004	209	1318	107	766
7	2005	100	1418	96	862
8	2006	180	1598	105	967
9	2007	120	1718	130	1096
10	2008	150	1868	123	1219
11	2009	146	2014	110	1329
12	2010	200	2214	124	1453
13	2011	170	2384	152	1605
14	2012	159	2543	106	1710
15	2013	134	2677	146	1857

Sumber: Hasil Perhitungan

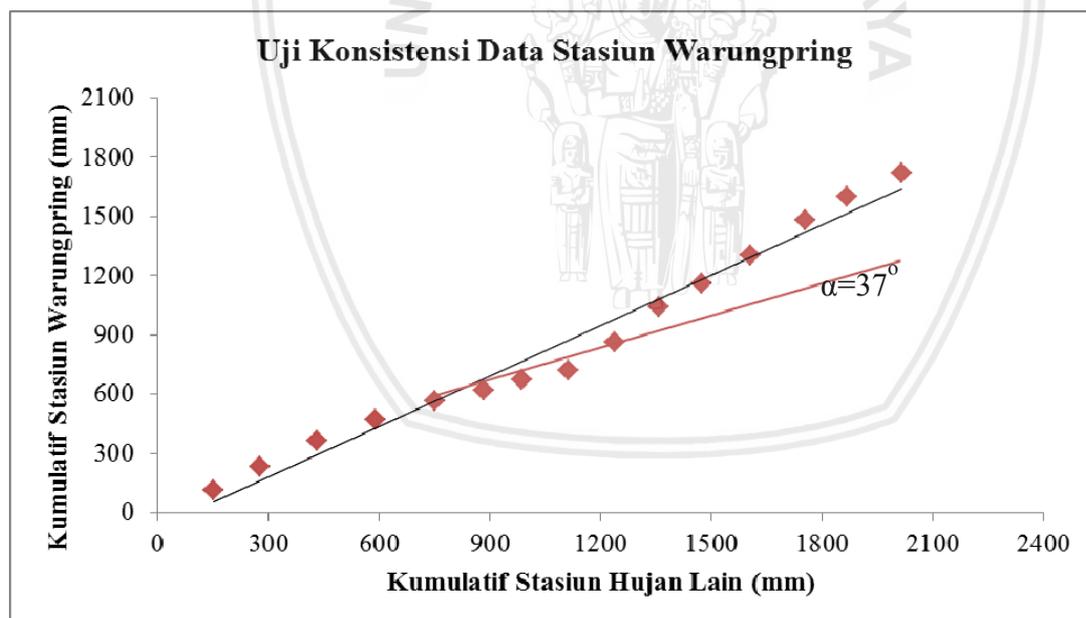


Gambar 4.5 Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Moga
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.6.
Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Warungpring dengan Stasiun Hujan yang Lain

No	Tahun	Sta. Warungpring	Kumulatif Sta. Warungpring	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	112	112	149	149
2	2000	119	231	127	275
3	2001	132	363	155	430
4	2002	105	468	160	590
5	2003	95	563	160	750
6	2004	58	621	132	882
7	2005	49	670	105	987
8	2006	53	723	126	1113
9	2007	142	865	126	1238
10	2008	175	1040	119	1357
11	2009	119	1159	115	1472
12	2010	147	1306	133	1605
13	2011	177	1483	150	1755
14	2012	115	1598	113	1868
15	2013	123	1721	148	2016

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.6 Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Warungpring
Sumber: Hasil Perhitungan

Koreksi Data Pada Stasiun Warungpring (Gambar 4.6)

- Gradien garis mulai tahun 1999 sampai dengan 2003 (garis acuan)

$$= (563 - 112) / (750 - 149)$$

$$= 0,75$$
- Gradien garis mulai tahun 2004 sampai dengan 2013 (garis yang patah)

$$= (1721 - 621) / (2016 - 882)$$

$$= 0,97$$

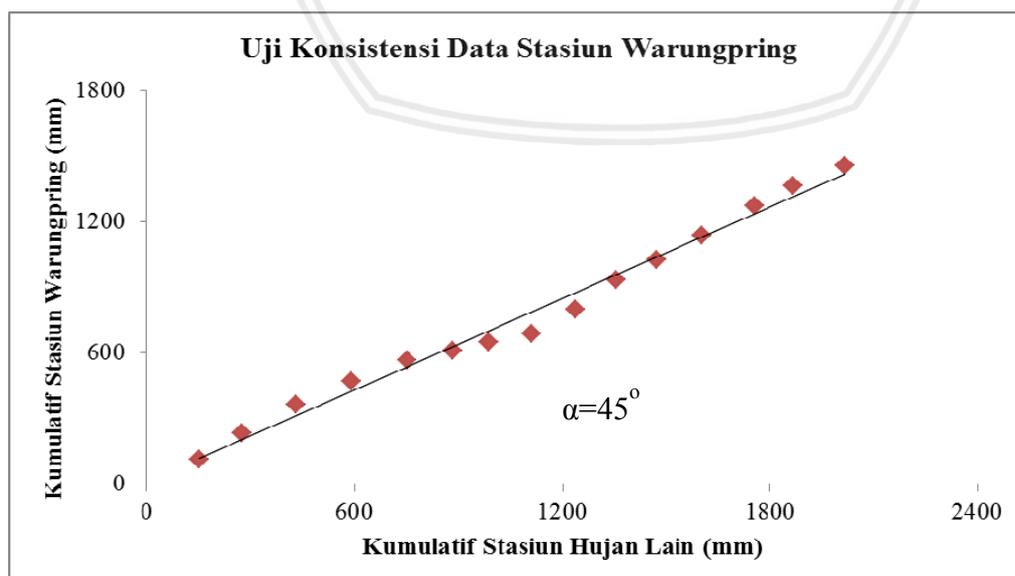
- Perbandingan gradien garis acuan dan garis patah = 0,77

Tabel 4.7

Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Warungpring dengan Stasiun Hujan yang Lain Setelah Koreksi

No	Tahun	Sta. Warungpring	Kumulatif Sta. Warungpring	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	112	112	149	149
2	2000	119	231	127	275
3	2001	132	363	155	430
4	2002	105	468	160	590
5	2003	95	563	160	750
6	2004	45	608	132	882
7	2005	38	646	105	987
8	2006	41	687	126	1113
9	2007	110	796	126	1238
10	2008	135	932	119	1357
11	2009	92	1023	115	1472
12	2010	114	1137	133	1605
13	2011	137	1274	150	1755
14	2012	89	1363	113	1868
15	2013	95	1458	148	2016

Sumber: Hasil Perhitungan



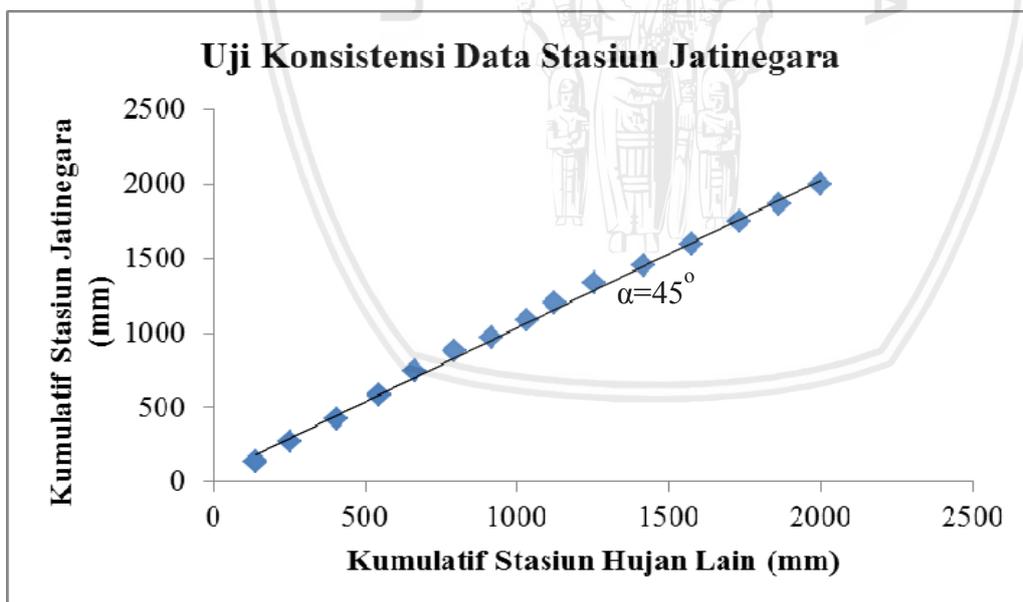
Gambar 4.7 Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Warungpring (Corrected)

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.8.
Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Jatinegara dengan Stasiun Hujan yang Lain

No	Tahun	Sta. Jatinegara	Kumulatif Sta. Jatinegara	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	187	187	136	136
2	2000	97	284	130	267
3	2001	117	401	157	424
4	2002	103	504	161	584
5	2003	87	591	162	746
6	2004	72	663	130	875
7	2005	120	783	93	968
8	2006	109	892	116	1084
9	2007	181	1073	119	1204
10	2008	91	1164	133	1336
11	2009	109	1273	117	1453
12	2010	101	1374	141	1593
13	2011	155	1529	154	1747
14	2012	113	1642	113	1861
15	2013	175	1817	140	2000

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.8. Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Jatinegara

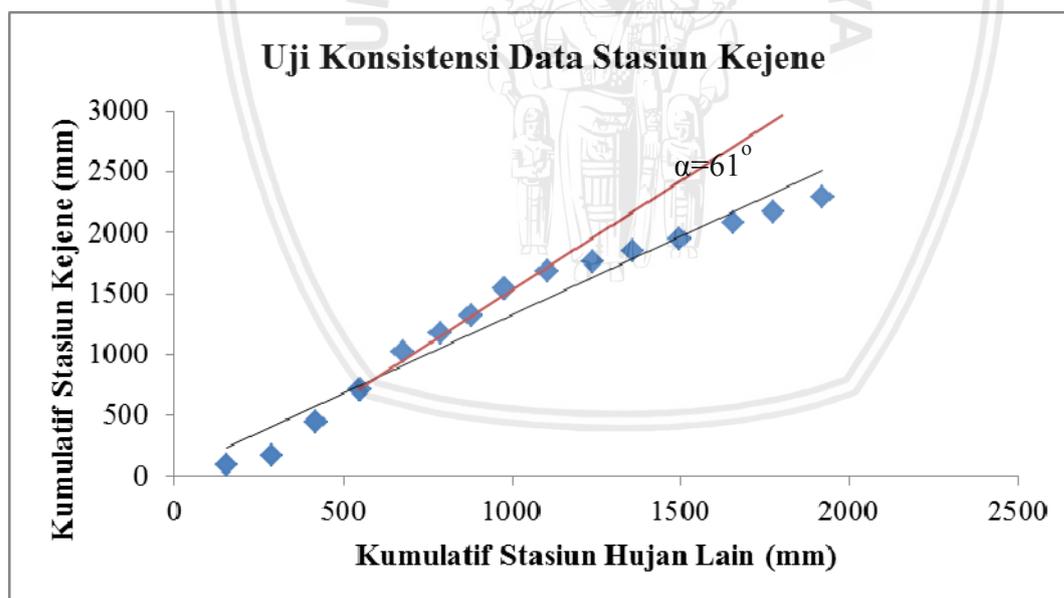
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.9.

Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Kejene dengan Stasiun Hujan yang Lain

No	Tahun	Sta. Kejene	Kumulatif Sta. Kejene	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	94	94	152	152
2	2000	72	166	135	286
3	2001	275	441	131	417
4	2002	275	716	132	549
5	2003	303	1019	126	674
6	2004	161	1180	115	789
7	2005	135	1315	90	879
8	2006	227	1542	97	976
9	2007	138	1680	127	1103
10	2008	76	1756	135	1238
11	2009	95	1851	119	1356
12	2010	103	1954	140	1497
13	2011	132	2086	158	1655
14	2012	80	2166	119	1773
15	2013	130	2296	147	1920

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.9. Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Kejene

Sumber: Hasil Perhitungan

Koreksi Data Pada Stasiun Kejene (Gambar 4.9)

- Gradien garis mulai tahun 1999 sampai dengan 2004 (garis acuan)
 $= (1180 - 94) / (789 - 152)$
 $= 1,70$

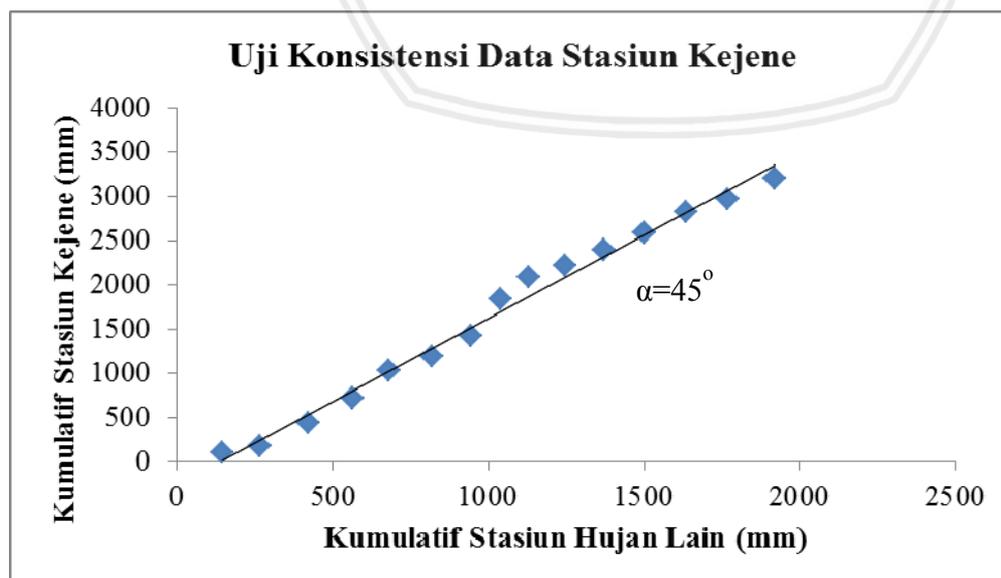
- Gradien garis mulai tahun 2005 sampai dengan 2013 (garis yang patah)
 $= (2296 - 1315) / (1920 - 879)$
 $= 0,94$
- Perbandingan gradien garis acuan dan garis patah = 1,81

Tabel 4.10.

Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Kejene dengan Stasiun Hujan yang Lain Setelah Koreksi

No	Tahun	Sta. Kejene	Kumulatif Sta. Kejene	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	94	94	147	147
2	2000	72	166	119	266
3	2001	275	441	158	424
4	2002	275	716	140	564
5	2003	303	1019	119	683
6	2004	161	1180	135	818
7	2005	244	1424	127	944
8	2006	410	1834	97	1041
9	2007	249	2084	90	1131
10	2008	137	2221	115	1246
11	2009	172	2393	126	1371
12	2010	186	2579	132	1503
13	2011	239	2818	131	1634
14	2012	145	2963	135	1769
15	2013	235	3198	152	1920

Sumber: Hasil Perhitungan



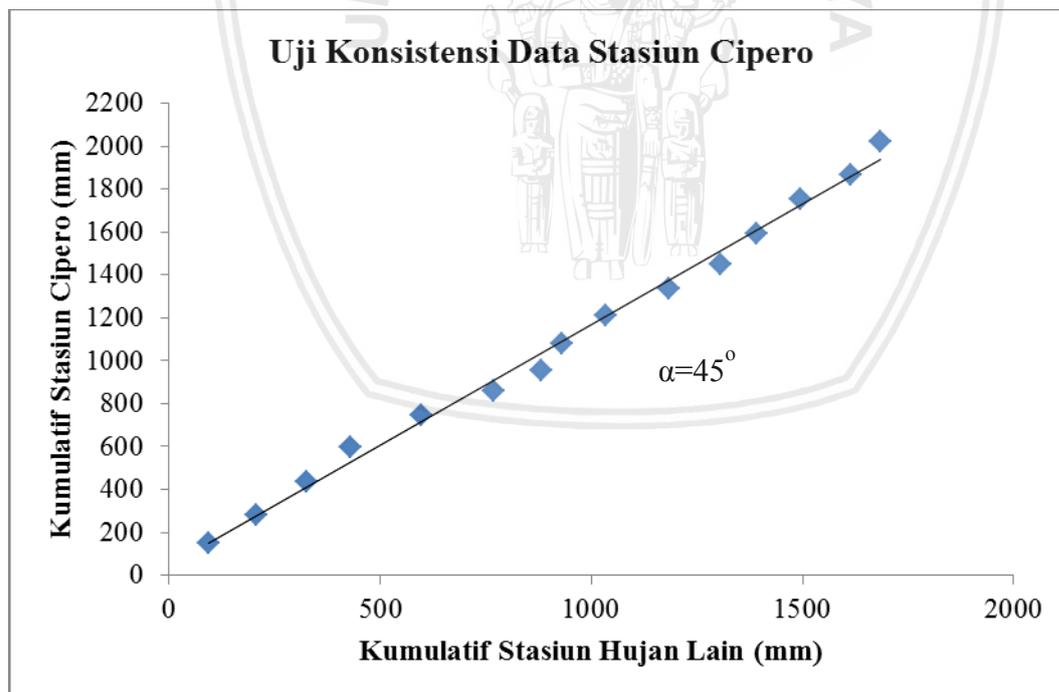
Gambar 4.10. Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Kejene Terkoreksi
 Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.11.

Perbandingan Data Curah Hujan di Stasiun Cipero dengan Stasiun Hujan yang Lain

No	Tahun	Sta. Cipero	Kumulatif Sta. Cipero	Sta. Lain	Kumulatif Sta. Lain
1	1999	92	92	152	152
2	2000	113	205	128	280
3	2001	120	325	157	436
4	2002	104	429	161	597
5	2003	169	598	148	745
6	2004	170	768	113	858
7	2005	113	881	94	952
8	2006	48	929	127	1078
9	2007	105	1034	132	1210
10	2008	150	1184	123	1333
11	2009	123	1307	114	1447
12	2010	85	1392	143	1590
13	2011	103	1495	163	1753
14	2012	119	1614	112	1865
15	2013	72	1686	157	2022

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.11. Grafik Uji Konsistensi Data pada Stasiun Hujan Cipero

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.3. Analisa Curah Hujan Rerata dengan Metode Poligon Thiessen

Analisa ini digunakan apabila dalam suatu wilayah stasiun pengamatan curah hujannya tersebar acak. Curah hujan rata-rata dihitung dengan mempertimbangkan pengaruh tiap-tiap stasiun pengamatan.

Berdasarkan metode Thiessen, penggambaran dilakukan dengan cara meletakkan titik-titik stasiun pada peta. Selanjutnya menghubungkan titik tiap stasiun sehingga membentuk jaringan segitiga-segitiga. Pada setiap segitiga dibentuk garis-garis bagi tegak lurus sehingga membentuk poligon-poligon di sekitar masing-masing stasiun. Sisi-sisi setiap poligon merupakan batas luas efektif yang diasumsikan untuk stasiun tersebut. Gambar Thiessen ada pada Lampiran Gambar 1

Tabel 4.12.

Luas Daerah Pengaruh Stasiun Hujan di Sub DAS Rambut

Terhadap Stasiun Hujan	Luas (km ²)	% thd Luas DAS
STA. Kemaron	3,867	12,46
STA. Bojong	9,691	31,23
STA. Moga	1,386	4,47
STA. Warungpring	0,874	2,82
STA. Jatinegara	11,960	38,54
STA. Kejene	2,597	8,37
STA. Ciperio	0,657	2,12
Jumlah	31,031	100,00

Sumber: Hasil Perhitungan

Contoh perhitungan untuk tahun 1999 Stasiun Kemaron

Langkah:

- Cari curah hujan harian terbesar dalam satu tahun di Stasiun Kemaron = 146 mm
- Catat tanggal curah hujan harian terbesar dalam satu tahun di Stasiun Kemaron = 21 Februari 1999
- Bandingkan curah hujan harian terbesar di Stasiun Kemaron dengan stasiun di sekitarnya sesuai tanggal yang sudah dicatat sebelumnya. =
Bojong (123 mm), Moga (160 mm), Warungpring (60 mm), Jatinegara (187 mm), Kejene (94 mm), Ciperio (92 mm)
- Lakukan perhitungan Thiessen dengan data yang ada seperti di bawah ini:

$$R_{24} = (146 \times 12,46\%) + (123 \times 31,23\%) + (160 \times 4,47\%) + (60 \times 2,82\%) + (187 \times 38,54\%) + (94 \times 8,37\%) + (92 \times 2,12\%) = 147 \text{ mm}$$

Tabel 4.13
Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 1999-2001

Tahun 1999									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	21/02/1999	146	123	160	60	187	94	92	147
2	10/02/1999	90	150	160	60	118	94	94	122
3	05/05/1999	78	45	223	40	35	48	33	53
4	15/01/1999	99	75	141	112	78	79	86	84
5	28/02/1999	78	95	107	91	187	91	93	128
6	07/02/1999	90	101	102	96	92	94	92	95
7	24/01/1999	72	81	103	106	89	103	92	87
Tahun 2000									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	29/04/2000	81	42	120	50	21	24	18	40
2	08/03/2000	50	100	176	110	39	65	20	69
3	07/02/2000	80	41	306	105	55	76	100	69
4	04/03/2000	69	95	117	119	39	50	12	66
5	15/05/2000	27	45	208	40	97	36	27	69
6	21/02/2000	68	44	247	105	13	72	18	48
7	05/02/2000	68	48	225	115	18	87	113	53
Tahun 2001									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	02/11/2001	117	80	180	40	105	175	107	106
2	10/11/2001	75	98	180	40	108	132	109	104
3	15/11/2001	62	98	200	45	124	47	80	102
4	02/02/2001	63	37	60	132	108	117	101	79
5	23/11/2001	98	84	157	111	117	103	41	103
6	08/02/2001	63	40	152	116	82	275	107	87
7	16/10/2001	77	91	153	126	87	115	120	94

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.14
Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 2002-2004

Tahun 2002									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	13/03/2002	84	168	43	70	33	44	87	85
2	24/02/2002	83	196	68	65	186	89	125	158
3	05/12/2002	42	53	200	63	81	114	115	76
4	08/02/2002	83	124	137	105	65	108	81	94
5	04/01/2002	68	108	165	84	103	94	96	102
6	13/02/2002	81	173	160	89	39	275	87	114
7	27/03/2002	83	162	161	99	44	106	126	99
Tahun 2003									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	23/02/2003	92	123	150	95	51	98	142	90
2	15/02/2003	82	130	139	92	51	98	124	90
3	04/03/2003	79	77	180	87	67	118	47	81
4	17/02/2003	90	108	108	95	51	83	116	81
5	05/11/2003	62	67	144	74	87	69	76	78
6	23/11/2003	62	67	139	79	25	303	122	75
7	08/02/2003	92	119	140	89	30	81	169	79
Tahun 2004									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	25/01/2004	160	89	95	30	33	67	54	72
2	13/01/2004	99	101	95	30	33	74	56	69
3	17/03/2004	67	65	209	25	49	80	20	65
4	18/12/2004	76	72	98	58	33	79	48	58
5	03/02/2004	76	80	133	37	72	65	111	77
6	27/02/2004	76	82	128	42	24	161	54	66
7	15/04/2004	72	40	30	52	52	29	77	48

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.15
Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 2005-2007

Tahun 2005									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	19/11/2005	81	72	50	25	68	74	27	68
2	10/11/2005	61	79	100	25	87	74	29	78
3	29/01/2005	71	56	100	20	103	67	40	78
4	06/03/2005	71	64	85	49	87	79	21	74
5	14/03/2005	71	64	102	28	120	65	43	87
6	20/12/2005	52	50	97	33	61	135	27	62
7	27/01/2005	71	64	98	43	66	77	113	69

Tahun 2006									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	27/02/2006	69	98	90	31	87	73	47	85
2	14/02/2006	68	124	90	31	81	73	49	90
3	08/01/2006	61	96	180	26	97	65	26	90
4	01/01/2006	61	96	135	53	81	78	41	84
5	23/01/2006	68	96	167	32	109	64	16	95
6	29/01/2006	68	93	162	37	55	227	47	87
7	03/03/2006	62	56	163	47	60	76	50	64

Tahun 2007									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	02/02/2007	106	94	76	125	100	120	33	99
2	30/01/2007	62	105	44	60	111	112	35	97
3	16/02/2007	103	94	120	55	127	55	73	104
4	10/12/2007	61	98	104	142	111	117	27	110
5	25/12/2007	71	98	101	121	181	103	36	132
6	29/11/2007	31	30	96	126	85	138	33	77
7	13/01/2007	62	86	97	136	90	115	105	98

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.16
Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 2008-2010

Tahun 2008									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	15/12/2008	121	120	110	163	89	74	80	103
2	03/02/2008	71	123	145	88	66	77	82	92
3	07/02/2008	71	95	150	83	82	113	43	93
4	22/12/2008	112	120	97	175	66	82	74	103
5	31/12/2008	103	120	112	154	91	68	22	104
6	10/10/2008	36	87	107	159	40	76	80	78
7	18/11/2008	47	81	108	169	45	80	150	81
Tahun 2009									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	03/03/2009	116	47	42	69	73	59	50	59
2	07/01/2009	109	100	124	98	100	75	52	95
3	17/01/2009	103	93	146	93	116	96	43	104
4	28/02/2009	110	94	102	110	100	80	44	99
5	04/01/2009	102	93	90	98	109	66	69	97
6	15/11/2009	27	23	85	103	74	97	50	64
7	26/01/2009	109	92	86	113	79	78	123	89
Tahun 2010									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	15/01/2010	138	157	183	102	75	72	50	103
2	05/01/2010	102	171	154	94	69	72	52	111
3	23/01/2010	132	124	208	89	85	109	38	105
4	10/03/2010	63	80	40	147	69	77	44	88
5	15/11/2010	75	75	50	126	101	63	39	87
6	19/02/2010	70	133	45	131	43	103	50	88
7	02/01/2010	135	147	46	141	48	75	85	93

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.17
Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah DAS Rambut Tahun 2011-2013

Tahun 2011									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	21/01/2011	205	134	165	119	103	124	45	112
2	14/01/2011	99	137	135	106	97	90	47	113
3	08/01/2011	109	108	170	101	113	86	79	110
4	16/02/2011	60	87	105	177	97	95	39	106
5	27/02/2011	60	87	112	156	155	81	39	122
6	17/01/2011	132	115	107	161	71	132	45	103
7	04/02/2011	60	87	108	171	76	93	103	96
Tahun 2012									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	16/03/2012	105	76	52	45	83	29	86	67
2	23/01/2012	82	121	45	95	107	80	88	103
3	01/12/2012	51	57	159	90	123	93	63	92
4	17/02/2012	80	95	110	115	107	85	80	104
5	04/01/2012	103	101	57	94	113	71	34	100
6	28/01/2012	82	118	52	99	81	80	86	93
7	10/11/2012	78	51	53	109	86	83	119	76
Tahun 2013									
Curah Hujan di Stasiun (mm)									
No	Tanggal	Kemaron 12,46%	Bojong 31,23%	Moga 4,47%	Warungpring 2,82%	Jatinegara 38,54%	Kejene 8,37%	Cipero 2,12%	CH Rerata 100,00%
1	21/03/2013	79	97	72	63	38	72	70	62
2	31/01/2013	61	299	105	94	169	111	72	187
3	17/01/2013	70	144	134	89	185	70	47	142
4	11/01/2013	78	171	98	123	169	116	64	154
5	24/01/2013	70	144	91	102	175	102	75	142
6	02/01/2013	79	239	86	107	143	130	70	162
7	01/12/2013	46	80	87	117	148	114	72	114

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.18
Rekapitulasi Hasil Perhitungan Poligon Thiessen

No	Tahun	CH Maksimum (mm)
1	1999	147
2	2000	69
3	2001	106
4	2002	158
5	2003	90
6	2004	77
7	2005	87
8	2006	95
9	2007	132
10	2008	105
11	2009	104
12	2010	111
13	2011	122
14	2012	104
15	2013	187

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.4. Analisa Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan adalah hujan maksimum tahunan dengan suatu periode ulang tertentu atau hujan dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu. Dalam analisa curah hujan rencana dapat dilakukan dengan beberapa cara, misalnya metode Gumbel, Log Pearson III dan sebagainya.

Dalam studi ini dipakai metode Gumbel dan Log Pearson III. Analisa dengan metode Gumbel dapat dipakai apabila nilai dari koefisien kepercengan dan koefisien kurtosisnya memenuhi. Untuk itu, apabila dalam perhitungan menunjukkan bahwa nilai koefisien kepercengan dan koefisien kurtosisnya tidak memenuhi, maka digunakan metode Log Pearson III yang dapat dipakai untuk sebaran data dimana tidak ada ketentuan dalam nilai koefisien kepercengan dan koefisien kurtosisnya.

Sebelum menggunakan kedua metode analisa frekuensi tersebut, sebaiknya mengecek koefisien kepercengan dan koefisien kurtosisnya. Berikut perhitungannya:

Tabel 4.19
Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	(X-Xrerata)	(X-Xrerata) ³	(X-Xrerata) ⁴
1	1999	147	34	40318	1382492
2	2000	69	-44	-83582	3654380
3	2001	106	-7	-332	2303
4	2002	158	45	92103	4159434
5	2003	90	-23	-12038	275878
6	2004	77	-36	-46898	1691224
7	2005	87	-26	-18116	475802
8	2006	95	-19	-6353	117671
9	2007	132	19	7160	138004
10	2008	105	-8	-449	3440
11	2009	104	-9	-754	6863
12	2010	111	-2	-5	8
13	2011	122	9	671	5879
14	2012	104	-9	-680	5974
15	2013	187	74	408065	30267255
Rerata		113			
Jumlah		1696		379112	42186609

Sumber: Hasil Perhitungan

$$n = 15$$

$$X_{\text{rerata}} = 147,34$$

$$Sd = 31,85$$

a. Perhitungan Koefisien Kepencengan (*skewness*)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)Sd^3} \sum_{i=1}^n (X_i - X_{\text{rerata}})^3$$

$$= \frac{15}{(15-1)(15-2)31,85^3} \cdot 379111,81$$

$$= 0,97$$

b. Perhitungan Koefisien Kurtosis

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)Sd^4} \sum_{i=1}^n (X_i - X_{\text{rerata}})^4$$

$$= \frac{15^2}{(15-1)(15-2)31,85^4} \cdot 42186609,29 = 4,22$$

Syarat distribusi Gumbel:

1. Koefisien kepengengan (C_s)=1,14
2. Koefisien puncak (C_k)= 5,4

Dari perhitungan diatas, dapat diambil kesimpulan bahwa analisa data yang dapat digunakan adalah dengan metode Log Pearson III dan tidak dapat memakai distribusi Gumbel karena nilai koefisien kepengengan dan koefisien kurtosisnya tidak sesuai.

Perhitungan curah hujan rancangan dengan metode Log Pearson III:

Tabel 4.20

Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson III

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X	Log X-Log Xrt
1	2000	69	1,841	-0,197
2	2004	77	1,886	-0,152
3	2005	87	1,938	-0,100
4	2003	90	1,955	-0,083
5	2006	95	1,976	-0,063
6	2009	104	2,017	-0,021
7	2012	104	2,018	-0,020
8	2008	105	2,023	-0,015
9	2001	106	2,026	-0,012
10	2010	111	2,047	0,008
11	2011	122	2,086	0,047
12	2007	132	2,122	0,083
13	1999	147	2,168	0,130
14	2002	158	2,199	0,161
15	2013	187	2,272	0,234
Jumlah			30,574	
Log X rerata			2,038	
Standart deviasi			0,117	
Cs			0,355	

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari perhitungan di atas, didapatkan hujan rancangan dengan kala ulang adalah sebagai berikut:

Tabel 4.21

Curah Hujan Rancangan dengan Kala Ulang 2th, 5th,10th, 25th, 50th, dan 100th

Tr	Pr (%)	K	K . SD	Log X _{rancangan}	X _{rancangan}
2	50	-0,059	-0,007	2,031	107
5	20	0,820	0,096	2,134	136
10	10	1,313	0,153	2,192	155
25	4	1,866	0,218	2,256	180
50	2	2,238	0,261	2,300	199
100	1	2,583	0,302	2,340	219

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi

4.1.5.1. Uji Chi Square

Uji Chi Square digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis.

Tabel 4.22

Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	Y
80	-0,854	-0,100	1,938	87
60	-0,324	-0,038	2,000	100
40	0,237	0,028	2,066	116
20	0,827	0,097	2,135	136

Sumber: Hasil Perhitungan

Diketahui :

- Jumlah data = 15
- Jumlah Kelas (K) = $1 + 3,322 \log n$
= $1 + 3,322 \log 15$
= 5
- Derajat Bebas (n) = $k - h - 1$; $h = 2$
= $5 - 2 - 1$
= 2
- Expected Frequency = $\frac{\text{Data}}{\text{Kelas}}$
= $\frac{15}{5}$
= 3

Tabel 4.23
Hasil Perhitungan Chi Square

No	Batas Kelas	Jumlah Data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		fe	Ft		
1	0-87	3	3	0	0
2	87-100	2	3	-1	0,33
3	100-116	5	3	2	1,33
4	116-136	2	3	-1	0,33
5	136~	3	3	0	0,00
Jumlah		15	15		2,00

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{tabel} = 5,99$. Sedangkan nilai $x^2_{hitung} = 2$. Sehingga $x^2_{hitung} < x^2_{tabel}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima. Untuk $\alpha = 1\%$ diperoleh nilai $x^2_{tabel} = 9,21$. Sedangkan nilai $x^2_{hitung} = 2$. Sehingga $x^2_{hitung} < x^2_{tabel}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

4.1.5.2. Uji Smirnov-Kolmogorof

Uji Smirnov – Kolmogorof digunakan untuk menguji kesesuaian dari Distribusi secara horisontal dari data. Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data antara sebaran empiris dan sebaran teoritis.

Tabel 4.24
Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X	G	Pr (%)	Pt(X)	Pe(X)	Pe(X)-Pt(X)
1	2000	69	1,84	-1,69	95,97	0,04	0,06	0,02
2	2004	77	1,89	-1,30	91,04	0,09	0,13	0,04
3	2005	87	1,94	-0,85	80,01	0,20	0,19	0,01
4	2003	90	1,95	-0,71	74,71	0,25	0,25	0,00
5	2006	95	1,98	-0,54	68,03	0,32	0,31	0,01
6	2009	104	2,02	-0,18	54,70	0,45	0,38	0,08
7	2012	104	2,02	-0,17	54,29	0,46	0,44	0,02
8	2008	105	2,02	-0,13	52,77	0,47	0,50	0,03
9	2001	106	2,03	-0,11	51,63	0,48	0,56	0,08
10	2010	111	2,05	0,07	45,51	0,54	0,63	0,08
11	2011	121	2,09	0,41	34,13	0,66	0,69	0,03
12	2007	132	2,12	0,71	23,61	0,76	0,75	0,01
13	1999	147	2,17	1,11	14,05	0,86	0,81	0,05
14	2002	158	2,20	1,38	9,41	0,91	0,88	0,03
15	2013	187	2,27	2,00	4,63	0,95	0,94	0,02
							Δmaks	0,08

Sumber: Hasil Perhitungan

Signifikan (%)	: 5%	1%
Δ kritis (tabel nilai kritis uji smirnov kolmogorof)	: 33,8%	40,4%
Δ maks	: 8,0%	8,0 %

Tabel 4.25
Rekapitulasi Uji Smirnov-Kolmogorof

No	D kritis	D maks	Keterangan	
1,	0,34	0,08	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,40	0,08	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Data Perhitungan

4.1.6. Analisa Distribusi Hujan Metode Mononobe

Untuk memperkirakan hidrograf banjir rancangan dengan cara hidrograf satuan (*unit hydrograph*) perlu diketahui dahulu sebaran hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu. Distribusi hujan jam-jaman dari hujan terpusat selama 6 jam:

$$R_t = R_{24}/6 \cdot (6/t)^{2/3}$$

Curah Hujan jam ke T

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

Tabel 4.26
Perhitungan Rasio Hujan Jam-jaman

Jam ke- (t)	Distribusi hujan (Rt)		Curah hujan		Rasio (%)	Kumulatif [%]
	1 jam-an		jam ke-			
1	0,55	R24	0,55	R24	55	55
2	0,35	R24	0,14	R24	14	69
3	0,27	R24	0,10	R24	10	79
4	0,22	R24	0,08	R24	8	87
5	0,19	R24	0,07	R24	7	94
6	0,17	R24	0,06	R24	6	100
Jumlah			1,00		100	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.27
Perhitungan Distribusi Hujan Jam-jaman dengan Metode Mononobe

No	Jam Ke-	Hujan Jam-jaman					
		2	5	10	25	50	100
1	1,00	47	60	68	79	88	96
2	2,00	12	16	18	21	23	25
3	3,00	9	11	12	14	16	18
4	4,00	7	9	10	12	13	14
5	5,00	6	7	8	10	11	12
6	6,00	5	6	7	9	9	10
Probabilitas Hujan harian		107	136	155	180	199	219
Koefisien pengaliran		0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Hujan Efektif		86	109	124	144	160	175

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.7. Perhitungan Debit dengan Metode HSS Nakayasu

Standar data yang diperlukan :

1. Jangka waktu dari awal mula hujan sampai puncak hidrograf (*Time to Peak Magnitude*)
2. Jangka waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*Time Lag*)
3. Jangka waktu hidrograf (*Time Base of Hydrograph*)
4. Luas DAS (*Catchment Area*)
5. Panjang alur sungai utama (*Length of The Longest Channel*)
6. Koefisien pengaliran (*Run off Coefficient*)

Tabel 4.28
Karakteristik DAS Rambut

No.	Karakteristik	Nilai
1	Luas DAS (<i>A</i>)	31,03
2	Panjang Sungai Utama (<i>L</i>)	27,125
3	Parameter (α)	2,00
4	Koef. Pengaliran (<i>C</i>)	0,80
5	Hujan Satuan (<i>Ro</i>)	1,00

Sumber: Data DAS Rambut

Setelah diketahui parameter-parameter di atas dapat dihitung unit HSS Nakayasu sebagai berikut.

$$t_g = 0,4 + 0,058L = 1,97 \text{ jam}$$

$$t_r = 0,75t_g = 1,48 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r = 3,16 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} = a \times tg = 3,95 \text{ jam}$$

Variasi nilai $T_{0,3}$

$$0,5T_{0,3} = 1,97 \text{ jam}$$

$$1,5T_{0,3} = 5,92 \text{ jam}$$

$$2,5T_{0,3} = 24,10 \text{ jam}$$

$$Qp = \frac{4 \times Rq}{2,6(0,8T_p + T_{0,3})} = 1,76 \text{ m}^3/\text{det}$$

Berdasarkan hasil perhitungan unit hidrograf di atas dapat diketahui unit penggambaran hidrograf sebagai berikut disajikan dalam tabel.

Tabel 4.29

Waktu Lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung Naik	Qd0	0	0,000	T_p	3,16
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	T_p	3,16	$T_p + T_{0,3}$	7,10
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$T_p + T_{0,3}$	7,10	$T_p + 2,5 T_{0,3}$	13,02
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$T_p + 2,5 T_{0,3}$	13,02	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.30

Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

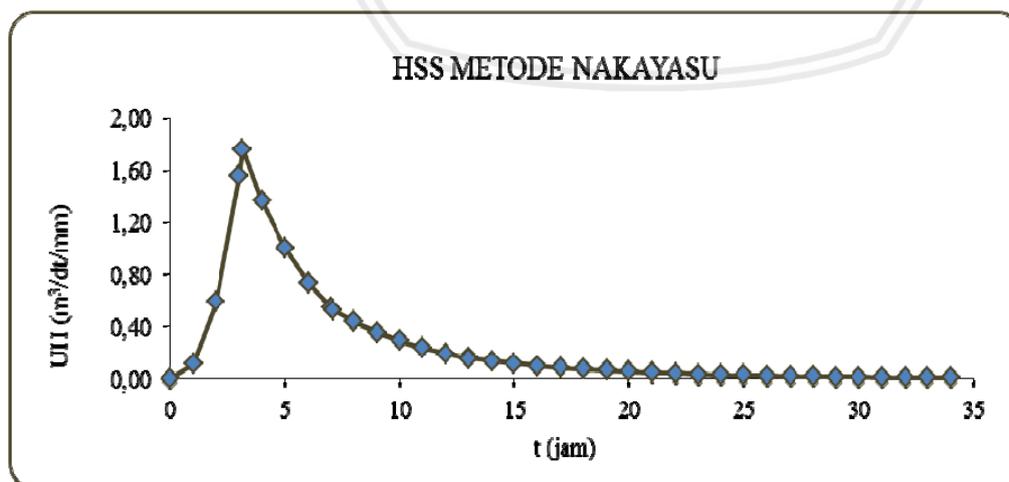
t (jam)	Q (m ³ /dt)	Ket
0	0,00	
1	0,11	Qa
2	0,59	
3	1,56	
3,16	1,76	Qp
4	1,36	
5	1,00	
6	0,74	Qd1
7	0,55	
7,10	0,53	
8	0,44	
9	0,36	
10	0,29	Qd2
11	0,24	
12	0,20	

Sumber: Hasil Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.30
Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

t (jam)	Q (m ³ /dt)	Ket
13	0,16	
13,02	0,16	
14	0,14	
15	0,12	
16	0,10	
17	0,09	
18	0,07	
19	0,06	
20	0,05	
21	0,05	
22	0,04	
23	0,03	
24	0,03	
25	0,03	
26	0,02	
27	0,02	
28	0,02	
29	0,01	
30	0,01	
31	0,01	
32	0,01	
33	0,01	
34	0,01	

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.12 Ordinat Titik Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan

$$\text{Perhitungan Volume limpasan (jam ke-)} = 10.010 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned}
 0-3,16 &= 0,5 \times 1,76 \times 3,16 \times 3600 \\
 3,16-4 &= 0,5 \times (1,76+ 1,36) \times 0,84 \times 3600 &= 4.738 \text{ m}^3 \\
 4-5 &= 0,5 \times (1,36+ 1,00) \times 1 \times 3600 &= 4.259 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan di atas dapat dilihat pada **Tabel 4.31**

Tabel 4.31
Perhitungan Volume Limpasan

t (jam)	Q (m ³ /dt)	Volume Limpasan (m ³)
3,157	1,76	10.010
4	1,36	4.738
5	1,00	4.259
6	0,74	3.139
7	0,55	2.314
8	0,44	1.774
9	0,36	1.439
10	0,29	1.175
11	0,24	958
12	0,20	782
13	0,16	638
14	0,14	533
15	0,12	457
16	0,10	392
17	0,09	337
18	0,07	289
19	0,06	248
20	0,05	213
21	0,05	183
22	0,04	157
23	0,03	135
24	0,03	116
25	0,03	99
26	0,02	85
27	0,02	73
28	0,02	63
29	0,01	54
30	0,01	46
31	0,01	40
32	0,01	34
33	0,01	29
34	0,01	25
Total(m ³)		34.836
Total (Km ³)		3,5 x 10 ⁻⁵

Sumber: Hasil Perhitungan

Kontrol: $d= 1 \text{ mm}$

$$d = \Sigma \text{ Volume limpasan HSS} / \text{Luas DAS}$$

$$\text{luas DAS} = 31,03 \text{ Km}^2$$

$$\text{volume limpasan HSS} = 3,5 \times 10^{-5} \text{ Km}^2$$

$$d = 3,5 \times 10^{-5} / 31,03 = 1,12 \text{ (mm)}$$

$$D = 1,12$$

maka hasil ordinat unit hidrograf diatas harus dikoreksi dengan dibagi angka koreksi 1,12.

Tabel 4.32

Debit Rencana (Q_t) Metode HSS Nakayasu Terkoreksi

t (jam)	Q (m^3/dt)
0	0,00
1	0,10
2	0,52
3	1,39
3,1572	1,57
4	1,21
5	0,89
6	0,66
7	0,49
7,1037	0,47
8	0,39
9	0,32
10	0,26
11	0,21
12	0,17
13	0,14
13,02345	0,14
14	0,12
15	0,10
16	0,09
17	0,08
18	0,07
19	0,06
20	0,05
21	0,04
22	0,04
23	0,03
24	0,03

Sumber: Hasil Perhitungan

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Lanjutan Tabel 4.32

Debit Rencana (Q_t) Metode HSS Nakayasu Terkoreksi

t (jam)	Q (m ³ /dt)
25	0,02
26	0,02
27	0,02
28	0,01
29	0,01
30	0,01
31	0,01
32	0,01
33	0,01
34	0,01

Sumber: Hasil Perhitungan

Perhitungan Volume limpasan (jam ke-)

$$0 - 3,16 = 0,5 \times 1,57 \times 3,16 \times 3600 = 8.916 \text{ m}^3$$

$$3,16 - 4 = 0,5 \times (1,57 + 1,21) \times 0,84 \times 3600 = 4.221 \text{ m}^3$$

$$4 - 5 = 0,5 \times (1,21 + 0,84) \times 1 \times 3600 = 3.794 \text{ m}^3$$

Hasil perhitungan di atas dapat dilihat pada **Tabel 4.33**

Tabel 4.33

Perhitungan Volume Limpasan Setelah Terkoreksi

t (jam)	Q (m ³ /dt)	Volume Limpasan (m ³)
0	0,00	
3,1572	1,57	8916
4	1,21	4221
5	0,89	3794
6	0,66	2796
7	0,49	2061
7,1037	0,47	179
8	0,39	1392
9	0,32	1282
10	0,26	1046
11	0,21	854
12	0,17	697
13	0,14	568
13,02345	0,14	12
14	0,12	462
15	0,10	407
16	0,09	349

Sumber: Hasil Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.33
Perhitungan Volume Limpasan Setelah Terkoreksi

t (jam)	Q (m ³ /dt)	Volume Limpasan (m ³)
17	0,08	300
18	0,07	258
19	0,06	221
20	0,05	190
21	0,04	163
22	0,04	140
23	0,03	120
24	0,03	103
25	0,02	89
26	0,02	76
27	0,02	65
28	0,01	56
29	0,01	48
30	0,01	41
31	0,01	35
32	0,01	30
33	0,01	26
34	0,01	22
Total (m ³)		31020
Total (Km ³)		3,1 x 10 ⁻⁵

Sumber: Hasil Perhitungan

Kontrol: $d = 1\text{mm}$

$$d = \frac{\sum \text{Volume limpasan HSS}}{\text{Luas DAS}}$$

$$= \frac{3,10 \times 10^{-5}}{31,103} = 9,997 \times 10^{-7} \text{ Km} = 1 \text{ mm}$$

Tabel 4.34

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 2 Tahun (Metode Nakayasu)

Jam ke	Qt (m ³ /dt)	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir (m ³ /dt)
		47,32	12,30	8,63	6,87	5,80	5,10	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
1	0,10	4,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5
2	0,52	24,82	6,45	0,00	0,00	0,00	0,00	31
3	1,39	65,68	17,07	11,98	0,00	0,00	0,00	95
4	1,21	57,42	14,92	10,47	8,33	0,00	0,00	91
5	0,89	42,32	11,00	7,72	6,14	5,19	0,00	72
6	0,66	31,19	8,11	5,69	4,53	3,82	3,34	57
7	0,49	22,99	5,98	4,19	3,34	2,82	2,46	42
8	0,39	18,56	4,82	3,38	2,69	2,28	1,99	34
9	0,32	15,15	3,94	2,76	2,20	1,86	1,62	28
10	0,26	12,36	3,21	2,25	1,79	1,51	1,32	22
11	0,21	10,08	2,62	1,84	1,46	1,24	1,08	18
12	0,17	8,23	2,14	1,50	1,19	1,01	0,88	15
13	0,14	6,71	1,75	1,22	0,97	0,82	0,72	12
14	0,12	5,76	1,50	1,05	0,84	0,71	0,62	10
15	0,10	4,94	1,28	0,90	0,72	0,61	0,53	9
16	0,09	4,24	1,10	0,77	0,62	0,52	0,45	8
17	0,08	3,64	0,95	0,66	0,53	0,45	0,39	7
18	0,07	3,13	0,81	0,57	0,45	0,38	0,34	6
19	0,06	2,69	0,70	0,49	0,39	0,33	0,29	5
20	0,05	2,31	0,60	0,42	0,33	0,28	0,25	4
21	0,04	1,98	0,51	0,36	0,29	0,24	0,21	4
22	0,04	1,70	0,44	0,31	0,25	0,21	0,18	3
23	0,03	1,46	0,38	0,27	0,21	0,18	0,16	3
24	0,03	1,25	0,33	0,23	0,18	0,15	0,13	2
25	0,02	1,08	0,28	0,20	0,16	0,13	0,12	2
26	0,02	0,92	0,24	0,17	0,13	0,11	0,10	2
27	0,02	0,79	0,21	0,14	0,12	0,10	0,08	1
28	0,01	0,68	0,18	0,12	0,10	0,08	0,07	1
29	0,01	0,58	0,15	0,11	0,08	0,07	0,06	1
30	0,01	0,50	0,13	0,09	0,07	0,06	0,05	1
31	0,01	0,43	0,11	0,08	0,06	0,05	0,05	1
32	0,01	0,37	0,10	0,07	0,05	0,05	0,04	1
33	0,01	0,32	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	1
34	0,01	0,27	0,07	0,05	0,04	0,03	0,03	0

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.35

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 5 Tahun (Metode Nakayasu)

Jam	Qt (m ³ /dt)	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir (m ³ /dt)
		59,93	15,58	10,93	8,70	7,35	6,42	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
1	0,10	5,96	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6
2	0,52	31,44	8,17	0,00	0,00	0,00	0,00	40
3	1,39	83,19	21,62	15,17	0,00	0,00	0,00	120
4	1,21	72,72	18,90	13,26	10,55	0,00	0,00	115
5	0,89	53,60	13,93	9,77	7,78	6,57	0,00	92
6	0,66	39,50	10,27	7,20	5,73	4,84	4,23	72
7	0,49	29,12	7,57	5,31	4,23	3,57	3,12	53
8	0,39	23,51	6,11	4,29	3,41	2,88	2,52	43
9	0,32	19,18	4,99	3,50	2,78	2,35	2,06	35
10	0,26	15,65	4,07	2,85	2,27	1,92	1,68	28
11	0,21	12,77	3,32	2,33	1,85	1,57	1,37	23
12	0,17	10,42	2,71	1,90	1,51	1,28	1,12	19
13	0,14	8,50	2,21	1,55	1,23	1,04	0,91	15
14	0,12	7,29	1,90	1,33	1,06	0,89	0,78	13
15	0,10	6,26	1,63	1,14	0,91	0,77	0,67	11
16	0,09	5,37	1,40	0,98	0,78	0,66	0,58	10
17	0,08	4,61	1,20	0,84	0,67	0,57	0,49	8
18	0,07	3,96	1,03	0,72	0,58	0,49	0,42	7
19	0,06	3,40	0,88	0,62	0,49	0,42	0,36	6
20	0,05	2,92	0,76	0,53	0,42	0,36	0,31	5
21	0,04	2,51	0,65	0,46	0,36	0,31	0,27	5
22	0,04	2,15	0,56	0,39	0,31	0,26	0,23	4
23	0,03	1,85	0,48	0,34	0,27	0,23	0,20	3
24	0,03	1,59	0,41	0,29	0,23	0,19	0,17	3
25	0,02	1,36	0,35	0,25	0,20	0,17	0,15	2
26	0,02	1,17	0,30	0,21	0,17	0,14	0,13	2
27	0,02	1,00	0,26	0,18	0,15	0,12	0,11	2
28	0,01	0,86	0,22	0,16	0,13	0,11	0,09	2
29	0,01	0,74	0,19	0,13	0,11	0,09	0,08	1
30	0,01	0,64	0,17	0,12	0,09	0,08	0,07	1
31	0,01	0,55	0,14	0,10	0,08	0,07	0,06	1
32	0,01	0,47	0,12	0,09	0,07	0,06	0,05	1
33	0,01	0,40	0,10	0,07	0,06	0,05	0,04	1
34	0,01	0,35	0,09	0,06	0,05	0,04	0,04	1

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.36

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 10 Tahun (Metode Nakayasu)

Jam ke	Qt (m ³ /dt)	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir (m ³ /dt)
		68,45	17,79	12,48	9,94	8,39	7,33	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
1	0,10	6,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7
2	0,52	35,90	9,33	0,00	0,00	0,00	0,00	45
3	1,39	95,00	24,69	17,32	0,00	0,00	0,00	137
4	1,21	83,04	21,59	15,14	12,05	0,00	0,00	132
5	0,89	61,21	15,91	11,16	8,88	7,50	0,00	105
6	0,66	45,12	11,73	8,23	6,55	5,53	4,83	82
7	0,49	33,25	8,64	6,06	4,83	4,08	3,56	60
8	0,39	26,85	6,98	4,90	3,90	3,29	2,88	49
9	0,32	21,91	5,69	3,99	3,18	2,69	2,35	40
10	0,26	17,88	4,65	3,26	2,59	2,19	1,92	32
11	0,21	14,59	3,79	2,66	2,12	1,79	1,56	27
12	0,17	11,90	3,09	2,17	1,73	1,46	1,28	22
13	0,14	9,71	2,52	1,77	1,41	1,19	1,04	18
14	0,12	8,33	2,16	1,52	1,21	1,02	0,89	15
15	0,10	7,15	1,86	1,30	1,04	0,88	0,77	13
16	0,09	6,14	1,60	1,12	0,89	0,75	0,66	11
17	0,08	5,27	1,37	0,96	0,76	0,65	0,56	10
18	0,07	4,52	1,18	0,82	0,66	0,55	0,48	8
19	0,06	3,88	1,01	0,71	0,56	0,48	0,42	7
20	0,05	3,33	0,87	0,61	0,48	0,41	0,36	6
21	0,04	2,86	0,74	0,52	0,42	0,35	0,31	5
22	0,04	2,46	0,64	0,45	0,36	0,30	0,26	4
23	0,03	2,11	0,55	0,38	0,31	0,26	0,23	4
24	0,03	1,81	0,47	0,33	0,26	0,22	0,19	3
25	0,02	1,56	0,40	0,28	0,23	0,19	0,17	3
26	0,02	1,34	0,35	0,24	0,19	0,16	0,14	2
27	0,02	1,15	0,30	0,21	0,17	0,14	0,12	2
28	0,01	0,98	0,26	0,18	0,14	0,12	0,11	2
29	0,01	0,84	0,22	0,15	0,12	0,10	0,09	2
30	0,01	0,73	0,19	0,13	0,11	0,09	0,08	1
31	0,01	0,62	0,16	0,11	0,09	0,08	0,07	1
32	0,01	0,53	0,14	0,10	0,08	0,07	0,06	1
33	0,01	0,46	0,12	0,08	0,07	0,06	0,05	1
34	0,01	0,39	0,10	0,07	0,06	0,05	0,04	1

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.37

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun (Metode Nakayasu)

Jam ke	Qt (m ³ /dt)	Akibat Hujan Jam-jaman						Qbanjir (m ³ /dt)
		79,42	20,64	14,48	11,53	9,73	8,51	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
1	0,10	7,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8
2	0,52	41,66	10,83	0,00	0,00	0,00	0,00	52
3	1,39	110,23	28,65	20,10	0,00	0,00	0,00	159
4	1,21	96,35	25,04	17,57	13,99	0,00	0,00	153
5	0,89	71,02	18,46	12,95	10,31	8,71	0,00	121
6	0,66	52,35	13,61	9,54	7,60	6,42	5,61	95
7	0,49	38,58	10,03	7,03	5,60	4,73	4,13	70
8	0,39	31,15	8,10	5,68	4,52	3,82	3,34	57
9	0,32	25,42	6,61	4,63	3,69	3,12	2,72	46
10	0,26	20,74	5,39	3,78	3,01	2,54	2,22	38
11	0,21	16,92	4,40	3,09	2,46	2,07	1,81	31
12	0,17	13,81	3,59	2,52	2,00	1,69	1,48	25
13	0,14	11,27	2,93	2,05	1,64	1,38	1,21	20
14	0,12	9,66	2,51	1,76	1,40	1,18	1,04	18
15	0,10	8,30	2,16	1,51	1,20	1,02	0,89	15
16	0,09	7,12	1,85	1,30	1,03	0,87	0,76	13
17	0,08	6,11	1,59	1,11	0,89	0,75	0,66	11
18	0,07	5,25	1,36	0,96	0,76	0,64	0,56	10
19	0,06	4,51	1,17	0,82	0,65	0,55	0,48	8
20	0,05	3,87	1,01	0,71	0,56	0,47	0,41	7
21	0,04	3,32	0,86	0,61	0,48	0,41	0,36	6
22	0,04	2,85	0,74	0,52	0,41	0,35	0,31	5
23	0,03	2,45	0,64	0,45	0,36	0,30	0,26	4
24	0,03	2,10	0,55	0,38	0,31	0,26	0,23	4
25	0,02	1,80	0,47	0,33	0,26	0,22	0,19	3
26	0,02	1,55	0,40	0,28	0,22	0,19	0,17	3
27	0,02	1,33	0,35	0,24	0,19	0,16	0,14	2
28	0,01	1,14	0,30	0,21	0,17	0,14	0,12	2
29	0,01	0,98	0,25	0,18	0,14	0,12	0,11	2
30	0,01	0,84	0,22	0,15	0,12	0,10	0,09	2
31	0,01	0,72	0,19	0,13	0,10	0,09	0,08	1
32	0,01	0,62	0,16	0,11	0,09	0,08	0,07	1
33	0,01	0,53	0,14	0,10	0,08	0,07	0,06	1
34	0,01	0,46	0,12	0,08	0,07	0,06	0,05	1

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.38

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun (Metode Nakayasu)

Jam	Qt (m ³ /dt)	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir (m ³ /dt)
		87,78	22,82	16,01	12,74	10,76	9,41	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
1	0,10	8,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9
2	0,52	46,04	11,97	0,00	0,00	0,00	0,00	58
3	1,39	121,84	31,67	22,22	0,00	0,00	0,00	176
4	1,21	106,50	27,68	19,42	15,46	0,00	0,00	169
5	0,89	78,50	20,40	14,31	11,39	9,62	0,00	134
6	0,66	57,86	15,04	10,55	8,40	7,09	6,20	105
7	0,49	42,65	11,08	7,78	6,19	5,23	4,57	77
8	0,39	34,43	8,95	6,28	5,00	4,22	3,69	63
9	0,32	28,10	7,30	5,12	4,08	3,44	3,01	51
10	0,26	22,93	5,96	4,18	3,33	2,81	2,46	42
11	0,21	18,71	4,86	3,41	2,72	2,29	2,00	34
12	0,17	15,26	3,97	2,78	2,22	1,87	1,64	28
13	0,14	12,46	3,24	2,27	1,81	1,53	1,33	23
14	0,12	10,68	2,78	1,95	1,55	1,31	1,14	19
15	0,10	9,17	2,38	1,67	1,33	1,12	0,98	17
16	0,09	7,87	2,05	1,44	1,14	0,96	0,84	14
17	0,08	6,76	1,76	1,23	0,98	0,83	0,72	12
18	0,07	5,80	1,51	1,06	0,84	0,71	0,62	11
19	0,06	4,98	1,29	0,91	0,72	0,61	0,53	9
20	0,05	4,28	1,11	0,78	0,62	0,52	0,46	8
21	0,04	3,67	0,95	0,67	0,53	0,45	0,39	7
22	0,04	3,15	0,82	0,57	0,46	0,39	0,34	6
23	0,03	2,71	0,70	0,49	0,39	0,33	0,29	5
24	0,03	2,32	0,60	0,42	0,34	0,28	0,25	4
25	0,02	1,99	0,52	0,36	0,29	0,24	0,21	4
26	0,02	1,71	0,45	0,31	0,25	0,21	0,18	3
27	0,02	1,47	0,38	0,27	0,21	0,18	0,16	3
28	0,01	1,26	0,33	0,23	0,18	0,15	0,14	2
29	0,01	1,08	0,28	0,20	0,16	0,13	0,12	2
30	0,01	0,93	0,24	0,17	0,14	0,11	0,10	2
31	0,01	0,80	0,21	0,15	0,12	0,10	0,09	1
32	0,01	0,69	0,18	0,13	0,10	0,08	0,07	1
33	0,01	0,59	0,15	0,11	0,09	0,07	0,06	1
34	0,01	0,51	0,13	0,09	0,07	0,06	0,05	1

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.39

Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun (Metode Nakayasu)

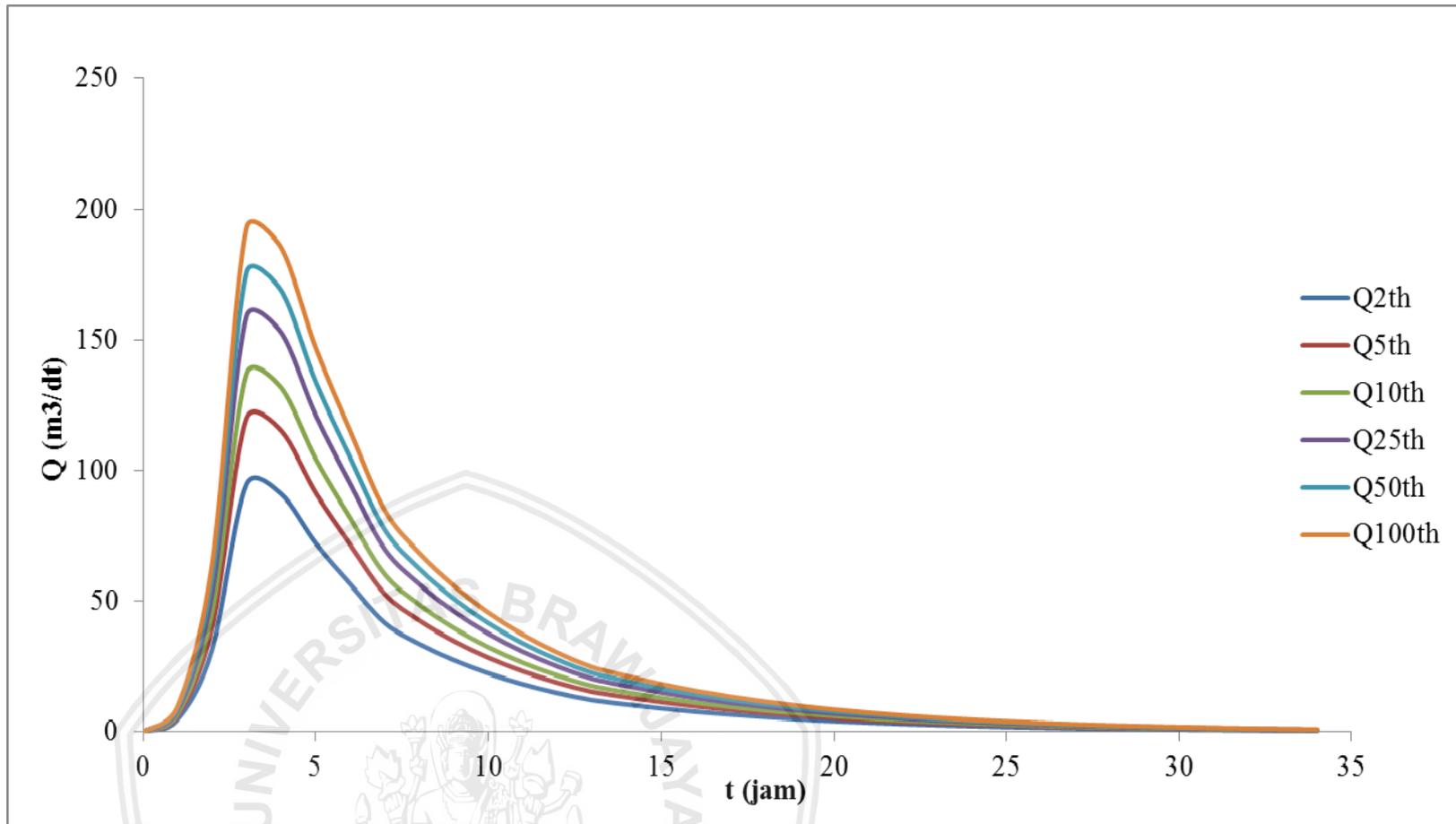
Jam ke	Qt (m ³ /dt)	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir (m ³ /dt)
		96,31	25,03	17,56	13,98	11,80	10,32	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
1	0,10	9,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	10
2	0,52	50,52	13,13	0,00	0,00	0,00	0,00	64
3	1,39	133,67	34,74	24,37	0,00	0,00	0,00	193
4	1,21	116,84	30,37	21,30	16,96	0,00	0,00	185
5	0,89	86,12	22,39	15,70	12,50	10,56	0,00	147
6	0,66	63,48	16,50	11,57	9,21	7,78	6,80	115
7	0,49	46,79	12,16	8,53	6,79	5,74	5,01	85
8	0,39	37,78	9,82	6,89	5,48	4,63	4,05	69
9	0,32	30,82	8,01	5,62	4,47	3,78	3,30	56
10	0,26	25,15	6,54	4,59	3,65	3,08	2,69	46
11	0,21	20,52	5,33	3,74	2,98	2,52	2,20	37
12	0,17	16,75	4,35	3,05	2,43	2,05	1,79	30
13	0,14	13,66	3,55	2,49	1,98	1,67	1,46	25
14	0,12	11,72	3,05	2,14	1,70	1,44	1,26	21
15	0,10	10,06	2,61	1,83	1,46	1,23	1,08	18
16	0,09	8,64	2,24	1,57	1,25	1,06	0,93	16
17	0,08	7,41	1,93	1,35	1,08	0,91	0,79	13
18	0,07	6,37	1,65	1,16	0,92	0,78	0,68	12
19	0,06	5,47	1,42	1,00	0,79	0,67	0,59	10
20	0,05	4,69	1,22	0,86	0,68	0,58	0,50	9
21	0,04	4,03	1,05	0,73	0,58	0,49	0,43	7
22	0,04	3,46	0,90	0,63	0,50	0,42	0,37	6
23	0,03	2,97	0,77	0,54	0,43	0,36	0,32	5
24	0,03	2,55	0,66	0,46	0,37	0,31	0,27	5
25	0,02	2,19	0,57	0,40	0,32	0,27	0,23	4
26	0,02	1,88	0,49	0,34	0,27	0,23	0,20	3
27	0,02	1,61	0,42	0,29	0,23	0,20	0,17	3
28	0,01	1,38	0,36	0,25	0,20	0,17	0,15	3
29	0,01	1,19	0,31	0,22	0,17	0,15	0,13	2
30	0,01	1,02	0,27	0,19	0,15	0,13	0,11	2
31	0,01	0,88	0,23	0,16	0,13	0,11	0,09	2
32	0,01	0,75	0,20	0,14	0,11	0,09	0,08	1
33	0,01	0,65	0,17	0,12	0,09	0,08	0,07	1
34	0,01	0,55	0,14	0,10	0,08	0,07	0,06	1

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.40
Rekapitulasi Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan

Jam	Debit Banjir Rancangan (m ³ /dt)					
	ke	2	5	10	25	50
0	0	0	0	0	0	0
1	5	6	7	8	9	10
2	31	40	45	52	58	64
3	95	120	137	159	176	193
4	91	115	132	153	169	185
5	72	92	105	121	134	147
6	57	72	82	95	105	115
7	42	53	60	70	77	85
8	34	43	49	57	63	69
9	28	35	40	46	51	56
10	22	28	32	38	42	46
11	18	23	27	31	34	37
12	15	19	22	25	28	30
13	12	15	18	20	23	25
14	10	13	15	18	19	21
15	9	11	13	15	17	18
16	8	10	11	13	14	16
17	7	8	10	11	12	13
18	6	7	8	10	11	12
19	5	6	7	8	9	10
20	4	5	6	7	8	9
21	4	5	5	6	7	7
22	3	4	4	5	6	6
23	3	3	4	4	5	5
24	2	3	3	4	4	5
25	2	2	3	3	4	4
26	2	2	2	3	3	3
27	1	2	2	2	3	3
28	1	2	2	2	2	3
29	1	1	2	2	2	2
30	1	1	1	2	2	2
31	1	1	1	1	1	2
32	1	1	1	1	1	1
33	1	1	1	1	1	1
34	0	1	1	1	1	1
Max	95	120	137	159	176	193

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.13. Grafik Hidrograf Banjir Metode Nakayasu
 Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.8. Perhitungan Debit Andalan dengan Metode Bulan Dasar Perencanaan (*Basic Month*)

Metode ini paling sering dipakai karena keandalan debit dihitung mulai Bulan Januari sampai dengan Bulan Desember, jadi lebih bisa menggambarkan keandalan pada musim kemarau dan musim penghujan.

Dalam perhitungan debit andalan ini menggunakan debit dari hasil pencatatan Debit Sungai Rambut sepanjang tahun 1999-2013. Berikut hasil perhitungan debit andalan:

Contoh Perhitungan:

1. Bulan Januari

Tabel 4.41

Debit Pada Bulan Januari Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2003	4,62	0,665	6,25
2	2007	6,75	0,830	12,5
3	1999	7,38	0,868	18,75
4	2000	7,97	0,901	25
5	2005	11,57	1,063	31,25
6	2008	13,88	1,142	37,5
7	2012	18,74	1,273	43,75
8	2002	19,39	1,288	50
9	2010	20,75	1,317	56,25
10	2013	24,54	1,390	62,5
11	2001	25,65	1,409	68,75
12	2009	27,66	1,442	75
13	2011	30,33	1,482	81,25
14	2004	31,96	1,505	87,5
15	2006	48,90	1,689	93,75
Qrerata		20,01	1,218	

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,295
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,430
G	= -0,814
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 1,218 + (-0,814 x 0,295)
Log Q80%	= 0,978
Q80%	= 9,500 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2003: Q	= 4,66 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 1,218
Simpangan Baku (Sd)	= 0,295
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,430; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 4,662	= 1,218 + G x 0,295
G	= -1,875

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat $Pr = 95,5\% = 0,955$. Berarti nilai Pt untuk tahun 2003 = 0,045.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.42

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Januari

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2003	4,622	0,665	0,063	-1,875	0,955	0,045	0,018
2	2007	6,753	0,830	0,125	-1,316	0,900	0,100	0,025
3	1999	7,383	0,868	0,188	-1,185	0,874	0,126	0,061
4	2000	7,969	0,901	0,250	-1,072	0,851	0,149	0,101
5	2005	11,574	1,063	0,313	-0,523	0,701	0,299	0,014
6	2008	13,880	1,142	0,375	-0,255	0,611	0,389	0,014
7	2012	18,738	1,273	0,438	0,187	0,456	0,544	0,107
8	2002	19,394	1,288	0,500	0,238	0,436	0,564	0,064
9	2010	20,745	1,317	0,563	0,337	0,398	0,602	0,039
10	2013	24,535	1,390	0,625	0,584	0,304	0,696	0,071
11	2001	25,649	1,409	0,688	0,650	0,279	0,721	0,034
12	2009	27,657	1,442	0,750	0,761	0,236	0,764	0,014
13	2011	30,332	1,482	0,813	0,897	0,189	0,811	0,001
14	2004	31,960	1,505	0,875	0,974	0,168	0,832	0,043
15	2006	48,900	1,689	0,938	1,600	0,039	0,961	0,023
Qrerata		20,006	1,218				Δ_{maks}	0,107

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat $\Delta_{maks} = 0,107$.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan $\alpha = 5\%$, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta_{cr} = 0,338$. Dan untuk $\alpha = 1\%$, didapat $\Delta_{cr} = 0,404$.

Tabel 4.43
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D _{critis}	D _{maks}		Keterangan
1,	0,338	0,107	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,107	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.44
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,814	-0,240	0,978	9,500
60	-0,224	-0,066	1,152	14,177
40	0,332	0,098	1,316	20,682
20	0,855	0,252	1,470	29,493

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.45
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 9,500	4	3	1	0,333
2	9,500 - 14,177	2	3	-1	0,333
3	14,177 - 20,682	2	3	-1	0,333
4	20,682 - 29,493	4	3	1	0,333
5	29,493~	3	3	0	0,000
Jumlah		15	15		1,333

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 1,333$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

2. Bulan Februari

Tabel 4.46

Debit Pada Bulan Februari Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2001	11,45	1,059	6,25
2	1999	12,30	1,090	12,5
3	2000	19,89	1,299	18,75
4	2002	20,43	1,310	25
5	2012	23,65	1,374	31,25
6	2008	24,30	1,386	37,5
7	2005	25,11	1,400	43,75
8	2010	30,37	1,482	50
9	2013	32,18	1,508	56,25
10	2007	37,73	1,577	62,5
11	2006	38,34	1,584	68,75
12	2004	39,96	1,602	75
13	2011	40,70	1,610	81,25
14	2003	43,55	1,639	87,5
15	2009	60,49	1,782	93,75
Qrerata		30,70	1,447	

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,202
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,526
G	= -0,806
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 1,447 + (-0,806 x 0,202)
Log Q80%	= 1,284
Q80%	= 19,231 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2001: Q	= 11,45 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 1,059
Simpangan Baku (Sd)	= 0,202
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,526; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 11,449	= 1,447 + G x 0,202
G	= -1,922

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat $Pr = 95,6\% = 0,956$. Berarti nilai Pt untuk tahun 2001 = 0,044.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.47

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Februari

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2001	11,449	1,059	0,063	-1,922	0,956	0,044	0,019
2	1999	12,299	1,090	0,125	-1,768	0,949	0,051	0,074
3	2000	19,886	1,299	0,188	-0,734	0,776	0,224	0,037
4	2002	20,432	1,310	0,250	-0,675	0,756	0,244	0,006
5	2012	23,653	1,374	0,313	-0,360	0,650	0,350	0,037
6	2008	24,304	1,386	0,375	-0,302	0,631	0,369	0,006
7	2005	25,107	1,400	0,438	-0,232	0,607	0,393	0,045
8	2010	30,373	1,482	0,500	0,178	0,465	0,535	0,035
9	2013	32,178	1,508	0,563	0,302	0,416	0,584	0,021
10	2007	37,732	1,577	0,625	0,645	0,282	0,718	0,093
11	2006	38,336	1,584	0,688	0,679	0,269	0,731	0,043
12	2004	39,958	1,602	0,750	0,768	0,234	0,766	0,016
13	2011	40,704	1,610	0,813	0,808	0,219	0,781	0,031
14	2003	43,552	1,639	0,875	0,954	0,173	0,827	0,048
15	2009	60,488	1,782	0,938	1,661	0,030	0,970	0,033
Qrerata		30,697	1,447				Δ_{maks}	0,093

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat $\Delta_{maks} = 0,093$.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan $\alpha = 5\%$, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta_{cr} = 0,338$. Dan untuk $\alpha = 1\%$, didapat $\Delta_{cr} = 0,404$.

Tabel 4.48
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D kritis	D maks		Keterangan
1,	0,338	0,093	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,093	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.49
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,806	-0,163	1,284	19,231
60	-0,211	-0,042	1,404	25,358
40	0,343	0,069	1,516	32,803
20	0,856	0,173	1,619	41,627

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.50.
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 19,231	2	3	-1	0,333
2	19,231 - 25,358	5	3	2	1,333
3	25,358 - 32,803	2	3	-1	0,333
4	32,803 - 41,627	4	3	1	0,333
5	41,627~	2	3	-1	0,333
	Jumlah	15	15		2,667

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 2,667$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

3. Bulan Maret

Tabel 4.51
Debit Pada Bulan Maret Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	1999	7,24	0,860	6,25
2	2008	11,24	1,051	12,5
3	2003	13,51	1,131	18,75
4	2006	14,06	1,148	25
5	2000	14,31	1,155	31,25
6	2002	15,10	1,179	37,5
7	2001	15,66	1,195	43,75
8	2004	17,45	1,242	50
9	2012	18,39	1,265	56,25
10	2005	19,47	1,289	62,5
11	2009	19,81	1,297	68,75
12	2007	20,39	1,309	75
13	2010	21,78	1,338	81,25
14	2013	24,40	1,387	87,5
15	2011	30,41	1,483	93,75
	Qrerata	17,55	1,222	

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,149
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,712
G	= -0,788
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 1,222 + (-0,788 x 0,149)
Log Q80%	= 1,105
Q80%	= 12,722 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 1999: Q	= 7,24 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 0,860
Simpangan Baku (Sd)	= 0,149
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,712; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 7,241	= 1,222 + G x 0,149
G	= -2,432

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat $Pr = 97,3\% = 0,973$. Berarti nilai Pt untuk tahun 1999 = 0,036.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.52.

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Maret

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta = Pe - Pt $
1	1999	7,241	0,860	0,063	-2,432	0,973	0,027	0,036
2	2008	11,239	1,051	0,125	-1,150	0,866	0,134	0,009
3	2003	13,513	1,131	0,188	-0,612	0,744	0,256	0,069
4	2006	14,059	1,148	0,250	-0,497	0,706	0,294	0,044
5	2000	14,305	1,155	0,313	-0,446	0,689	0,311	0,002
6	2002	15,097	1,179	0,375	-0,289	0,637	0,363	0,012
7	2001	15,655	1,195	0,438	-0,183	0,602	0,398	0,040
8	2004	17,454	1,242	0,500	0,134	0,497	0,503	0,003
9	2012	18,388	1,265	0,563	0,286	0,435	0,565	0,003
10	2005	19,468	1,289	0,625	0,453	0,366	0,634	0,009
11	2009	19,811	1,297	0,688	0,504	0,345	0,655	0,033
12	2007	20,392	1,309	0,750	0,588	0,310	0,690	0,060
13	2010	21,778	1,338	0,813	0,780	0,231	0,769	0,044
14	2013	24,397	1,387	0,875	1,111	0,119	0,881	0,006
15	2011	30,406	1,483	0,938	1,754	0,010	0,990	0,053
Qrerata		17,547	1,222				Δ_{maks}	0,069

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat $\Delta_{maks} = 0,069$.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan $\alpha = 5\%$, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta_{cr} = 0,338$. Dan untuk $\alpha = 1\%$, didapat $\Delta_{cr} = 0,404$.

Tabel 4.53
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D _{critis}	D _{maks}		Keterangan
1,	0,338	0,069	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,069	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.54
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,783	-0,116	1,105	12,747
60	-0,176	-0,026	1,196	15,695
40	0,371	0,055	1,277	18,928
20	0,856	0,127	1,349	22,355

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.55
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 12,747	2	3	-1	0,333
2	12,747- 15,695	5	3	2	1,333
3	15,695 - 18,928	2	3	-1	0,333
4	18,928 - 22,355	4	3	1	0,333
5	22,355~	2	3	-1	0,333
	Jumlah	15	15		2,667

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 2,667$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

4. Bulan April

Tabel 4.56

Debit Pada Bulan April Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2003	3,20	0,505	6,25
2	1999	3,89	0,589	12,5
3	2008	4,16	0,619	18,75
4	2006	6,53	0,815	25
5	2000	6,71	0,827	31,25
6	2005	8,32	0,920	37,5
7	2004	8,46	0,928	43,75
8	2009	8,53	0,931	50
9	2010	9,75	0,989	56,25
10	2002	10,74	1,031	62,5
11	2011	15,42	1,188	68,75
12	2007	16,55	1,219	75
13	2001	18,78	1,274	81,25
14	2013	18,88	1,276	87,5
15	2012	22,33	1,349	93,75
	Qrerata	10,82	0,964	

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,264
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,228
G	= -0,828
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 0,964 + (-0,828 x 0,264)
Log Q80%	= 0,745
Q80%	= 5,560 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2003: Q	= 3,20 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 0,505
Simpangan Baku (Sd)	= 0,264
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,228; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 3,202	= 0,964 + G x 0,264
G	= -1,753

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat Pr= 94,9% = 0,949. Berarti nilai Pt untuk tahun 2003 = 0,051.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.57

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan April

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2003	3,202	0,505	0,063	-1,735	0,949	0,051	0,011
2	1999	3,878	0,589	0,125	-1,420	0,913	0,087	0,038
3	2008	4,155	0,619	0,188	-1,307	0,900	0,100	0,087
4	2006	6,531	0,815	0,250	-0,564	0,710	0,290	0,040
5	2000	6,711	0,827	0,313	-0,519	0,694	0,306	0,007
6	2005	8,324	0,920	0,375	-0,165	0,573	0,427	0,052
7	2004	8,464	0,928	0,438	-0,137	0,563	0,437	0,001
8	2009	8,527	0,931	0,500	-0,125	0,559	0,441	0,059
9	2010	9,748	0,989	0,563	0,095	0,482	0,518	0,044
10	2002	10,744	1,031	0,625	0,255	0,422	0,578	0,047
11	2011	15,416	1,188	0,688	0,848	0,202	0,798	0,111
12	2007	16,549	1,219	0,750	0,965	0,172	0,828	0,078
13	2001	18,776	1,274	0,813	1,172	0,119	0,881	0,068
14	2013	18,875	1,276	0,875	1,181	0,117	0,883	0,008
15	2012	22,334	1,349	0,938	1,457	0,068	0,932	0,006
Qrerata		10,816	0,964				Δ_{maks}	0,111

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat Δ_{maks} = 0,111.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan α = 5%, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat Δ_{cr} = 0,338. Dan untuk α = 1%, didapat Δ_{cr} = 0,404.

Tabel 4.58.
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D kritis	D maks		Keterangan
1,	0,338	0,111	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,111	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.59
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,826	-0,218	0,746	5,569
60	-0,245	-0,065	0,899	7,929
40	0,314	0,083	1,047	11,143
20	0,852	0,225	1,189	15,455

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.60
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		fe	Ft		
1	0 - 5,569	3	3	0	0,000
2	5,569 - 7,929	2	3	-1	0,333
3	7,929 - 11,143	5	3	2	1,333
4	11,143 - 15,455	1	3	-2	1,333
5	15,455 ~	4	3	1	0,333
	Jumlah	15	15		3,333

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 3,333$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

5. Bulan Mei

Tabel 4.61
Debit Pada Bulan Mei Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2008	1,88	0,274	6,25
2	2003	2,07	0,316	12,5
3	2009	3,69	0,567	18,75
4	2001	3,85	0,585	25
5	2012	4,35	0,639	31,25
6	2005	4,75	0,676	37,5
7	2006	4,85	0,685	43,75
8	1999	5,03	0,702	50
9	2000	6,13	0,788	56,25
10	2002	7,36	0,867	62,5
11	2013	7,77	0,890	68,75
12	2007	9,35	0,971	75
13	2004	10,03	1,001	81,25
14	2010	11,10	1,045	87,5
15	2011	11,18	1,048	93,75
Qrerata		6,23	0,737	

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,242
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,506
G	= -0,808
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 0,737 + (-0,808 x 0,242)
Log Q80%	= 0,542
Q80%	= 3,480 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2008: Q	= 1,878 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 0,737
Simpangan Baku (Sd)	= 0,242
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,506; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 1,878	= 0,737 + G x 0,242
G	= -1,914

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat $Pr = 95,5\% = 0,955$. Berarti nilai Pt untuk tahun 2008 = 0,045.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.62

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Mei

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2008	1,878	0,274	0,063	-1,914	0,955	0,045	0,018
2	2003	2,071	0,316	0,125	-1,739	0,944	0,056	0,069
3	2009	3,692	0,567	0,188	-0,701	0,766	0,234	0,046
4	2001	3,848	0,585	0,250	-0,627	0,741	0,259	0,009
5	2012	4,353	0,639	0,313	-0,406	0,668	0,332	0,020
6	2005	4,745	0,676	0,375	-0,251	0,616	0,384	0,009
7	2006	4,847	0,685	0,438	-0,213	0,603	0,397	0,040
8	1999	5,031	0,702	0,500	-0,146	0,581	0,419	0,081
9	2000	6,134	0,788	0,563	0,209	0,455	0,545	0,017
10	2002	7,361	0,867	0,625	0,537	0,326	0,674	0,049
11	2013	7,765	0,890	0,688	0,633	0,288	0,712	0,024
12	2007	9,350	0,971	0,750	0,966	0,169	0,831	0,081
13	2004	10,034	1,001	0,813	1,093	0,132	0,868	0,055
14	2010	11,096	1,045	0,875	1,273	0,088	0,912	0,037
15	2011	11,178	1,048	0,938	1,286	0,085	0,915	0,023
Qrerata		6,226	0,737				Δ_{maks}	0,081

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat $\Delta_{maks} = 0,081$.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan $\alpha = 5\%$, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta_{cr} = 0,338$. Dan untuk $\alpha = 1\%$, didapat $\Delta_{cr} = 0,404$.

Tabel 4.63
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D _{critis}	D _{maks}		Keterangan
1,	0,338	0,081	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,081	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.64
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,802	-0,194	0,543	3,490
60	-0,204	-0,049	0,688	4,871
40	0,349	0,084	0,821	6,629
20	0,857	0,207	0,944	8,798

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.65
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 3,490	2	3	-1	0,333
2	3,490 - 4,871	5	3	2	1,333
3	4,871 - 6,629	2	3	-1	0,333
4	6,629 - 8,798	2	3	-1	0,333
5	8,798~	4	3	1	0,333
	Jumlah	15	15		2,667

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 2,667$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

6. Bulan Juni

Tabel 4.66

Debit Pada Bulan Juni Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2008	0,93	-0,031	6,25
2	2003	1,06	0,027	12,5
3	2012	1,92	0,284	18,75
4	2002	2,00	0,301	25
5	2004	2,03	0,306	31,25
6	1999	2,11	0,324	37,5
7	2013	2,18	0,339	43,75
8	2006	2,34	0,369	50
9	2011	2,44	0,388	56,25
10	2009	2,57	0,410	62,5
11	2005	2,66	0,424	68,75
12	2007	5,67	0,754	75
13	2001	6,06	0,782	81,25
14	2010	7,29	0,863	87,5
15	2000	8,00	0,903	93,75
Qrerata		3,29	0,430	

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,280
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 0,351
G	= -0,854
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 0,430+ (-0,854 x 0,280)
Log Q80%	= 0,191
Q80%	= 1,552 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2008: Q	= 0,931 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 0,430
Simpangan Baku (Sd)	= 0,280
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 0,351; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 0,931	= 0,430 + G x 0,280
G	= -1,648

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat Pr= 95,8% = 0,958. Berarti nilai Pt untuk tahun 2008 = 0,042.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.67

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Juni

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2008	0,931	-0,031	0,063	-1,648	0,958	0,042	0,021
2	2003	1,064	0,027	0,125	-1,440	0,934	0,066	0,059
3	2012	1,924	0,284	0,188	-0,520	0,674	0,326	0,138
4	2002	1,998	0,301	0,250	-0,461	0,652	0,348	0,098
5	2004	2,025	0,306	0,313	-0,441	0,644	0,356	0,043
6	1999	2,108	0,324	0,375	-0,378	0,621	0,379	0,004
7	2013	2,183	0,339	0,438	-0,324	0,600	0,400	0,038
8	2006	2,341	0,369	0,500	-0,215	0,559	0,441	0,059
9	2011	2,441	0,388	0,563	-0,150	0,535	0,465	0,097
10	2009	2,572	0,410	0,625	-0,069	0,504	0,496	0,129
11	2005	2,657	0,424	0,688	-0,018	0,486	0,514	0,174
12	2007	5,674	0,754	0,750	1,160	0,131	0,869	0,119
13	2001	6,055	0,782	0,813	1,261	0,111	0,889	0,077
14	2010	7,292	0,863	0,875	1,550	0,074	0,926	0,051
15	2000	8,004	0,903	0,938	1,695	0,059	0,941	0,004
Qrerata		3,285	0,430				Δ_{maks}	0,174

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat Δ_{maks} = 0,174.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan α = 5%, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat Δ_{cr} = 0,338. Dan untuk α = 1%, didapat Δ_{cr} = 0,404.

Tabel 4.68
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D _{critis}	D _{maks}		Keterangan
1,	0,338	0,174	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,174	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.69
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,854	-0,239	0,191	1,552
60	-0,323	-0,090	0,339	2,184
40	0,234	0,066	0,495	3,127
20	0,820	0,229	0,659	4,558

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.70
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 1,552	2	3	-1	0,333
2	1,552 - 2,184	5	3	2	1,333
3	2,184 - 3,127	4	3	1	0,333
4	3,127 - 4,558	0	3	-3	3,000
5	4,558- ~	4	3	1	0,333
	Jumlah	15	15		5,333

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 5,333$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

7. Bulan Juli

Tabel 4.71

Debit Pada Bulan Juli Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2008	0,76	-0,121	6,25
2	2003	0,80	-0,100	12,5
3	2006	1,10	0,042	18,75
4	2012	1,13	0,054	25
5	2009	1,13	0,055	31,25
6	2007	1,36	0,200	37,5
7	2013	1,58	0,229	43,75
8	2002	1,69	0,309	50
9	2011	2,04	0,309	56,25
10	1999	2,06	0,313	62,5
11	2000	2,70	0,432	68,75
12	2010	3,33	0,522	75
13	2004	3,31	0,520	81,25
14	2001	3,83	0,583	87,5
15	2005	3,80	0,579	93,75
Qrerata		2,04	0,262	

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,238
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,163
G	= -0,832
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 0,262 + (-0,832 x 0,238)
Log Q80%	= 0,064
Q80%	= 1,158 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2008: Q	= 0,76 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 0,262
Simpangan Baku (Sd)	= 0,238
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,163; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 0,757	= 0,262 + G x 0,238
G	= -1,608

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat Pr= 94,1% = 0,941. Berarti nilai Pt untuk tahun 2008 = 0,059.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.72

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Juli

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2008	0,757	-0,121	0,063	-1,608	0,941	0,059	0,004
2	2003	0,795	-0,100	0,125	-1,521	0,930	0,070	0,055
3	2006	1,101	0,042	0,188	-0,925	0,820	0,180	0,007
4	2012	1,131	0,054	0,250	-0,875	0,809	0,191	0,059
5	2009	1,134	0,055	0,313	-0,871	0,808	0,192	0,121
6	2007	1,360	0,200	0,375	-0,260	0,600	0,400	0,025
7	2013	1,584	0,229	0,438	-0,139	0,558	0,442	0,005
8	2002	1,693	0,309	0,500	0,199	0,437	0,563	0,063
9	2011	2,037	0,309	0,563	0,199	0,437	0,563	0,000
10	1999	2,055	0,313	0,625	0,215	0,431	0,569	0,056
11	2000	2,703	0,432	0,688	0,716	0,248	0,752	0,064
12	2010	3,325	0,522	0,750	1,094	0,141	0,859	0,109
13	2004	3,310	0,520	0,813	1,087	0,142	0,858	0,045
14	2001	3,829	0,583	0,875	1,353	0,087	0,913	0,038
15	2005	3,795	0,579	0,938	1,336	0,090	0,910	0,027
Qrerata		2,041	0,262				Δ_{maks}	0,121

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat Δ_{maks} = 0,093.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan α = 5%, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat Δ_{cr} = 0,338. Dan untuk α = 1%, didapat Δ_{cr} = 0,404.

Tabel 4.73
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D _{critis}	D _{maks}		Keterangan
1,	0,338	0,121	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,121	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.74
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,832	-0,198	0,064	1,158
60	-0,259	-0,062	0,200	1,585
40	0,301	0,072	0,333	2,153
20	0,849	0,202	0,463	2,906

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.75
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 1,158	6	3	3	3,000
2	1,158 - 1,585	1	3	-2	1,333
3	1,585 - 2,153	3	3	0	0,000
4	2,153 - 2,906	1	3	-2	1,333
5	2,906~	4	3	1	0,333
		15	15		6,000

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 6,000$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

8. Bulan Agustus

Tabel 4.76

Debit Pada Bulan Agustus Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2006	0,45	-0,347	6,25
2	2008	0,55	-0,264	12,5
3	2007	0,55	-0,260	18,75
4	2004	0,60	-0,225	25
5	2003	0,69	-0,159	31,25
6	2009	0,71	-0,043	37,5
7	2012	0,91	-0,007	43,75
8	2013	0,99	0,027	50
9	2011	1,07	0,027	56,25
10	2002	1,24	0,094	62,5
11	2001	1,31	0,116	68,75
12	1999	1,43	0,155	75
13	2000	2,26	0,354	81,25
14	2005	4,33	0,636	87,5
15	2010	7,06	0,849	93,75
Qrerata	1,61	0,064		

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,335
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 1,142
G	= -0,846
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 0,064 + (-0,846 x 0,335)
Log Q80%	= -0,220
Q80%	= 0,603 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2006: Q	= 0,450 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 0,064
Simpangan Baku (Sd)	= 0,335
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 1,142; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 0,450	= 0,064 + G x 0,335
G	= -1,225

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat $Pr = 93,8\% = 0,938$. Berarti nilai Pt untuk tahun 2006 = 0,062.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.77

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Agustus

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2006	0,450	-0,347	0,063	-1,225	0,938	0,062	0,001
2	2008	0,545	-0,264	0,125	-0,976	0,852	0,148	0,023
3	2007	0,550	-0,260	0,188	-0,965	0,847	0,153	0,034
4	2004	0,595	-0,225	0,250	-0,863	0,807	0,193	0,057
5	2003	0,694	-0,159	0,313	-0,664	0,717	0,283	0,030
6	2009	0,710	-0,043	0,375	-0,319	0,560	0,440	0,065
7	2012	0,905	-0,007	0,438	-0,210	0,511	0,489	0,052
8	2013	0,985	0,027	0,500	-0,108	0,475	0,525	0,025
9	2011	1,065	0,027	0,563	-0,108	0,475	0,525	0,037
10	2002	1,243	0,094	0,625	0,092	0,410	0,590	0,035
11	2001	1,308	0,116	0,688	0,157	0,389	0,611	0,076
12	1999	1,430	0,155	0,750	0,273	0,351	0,649	0,101
13	2000	2,260	0,354	0,813	0,866	0,179	0,821	0,009
14	2005	4,330	0,636	0,875	1,709	0,070	0,930	0,055
15	2010	7,058	0,849	0,938	2,342	0,030	0,970	0,033
Qrerata		1,608	0,064				Δ_{maks}	0,101

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat $\Delta_{maks} = 0,101$.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan $\alpha = 5\%$, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta_{cr} = 0,338$. Dan untuk $\alpha = 1\%$, didapat $\Delta_{cr} = 0,404$.

Tabel 4.78
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D _{critis}	D _{maks}	Keterangan	
1,	0,338	0,101	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,101	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.79
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,846	-0,284	-0,022	0,950
60	-0,406	-0,136	0,125	1,335
40	0,122	0,041	0,303	2,007
20	0,739	0,248	0,509	3,232

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.80
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 0,950	7	3	4	5,333
2	0,950 - 1,335	4	3	1	0,333
3	1,335 - 2,007	1	3	-2	1,333
4	2,007 - 3,232	1	3	-2	1,333
5	3,232~	2	3	-1	0,333
		15	15		8,667

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 8,667$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

9. Bulan September

Tabel 4.81
Debit Pada Bulan September Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2006	0,39	-0,409	6,25
2	2007	0,40	-0,400	12,5
3	2002	0,44	-0,362	18,75
4	2009	0,50	-0,299	25
5	2003	0,56	-0,252	31,25
6	2012	0,59	-0,218	37,5
7	2004	0,61	-0,209	43,75
8	2008	0,62	-0,182	50
9	2013	0,66	-0,182	56,25
10	2011	0,73	-0,137	62,5
11	2001	0,76	-0,120	68,75
12	1999	0,77	-0,116	75
13	2000	0,85	-0,072	81,25
14	2005	2,98	0,474	87,5
15	2010	3,28	0,516	93,75
Qrerata	0,94	-0,131		

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,274
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 1,725
G	= -0,806
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= -0,131 + (-0,806 x 0,274)
Log Q80%	= -0,352
Q80%	= 0,444 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2006: Q	= 0,390 m ³ /detik.
Log Qrerata	= -0,131
Simpangan Baku (Sd)	= 0,274
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 1,725; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 0,390	= -0,131 + G x 0,274
G	= -1,013

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat $Pr = 93,3\% = 0,933$. Berarti nilai Pt untuk tahun 2006 = 0,067.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.82

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan September

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2006	0,390	-0,409	0,063	-1,013	0,933	0,067	0,005
2	2007	0,398	-0,400	0,125	-0,981	0,913	0,087	0,038
3	2002	0,435	-0,362	0,188	-0,840	0,823	0,177	0,011
4	2009	0,502	-0,299	0,250	-0,613	0,692	0,308	0,058
5	2003	0,560	-0,252	0,313	-0,441	0,594	0,406	0,093
6	2012	0,588	-0,218	0,375	-0,318	0,525	0,475	0,100
7	2004	0,605	-0,209	0,438	-0,282	0,505	0,495	0,058
8	2008	0,619	-0,182	0,500	-0,184	0,471	0,529	0,029
9	2013	0,658	-0,182	0,563	-0,184	0,471	0,529	0,033
10	2011	0,729	-0,137	0,625	-0,022	0,419	0,581	0,044
11	2001	0,758	-0,120	0,688	0,040	0,399	0,601	0,086
12	1999	0,766	-0,116	0,750	0,056	0,393	0,607	0,143
13	2000	0,847	-0,072	0,813	0,215	0,342	0,658	0,154
14	2005	2,980	0,474	0,875	2,208	0,039	0,961	0,086
15	2010	3,278	0,516	0,938	2,359	0,035	0,965	0,028
Qrerata		0,941	-0,131				Δ_{maks}	0,154

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat $\Delta_{maks} = 0,154$.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan $\alpha = 5\%$, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta_{cr} = 0,338$. Dan untuk $\alpha = 1\%$, didapat $\Delta_{cr} = 0,404$.

Tabel 4.83
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D _{critis}	D _{maks}		Keterangan
1,	0,338	0,154	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,154	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.84
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,804	-0,221	-0,352	0,445
60	-0,451	-0,124	-0,255	0,556
40	0,035	0,010	-0,122	0,756
20	0,653	0,179	0,048	1,116

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.85
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 0,445	3	3	0	0,000
2	0,445 - 0,556	1	3	-2	1,333
3	0,556 - 0,756	6	3	3	3,000
4	0,756 - 1,116	3	3	0	0,000
5	1,116~	2	3	-1	0,333
		15	15		4,667

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 4,667$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

10. Bulan Oktober

Tabel 4.86

Debit Pada Bulan Oktober Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2007	0,29	-0,538	6,25
2	2006	0,33	-0,479	12,5
3	2004	0,42	-0,377	18,75
4	2009	0,51	-0,290	25
5	2003	0,67	-0,173	31,25
6	2002	0,69	-0,121	37,5
7	2000	0,76	-0,050	43,75
8	1999	0,89	-0,001	50
9	2005	1,00	-0,001	56,25
10	2011	1,07	0,029	62,5
11	2013	1,08	0,032	68,75
12	2012	1,09	0,036	75
13	2001	1,14	0,055	81,25
14	2008	1,18	0,073	87,5
15	2010	5,60	0,748	93,75
Qrerata	1,11	-0,070		

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,303
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 1,023
G	= -0,851
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= -0,070 + (-0,851 x 0,303)
Log Q80%	= -0,329
Q80%	= 0,469 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2007: Q	= 0,290 m ³ /detik.
Log Qrerata	= -0,070
Simpangan Baku (Sd)	= 0,303
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 1,023; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 0,290	= -0,070 + G x 0,303
G	= -1,540

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat $Pr = 98,7\% = 0,987$. Berarti nilai Pt untuk tahun 2007 = 0,013.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.87.

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Oktober

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2007	0,290	-0,538	0,063	-1,540	0,987	0,013	0,050
2	2006	0,332	-0,479	0,125	-1,348	0,957	0,043	0,082
3	2004	0,420	-0,377	0,188	-1,010	0,859	0,141	0,047
4	2009	0,513	-0,290	0,250	-0,724	0,744	0,256	0,006
5	2003	0,672	-0,173	0,313	-0,337	0,574	0,426	0,114
6	2002	0,691	-0,121	0,375	-0,167	0,499	0,501	0,126
7	2000	0,757	-0,050	0,438	0,066	0,423	0,577	0,139
8	1999	0,890	-0,001	0,500	0,230	0,370	0,630	0,130
9	2005	0,999	-0,001	0,563	0,230	0,370	0,630	0,068
10	2011	1,068	0,029	0,625	0,326	0,338	0,662	0,037
11	2013	1,077	0,032	0,688	0,338	0,335	0,665	0,022
12	2012	1,085	0,036	0,750	0,349	0,331	0,669	0,081
13	2001	1,136	0,055	0,813	0,414	0,310	0,690	0,122
14	2008	1,183	0,073	0,875	0,472	0,291	0,709	0,166
15	2010	5,602	0,748	0,938	2,698	0,017	0,983	0,045
Qrerata		1,114	-0,070				Δ_{maks}	0,166

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat $\Delta_{maks} = 0,166$.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan $\alpha = 5\%$, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta_{cr} = 0,338$. Dan untuk $\alpha = 1\%$, didapat $\Delta_{cr} = 0,404$.

Tabel 4.88
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D kritis	D maks		Keterangan
1,	0,338	0,166	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,166	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Saquare Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.89
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,850	-0,258	-0,328	0,469
60	-0,397	-0,121	-0,191	0,644
40	0,137	0,042	-0,029	0,936
20	0,752	0,228	0,158	1,438

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.90
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 0,469	3	3	0	0,000
2	0,469 - 0,644	1	3	-2	1,333
3	0,644 - 0,936	4	3	1	0,333
4	0,936 - 1,438	6	3	3	3,000
5	1,438~	1	3	-2	1,333
	Jumlah	15	15		6,000

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 6,000$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

11. Bulan November

Tabel 4.91

Debit Pada Bulan November Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2006	0,60	-0,222	6,25
2	2002	0,96	-0,019	12,5
3	2005	1,22	0,085	18,75
4	2003	1,55	0,191	25
5	2012	1,85	0,268	31,25
6	2004	2,22	0,453	37,5
7	2013	2,84	0,560	43,75
8	2007	3,63	0,582	50
9	2011	3,82	0,582	56,25
10	1999	3,97	0,599	62,5
11	2009	4,71	0,673	68,75
12	2008	5,53	0,742	75
13	2010	7,34	0,865	81,25
14	2000	19,32	1,286	87,5
15	2001	30,75	1,488	93,75
Qrerata	6,02	0,542		

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,458
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 0,445
G	= -0,855
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 0,542 + (-0,855 x 0,458)
Log Q80%	= 0,151
Q80%	= 1,415 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2006: Q	= 0,60 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 0,542
Simpangan Baku (Sd)	= 0,458
Koefisien Kepencengan (Cs)	= 0,445; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 0,599	= 0,542 + G x 0,458
G	= -1,671

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat Pr= 96,3% = 0,963. Berarti nilai Pt untuk tahun 2006 = 0,037.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.92

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan November

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2006	0,599	-0,222	0,063	-1,671	0,963	0,037	0,026
2	2002	0,957	-0,019	0,125	-1,227	0,900	0,100	0,025
3	2005	1,216	0,085	0,188	-0,999	0,839	0,161	0,026
4	2003	1,552	0,191	0,250	-0,768	0,767	0,233	0,017
5	2012	1,854	0,268	0,313	-0,599	0,702	0,298	0,014
6	2004	2,218	0,453	0,375	-0,195	0,547	0,453	0,078
7	2013	2,837	0,560	0,438	0,039	0,462	0,538	0,100
8	2007	3,631	0,582	0,500	0,087	0,446	0,554	0,054
9	2011	3,821	0,582	0,563	0,087	0,446	0,554	0,008
10	1999	3,974	0,599	0,625	0,125	0,433	0,567	0,058
11	2009	4,711	0,673	0,688	0,286	0,378	0,622	0,066
12	2008	5,525	0,742	0,750	0,437	0,327	0,673	0,077
13	2010	7,335	0,865	0,813	0,706	0,236	0,764	0,048
14	2000	19,317	1,286	0,875	1,625	0,068	0,932	0,057
15	2001	30,751	1,488	0,938	2,067	0,031	0,969	0,031
Qrerata		6,020	0,542				Δ_{maks}	0,100

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat Δ_{maks} = 0,100.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan α = 5%, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat Δ_{cr} = 0,338. Dan untuk α = 1%, didapat Δ_{cr} = 0,404.

Tabel 4.93
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D _{critis}	D _{maks}		Keterangan
1,	0,338	0,100	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,100	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.94
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,855	-0,391	0,151	1,415
60	-0,334	-0,153	0,389	2,452
40	0,222	0,102	0,644	4,404
20	0,813	0,372	0,914	8,205

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.95
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		fe	Ft		
1	0 - 1,415	3	3	0	0,000
2	1,415 - 2,452	3	3	0	0,000
3	2,452 - 4,404	4	3	1	0,333
4	4,404 - 8,205	3	3	0	0,000
5	8,205~	2	3	-1	0,333
	Jumlah	15	15		0,667

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 0,667$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

12. Bulan Desember

Tabel 4.96

Debit Pada Bulan Desember Terurut

No	Tahun	Debit	Log Q	P
1	2005	3,82	0,582	6,25
2	1999	4,18	0,621	12,5
3	2006	4,34	0,638	18,75
4	2003	6,07	0,783	25
5	2012	8,29	0,919	31,25
6	2008	8,71	0,968	37,5
7	2009	9,29	0,983	43,75
8	2002	9,61	1,039	50
9	2001	10,93	1,039	56,25
10	2000	10,95	1,040	62,5
11	2004	12,08	1,082	68,75
12	2007	12,44	1,095	75
13	2013	13,71	1,137	81,25
14	2011	19,13	1,282	87,5
15	2010	24,56	1,390	93,75
Qrerata	10,54	0,973		

Sumber: Hasil Perhitungan

Didapatkan:

Simpangan Baku (Sd)	= 0,234
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,244
G	= -0,827
Log Q80%	= Log Qrerata+ G x Sd
Log Q80%	= 0,973 + (-0,827 x 0,234)
Log Q80%	= 0,780
Q80%	= 6,021 m ³ /detik

Uji Kesesuaian Distribusi

a. Smirnov Kolmogorof Test

Untuk tahun 2005: Q	= 3,82 m ³ /detik.
Log Qrerata	= 0,973
Simpangan Baku (Sd)	= 0,234
Koefisien Kepencengan (Cs)	= -0,244; dicari nilai G
Log Q	= Log Qrerata + G x Sd
Log 3,822	= 0,973 + G x 0,234
G	= -1,672

Berdasarkan G dan Cs, dari Tabel Log Pearson III didapat Pr= 94,4% = 0,944. Berarti nilai Pt untuk tahun 2005 = 0,056.

Dengan cara yang sama, bisa dicari nilai Pt yang lain, hasilnya seperti tabel berikut:

Tabel 4.97

Uji Smirnov Kolmogorof pada Data Debit Bulan Desember

No	Tahun	Debit	Log Q	Pe	G	Pr	Pt= 1-Pr	$\Delta= Pe-Pt $
1	2005	3,822	0,582	0,063	-1,672	0,944	0,056	0,006
2	1999	4,176	0,621	0,125	-1,507	0,924	0,076	0,049
3	2006	4,342	0,638	0,188	-1,435	0,916	0,084	0,103
4	2003	6,066	0,783	0,250	-0,814	0,795	0,205	0,045
5	2012	8,289	0,919	0,313	-0,233	0,595	0,405	0,093
6	2008	8,706	0,968	0,375	-0,022	0,521	0,479	0,104
7	2009	9,288	0,983	0,438	0,041	0,500	0,500	0,063
8	2002	9,610	1,039	0,500	0,280	0,411	0,589	0,089
9	2001	10,928	1,039	0,563	0,280	0,411	0,589	0,026
10	2000	10,953	1,040	0,625	0,285	0,410	0,590	0,035
11	2004	12,084	1,082	0,688	0,467	0,342	0,658	0,030
12	2007	12,442	1,095	0,750	0,522	0,322	0,678	0,072
13	2013	13,708	1,137	0,813	0,702	0,255	0,745	0,068
14	2011	19,128	1,282	0,875	1,321	0,090	0,910	0,035
15	2010	24,556	1,390	0,938	1,785	0,030	0,970	0,032
Qrerata		10,540	0,973				Δ_{maks}	0,104

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel di atas didapat $\Delta_{maks}= 0,104$.

Dengan jumlah data (n) = 15 dan $\alpha=5\%$, dari tabel Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta_{cr}=0,338$. Dan untuk $\alpha= 1\%$, didapat $\Delta_{cr}= 0,404$.

Tabel 4.98
Rekapitulasi Uji Smirnov Kolmogorof

No	D kritis	D maks		Keterangan
1,	0,338	0,104	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima
2,	0,404	0,104	D maks < D cr'	Hipotesa Log Pearson Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Chi-Square Test

Menentukan jumlah kelas: $k = 1 + 3,322 \log 15 = 5$ kelas

Menentukan derajat bebas: $v = k - 1 - h = 5 - 1 - 2 = 2$

Frekuensi teoritis = $15/5 = 3$

Berdasarkan tabel Chi-Square, untuk $k=5$ dan $\alpha=5\%$ didapat $X^2_{tabel} = 11,070$. $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$, yang artinya data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.99
Perhitungan Batas Kelas

Probabilitas	G	G x S	Log X	X
80	-0,827	-0,193	0,780	6,021
60	-0,249	-0,058	0,915	8,219
40	0,311	0,073	1,046	11,107
20	0,851	0,199	1,172	14,857

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.100
Hasil Perhitungan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		fe-ft	(fe-ft) ² /ft
		Fe	Ft		
1	0 - 6,021	3	3	0	0,000
2	6,021 - 8,219	1	3	-2	1,333
3	8,219 - 11,107	6	3	3	3,000
4	11,107 - 14,857	3	3	0	0,000
5	14,857~	2	3	-1	0,333
		15	15		4,667

Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{tabel}} = 11,070$. Sedangkan nilai $x^2_{\text{hitung}} = 4,667$. Sehingga $x^2_{\text{hitung}} < x^2_{\text{tabel}}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

Tabel 4.101

Rekapitulasi Hasil Perhitungan Debit Andalan Metode *Basic Month*

No	Bulan	Debit
1	Januari	9,50
2	Februari	19,23
3	Maret	12,72
4	April	5,56
5	Mei	3,48
6	Juni	1,55
7	Juli	1,16
8	Agustus	0,60
9	September	0,44
10	Oktober	0,47
11	November	1,42
12	Desember	6,02

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.9. Perhitungan Debit Andalan dengan Metode Flow Characteristic

Metode *Flow Characteristic* berhubungan dengan basis tahun normal, tahun kering, dan tahun basah. Metode ini cocok untuk:

- DAS dengan fluktuasi debit maksimum dan minimum relatif besar dari tahun ke tahun
- Kebutuhan relatif tidak konstan sepanjang tahun
- Data yang tersedia cukup panjang

Dalam perhitungan debit andalan ini menggunakan debit dari hasil pencatatan Sungai Rambut di Bendung Cipero sepanjang tahun 1999-2013.

Berikut adalah hasil perhitungan debit andalan Bendung Cipero:

Tabel 4.102
Data Pencatatan Debit Pada Bendung Cipero Tahun 1999-2013

No	Tahun	Jan		Feb		Mar		Apr		Mei		Jun		Jul		Agst		Sept		Okt		Nov		Des	
		I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II								
1	1999	7,2	7,6	13,9	10,5	8,2	6,3	4,5	3,3	5,3	4,8	1,7	2,6	2,6	1,5	1,1	1,1	0,7	0,8	1,1	0,7	2,7	5,2	3,4	4,9
2	2000	7,4	8,5	29,9	9,1	12,1	16,4	7,1	6,3	7,1	5,3	11,5	4,5	2,5	2,9	2,0	1,3	1,0	0,7	0,8	0,8	9,6	29,0	5,2	16,4
3	2001	31,8	19,9	5,8	17,9	24,2	7,6	7,3	30,2	5,1	2,6	8,8	3,3	1,8	5,7	1,5	1,0	0,7	0,8	1,4	0,9	16,5	45,0	7,5	14,1
4	2002	11,2	27,1	24,0	16,3	18,6	11,8	14,7	6,8	12,7	2,4	2,4	1,6	1,9	1,5	1,3	0,6	0,4	0,4	0,8	0,6	1,1	0,8	11,9	7,5
5	2003	2,1	7,0	28,9	60,4	13,3	13,7	3,6	2,8	3,0	1,2	1,2	0,9	0,9	0,7	0,6	0,7	0,6	0,6	0,8	0,6	1,1	2,0	3,4	8,6
6	2004	30,4	33,4	45,4	34,1	27,0	8,5	8,6	8,3	11,1	9,0	2,7	1,4	4,6	2,1	0,7	0,6	0,6	0,7	0,4	0,4	0,8	3,6	2,0	21,5
7	2005	5,8	17,0	14,9	36,9	29,1	10,5	7,6	9,0	7,6	2,1	2,1	3,2	4,1	3,5	1,3	0,6	0,6	1,4	0,7	1,3	1,3	1,2	1,2	6,3
8	2006	39,6	57,6	39,1	37,4	11,4	16,6	7,2	5,9	5,2	4,6	2,7	2,0	1,5	0,7	0,5	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3	0,5	0,7	1,0	7,5
9	2007	1,1	12,1	51,4	22,0	26,9	14,3	15,0	18,1	8,7	10,0	8,8	2,6	1,5	1,2	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	5,6	1,7	6,2	18,2
10	2008	18,8	9,3	25,0	23,6	14,9	7,8	4,4	3,7	2,2	1,6	1,0	0,8	0,9	0,6	0,6	0,5	0,6	0,6	1,4	1,0	3,5	7,6	4,3	12,8
11	2009	19,1	35,7	63,2	57,4	31,2	9,1	5,6	11,5	3,8	3,6	3,1	2,1	1,4	0,9	0,7	0,7	0,4	0,6	0,6	0,4	1,0	8,5	1,6	16,5
12	2010	5,3	35,2	30,0	30,9	16,9	26,4	6,0	13,5	12,9	9,4	8,1	6,5	3,5	3,2	5,0	9,0	4,5	2,1	6,8	4,5	7,3	7,4	8,3	39,8
13	2011	12,5	47,1	38,1	43,7	35,2	25,9	20,5	10,3	18,0	4,8	2,9	1,9	1,9	2,2	1,0	0,9	0,8	0,7	0,8	1,3	3,5	4,1	14,6	23,4
14	2012	19,1	18,4	29,6	17,3	25,9	11,4	38,5	6,2	5,7	3,1	2,7	1,2	1,0	1,2	0,9	0,8	0,6	0,6	0,6	1,5	1,1	2,6	6,0	10,5
15	2013	17,6	18,8	30,7	28,6	17,4	8,4	20,1	8,7	8,5	3,9	2,5	0,9	1,0	1,1	1,0	0,9	0,8	0,5	0,6	1,3	1,4	2,5	4,9	15,9

Sumber: BPSDA, 2013

Tabel 4.103
Debit Rata-rata Sungai Rambut Tahun 1999-2013 Asumsi Debit Andalan 80%

No	Prob	Jan		Feb		Maret		April		Mei		Jun		Jul		Agust		Sept		Okt		Nov		Des	
		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	17,1%	39,6	57,6	63,2	60,4	35,2	26,4	38,5	30,2	18,0	10,0	11,5	6,5	4,6	5,7	5,0	9,0	4,5	2,1	6,8	4,5	16,5	45,0	14,6	39,8
2	29,7%	31,8	47,1	51,4	57,4	31,2	25,9	20,5	18,1	12,9	9,4	8,8	4,5	4,1	3,5	2,0	1,3	1,0	1,4	1,4	1,5	9,6	29,0	11,9	23,4
3	39,8%	30,4	35,7	45,4	43,7	29,1	16,6	20,1	13,5	12,7	9,0	8,8	3,3	3,5	3,2	1,5	1,1	0,8	0,8	1,4	1,3	7,3	8,5	8,3	21,5
4	48,4%	19,1	35,2	39,1	37,4	27,0	16,4	15,0	11,5	11,1	5,3	8,1	3,2	2,6	2,9	1,3	1,0	0,8	0,8	1,1	1,3	5,6	7,6	7,5	18,2
5	56,3%	19,1	33,4	38,1	36,9	26,9	14,3	14,7	10,3	8,7	4,8	3,1	2,6	2,5	2,2	1,3	0,9	0,7	0,7	0,8	1,3	3,5	7,4	6,2	16,5
6	63,3%	18,8	27,1	30,7	34,1	25,9	13,7	8,6	9,0	8,5	4,8	2,9	2,6	1,9	2,1	1,1	0,9	0,7	0,7	0,8	1,0	3,5	5,2	6,0	16,4
7	69,6%	17,6	19,9	30,0	30,9	24,2	11,8	7,6	8,7	7,6	4,6	2,7	2,1	1,9	1,5	1,0	0,8	0,6	0,7	0,8	0,9	2,7	4,1	5,2	15,9
8	75,2%	12,5	18,8	29,9	28,6	18,6	11,4	7,3	8,3	7,1	3,9	2,7	2,0	1,8	1,5	1,0	0,7	0,6	0,6	0,8	0,8	1,4	3,6	4,9	14,1
9	80,4%	11,2	18,4	29,6	23,6	17,4	10,5	7,2	6,8	5,7	3,6	2,7	1,9	1,5	1,2	0,9	0,7	0,6	0,6	0,7	0,7	1,3	2,6	4,3	12,8
10	85,0%	7,4	17,0	28,9	22,0	16,9	9,1	7,1	6,3	5,3	3,1	2,5	1,6	1,5	1,2	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	1,1	2,5	3,4	10,5
11	89,0%	7,2	12,1	25,0	17,9	14,9	8,5	6,0	6,2	5,2	2,6	2,4	1,4	1,4	1,1	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	1,1	2,0	3,4	8,6
12	92,7%	5,8	9,3	24,0	17,3	13,3	8,4	5,6	5,9	5,1	2,4	2,1	1,2	1,0	0,9	0,6	0,6	0,4	0,5	0,6	0,4	1,1	1,7	2,0	7,5
13	95,7%	5,3	8,5	14,9	16,3	12,1	7,8	4,5	3,7	3,8	2,1	1,7	0,9	1,0	0,7	0,6	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	1,0	1,2	1,6	7,5
14	98,2%	2,1	7,6	13,9	10,5	11,4	7,6	4,4	3,3	3,0	1,6	1,2	0,9	0,9	0,7	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,8	0,8	1,2	6,3
15	100,0%	1,1	7,0	5,8	9,1	8,2	6,3	3,6	2,8	2,2	1,2	1,0	0,8	0,9	0,6	0,5	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3	0,5	0,7	1,0	4,9

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.104
Debit Rata-rata Sungai Rambut Tahun 1999-2013 Debit Andalan 80%

Prob	Jan		Feb		Maret		April		Mei		Jun		Jul		Agust		Sept		Okt		Nov		Des	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
80%	11,3	18,4	29,6	23,9	17,4	10,5	7,2	6,9	5,8	3,6	2,7	2,0	1,5	1,3	0,9	0,7	0,6	0,6	0,7	0,7	1,3	2,7	4,4	12,9

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.10. Analisis Kebutuhan Air

4.1.10.1. Analisis Kebutuhan Air Tanaman

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

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

Data yang digunakan dalam menganalisis kebutuhan air irigasi adalah :

1. Data Curah Hujan
2. Data Klimatologi, yaitu :
 - Temperatur bulanan rata-rata (°C)
 - Kecepatan angin rata-rata (m/d)
 - Kelembaban udara relatif rata-rata (%)
 - Penyinaran matahari rata-rata (%)

4.1.10.2. Evapotranspirasi

Nilai evapotranspirasi dihitung menggunakan metode *Penman* yang dimodifikasi oleh *Nedeco / Prosida* seperti yang telah diterbitkan oleh Dirjen Pengairan, Bina Program PSA 010, 1985.

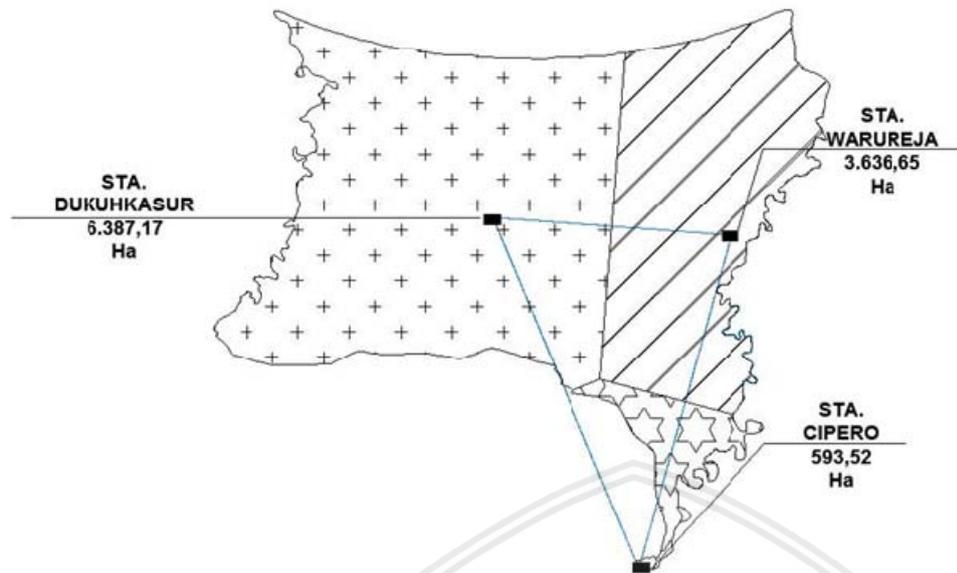
Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan rumus teoretis empiris dengan memperhatikan faktor meteorologi dan klimatologi yang terkait seperti suhu udara, kelembaban, kecepatan angin dan penyinaran matahari.

Tabel 4.105
Perhitungan angka evapotranspirasi dengan Metode Penman

No	Dasar Perhitungan	Satuan	Bulan											
			Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	Suhu Udara	C	27,77	27,49	28,00	28,52	28,82	28,63	28,51	28,72	29,00	29,08	28,21	27,95
2	Kelembaban Udara Relatif (RH)	%	87,45	87,73	87,09	85,18	82,82	82,36	82,09	81,73	79,55	77,27	80,55	84,82
3	Kecepatan Angin (V2)	m/dt	2,15	1,81	1,83	1,56	1,27	1,44	2,16	2,83	3,77	2,85	2,38	2,08
4	Penyinaran Matahari Standar 8jam	%	38,27	49,09	62,18	71,45	84,27	85,73	90,73	93,27	91,55	86,45	64,64	53,36
5	Lintang	°	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
6	Penyinaran Matahari Standar 12 jam	%	33,54	42,05	52,33	59,62	69,70	70,84	74,77	76,77	75,41	71,41	54,26	45,40
7	$\epsilon\gamma$	mbar	37,31	36,70	37,81	38,96	39,65	39,20	38,94	39,42	40,06	40,24	38,27	37,71
8	W		0,77	0,77	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,79	0,79	0,78	0,77
9	f(t)		16,25	16,20	16,30	16,40	16,46	16,43	16,40	16,44	16,50	16,52	16,34	16,29
10	ϵd		32,63	32,20	32,93	33,19	32,84	32,29	31,97	32,22	31,87	31,10	30,83	31,98
11	f(ϵd)		0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,10	0,09
12	R γ		15,95	16,05	15,35	14,40	13,25	12,60	12,90	13,85	14,95	15,75	15,90	15,85
13	R _s	mm/hr	6,88	7,66	8,18	8,24	8,30	7,97	8,43	9,20	9,83	10,01	8,63	7,85
14	f(n/N)		0,40	0,48	0,57	0,64	0,73	0,74	0,77	0,79	0,78	0,74	0,59	0,51
15	f(V2)		0,77	0,69	0,70	0,63	0,57	0,61	0,77	0,93	1,15	0,93	0,83	0,76
16	R _{n1} = f(t).f(ϵd).f(n/N)		0,58	0,70	0,81	0,90	1,05	1,09	1,16	1,17	1,18	1,16	0,92	0,76
17	Koreksi		1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00	1,10	1,10	1,10	1,10
18	E _{to} *	mm/hr	4,36	4,60	4,89	4,92	4,89	4,73	5,22	5,94	6,89	6,82	5,69	4,95
19	E _{to}	mm/hr	4,79	5,06	5,38	4,43	4,40	4,26	4,70	5,94	7,57	7,50	6,26	5,45

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.10.3. Perhitungan Curah Hujan Efektif



Gambar 4.14. Poligon Thiesen bagian hilir Bendung Cipero

$$R_{80} = \bar{x} - 0,842 Sd$$

Dengan:

x = Curah hujan bulanan rerata(mm)

R_{80} = Curah huujan efektif

Sd = Standar Deviasi

Hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 4.106**

Tabel 4.106.
Perhitungan Curah Hujan Efektif

Nama Stasiun Hujan	Poligon Thiessen	Uraian	Bulan												
			Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agus	Sep	Okt	Nov	Des	
Dukuh	60,16%	Xrerata	372,29	319,14	239,79	163,64	102,14	73,29	29,50	8,50	28,00	54,50	126,93	229,93	
		Kasur													
		Sd	119,71	134,09	125,60	89,96	46,70	59,15	30,37	17,48	43,94	52,26	96,44	100,74	
		R80bln	271,49	206,24	134,03	87,89	62,82	23,48	3,93	0,00	0,00	10,50	45,73	145,10	
		R80 hari	8,76	7,37	4,32	2,93	2,03	0,78	0,13	0,00	0,00	0,34	1,52	4,68	
Cipero	5,59%	Xrerata	275,86	299,64	228,57	143,29	79,43	60,71	37,50	10,07	11,93	41,71	137,86	249,29	
		Sd	83,16	145,93	89,10	62,28	44,29	45,66	44,40	34,38	21,75	69,47	127,22	108,55	
		R80 bln	205,84	176,77	153,55	90,84	42,14	22,27	0,12	0,00	0,00	0,00	30,74	157,89	
		R80 hari	6,64	6,31	4,95	3,03	1,36	0,74	0,00	0,00	0,00	0,00	1,02	5,09	
Warureja	34,25%	Xrerata	347,36	325,86	237,14	135,57	104,07	74,79	39,71	6,14	17,79	52,43	137,86	238,43	
		Sd	79,37	139,12	146,29	86,18	73,09	38,97	37,64	13,87	53,27	49,97	107,36	96,68	
		R80 bln	280,53	208,72	113,97	63,01	42,53	41,97	8,02	0,00	0,00	10,35	47,46	157,03	
		R80 hari	9,05	7,45	3,68	2,10	1,37	1,40	0,26	0,00	0,00	0,33	1,58	5,07	
Re		R80 bln	270,91	205,44	128,25	79,53	54,72	29,75	5,12	0,00	0,00	9,86	45,48	149,90	
		R80 hari	8,74	7,34	4,14	2,65	1,77	0,99	0,17	0,00	0,00	0,32	1,52	4,84	

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.10.4. Kebutuhan Air Untuk Penyiapan Lahan

A. Pengolahan Lahan untuk Padi

Menurut PSA-010 waktu yang dibutuhkan untuk penyiapan lahan pada tanaman padi adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm. Sedangkan untuk lahan yang sedang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm (Hadihardjadja,1977).

Untuk memudahkan perhitungan angka pengolahan tanah digunakan Tabel Zijlstra.

B. Pengolahan Lahan untuk Palawija

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan bagi palawija sebesar 50 mm selama 15 hari yaitu 3,3 mm/hari, yang digunakan untuk menggarap lahan yang ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk persemaian yang baru tumbuh. (Hadihardjadja, 1977).

4.1.10.5. Analisis Kebutuhan Air Irigasi

1. Pola Tanam 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 untuk daerah irigasi Rambut direncanakan (padi – padi – palawija/bero) dan tebu sepanjang musim. 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 (Dirjen Pengairan, 1985).

2. Efisiensi Irigasi

Dalam tahap merencanakan 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 1,10.
- Kehilangan air pada saluran sekunder adalah 7,5 – 15,5%, diambil 15%. Faktor koefisien 1,15.
- Kehilangan air pada saluran tersier diambil 25%. Faktor koefisien 1,25.

Perhitungan Pola Tata Tanam Terlampir pada Lampiran Tabel 7 sampai Tabel 13.

4.1.11. Perhitungan Neraca Air

Neraca air (*water balance*) diperoleh dengan membandingkan antara ketersediaan air dan kebutuhan air. Apabila terjadi kondisi surplus berarti kebutuhan air lebih kecil dari ketersediaan air, dan sebaliknya apabila defisit berarti kebutuhan air lebih besar dari ketersediaan air.



Tabel 4.107.
Perhitungan Neraca Air Pada Pola Tanam I

Uraian	Okt		Nov		Des		Jan		Feb		Mar	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,98	1,36	0,96	0,63	0,45	0,45	0,00	0,06	0,08	0,61	1,22	0,82
Debit Andalan (m ³ /dt)	0,68	0,66	1,27	2,66	4,37	12,90	11,28	18,39	29,59	23,92	17,44	10,55
Pemenuhan Kebutuhan (%)	69,58	48,47	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Uraian	Apr		MEI		Jun		Jul		Agus		Sep	
	I	II	I	II								
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,40	0,50	0,55	0,55	0,49	0,83	0,59	0,11	0,40	0,52	0,69	0,65
Debit Andalan (m ³ /dt)	7,19	6,95	5,80	3,62	2,65	1,95	1,54	1,26	0,94	0,66	0,57	0,57
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	82,33	87,08

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.108.
Perhitungan Neraca Air Pada Pola Tanam II

Uraian	Okt		Nov		Des		Jan		Feb		Mar	
	I	II										
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,16	0,15	0,00	0,64	1,24	0,80	0,06	0,16	0,27	0,27	0,39	0,82
Debit Andalan (m ³ /dt)	0,68	0,66	1,27	2,66	4,37	12,90	11,28	18,39	29,59	23,92	17,44	10,55
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Uraian	Apr		MEI		Jun		Jul		Agus		Sep	
	I	II	I	II								
Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	1,24	0,63	0,13	0,22	0,33	0,34	0,40	0,79	0,76	0,28	0,51	0,67
Andalan (m ³ /dt)	7,19	6,95	5,80	3,62	2,65	1,95	1,54	1,26	0,94	0,66	0,57	0,57
nuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	85,35

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.109.

Perhitungan Neraca Air Pada Pola Tanam III

Uraian	Okt		Nov		Des		Jan		Feb		Mar	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,65	0,67	0,24	0,64	1,24	0,80	0,00	0,16	0,27	0,27	0,39	0,82
Debit Andalan (m ³ /dt)	0,68	0,66	1,27	2,66	4,37	12,90	11,28	18,39	29,59	23,92	17,44	10,55
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	98,81	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Uraian	Apr		MEI		Jun		Jul		Agus		Sep	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	1,24	0,63	0,13	0,22	0,33	0,34	0,40	0,79	1,20	0,76	0,36	0,51
Debit Andalan (m ³ /dt)	7,19	6,95	5,80	3,62	2,65	1,95	1,54	1,26	0,94	0,66	0,57	0,57
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	77,94	86,86	100,00	100,00

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.110.

Perhitungan Neraca Air Pada Pola Tanam IV

Uraian	Okt		Nov		Des		Jan		Feb		Mar	
	I	II										
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,67	0,32	0,64	1,28	0,80	0,36	0,00	0,16	0,27	0,17	0,81	1,24
Debit Andalan (m ³ /dt)	0,68	0,66	1,27	2,66	4,37	12,90	11,28	18,39	29,59	23,92	17,44	10,55
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Uraian	Apr		MEI		Jun		Jul		Agus		Sep	
	I	II	I	II								
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,66	0,10	0,22	0,31	0,34	0,32	0,79	1,20	0,76	0,28	0,51	0,67
Debit Andalan (m ³ /dt)	7,19	6,95	5,80	3,62	2,65	1,95	1,54	1,26	0,94	0,66	0,57	0,57
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	85,35

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.111.
Perhitungan Neraca Air Pada Pola Tanam V

Uraian	Okt		Nov		Des		Jan		Feb		Mar	
	I	II										
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,67	0,32	0,64	1,28	0,80	0,36	0,16	0,16	0,27	0,17	0,81	1,24
Debit Andalan (m ³ /dt)	0,68	0,66	1,27	2,66	4,37	12,90	11,28	18,39	29,59	23,92	17,44	10,55
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Uraian	Apr		MEI		Jun		Jul		Agus		Sep	
	I	II	I	II								
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,66	0,10	0,22	0,31	0,34	0,32	0,79	1,20	0,76	0,28	0,51	0,67
Debit Andalan (m ³ /dt)	7,19	6,95	5,80	3,62	2,65	1,95	1,54	1,26	0,94	0,66	0,57	0,57
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	85,35

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.112.
Perhitungan Neraca Air Pada Pola Tanam VI

Uraian	Okt		Nov		Des		Jan		Feb		Mar	
	I	II										
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,67	0,32	0,64	1,28	0,80	0,36	0,16	0,16	0,27	0,17	0,81	1,24
Debit Andalan (m ³ /dt)	0,68	0,66	1,27	2,66	4,37	12,90	11,28	18,39	29,59	23,92	17,44	10,55
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Uraian	Apr		MEI		Jun		Jul		Agus		Sep	
	I	II	I	II								
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	0,66	0,09	0,22	0,30	0,34	0,36	0,79	1,20	0,76	0,28	0,51	0,67
Debit Andalan (m ³ /dt)	7,19	6,95	5,80	3,62	2,65	1,95	1,54	1,26	0,94	0,66	0,57	0,57
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	85,35

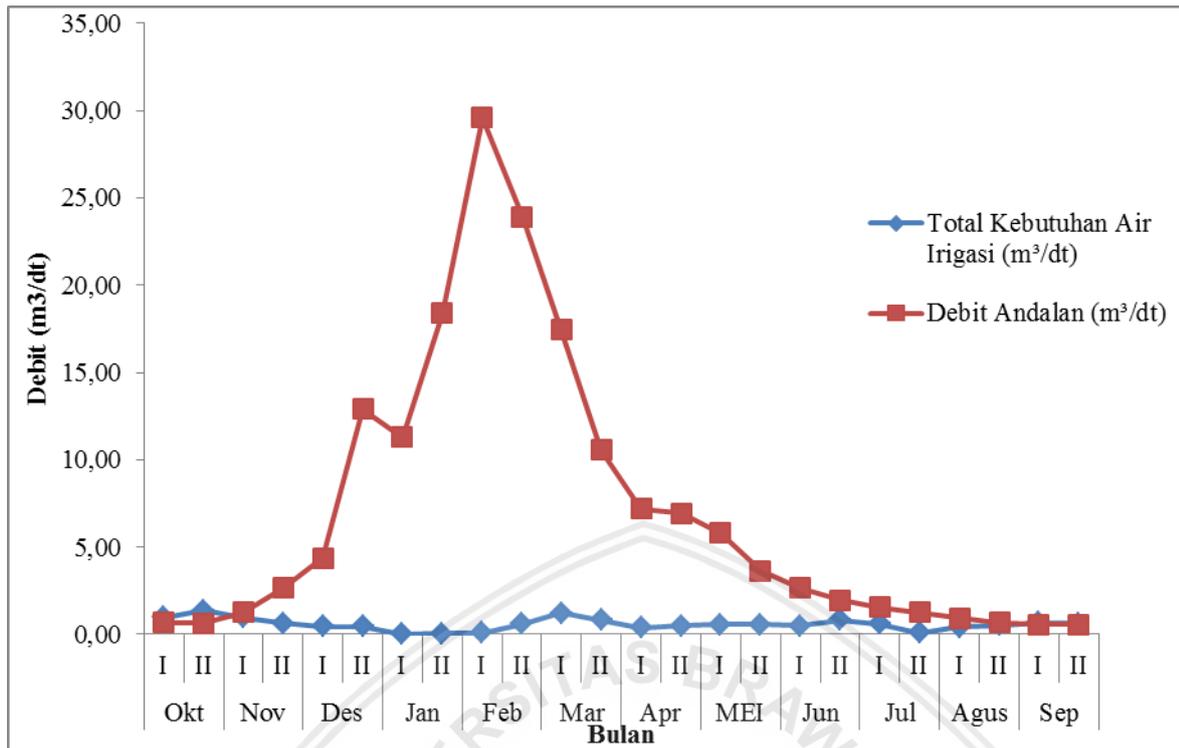
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.113.
Rekapitulasi Perhitungan Neraca Air Pada Seluruh Pola Tanam

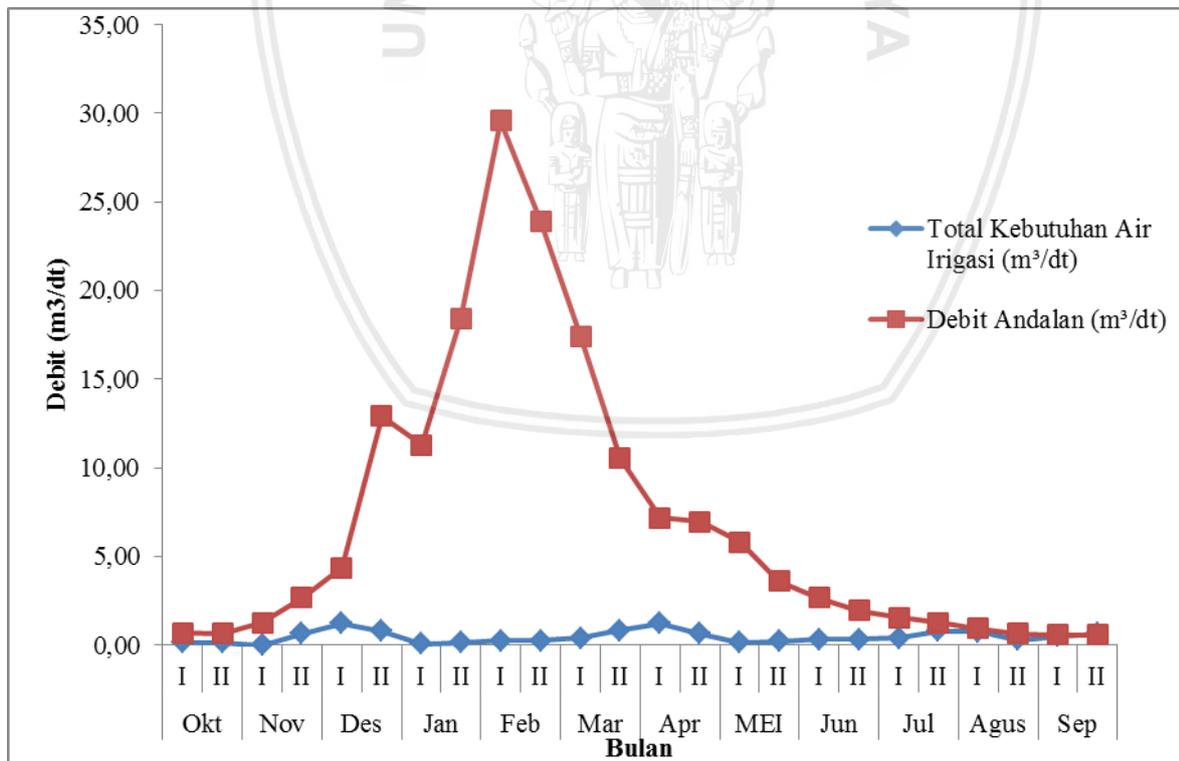
Uraian	Okt		Nov		Des		Jan		Feb		Mar	
	I	II										
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	3,79	3,13	3,12	5,77	5,33	3,12	0,37	0,84	1,41	1,65	4,43	6,16
Debit Andalan (m ³ /dt)	0,68	0,66	1,27	2,66	4,37	12,90	11,28	18,39	29,59	23,92	17,44	10,55
Pemenuhan Kebutuhan (%)	18,08	21,05	40,68	46,08	81,96	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Uraian	Apr		MEI		Jun		Jul		Agus		Sep	
	I	II										
Total Kebutuhan Air Irigasi (m ³ /dt)	4,85	2,05	1,48	1,91	2,18	2,53	3,76	5,30	4,66	2,42	3,11	3,84
Debit Andalan (m ³ /dt)	7,19	6,95	5,80	3,62	2,65	1,95	1,54	1,26	0,94	0,66	0,57	0,57
Pemenuhan Kebutuhan (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	77,10	40,94	23,84	20,10	27,39	18,21	14,84

Sumber: Hasil Perhitungan

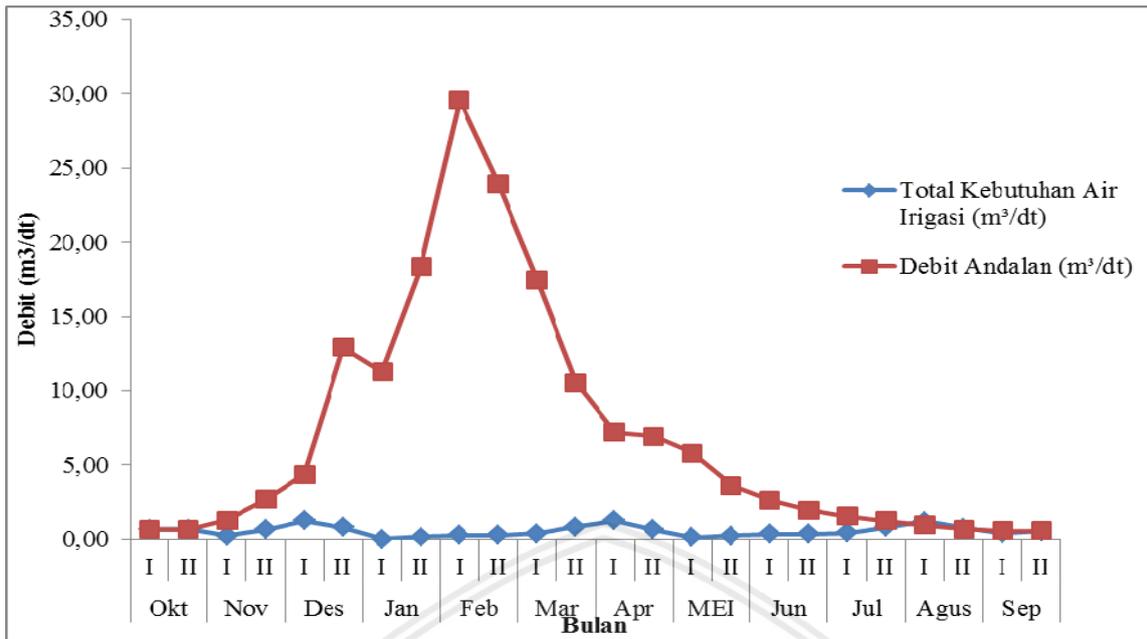
Dari hasil perhitungan Tabel 4.113 di atas didapatkan bahwa defisit ketersediaan air terbesar terjadi pada periode September II dimana debit pemenuhan kebutuhan hanya dapat memenuhi kebutuhan air sebesar 14,84 % saja dan mengalami defisit sebesar 85,16 %.



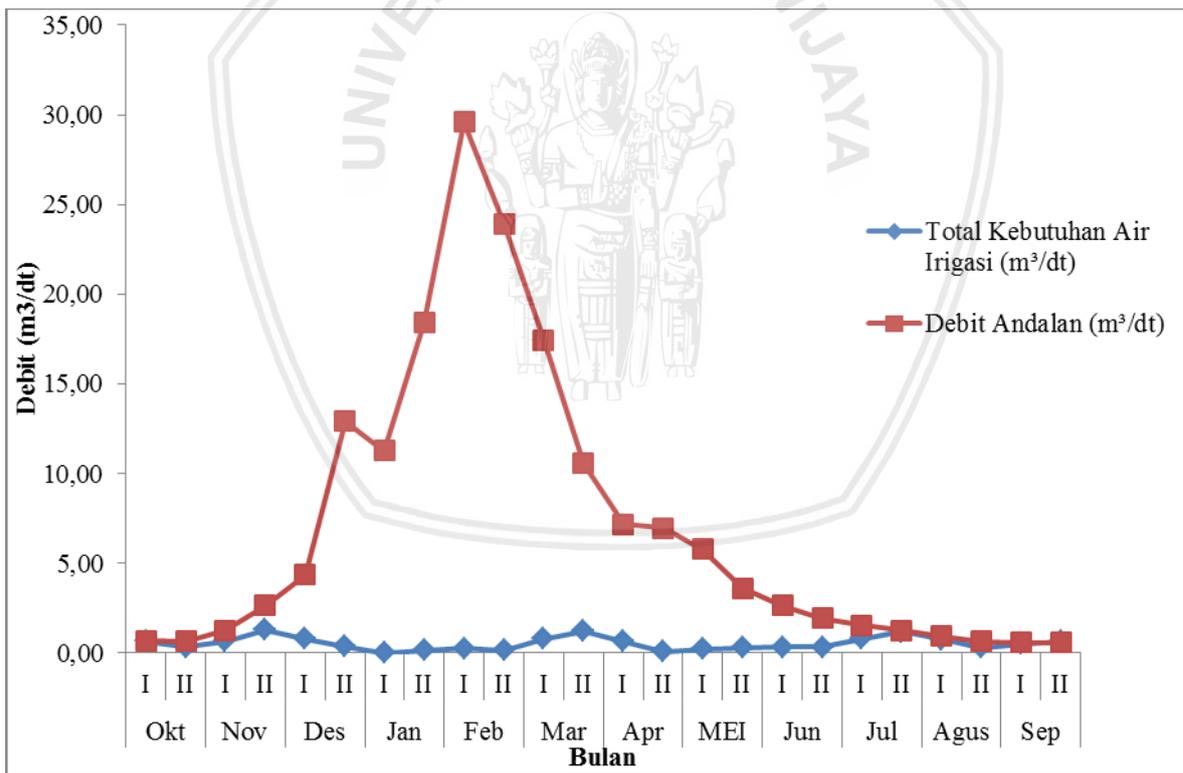
Gambar 4.15. Diagram Neraca Air Pola Tanam I
Sumber: Hasil Perhitungan



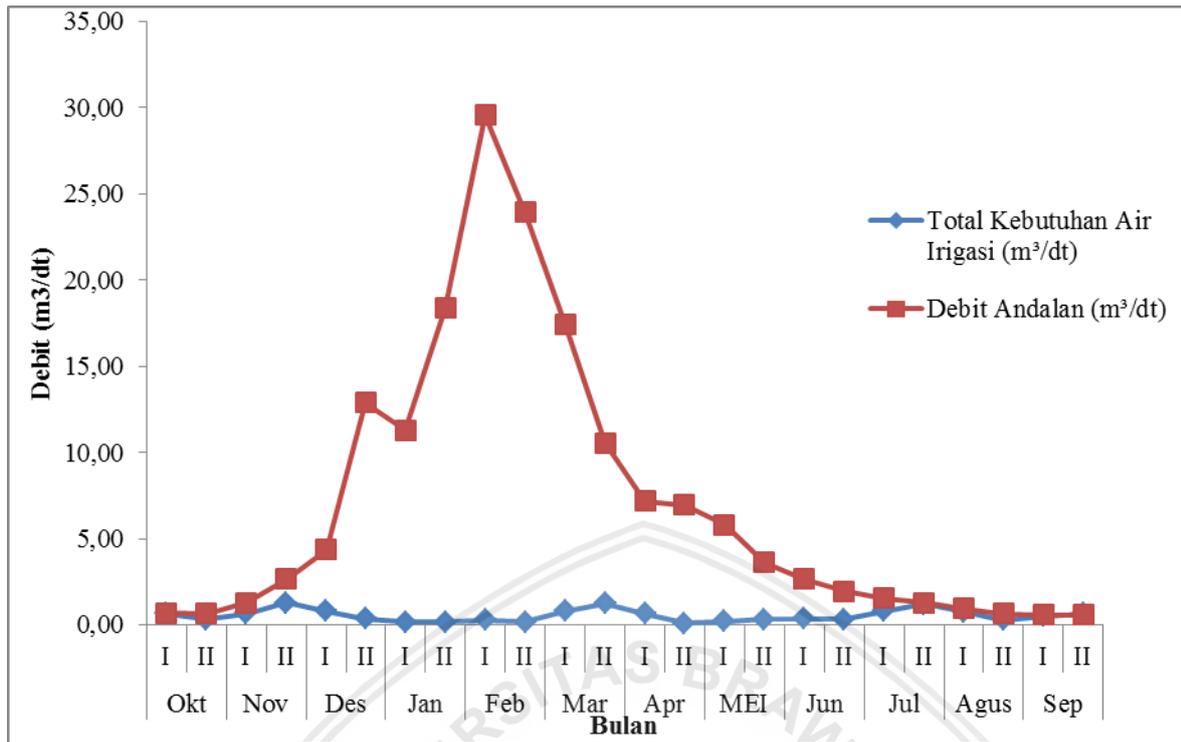
Gambar 4.16. Diagram Neraca Air Pola Tanam II
Sumber: Hasil Perhitungan



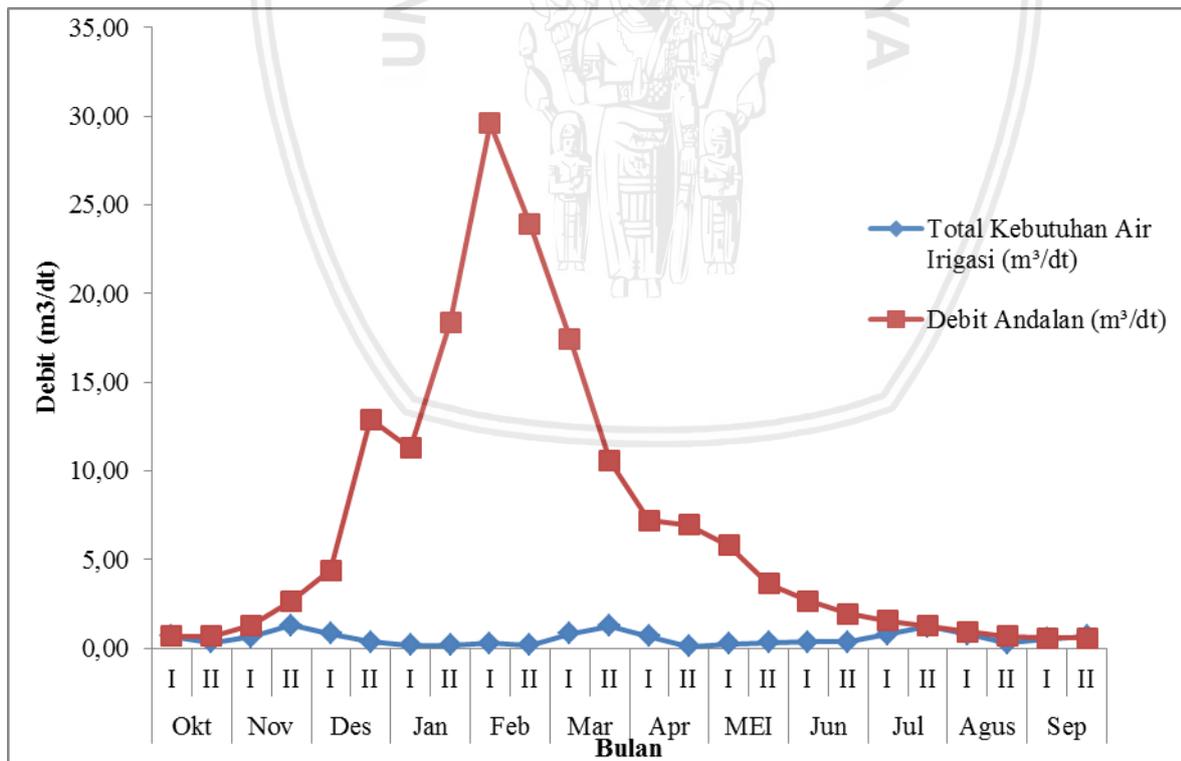
Gambar 4.17. Diagram Neraca Air Pola Tanam III
Sumber: Hasil Perhitungan



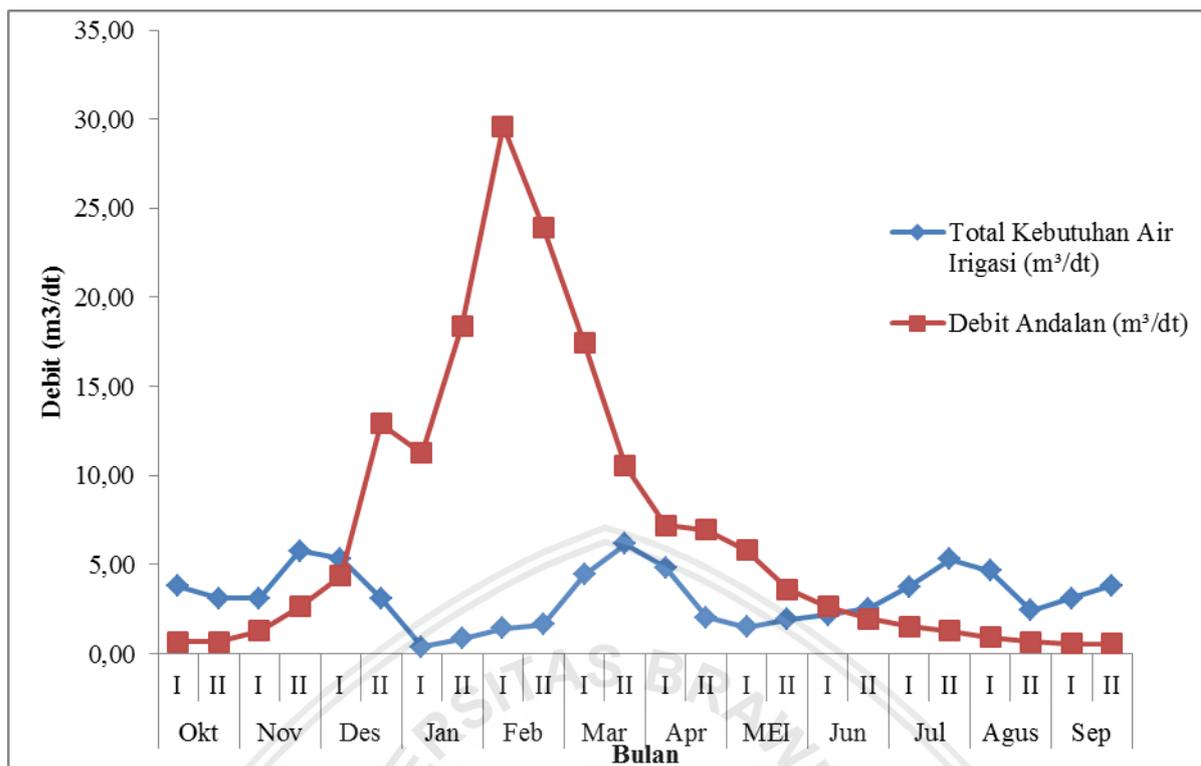
Gambar 4.18. Diagram Neraca Air Pola Tanam IV
Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.19. Diagram Neraca Air Pola Tanam V
 Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.20. Diagram Neraca Air Pola Tanam VI
 Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.21. Diagram Neraca Air Pada Seluruh Pola Tanam
Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.12. Perhitungan Intensitas Tanam

Intensitas tanam adalah perbandingan antara luas tanam per tahun dengan luas lahan. Hasil analisa terhadap intensitas tanam berdasarkan ketersediaan debit andalan dan pengaturan jadwal tanam pada Daerah Irigasi Rambut dapat dilihat pada tabel di bawah ini. Tabel 4.114.

Perhitungan Intensitas Tanam Pada Masa Tanam I

Gol.	Jenis Tanaman	Rasio Luas Tanam	Luas Lahan Tanam (ha)	Keterangan
Gol I		16,67%	1272,33	Masa Tanam I
Gol II		16,67%	1272,33	Intensitas Tanam Padi = 100,00%
Gol III	Padi	16,67%	1272,33	Intensitas Tanam Palawija = 0,00%
Gol IV		16,67%	1272,33	Luas Lahan Tanam Padi = 7634,00 Ha
Gol V		16,67%	1272,33	Luas Lahan Tanam Palawija = 0,00 Ha
Gol VI		16,67%	1272,33	Total Luas Lahan Tanam = 7634,00 Ha

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.115.
Perhitungan Intensitas Tanam Pada Masa Tanam II

Gol.	Jenis Tanaman	Rasio Luas Tanam	Luas Area Tanam (ha)	Keterangan	
Gol I	Padi	16,67%	1272,33	Masa Tanam II	
Gol II		16,67%	1272,33	Intensitas Tanam Padi	= 16,67%
Gol III		16,67%	1272,33	Intensitas Tanam Palawija	= 83,33%
Gol IV	Palawija	16,67%	1272,33	Luas Lahan Tanam Padi	= 1272,33 Ha
Gol V		16,67%	1272,33	Luas Lahan Tanam Palawija	= 6361,67 Ha
Gol VI		16,67%	1272,33	Total Luas Lahan Tanam	= 7634,00 Ha

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.116.
Perhitungan Intensitas Tanam Pada Masa Tanam III

Gol.	Jenis Tanaman	Rasio Luas Tanam	Luas Area Tanam (ha)	Keterangan	
Gol I		16,67%	1272,33	Masa Tanam III	
Gol II		16,67%	1272,33	Intensitas Tanam Padi	= 0,00%
Gol III	Palawija	16,67%	1272,33	Intensitas Tanam Palawija	= 100,00%
Gol IV		16,67%	1272,33	Luas Lahan Tanam Padi	= 0,00 Ha
Gol V		16,67%	1272,33	Luas Lahan Tanam Palawija	= 7634,00 Ha
Gol VI		16,67%	1272,33	Total Luas Lahan Tanam	= 7634,00 Ha

Sumber: Hasil Perhitungan

Intensitas tanam pada tiga periode tanam dengan pembagian golongan menjadi 6 golongan di Daerah Irigasi Rambut mencapai 300%.

4.2. Perencanaan Bangunan Utama

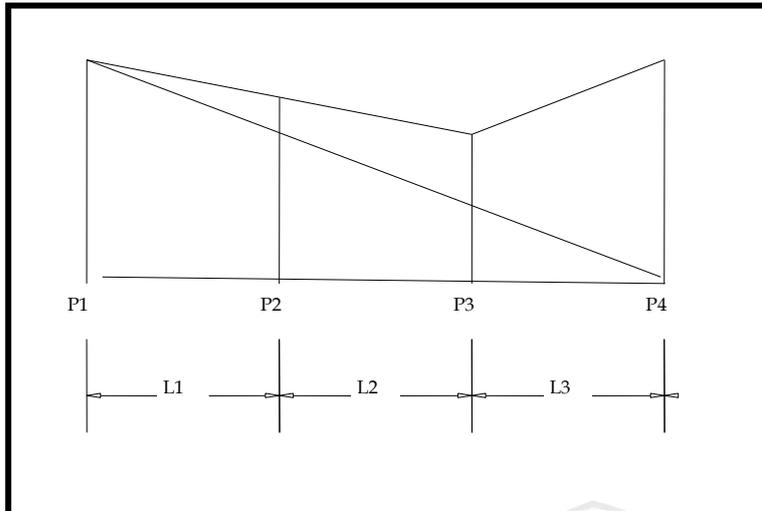
4.2.1. Kriteria Pemilihan Bangunan Utama

1. Pengambilan Bebas (*Free Intake*), jika tinggi muka air (h) cukup dan debit (Q) cukup
2. Bendung, jika tinggi muka air (h) tidak cukup dan debit (Q) cukup
3. Bendungan, jika tinggi muka air (h) kecil dan debit (Q) kecil

4.2.2. Perhitungan Kemiringan Sungai dan Kedalaman Sungai

4.2.2.1. Kemiringan Dasar Sungai Rerata

Perhitungan kemiringan dasar sungai rerata perlu dilakukan, karena pada setiap penampang sungai mempunyai kemiringan yang berbeda.



Gambar 4.22. Sketsa Potongan Memanjang Sungai

Tabel 4.117

Perhitungan Kemiringan Sungai Asli (P10-P0)

No	Patok	Jarak	Elevasi	Beda tinggi	Slope
1	P10	0	26,24	0	0,000
2	P09	100	26,07	0,16	0,002
3	P8,5	50	25,34	0,73	0,015
4	P08	50	25,52	0,18	0,004
5	P07	100	25,28	0,24	0,002
6	P06	100	25,01	0,27	0,003
7	P05	100	25,15	0,14	0,001
8	P04	100	24,98	0,17	0,002
9	P03	100	24,90	0,08	0,001
10	P02	100	24,85	0,05	0,001
11	P01	100	23,85	1,00	0,010
12	P0	100	25,67	1,82	0,018
Jumlah		1000	Rerata Slope		0,005

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2.2.2. Kedalaman Sungai Maksimum

Untuk penentuan lebar bendung diambil lebar rata-rata dari bagian sungai yang stabil. Adapun langkah-langkah yang dilakukan dalam penentuan lebar bendung ini, yaitu :

1. Menentukan besar debit rencana, dalam hal ini dipakai $Q_{100th} = 193 \text{ m}^3/\text{dt}$

2. Mencoba-coba tinggi muka air (h) dengan Q_{100th} , sehingga didapat luas penampang basah melalui pengukuran secara langsung pada potongan melintang penampang Sungai Rambut tiap pias (dalam hal ini pada **P7**). (Lampiran Gambar 10)
3. Menentukan keliling basah (P), dengan mengukur secara langsung pada potongan melintang penampang Sungai Rambut (dalam hal ini pada **P7**). (Lampiran Gambar 10)
4. Penentuan jari-jari hidrolis (R), serta kecepatan aliran (V) dan debit (Q).
5. Setelah nilai h dan Q diketahui, maka dibuat lengkung debitnya. Dari sini akan diketahui nilai h pada $Q_{100th} = 193 \text{ m}^3/\text{dt}$, dimana keadaan sungai di sini masih dalam keadaan asli. Dengan h yang diketahui tersebut akan kita dapatkan lebar muka air sungai (T). Lebar muka air inilah yang akan dijadikan sebagai lebar bendung rencana.



Tabel 4.118
Perhitungan Sungai Asli Patok 7

No	Elevasi (Dr Gambar)	H (m) (Elev n- Elev n-1)	A (m ²) (Dr Gambar)	P (Dr Gambar)	R (A/P)	V (1/n*R ^{2/3} *S ^{1/2})	Q (V*A)	T (Dr Gambar)	D	Fr	Keterangan Aliran
0	25,28	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
a	25,58	0,3	2,36	9,66	0,24	0,85	2,02	4,66	0,51	0,50	sub kritis
b	26,08	0,8	8,44	16,60	0,51	1,39	11,75	7,73	1,09	0,50	sub kritis
c	26,58	1,3	19,56	27,24	0,72	1,75	34,29	12,41	1,58	0,49	sub kritis
d	27,08	1,8	32,88	31,74	1,04	2,24	73,59	14,21	2,31	0,53	sub kritis
e	27,58	2,3	47,84	36,20	1,32	2,63	125,95	15,65	3,06	0,55	sub kritis
f	28,08	2,8	64,20	40,88	1,57	2,95	189,63	17,18	3,74	0,56	sub kritis
g	28,58	3,3	82,88	49,36	1,68	3,09	255,97	21,17	3,91	0,54	sub kritis
h	29,08	3,8	105,56	56,92	1,85	3,30	348,35	23,82	4,43	0,54	sub kritis
i	29,58	4,3	130,24	60,50	2,15	3,64	474,71	25,49	5,11	0,56	sub kritis
j	30,08	4,8	156,56	63,64	2,46	3,98	623,74	27,28	5,74	0,58	sub kritis
k	30,58	5,3	185,04	69,16	2,68	4,21	779,64	29,80	6,21	0,58	sub kritis
l	31,08	5,8	216,48	74,78	2,89	4,44	961,31	32,90	6,58	0,59	sub kritis
m	31,58	6,3	250,48	77,80	3,22	4,77	1193,96	35,42	7,07	0,61	sub kritis
n	32,28	7,0	302,36	93,30	3,24	4,79	1447,58	38,99	7,76	0,58	sub kritis

Sumber : Hasil Perhitungan

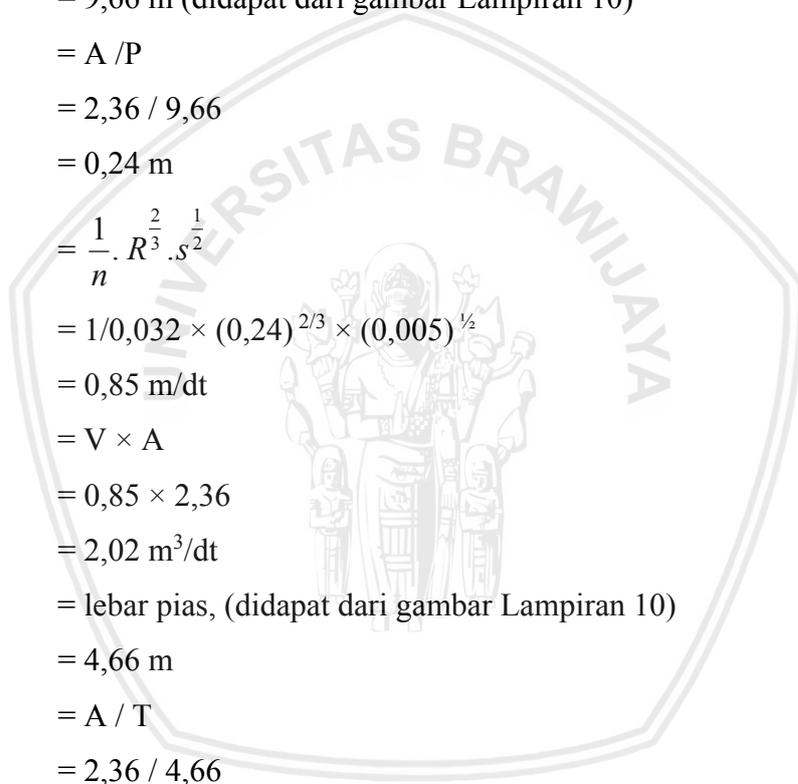
Keterangan:

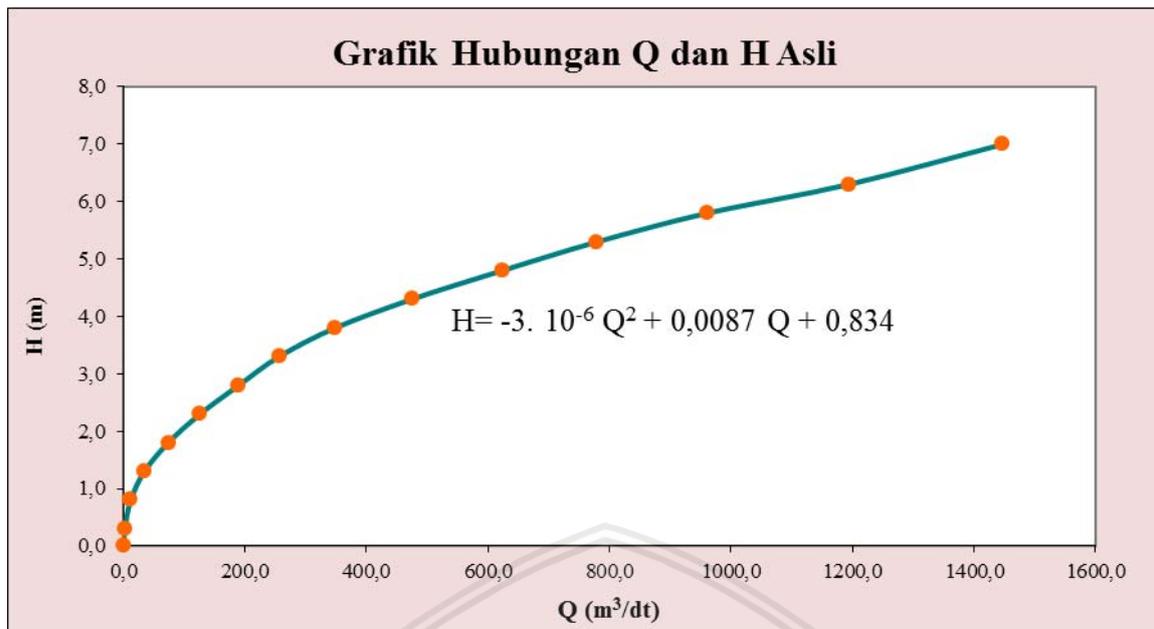
Slope yang digunakan = 0,005(dari tabel 4.117)

Nilai n = 0,032 (*Coarse Sand*)

Contoh Perhitungan :**Misal pada pias a**

1. Mencari H = Elevasi n – Elevasi n-1
= 25,58 – 25,28
= 0,30 m
2. Mencari A = 2,36 m² (didapat dari gambar Lampiran 10)
3. Mencari P = 9,66 m (didapat dari gambar Lampiran 10)
4. Mencari R = A / P
= 2,36 / 9,66
= 0,24 m
5. Mencari V = $\frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot s^{\frac{1}{2}}$
= $1/0,032 \times (0,24)^{2/3} \times (0,005)^{1/2}$
= 0,85 m/dt
6. Mencari Q = V × A
= 0,85 × 2,36
= 2,02 m³/dt
7. Mencari T = lebar pias, (didapat dari gambar Lampiran 10)
= 4,66 m
8. Mencari D = A / T
= 2,36 / 4,66
= 0,51 m
9. Mencari Fr = $\frac{v}{\sqrt{g \times H}}$
= $\frac{0,85}{\sqrt{9,81 \times 0,30}}$
= 0,50 < 1 → **Kondisi Aliran Subkritis**





Gambar 4.23. Lengkung Debit (Sungai Asli)

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari perhitungan di atas dengan $Q = 192,79 \text{ m}^3/\text{dt}$, diperoleh $h = 2,824 \text{ m}$

4.2.3. Perencanaan Bendung

4.2.3.1. Definisi Bendung

Bendung adalah bangunan yang melintang di sungai yang berfungsi untuk membuat muka air sungai menjadi tinggi sehingga dapat difungsikan untuk keperluan irigasi, pemenuhan kebutuhan air baku dan lain-lain.

4.2.3.2. Macam Bendung

Macam-macam bendung yaitu :

1. Bendung Tetap

Jika pembendungan dilakukan dengan puncak pelimpah yang permanen.

2. Bendung Gerak (*Barrage*)

Jika pembendungan dilakukan oleh pintu (pintu dapat dioperasikan).

4.2.3.4. Fungsi Bendung

Fungsi dari bendung yaitu :

1. Menaikkan elevasi muka air sungai
2. Mengalirkan air sungai ke saluran irigasi melalui intake
3. Mengontrol sedimen yang masuk ke saluran irigasi (melalui kantong lumpur).
4. Menstabilkan muka air sungai
5. Menyimpan air dalam waktu singkat.

4.2.3.5. Komponen-Komponen Bendung

Komponen bendung tetap terdiri atas lima bagian utama yaitu:

1. Tubuh Bendung
2. *Intake*
3. Bangunan pembilas
4. Bangunan Perlengkapan
5. Penangkapan Sedimen

4.2.3.6. Pemilihan lokasi dan Penentuan Jenis bendung

1. Untuk daerah dengan kemiringan sedang sesuai untuk dibangun bendung tetap.
2. Untuk daerah yang mempunyai kemiringan landai (dibagian hilir) sesuai untuk dibangun bendung gerak.

4.2.4. Penentuan Elevasi Puncak Mercu Bendung

4.2.4.1. Kriteria Elevasi Puncak Mercu

Elevasi puncak pelimpah bendung diperoleh berdasar elevasi sawah tertinggi yang akan diairi, ditambahkan dengan total kehilangan tinggi tekan pada bangunan-bangunan dan saluran-saluran yang ada pada jaringan irigasi tersebut.

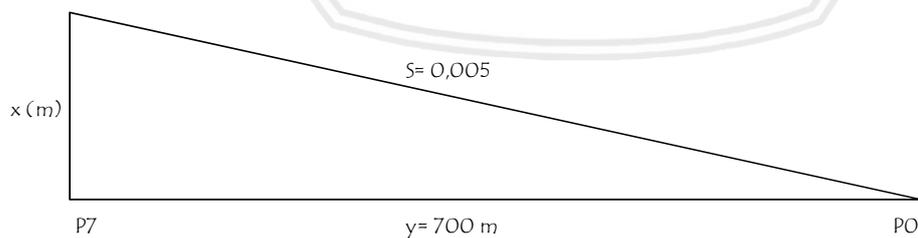
Diketahui :

Elevasi dasar sungai = + 25,28

Elevasi sawah tertinggi = + 24,92

Jarak antara P7 (as bendung baru) dengan Bendung Lama = 700 meter

Pada perhitungan kali ini tinggi bendung dan elevasi mercu bendung didapat dari perbandingan antara jarak bendung rencana dengan kemiringan sungai.



Gambar 4.24. Perhitungan Tinggi Bendung Baru

Perhitungan:

$$\frac{x}{y} = S$$

$$\frac{x}{700} = 0,005$$

$$x = 3,426 \text{ m}$$

Dari perhitungan, didapatkan nilai tinggi bendung adalah 3,426 meter. Sehingga elevasi mercu bendung adalah +28,71 meter.

Perhitungan volume air di hulu bendung didapatkan dari menghitung luasan penampang dikalikan dengan lebar bendung itu sendiri. Sehingga didapatkan hasil volume air pada bendung lama adalah sebesar 85.505 m³.

Sementara itu, dari Tabel 4.113 tentang perhitungan neraca air, defisit ketersediaan air terbesar terjadi pada bulan September periode II. Dimana debit yang tersedia adalah 0,57 m³/dt dan kebutuhan air irigasi adalah 3,84 m³/dt. Sehingga diperlukan debit tambahan pada bendung baru sebesar 3,27 m³/dt. Dari debit tambahan tersebut didapatkan volume air yang diperlukan adalah 517.273 m³.

4.2.5. Penentuan Lebar Efektif Bendung

Lebar efektif pelimpah bendung adalah lebar bendung rencana dikurangi tebal pilar dan tebal pintu. Lebar efektif bendung (B_e) dihubungkan dengan lebar bendung yang sebenarnya atau lebar mercu bendung (B) dengan persamaan seperti dijelaskan selanjutnya.

Data perencanaan lebar bendung :

- Lebar sungai asli (B) = 22,11 m (didapat dari Lampiran Gambar 10)
- Lebar sungai rencana (b) = $1.2 \times B = 1.2 \times 22,11 = 26,53$ m
- Jumlah pilar (n) = 2
- Tebal pilar utama = 2,0 m
- Tebal pilar pembilas = 1,0 m
- Lebar pintu pembilas (p) = $(1/6 - 1/10) b$
= $1/10 \times 26,53$
= 2,65 m

Direncanakan 2 buah pintu pembilas dengan lebar masing-masing 1,326 m \approx 1,25m dengan 1 buah pilar dengan lebar 1,0 m.

Pilar direncanakan dengan : (dari tabel 4.3 KP-02 Bangunan Utama)

$K_p = 0,01$ (pilar berujung bulat)

$K_a = 0,1$ (pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° kearah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$)

- Lebar dinding penahan (l) = 1 m

Direncanakan di kanan kiri sungai masing-masing dengan lebar 0,5 m.

Lebar Mercu Bendung :

$$\begin{aligned}
 B &= b - (\text{pintu penguras} + \text{pilar}) - \text{pilar utama} - \text{dinding penahan} \\
 &= 26,53 - (2,65 + 1 \times 1,0) - 2 - 2 \times 0,5 \\
 &= 19,88 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Lebar Efektif Bendung :

$$\begin{aligned}
 Be &= B - 2.(n.Kp + Ka). H_1 \\
 &= 19,88 - 2.(2 \times 0,01 + 0,1). He \\
 &= 19,88 - 0,24 He
 \end{aligned}$$

4.2.6. Tinggi Energi**4.2.6.1. Perhitungan H_1**

Data Teknis:

$$Cd = 1,30 \text{ (asumsi)}$$

Rumus :

$$Q = Cd \times \frac{2}{3} \times \left(\frac{2}{3}g\right)^{0,5} \times Be \times H_1^{0,5}$$

$$192,79 = 1,291 \times 2/3 \times (2/3 \times 9,81)^{0,5} \times (19,88 - 0,24 \times He) He^{1,5}$$

$$192,79 = 2,201 \times (19,88 - 0,24 \times He) He^{1,5}$$

$$817,59 = (19,88 - 0,24 \times He) He^{1,5}$$

Dengan cara *trial and error* didapat **$H_1 = He = 2,75 \text{ m}$**

- $Be = 19,88 - 0,24 He$
 $= 19,88 - 0,24 (2,75)$
 $= 19,22 \text{ m}$
- $A = Be (P + H_1)$
 $= 19,22 (3,43 + 2,75)$
 $= 118,78 \text{ m}^2$
- $V = \frac{Q}{A}$
 $= \frac{192,79}{118,78}$
 $= 1,63 \text{ m/dt}$
- $Hd = H_1 - \left(\frac{V^2}{2g}\right)$

$$= 2,75 - (1,63^2 / (2 \times 9,81))$$

$$= 2,62 \text{ m}$$

4.2.6.2. Perhitungan Penentuan Nilai Cd

Langkah-langkah perencanaan Cd :

1. Asumsi Cd

Menghitung Hd

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{Be(P + He)}$$

$$Hd = He - \frac{V^2}{2g}$$

2. Co = 1.3 (konstanta)

3. Menghitung P / Hd

4. Menghitung He / Hd

5. Mencari C1

6. Menghitung P/He

7. Mencari C2

8. Menghitung Cd = Co . C1 . C2

9. Apabila Cd asumsi = Cd hitung → *asumsi benar*

10. Apabila Q hitung ≥ Q design → *asumsi benar*

Perhitungan penentuan nilai Cd :

1. Cd asumsi = 1,30 → He = 2,75 m

2. Be = 19,22 m

3. V = 1,63 m/dt

4. Hd = He - (V²/2g)

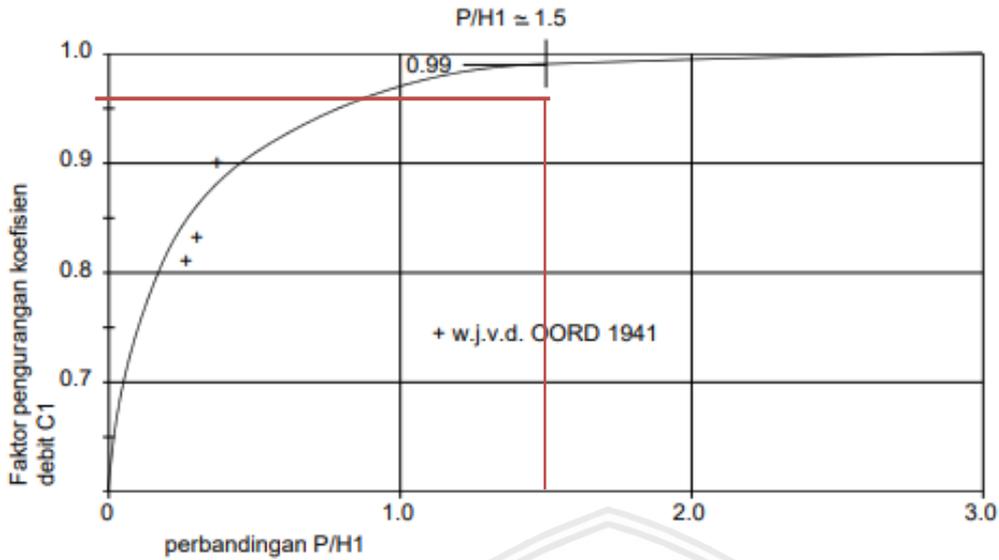
$$= 2,75 - (1,63^2 / 2 \cdot 9,81)$$

$$= 2,62 \text{ m}$$

5. Co = 1,3 (konstanta)

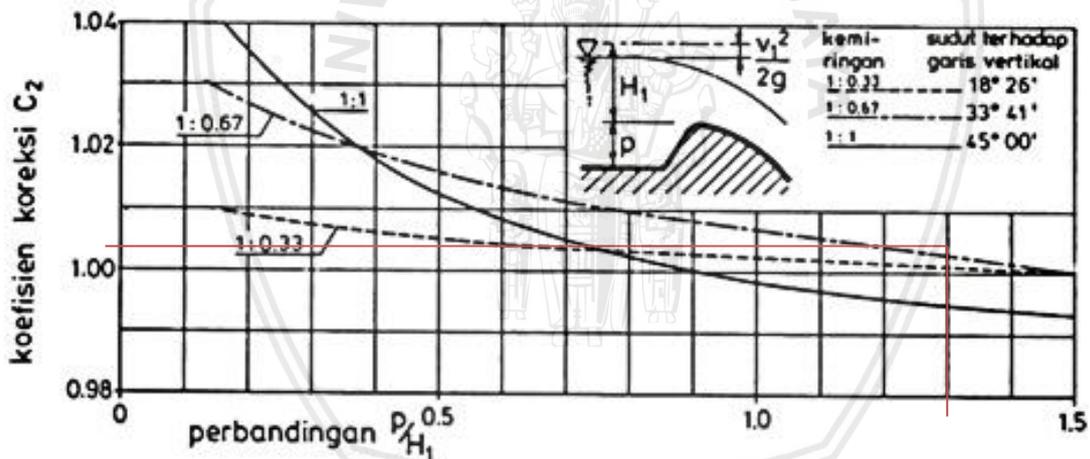
6. P / Hd = 3,43 / 2,62 = 1,31

7. He / Hd = 2,75 / 2,62 = 1,05



Gambar 4.25. Perbandingan P/H1 dengan Koefisien Debit (C1)
 Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan (2015, p.53)

- 8. Dari grafik didapatkan $C_1 = 0,995$
- 9. $P / H_e = 3,43 / 2,75 = 1,25$



Gambar 4.26. Perbandingan P/He dengan Koefisien Koreksi (C2)
 Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan (2015, p.54)

- 10. Untuk kemiringan muka hulu bendung 1:0,67; dari grafik didapat $C_2 = 1,005$

11. $C_d = C_o \cdot C_1 \cdot C_2$
 $= 1,3 \times 0,995 \times 1,005$
 $= 1,30$

12. C_d hitung (=1,291) sama dengan C_d asumsi (=1,30) **Asumsi benar**

13. $Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot (2/3 \cdot g)^{0,5} \cdot B_e \cdot H_e^{1,5}$
 $= 1,30 \times \frac{2}{3} \times (2/3 \times 9,81)^{0,5} \times 19,25 \times (2,75)^{1,5}$
 $= 194,126 \text{ m}^3/\text{dt}$

Q hit \geq Q rencana

194,126 m³/dt ≥ 192,79 m³/dt..... **Asumsi benar**

4.2.7. Perencanaan Mercu Bendung

4.2.7.1. Perencanaan Mercu OGEE bagian Hulu

Rumus Pengaliran

$$Q = \frac{2}{3} \times Cd \times \left(\frac{2}{3} g\right)^{0,5} \times Be \times He^{1,5}$$

Keterangan :

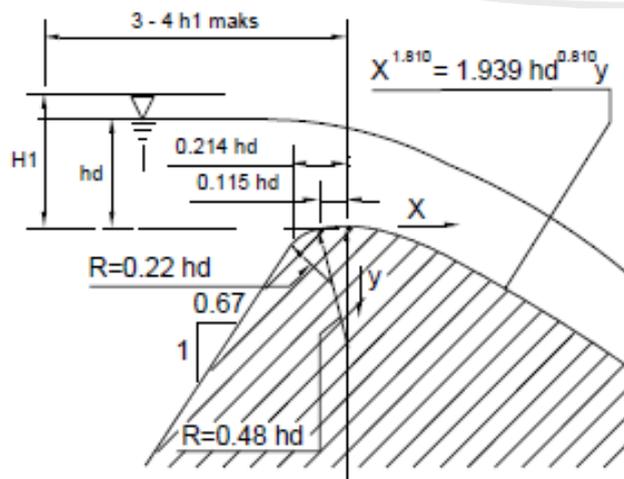
- Q = debit rencana (m³/dt)
 Cd = koefisien debit (Cd = Co.C1.C2)
 g = percepatan gravitasi (m²/dt)
 Be = lebar efektif bendung (m)
 He = tinggi energi di atas pelimpah (m)

Dalam perencanaan ini digunakan mercu bendung tipe OGEE III

Data-data teknis yang diketahui :

- Lebar mercu bendung (B) = 19,88 m
- Lebar efektif bendung (Be) = 19,22 m
- Debit rencana (Q) = 192,79 m³/dt
- Elevasi dasar sungai = + 25,28
- Elevasi puncak bendung = +28,71
- Tinggi bendung (P) = 3,43 m
- He (H₁) = 2,75 m
- Hd = 2,62 m

4.2.7.2. Perencanaan Mercu OGEE bagian Hilir



Gambar 4.27. Sketsa Dasar Pelimpah Ogee Tipe III

Sumber: Dirjen Pengaliran Departemen Pekerjaan (2015, p.56)

Persamaan Bentuk Pelimpah Ogee III

$$X^{1,810} = 1,939 \cdot Hd^{0,810} \cdot Y$$

$$X^{1,810} = 1,939 \cdot (2,62)^{0,810} \cdot Y$$

$$Y = 0,237 \cdot X^{1,810}$$

Dari perhitungan didapatkan koordinat Titik Potong Mercu (2,85 ; 1,57).

Perhitungan selanjutnya ditabelkan :

Tabel 4.119.

Persamaan Bentuk Pelimpah OGEE III

X	Y
0,50	0,07
1,00	0,24
1,50	0,49
2,00	0,83
2,50	1,24
2,85	1,57

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk Mercu Type OGEE III :

- $R_1 = 0,22 \times Hd$
 $= 0,22 \times 2,62$
 $= 0,575 \text{ m}$
- Jarak $R_1 = 0,214 \times Hd$
 $= 0,214 \times 2,62$
 $= 0,560 \text{ m}$
- $R_2 = 0,48 \times Hd$
 $= 0,48 \times 2,62$
 $= 1,255 \text{ m}$
- Jarak $R_2 = 0,115 \times Hd$
 $= 0,115 \times 2,62$
 $= 0,301 \text{ m}$

4.2.8. Penentuan Profil Muka Air di atas Mercu Bendung

4.2.8.1. Definisi Profil Muka Air

Tinggi muka air di atas mercu bendung diukur sedikit agak ke hulu, yaitu sebelum air berubah bentuk permukaannya mengikuti bentuk lengkung mercu.

Loncatan hidrolis yaitu naiknya air secara tiba-tiba dari air yang mengalir dengan kecepatan tinggi berkedalaman rendah bergabung dengan air yang mengalir dengan kecepatan rendah dan berkedalaman tinggi.

Tinggi loncatan hidrolis tergantung dari kecepatan dan banyaknya air yang meloncat. Untuk loncatan hidrolis harus diperhitungkan agar kedalaman air di hilir tidak kurang dari kedalaman konjugasi, karena loncatan akan bergerak ke hilir sehingga loncatan akan menghempas bagian sungai yang tidak terlindungi yang umumnya menyebabkan penggerusan yang luas.

4.2.8.2. Perhitungan Profil Muka Air

Langkah perhitungan :

1. Tentukan harga Z
2. Dengan coba-coba didapat nilai Yz
3. Hitung Vz dan Fz
4. Elevasi lereng bendung = elevasi mercu bendung – z
5. Elevasi muka air = elevasi lereng bendung + Yz (Y₂)

Rumus perhitungan :

- Perhitungan Yz

$$2g(z + He - Yz)^{\frac{1}{2}} - \frac{Q}{B \cdot Y_z} \quad (\text{Dengan cara trial \& error didapat nilai } Y_z)$$

- Perhitungan Vz

$$V_z = \frac{Q}{B \cdot Y_z}$$

- Perhitungan Fz

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{9,81 \cdot Y_z}}$$

Perhitungan Profil Aliran :

Contoh perhitungan pada Z = 1,00

- $2 \cdot g(Z + He - Yz)^{\frac{1}{2}} - \frac{Q}{(B \cdot Y_z)} = 0$

$$\sqrt{2 \times 9,81 \times (1,0 + 2,75 - Yz)} - \frac{190,79}{(19,22 \times Yz)} = 0$$

Dengan cara *trial and error* diperoleh nilai Yz = 1,52 m

$$\begin{aligned} \blacksquare V_z &= \frac{Q}{Y_z \times Be} = \frac{190,79}{1,52 \times 19,22} = 6,62 \text{ m/dt} \\ \blacksquare Fr &= \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Y_z}} = \frac{6,62}{\sqrt{9,81 \times 1,52}} = 1,72 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya ditabelkan:

Tabel 4.120.

Perhitungan Profil Aliran

Z (m)	Yz (m)	Vz (m/dt)	Fr	Elevasi Lereng Bendung (m)	Elevasi Muka Air (m)
1,00	1,52	6,62	1,72	27,71	29,22
1,50	1,32	7,58	2,10	27,21	28,53
2,00	1,20	8,34	2,43	26,71	27,91
2,50	1,11	9,01	2,72	26,21	27,32
3,00	1,04	9,61	3,00	25,71	26,75
3,50	0,99	10,16	3,26	25,21	26,19
4,00	0,94	10,68	3,52	24,71	25,65
4,50	0,90	11,16	3,76	24,21	25,10
5,00	0,86	11,62	3,99	23,71	24,57
5,43	0,84	12,00	4,19	23,28	24,12

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2.9. Perhitungan Loncatan Hidraulik pada Bendung

4.2.9.1. Kecepatan di Bagian Awal Loncatan

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (Z + H_e - Y_z)}$$

Dengan:

V_1 = Kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = Percepatan gravitasi (m/dt²)

H_1 = Tinggi energi di atas mercu (m)

Z = Tinggi jatuh (m)

Data-data teknis :

- Elevasi Dasar Kolam Olakan = + 22,28
- Elevasi Mercu Bendung = +28,71
- $H_e (H_1)$ = 2,75 m
- $Z = P + \Delta Z = 3,43 + 3,00 = 6,43 \text{ m}$

$$\square \quad Yz = 0,78 \text{ m}$$

Maka, kecepatan di bagian awal loncatan :

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (Z + H_e - Yz)}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9,81 \times (6,43 + 2,63 - 0,73)}$$

$$V_1 = 12,83 \text{ m/dt}$$

4.2.9.2. Kedalaman Air Setelah Loncatan

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2}) - 1 \right)$$

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

Dengan:

y_2 = kedalaman air setelah loncatan air (m)

y_1 = kedalaman air di awal loncat air (m)

Fr = bilangan froude

V_1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = Percepatan gravitasi

Mencari Y_2

$$Fr = \frac{12,83}{\sqrt{9,81 \cdot 0,78}} = 4,63$$

$$y_2 = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8(4,63^2)} - 1) \times 0,78$$

$$Y_2 = 4,75 \text{ m}$$

4.2.9.3. Panjang Loncatan

$$L_j = 6,9 (Y_2 - Y_u)$$

Keterangan :

L_j = panjang loncatan (m)

Y_2 = tinggi loncatan di atas ambang (m)

Y_u = kedalaman air sebelum loncatan (m)

$$L_j = 6,9 (4,75 - 0,78)$$

$$= 27,39 \text{ m}$$

4.2.10. Perencanaan Peredam Energi

4.2.10.1 Panjang Peredam Energi

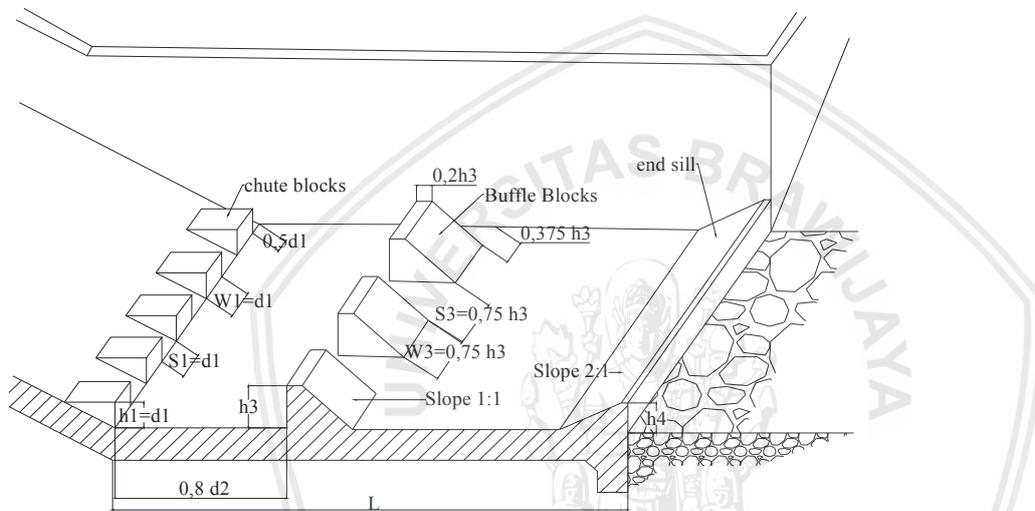
Dari nilai bilangan froude, maka diketahui jenis peredam energi yang dapat digunakan. Dengan nilai froude sebesar= 4,63; ,maka tipe yang digunakan adalah USBR tipe III.

$$L = 2,7 Y_b$$

$$= 2,7 \times 4,73$$

$$= 12,82 \text{ m.}$$

4.2.10.2. Dimensi Kolam Olakan



Gambar 4.28. Sketsa Kolam Olak USBR Tipe III
Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan 4 (2010, p.166)

Data-data teknis :

- Y_u = 0,78 m
- V = 12,83 m/dt
- Fr = 4,63
- Lebar gerigi (*chute block*) = $Y_u = 0,78$ m
- Jarak *chute block* dengan dinding = $0,5 Y_u = 0,39$ m
- Jarak antar dua *chute block* = $w = Y_u = 0,78$ m
- Tinggi *chute block* = $Y_u = 0,78$ m
- Tinggi blok halang(n_3) = $Y_u \cdot \frac{4-Fr}{3} = 0,78 \cdot \frac{4-4,63}{3} = 1,13$ m
- Lebar dan jarak antar blok halang = $0,75 n_3 = 0,75 \cdot 1,13 = 0,84$ m
- Jarak antara blok halang dan dinding = $0,675 n_3 = 0,76$ m
- Lebar atas blok halang = $0,2 n_3 = 0,23$ m

- Tinggi ambang ujung (*end sill*) $= Y_u \cdot \frac{18+Fr}{18} = 0,78 \cdot \frac{18+4,63}{18} = 0,98 \text{ m}$
- Jarak antara blok muka dengan blok halang
 $= 0,82 Y_2$
 $= 0,82 \cdot 4,75$
 $= 3,90 \text{ m}$

4.2.11. Perencanaan Panjang Lantai Muka (Apron)

4.2.11.1. Tebal Apron

- Apron Hulu

Tebal lantai udik di hulu bendung direncana untuk menahan gaya vertikal ke atas pada pondasi serta mengurangi penetapan panjang lantai. Lantai udik hulu lebih ditujukan untuk menjaga stabilitas aliran di hulu bendung.

- Apron Hilir

Lantai udik hilir juga direncana untuk menahan gaya vertikal ke atas pada pondasi serta mencegah terjadinya gerusan di hilir bendung.

Perencanaan panjang lantai udik ditujukan untuk menahan bahaya *piping*. Bahaya *piping* atau erosi bawah tanah disebabkan karena naiknya dasar galian atau rekahnya pangkal hilir bendung. Karena penambahan tebal apron saat ini kurang ekonomis, maka alternatif turap cukup baik untuk dilaksanakan karena menambah trayektori aliran.

Data Perencanaan :

1. *Up stream*

- Elevasi dasar $= +25,28$
- Elevasi mercu $= + 28,71$
- Tinggi air di atas mercu (Hd) $= 2,62 \text{ m}$
- Tinggi garis energi (He) $= 2,75 \text{ m}$
- Elevasi Muka Air $= \text{El. Mercu} + \text{Hd}$
 $= 28,71 + 2,62$
 $= + 31,33$

2. *Down stream*

- Elevasi lantai $= + 23,28$
- Panjang loncatan $= 12,82 \text{ m}$
- Tinggi air sebelum loncatan (Y_1) $= 0,78 \text{ m}$
- Tinggi air sesudah loncatan (Y_2) $= 4,75 \text{ m}$

- Elevasi Muka Air = El. Lantai + Y_2
= 23,28 + 4,75
= +28,03

Data aliran

- Q = 190,79 m³/dt
- ΔH = beda muka air hulu dan hilir
= El. Muka Air Hulu – El. Muka Air Hilir
= 31,33 – 28,03
= 3,10 m

3. Karakteristik material

- Jenis material = Pasir kasar
- Koefisien rayapan Lane = 5
- Koefisien rayapan Bligh = 12
- *Exit gradien* yang diijinkan = 1/5 – 1/6 (pasir kasar)
- *Silt factor* (f) = 0,4 (pasir)

4. Perhitungan Panjang Apron

- Panjang apron hulu = 5.000 m
- Panjang bendung = 11.871 m
- Panjang apron hilir (kolam olak) = 11.950 m

4.2.12 Perhitungan terhadap Rembesan (Metode Lane dan Bligh)

4.2.12.1. Faktor – Faktor yang Mempengaruhi Panjang Lantai Apron

- Macam Bahan Pondasi
- Tinggi Tekan Air
- Panjang *Creep Line* (rayapan)

4.2.12.2. Metode untuk Menghitung Panjang Lantai Muka

1. Teori Bligh

$$\Delta H = \frac{L}{C}$$

Keterangan:

ΔH = Perbedaan muka air (m)

L = Panjang *creep line* (m)

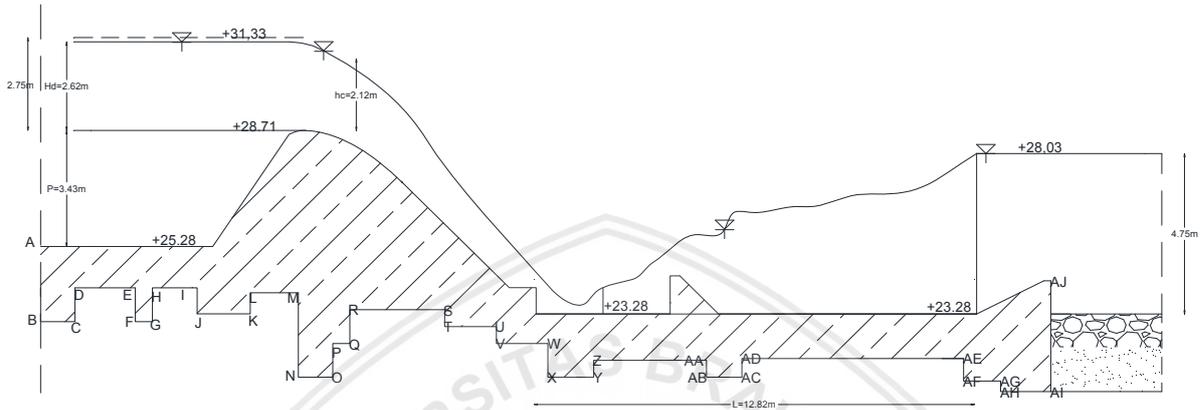
C = *creep ratio*

Agar konstruksi aman, maka $L \geq H.C$

2. Teori Lane

$$\Delta H = \frac{L_v + \frac{1}{3} \cdot L_H}{C}$$

$$L_v + \frac{L_H}{3} > \Delta H \cdot C$$



Gambar 4.29. Perhitungan Lantai Apron

Tabel 4.121.

Perhitungan Lantai Apron Vertikal

Garis Vertikal					
No	Titik	Panjang (m)	No	Titik	Panjang (m)
1	A-B	2,22	10	S-T	0,50
2	C-D	1,00	11	U-V	0,50
3	E-F	1,00	12	W-X	1,00
4	G-H	1,00	13	Y-Z	0,50
5	I-J	0,77	14	AA-AB	0,50
6	K-L	0,62	15	AC-AD	0,56
7	M-N	2,50	16	AE-AF	0,67
8	O-P	1,00	17	AG-AH	0,31
9	Q-R	1,00	18	AI-AJ	3,27
Jumlah					18,92

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.122.
Perhitungan Lantai Apron Horizontal

Garis Horizontal					
No	Titik	Panjang (m)	No	Titik	Panjang (m)
1	B-C	1,00	10	T-U	1,50
2	D-E	1,75	11	V-W	1,50
3	F-G	0,50	12	X-Y	1,33
4	H-I	1,30	13	Z-AA	3,28
5	J-K	1,54	14	AB-AC	1,03
6	L-M	1,40	15	AD-AE	6,45
7	N-O	1,00	16	AF-AG	1,08
8	P-Q	0,50	17	AH-AI	1,46
9	R-S	2,76			
Jumlah					29,38

Sumber: Hasil Perhitungan

Perhitungan terhadap Rembesan :

- **Teori Bligh**

$$L \geq \Delta H \times C$$

$$18,92 + 29,38 \geq (31,33 - 28,03) \times 12$$

$$48,30 \geq 37,20 \dots \text{(Aman)}$$

- **Teori Line**

$$L_v + \frac{L_H}{3} > \Delta H \cdot C$$

$$18,92 + \frac{29,38}{3} \geq (31,33 - 28,03) \times 5$$

$$28,71 \geq 15,50 \dots \text{(Aman)}$$

4.2.13. Perencanaan Bangunan Pembilas

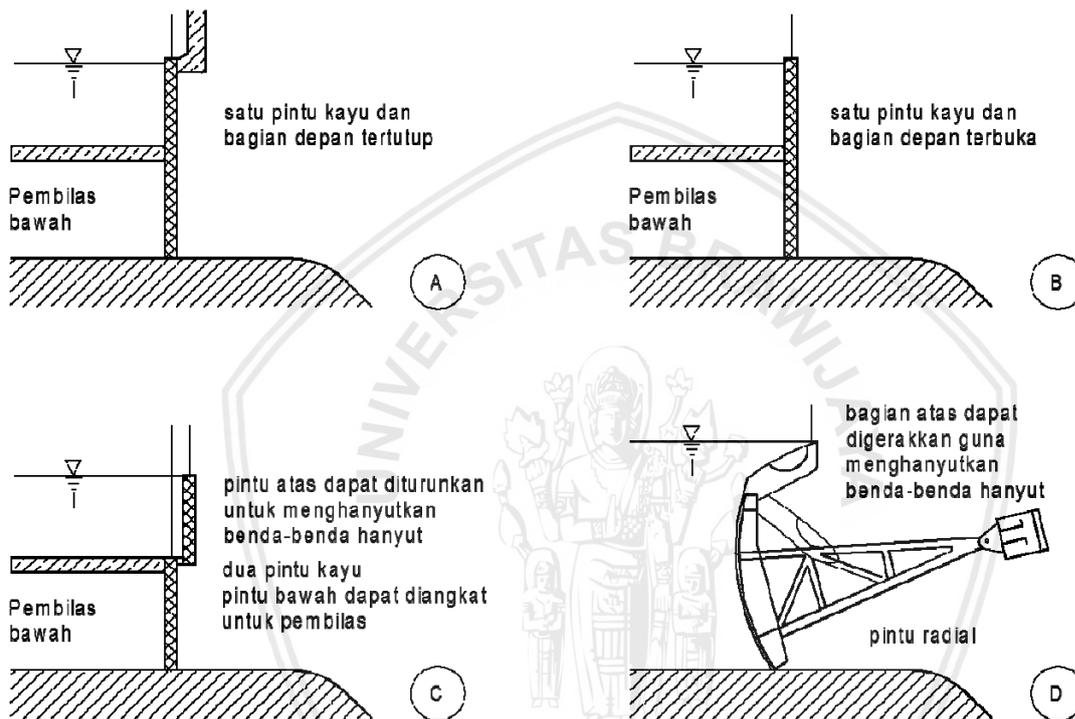
Bangunan pembilas bendung adalah salah satu perlengkapan pokok bendung yang terletak di dekat dan menjadi satu kesatuan dengan *intake*. Berfungsi untuk menghindarkan angkutan muatan sedimen dan mengurangi muatan sedimen layang yang masuk ke *intake*.

Pendimensian Bangunan :

- 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 100m.

- Lebar pembilas = $1/10 \times 26,529 = 2,653$ m; maka diambil lebar total pembilas 2,50 meter. Pintu pembilas menggunakan 2 (dua) pintu dengan masing-masing lebar 1,25 meter dan 2 (dua) buah pilar.
- Lebar pilar pembilas sebesar 1 meter.
- Ukuran *sponeng* = $0,25 \times 0,25$ m (Mawardi: 2010, p.75).



Gambar 4.30. Bangunan Pintu Pembilas

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan (2015, p.125)

Diketahui:

- Lebar penguras = 2,50 meter
- Lebar bukaan = 1,25 m
- Tinggi bukaan maksimum = 1 m
- Jumlah pintu penguras = 2
- n (*Coarse Sand*) = 0,032
- **Kecepatan Pengelontoran**

Kecepatan Rencana

$$V = 1,5 \times c \times \sqrt{d}$$

Dengan:

c = koefisien tingkat jenis material endapan (3,2 – 3,5) ... **diambil 3,5**

d = diameter max rencana = 0,05 mm = 0,00005 m

$$V = 1,5 \times 3,5 \times \sqrt{0,00005} = 0,037 \text{ m/dt}$$

Kecepatan kritis pada pintu penguras (V_c)

$$V = \sqrt{q \cdot hc}$$

$$q = Q/B$$

$$Q = 1,2 \cdot Q \text{ kebutuhan}$$

$$= 1,2 \cdot 6,16$$

$$= 7,39 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$q = Q / b = 7,39 / 2,50 = 2,96 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

hc = kedalaman kritis

$$hc = \sqrt[3]{\left(\frac{q^2}{g}\right)} = \sqrt[3]{\left(\frac{2,96^2}{9,81}\right)} = 0,96 \text{ m}$$

$$\text{Jadi } V_c = \sqrt{g \cdot hc} = \sqrt{9,81 \times 0,96} = 3,07 \text{ m/dt}$$

Kontrol :

$$V_{\text{rencana}} < V_c$$

$$0,037 < 3,07 \text{ m/dt} \dots \text{ (Aman)}$$

▪ Kemiringan Lantai Peguras

Untuk mempertahankan agar V_c tetap mempunyai nilai V yang konstan, maka ketinggian lantai dihitung pada keadaan V_c menggunakan persamaan Manning:

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot s^{1/2}$$

Dengan:

- V = Kecepatan pada saat pengambilan pada saat $R = A/P$; $V = V_c$
- $A = (b + mh) h = (2,50 + 1,5 \times 0,96) \times 0,96 = 3,78 \text{ m}^2$
- $P = b + (m \cdot h(m^2 + 1)^{0,5}) = 2,5 + (1,5 \times 0,96 (1,5^2 + 1)^{0,5}) = 5,10 \text{ m}$
- $R = A/P = 3,78 / 5,10 = 0,74 \text{ m}$

$$V_c = \sqrt{g \cdot hc}$$

Maka:

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times s^{1/2}$$

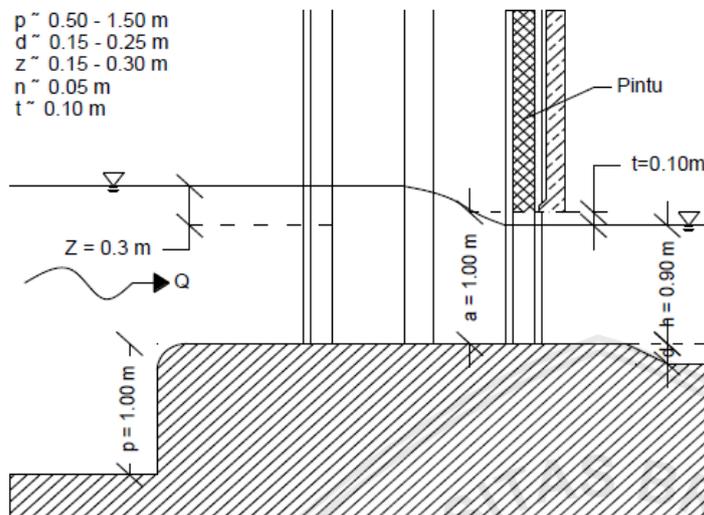
$$\sqrt{g \cdot hc} = 1/n \times R^{2/3} \times s^{1/2}$$

$$3,07 = 1/n \times R^{2/3} \times s^{1/2}$$

$$3,07 = 1/0,032 \times 0,74^{2/3} \cdot s^{1/2}$$

$$s = 0,014$$

4.2.14. Perencanaan Bangunan Pengambilan



Gambar 4.31. Sketsa Pintu Pengambilan (*Intake*)

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2015, p.111)

Pintu pengambilan merupakan pintu yang digunakan untuk mengatur jumlah air yang masuk ke saluran irigasi. Desain pintu pengambilan ini direncanakan berdasar atas kebutuhan air irigasi pada daerah yang bersangkutan.

Pintu ini sebaiknya dibuat sedekat mungkin dengan pintu bilas dan as bendung. Lebih tepat bila pengambilan ditempatkan di ujung tikungan luar sungai atau pada ruas luar guna memperkecil masuknya sedimen. Desain pintu pengambilan dihitung dengan persamaan:

$$Q = \mu \times b \times a \times \sqrt{2 \times g \times z}$$

Keterangan:

Q = Debit (m^3/dt)

μ = koefisien debit, untuk bukaan di bawah permukaan air dengan kehilangan tinggi energi kecil $\mu = 0,80$

b = lebar bukaan (m)

a = tinggi bukaan (m)

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

Elevasi ambang bangunan pengambilan (p) ditentukan dari tinggi dasar sungai. Ambang direncanakan di atas dasar dengan ketentuan sebagai berikut:

a. 0,5 m jika sungai hanya mengangkut lanau.

- b. 1,0 m jika sungai juga mengangkut pasir dan kerikil
 c. 1,5 m jika sungai mengangkut batu-batu bongkah

Data – data perencanaan:

- $Q_{intake} = Q_{Kebutuhan} = 6,16 \text{ m}^3/\text{dt}$
- $z = 0,3 \text{ m}$
- $\mu = 0,80$
- Tinggi bukaan pintu (a) = 1,0 m

Dimensi Pintu Pengambilan

$$\begin{aligned} Q &= 1,2 \times Q_{intake} \\ &= 1,2 \times 6,16 \\ &= 7,39 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$Q = \mu \times b \times a \times \sqrt{2 \times g \times z}$$

$$7,39 = 0,8 \times b \times 1,0 \times \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,3}$$

$$b = 3,81 \text{ m} \approx 4,00 \text{ m}$$

Lebar bukaan b diambil 4,00 meter dengan 2 bukaan. Masing-masing bukaan pintu $intake = 2,00$ meter. Dengan tinggi bukaan 1,0 meter.

Tabel 4.123.

Perhitungan Debit pada Intake

No	M	b (m)	a (m)	2g	Z	Q 1 pintu (m ³ /dt)	Q 2 pintu (m ³ /dt)
1	0,8	2	0,1	19,6	0,3	0,39	0,78
2	0,8	2	0,2	19,6	0,3	0,78	1,55
3	0,8	2	0,3	19,6	0,3	1,16	2,33
4	0,8	2	0,4	19,6	0,3	1,55	3,10
5	0,8	2	0,5	19,6	0,3	1,94	3,88
6	0,8	2	0,6	19,6	0,3	2,33	4,66
7	0,8	2	0,7	19,6	0,3	2,72	5,43
8	0,8	2	0,8	19,6	0,3	3,10	6,21
9	0,8	2	0,9	19,6	0,3	3,49	6,98
10	0,8	2	1	19,6	0,3	3,88	7,76

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2.15. Desain Kantong Lumpur

Supaya dapat mencegah sedimen halus tidak terbawa dan mengendap di saluran irigasi, maka di bagian awal saluran primer (hilir intake) direncanakan saluran yang berfungsi sebagai kantong lumpur.

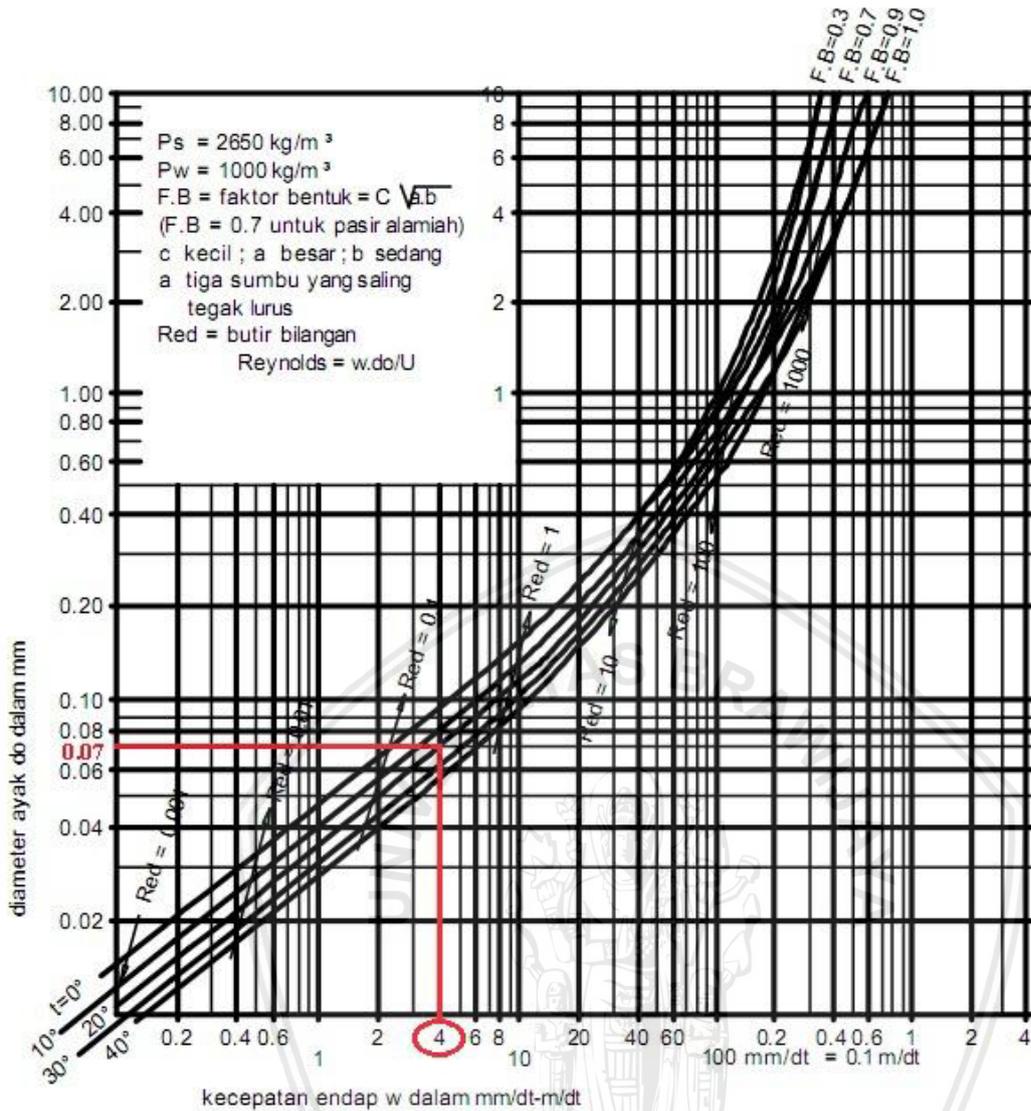
Kantong lumpur ini merupakan pembesaran potongan melintang saluran sampai panjang tertentu untuk mengurangi kecepatan aliran dan memberi kesempatan kepada sedimen untuk mengendap. Panjang kantong lumpur tergantung pada:

- Sedimen yang harus diendapkan
- Topografi site bendung
- Periode pembilasan
- **Data-data teknis :**
- Q kebutuhan air = 6,16 m³/dt
- Diameter butir = 0,07 mm = 7 × 10⁻⁵ m
- Koefisien kekasaran Strickler = 47,5
- Lebar kantong lumpur (B) > lebar total intake
- Kriteria perencanaan :
- Kecepatan normal (Vn) harus > 0,3 m/dt, agar tidak mengakibatkan tumbuhnya tumbuhan air.
- Debit pembilas (Qs) = 7,39 m³/dt
- Untuk memperhitungkan periode pembilasan, maka volume sedimen yang diendapkan diandaikan 0,4% dari volume air yang mengalir melalui kantong lumpur.
- Untuk mencegah aliran agar tidak mengakibatkan meander di dalam kantong, maka L/B > 8
- Pengecekan terhadap berfungsinya kantong lumpur meliputi cek terhadap efisiensi pembilasan.

Dimensi Kantong Lumpur

Ukuran dimensi partikel yang terangkut = 0,07 mm. Air yang dielakkan mengandung 0,4% sedimen, waktu pembilasan 4 minggu sekali, maka:

$$\begin{aligned}
 V &= 7 \cdot 10^{-5} \cdot Q_n \cdot T, \text{ Dimana:} \\
 V &= \text{Volume kantong lumpur (m}^3\text{)} \\
 Q_n &= \text{debit di intake} = 6,16 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 T &= \text{jarak waktu pembilasan (dt)} \\
 V &= 7 \times 10^{-5} \times 6,16 \times (4 \times 7 \times 24 \times 3600) \\
 &= 1.043 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Gambar 4.32. Hubungan antara diameter saringan dan kecepatan endap lumpur untuk air tenang

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum (2015, p. 166)

Dari Gambar 4.33 dengan diameter 0,07 mm dan suhu 20^0 C (di Indonesia) didapat $w = 0,004$

$$\text{Maka } L \cdot B = Q_n / w = 6,16 / 0,004 = 1.540,00$$

$$\text{Karena } (L \cdot B) / B^2 = 1.540 / B^2 \dots > 8$$

$$1540 / B^2 \approx 8$$

$$B^2 = 192,50$$

$$B = 13,87 \text{ m}$$

$$L \cdot B = 1540$$

$$L = 1540 / 13,87 = 111,03 \text{ m}$$

Kontrol

$$L/B = 111,03 / 13,87 = 8,01 \dots \geq 8 \text{ (Aman)}$$

Maka dapat diambil nilai rencana

$$L > 111,03 \text{ m}$$

$$B < 13,87 \text{ m}$$

Kemiringan Normal (S_n)

V_n diambil 0,7 m/dt untuk mencegah timbulnya vegetasi dan agar partikel-partikel yang lebih besar tidak langsung mengedap di hilir pengambilan.

- Harga k (koefisien strickler) = 47,5
- $A_n = Q_n / V_n = 6,16 / 0,7 = 8,80 \text{ m}^2$

Harga H_n dapat dihitung:

- Diambil nilai $B = 13,87 \text{ m}$
- Sehingga $h_n = A_n / B = 8,80 / 13,87 = 0,63 \text{ m}$
- Lebar Dasar Saluran untuk Kemiringan 1:1,5
- $b = B - 2 (m \cdot h_n)$
 $= 13,87 - 2 (1,5 \times 0,63)$
 $= 11,97 \text{ m}$

- Keliling Basah (P_n)

$$\begin{aligned} P_n &= b + 2 \cdot h_n \cdot \sqrt{m^2 + 1} \\ &= 11,97 + 2 \times 0,63 \times \sqrt{1,5^2 + 1} \\ &= 14,26 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jari-Jari Hidrolis (R_n)
- $R_n = A_n / P_n = 8,80 / 14,25 = 0,62 \text{ m}$
- Slope untuk Kondisi Normal
- $V = k \cdot R_n^{2/3} \cdot S_n^{1/2}$
 $0,7 = 47,5 \times 0,62^{2/3} \times S_n^{1/2}$
 $S_n = 0,0004$

Kemiringan Dasar Pembilas (S_s) Kondisi Kosong

- $Q_s = 1,2 \times Q_n$
 $= 1,2 \times 6,16$
 $= 7,39 \text{ m}^3/\text{dt}$
- $V_s = 1,0 \text{ m/dt (KP 02)}$
- $A_s = Q_s / V_s$

$$= 7,39 / 1,0 = 7,39 \text{ m}^2$$

- $b = 11,97 \text{ m}$
- $A_s = b \cdot h_s$, maka
- $h_s = A_s / b$
 $= 7,39 / 11,97 = 0,62 \text{ m}$
- $R_s = A_s / P_s$
 $= 7,39 / (b + 2 \cdot h_s)$
 $= 7,39 / (11,97 + 2 \cdot 0,62)$
 $= 0,56 \text{ m}$
- $V_s = k \cdot R_s^{2/3} \cdot S_s^{1/2}$
 $= 47,5 \times 0,56^{2/3} \times S_s^{1/2}$
 $S_s = 0,0010$

Agar pembilasan dapat dilakukan dengan baik, maka kondisi aliran harus sub kritis, yaitu $Fr < 1$

$$\begin{aligned} Fr &= V_s / \sqrt{g \cdot h_s} \\ &= 1 / \sqrt{9,81 \times 0,62} \\ &= 0,41 < 1 \dots \text{(Aman)} \end{aligned}$$

Panjang Kantong Lumpur

$$V = 0,5 \times b \times L + 0,5 \times (S_s - S_n) \times L^2 \times b$$

$$1043 = 0,5 \times 11,98 \times L_1 + 0,5 \times (0,0010 - 0,0004) \times L_1^2 \times 11,98$$

$$L_1 = 160,22 \text{ m}$$

$$L_2 \cdot b = Q_n / w$$

$$= 6,16 / 0,004 = 1540$$

$$b = 11,79 \text{ m}$$

Didapat $L_2 = 128,64 \text{ m}$

Jadi nilai L diambil harga rata-rata:

$$\begin{aligned} L &= (L_1 + L_2) / 2 \\ &= (160,22 + 128,64) / 2 \\ &= 144,43 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga $L/B = 144,43 / 11,79 = 12,06 \dots > 8 \text{ (Aman)}$

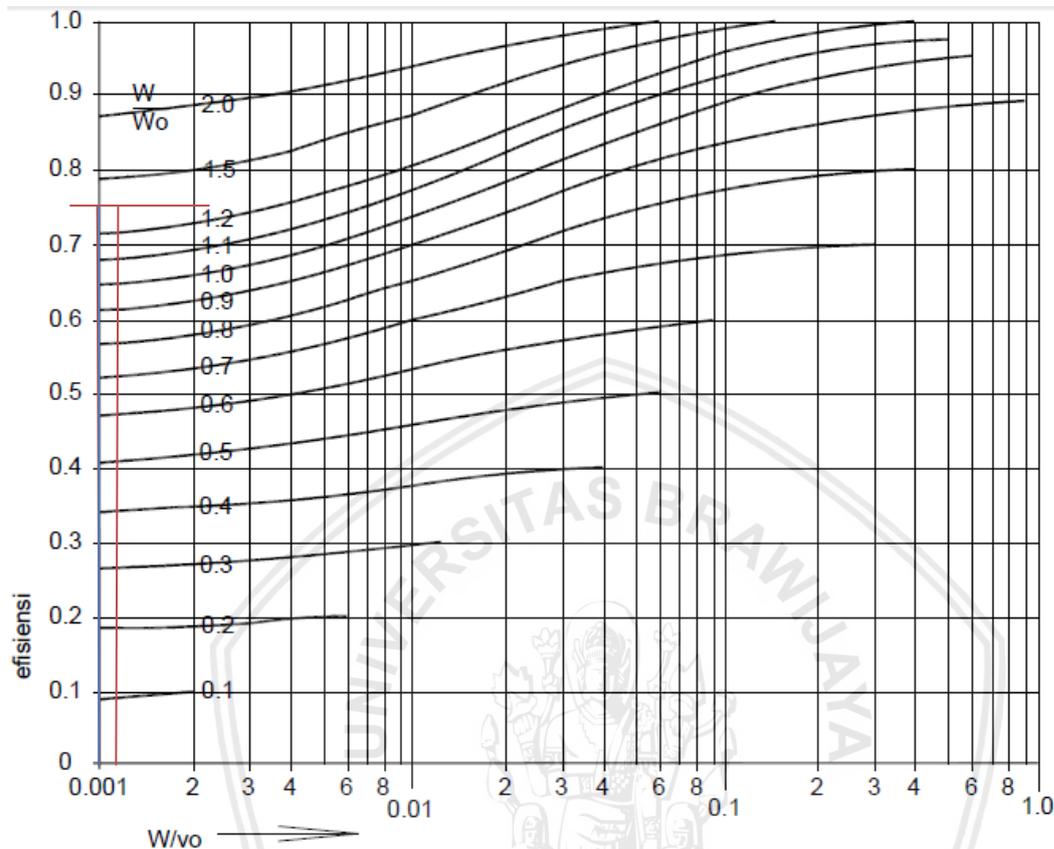
Pengecekan Efisiensi Pengendapan

$$\begin{aligned} W_o &= (h_n \cdot V_n) / L \\ &= (0,83 \cdot 0,7) / 144,43 \\ &= 0,0031 \end{aligned}$$

$$W/W_0 = 0,004 / 0,0031 = 1,30$$

$$W/V_0 = 0,002 / 0,7 = 0,0057$$

Untuk mencari efisiensi pengendapan, maka dicari dari Grafik Camp:



Gambar 4.33. Grafik Camp Efisiensi Pengendapan
Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan (2015, p.174)

Maka dari Grafik Camp diperoleh efisiensi pengendapan 75%.

4.3. Stabilitas Bendung

4.3.1. Stabilitas Bendung Pada Kondisi Kosong

4.3.1.1. Gaya akibat berat bendung sendiri

Struktur bendung dirancang menggunakan beton bertulang, dengan berat jenis beton bertulang (γ) = 2,4 T/m³. Contoh perhitungannya sebagai berikut:

Diketahui:

Panjang = 1,00 m dan lebar = 1,00 m (Dari Lampiran Gambar 20)

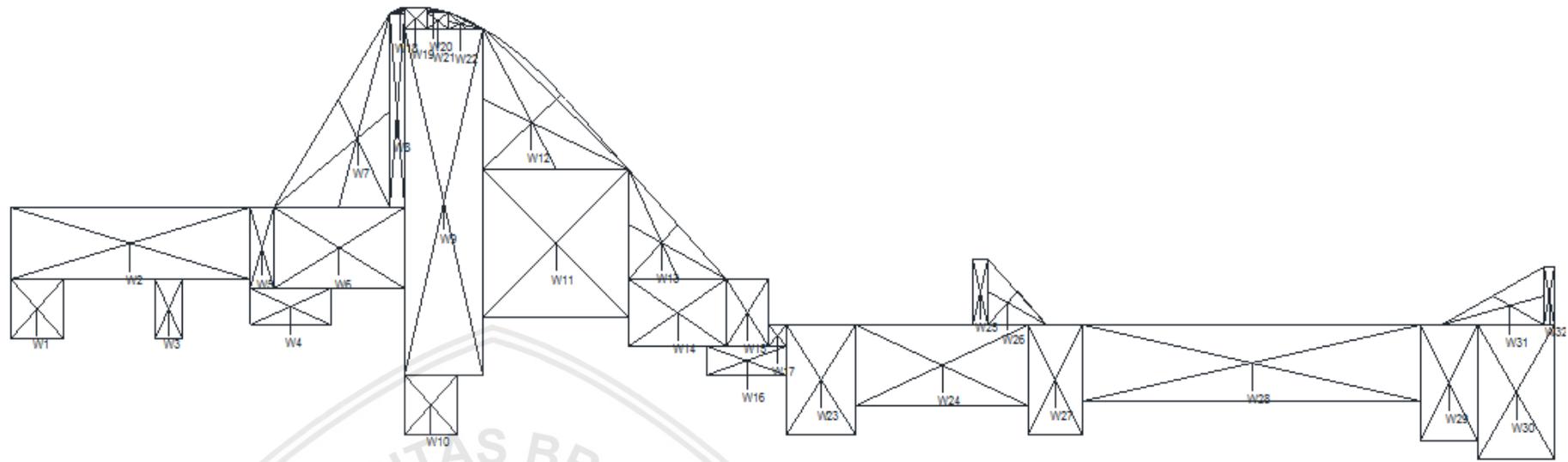
Luas = 1,00 × 1,00 = 1,00 m² ; γ = 2,4 T/m³.

$W_1 = 1,00 \times 2,4 = 2,40$ Ton

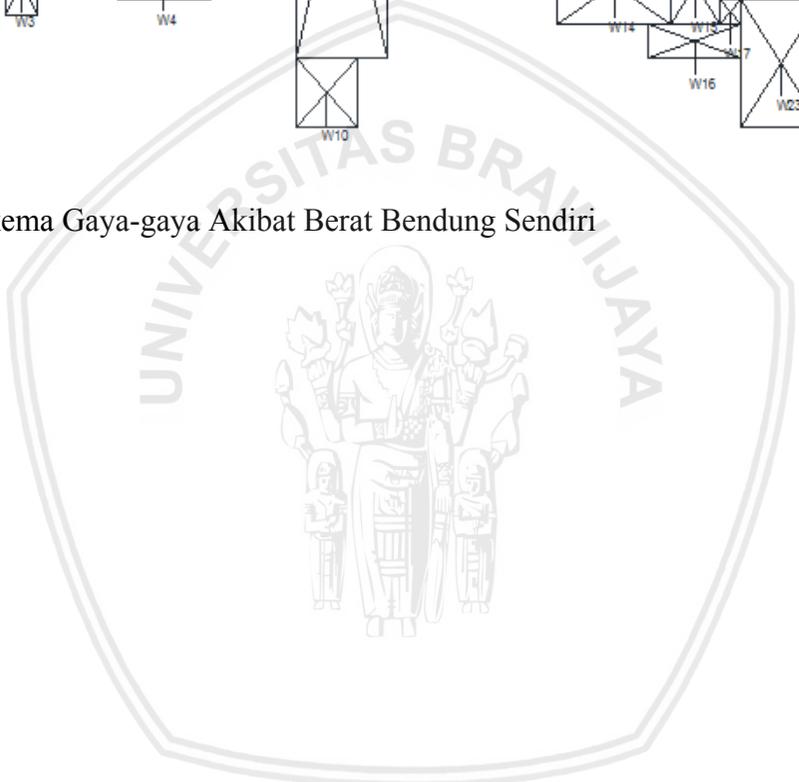
Momen Gaya = $W_1 \times Lengan\ Gaya$

$$= 2,40 \times 14,26$$

$$= 34,22\ Tm$$



Gambar 4.34 Skema Gaya-gaya Akibat Berat Bendung Sendiri



Tabel 4.124.
Perhitungan berat tubuh bendung

No	Notasi	Panjang	Tinggi		γ	Gaya	Lengan	Momen
1	w1	1,00	1,00		2,40	2,40	14,26	34,22
2	w2	4,55	1,22		2,40	13,32	12,48	166,26
3	w3	1,00	0,50		2,40	1,20	11,76	14,11
4	w4	1,54	0,62		2,40	2,31	9,44	21,76
5	w5	0,46	1,37		2,40	1,50	9,98	14,97
6	w6	2,49	1,37		2,40	8,20	8,51	69,74
7	w7	2,49	3,31	0,50	2,40	9,90	8,16	80,77
8	w8	0,27	3,31		2,40	2,15	7,40	15,90
9	w9	1,50	5,93		2,40	21,35	6,51	138,98
10	w10	1,00	1,00		2,40	2,40	6,76	16,22
11	w11	2,76	2,53		2,40	16,76	4,26	71,39
12	w12	2,76	2,40	0,50	2,40	7,95	4,84	38,47
13	w13	1,88	1,88	0,50	2,40	4,23	2,37	10,03
14	w14	1,88	1,15		2,40	5,19	2,06	10,69
15	w15	0,78	1,15		2,40	2,16	0,73	1,57
16	w16	1,50	0,50		2,40	1,80	0,75	1,35
17	w17	0,34	0,37		2,40	0,30	0,17	0,05
18	w18	0,27	0,10	0,50	2,40	0,03	7,35	0,24
19	w19	0,42	0,37		2,40	0,37	7,05	2,62
20	w20	0,41	0,09	0,50	2,40	0,04	6,71	0,30
21	w21	0,42	0,27		2,40	0,27	6,64	1,81
22	w22	0,67	0,27	0,50	2,40	0,22	6,09	1,32
23	w23	1,87	1,34		2,40	5,99	0,67	-4,01
24	w24	3,28	1,37		2,40	10,78	2,97	-32,03
25	w25	1,13	0,28		2,40	0,76	3,70	-2,81
26	w26	1,13	1,13	0,50	2,40	1,53	4,21	-6,45
27	w27	1,87	1,03		2,40	4,62	5,13	-23,71
28	w28	6,45	1,31		2,40	20,28	8,87	-179,87
29	w29	1,98	1,08		2,40	5,13	12,64	-64,87
30	w30	2,29	1,46		2,40	8,02	13,91	-111,62
31	w31	1,96	0,98	0,50	2,40	2,30	13,78	-31,76
32	w32	0,98	0,20		2,40	0,47	14,54	-6,84
Jumlah						163,95		248,81

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.1.2. Gaya Akibat tekanan tanah aktif dan pasif

Hasil dari laboratorium tanah di lokasi, diperoleh data sebagai berikut:

$$\text{Sudut geser } (\Phi) = 40,91^\circ$$

$$\text{Percepatan Gravitasi} = 9,81 \text{ m/dtk}^2.$$

$$G_s = 2,639$$

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

$$e = 0,693$$

$$\text{Berat jenis tanah basah } (\gamma_{\text{sat}}) = \gamma_w \frac{G_s + e}{1 + e} = 2,15 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Berat jenis tanah bawah } (\gamma_{\text{sub}}) = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1,15 \text{ T/m}^3$$

Ada 2 (dua) macam gaya yang diakibatkan oleh tekanan tanah :

1. Tekanan Tanah Aktif (K_a).

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \theta/2)$$

$$= \tan^2(45^\circ - 40,91^\circ/2)$$

$$= 0,21$$

$$P_a 1 = 0,5 \gamma_r K_a h a^2$$

$$= 0,5 \times 2,01 \times 0,21 \times 2,2^2$$

$$= 1,05 \text{ Tm}$$

2. Tekanan Tanah Pasif (K_p).

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

$$= \tan^2(45^\circ + 40,91^\circ/2)$$

$$= 4,71$$

$$P_p 1 = 0,5 \gamma_{\text{sub}} K_p h p^2$$

$$= 0,5 \times 1,15 \times 4,71 \times 3,27^2$$

$$= 28,96 \text{ Tm}$$

Tabel 4.125.

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah aktif dan pasif

No	Notasi	Tinggi	γ	Gaya	Lengan	Momen
1	Pa1	2,22	2,01	1,05	1,39	1,46
2	Pp1	3,27	1,15	28,96	0,33	9,56

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.126.

Rekapitulasi gaya yang berkerja saat bendung kondisi kosong

No	Gaya	RH	RV	Momen	
				Guling	Tahan
1	Berat		163,95		248,81
2	Tanah Aktif	1,05		1,46	
3	Tanah Pasif	28,96			9,56
Jumlah		30,01	163,95	1,46	258,37

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.1.3. Analisa Perhitungan Bendung pada Kondisi Kosong

1. Terhadap Guling

$$SF = \frac{\text{Momen Tahan}}{\text{Momen Guling}} = \frac{258,37}{1,46} = 176,92$$

SF > 1,50(Aman)

176,92 > 1,50.... (Aman)

2. Terhadap Geser

$$SF = \frac{\text{Gaya Vertikal}}{\text{Gaya Horizontal}} = \frac{163,95}{30,01} = 5,46$$

SF > 1,50.... (Aman)

5,46 > 1,50.... (Aman)

3. Terhadap Daya Dukung Tanah

A. Eksentrisitas

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\text{Momen Tahan} - \text{Momen Guling}}{\text{Gaya Vertikal}} = \frac{29,38}{2} - \frac{258,37 - 1,46}{163,95} = 13,13$$

Jika $e > L/6$

$14,13 > 29,38/6$

$14,13 > 4,90$

B. Tekanan Tanah

Hasil dari laboratorium tanah di sekitar rencana pembangunan diperoleh data:

Sudut geser (θ) = 40 91°

Berat jenis tanah bawah (γ_{sat}) = 2,15 t/m³

Besarnya daya dukung tanah dipengaruhi oleh dalamnya pondasi, lebar pondasi, berat isi tanah, sudut geser dalam dan kohesi dari tanah. Daya dukung tanah (*Ultimate Bearing Capacity*) dihitung dengan rumus (*Terzaghi*). Dari data tanah pada lokasi diperoleh :

$$\begin{aligned}
 C &= 2,41 \text{ T/m}^2 \\
 \gamma_{\text{sat}} &= 2,15 \text{ T/m}^2 \\
 N_c &= 95,7 \\
 N_q &= 81,3 \\
 N_\gamma &= 100,4
 \end{aligned}$$

Faktor keamanan (*Safety Factor*) diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma_{\text{ijin}} = \frac{(c \cdot N_c) + (\gamma_{\text{sat}} \cdot D \cdot N_q) + (0,5 \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot N_\gamma)}{fk}$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = \frac{(2,41 \times 95,7) + (2,15 \times 1 \times 81,3) + (0,5 \times 2,15 \times 100,4)}{3} = 171,12$$

maka:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{max/min}} &= (\sum V / L) \cdot [(1 \pm (6 e) /)] < \sigma_{\text{ijin}} \\
 &= (163,95 / 29,38) \cdot [(1 \pm (6 \cdot 13,13) / 29,38)] < \sigma_{\text{ijin}}
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 5,58 \cdot (1 - 2,68) = -9,88 \dots < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{Aman})$$

$$\sigma_{\text{max}} = 5,58 \cdot (1 + 2,68) = 21,64 \dots < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{Aman})$$

4.3.2. Stabilitas Bendung Pada Kondisi Kosong dan Gempa

4.3.2.1. Gaya akibat gempa

Gempa yang direncanakan hanya pada arah horizontal ke arah kanan sebagai momen pengguling bendung. Koefisien gempa dapat dihitung berdasarkan rumus di bawah ini.

Rumus :

$$a_d = v \times a_c \times z$$

Dengan:

a_d = percepatan gempa rencana (cm/dt^2).

v = koefisien untuk jenis tanah setempat (untuk batuan) = 0,8.

a_c = percepatan gempa dasar (g) = $190 \text{ cm}/\text{dt}^2 = 1,9 \text{ m}/\text{dtk}^2$.

z = faktor gempa untuk wilayah Kabupaten Tegal $0,6 - 0,9 = 0,8$

k = koefisien gempa.

g = percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m}/\text{dt}^2$

Tabel 4.127.
 Periode Ulang dan Percepatan Dasar Gempa (a_c)

Periode Ulang (Tahun)	a_c (cm/dt ²)
10	90
20	120
50	
100	190
200	220
500	250

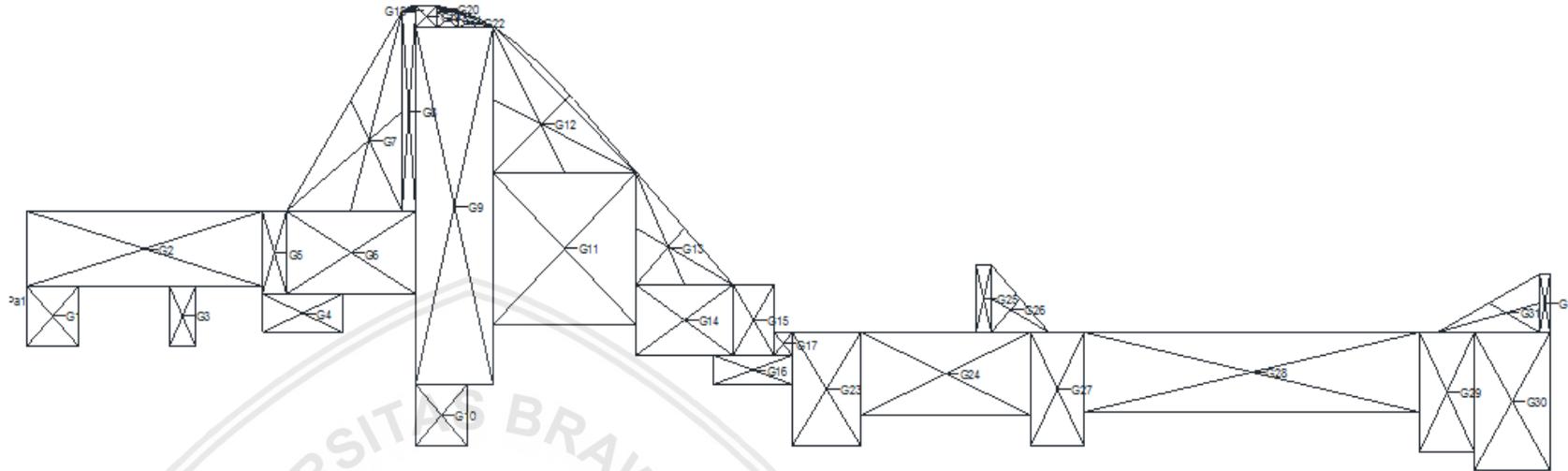
Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 1986

Contoh Perhitungan G_1 =

$$\begin{aligned}
 a_d &= v \times a_c \times z \\
 &= 0,8 \times 1,9 \times 0,8 \\
 &= 1,216 \text{ m/dt}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= a_d / g \\
 &= 1,216 / 9,81 \\
 &= 0,12
 \end{aligned}$$





Gambar 4.35 Skema Gaya Akibat Gaya Gempa

Tabel 4.128.
Perhitungan gaya gempa pada bendung

No	Notasi	Panjang	Tinggi	γ	K	Gaya	Lengan	Momen	
1	G1	1,00	1,00		2,40	0,12	0,30	1,15	0,34
2	G2	4,55	1,22		2,40	0,12	1,65	2,26	3,73
3	G3	1,00	0,50		2,40	0,12	0,15	1,15	0,17
4	G4	1,54	0,62		2,40	0,12	0,29	1,19	0,34
5	G5	0,46	1,37		2,40	0,12	0,19	2,19	0,41
6	G6	2,49	1,37		2,40	0,12	1,02	2,19	2,23
7	G7	2,49	3,31	0,50	2,40	0,12	1,23	4,06	4,98
8	G8	0,27	3,31		2,40	0,12	0,27	4,53	1,21
9	G9	1,50	5,93		2,40	0,12	2,65	2,96	7,84
10	G10	1,00	1,00		2,40	0,12	0,30	0,50	0,15
11	G11	2,76	2,53		2,40	0,12	2,08	2,26	4,70
12	G12	2,76	2,40	0,50	2,40	0,12	0,99	4,33	4,27
13	G13	1,88	1,88	0,50	2,40	0,12	0,52	2,28	1,20
14	G14	1,88	1,15		2,40	0,12	0,64	1,08	0,69
15	G15	0,78	1,15		2,40	0,12	0,27	1,08	0,29
16	G16	1,50	0,50		2,40	0,12	0,22	0,25	0,06
17	G17	0,34	0,37		2,40	0,12	0,04	0,69	0,03
18	G18	0,27	0,10	0,50	2,40	0,12	0,00	6,22	0,03
19	G19	0,42	0,37		2,40	0,12	0,05	6,11	0,28
20	G20	0,41	0,09	0,50	2,40	0,12	0,01	6,23	0,03
21	G21	0,42	0,27		2,40	0,12	0,03	6,06	0,20
22	G22	0,67	0,27	0,50	2,40	0,12	0,03	6,02	0,16
23	G23	1,87	1,34		2,40	0,12	0,74	0,06	-0,04
24	G24	3,28	1,37		2,40	0,12	1,34	0,19	-0,25
25	G25	1,13	0,28		2,40	0,12	0,09	1,44	-0,14
26	G26	1,13	1,13	0,50	2,40	0,12	0,19	1,25	-0,24
27	G27	1,87	1,03		2,40	0,12	0,57	0,06	-0,03
28	G28	6,45	1,31		2,40	0,12	2,51	0,21	-0,53
29	G29	1,98	1,08		2,40	0,12	0,64	0,12	-0,08
30	G30	2,29	1,46		2,40	0,12	0,99	0,28	-0,28
31	G31	1,96	0,98	0,50	2,40	0,12	0,29	1,20	-0,34
32	G32	0,98	0,20		2,40	0,12	0,06	1,36	0,08
						Jumlah	20,33		31,48

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.129.

Rekapitulasi gaya yang berkerja saat bendung kondisi kosong dan gempa

No	Gaya	RH	RV	Momen	
				Guling	Tahan
1	Berat		163,95		248,81
2	Gempa	20,33		31,48	
3	Tanah Aktif	1,05		1,46	
4	Tanah Pasif	28,96			9,56
Jumlah		50,34	163,95	32,94	258,37

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.2.2. Analisa Perhitungan Bendung pada Kondisi Kosong dan Gempa

1. Terhadap Guling

$$SF = \frac{\text{Momen Tahan}}{\text{Momen Guling}} = \frac{258,37}{32,94} = 7,84$$

$SF > 1,25$ (Aman)

$7,84 > 1,25$ (Aman)

2. Terhadap Geser

$$SF = \frac{\text{Gaya Vertikal}}{\text{Gaya Horizontal}} = \frac{163,95}{50,34} = 3,26$$

$SF > 1,25$ (Aman)

$3,26 > 1,25$ (Aman)

3. Terhadap Daya Dukung Tanah

A. Eksentrisitas

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\text{Momen Tahan} - \text{Momen Guling}}{\text{Gaya Vertikal}} = \frac{29,38}{2} - \frac{258,37 - 32,94}{163,95} = 13,32$$

Jika $e > L/6$

$13,32 < 29,38/6$

$13,32 > 4,90$

B. Tekanan Tanah

Hasil dari laboratorium tanah di sekitar rencana pembangunan diperoleh data:

Sudut geser (θ) = 40°

Berat jenis tanah bawah (γ_{sat}) = $2,15 \text{ t/m}^3$

Besarnya daya dukung tanah dipengaruhi oleh dalamnya pondasi, lebar pondasi, berat isi tanah, sudut geser dalam dan kohesi dari tanah. Daya dukung tanah

(*Ultimate Bearing Capacity*) dihitung dengan rumus (*Terzaghi*). Dari data tanah pada lokasi diperoleh :

$$\begin{aligned} C &= 2,41 \text{ T/m}^2 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 2,15 \text{ T/m}^2. \\ N_c &= 95,7 \\ N_q &= 81,3 \\ N_\gamma &= 100,4 \end{aligned}$$

Faktor keamanan (*Safety Factor*) diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma_{\text{ijin}} = \frac{(c.N_c) + (\gamma_{\text{sat}}.D.N_q) + (0,5.\gamma_{\text{sat}}.N_\gamma)}{fk}$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = \frac{(2,41 \times 95,7) + (2,15 \times 1 \times 81,3) + (0,5 \times 2,15 \times 100,4)}{3} = 171,12$$

maka:

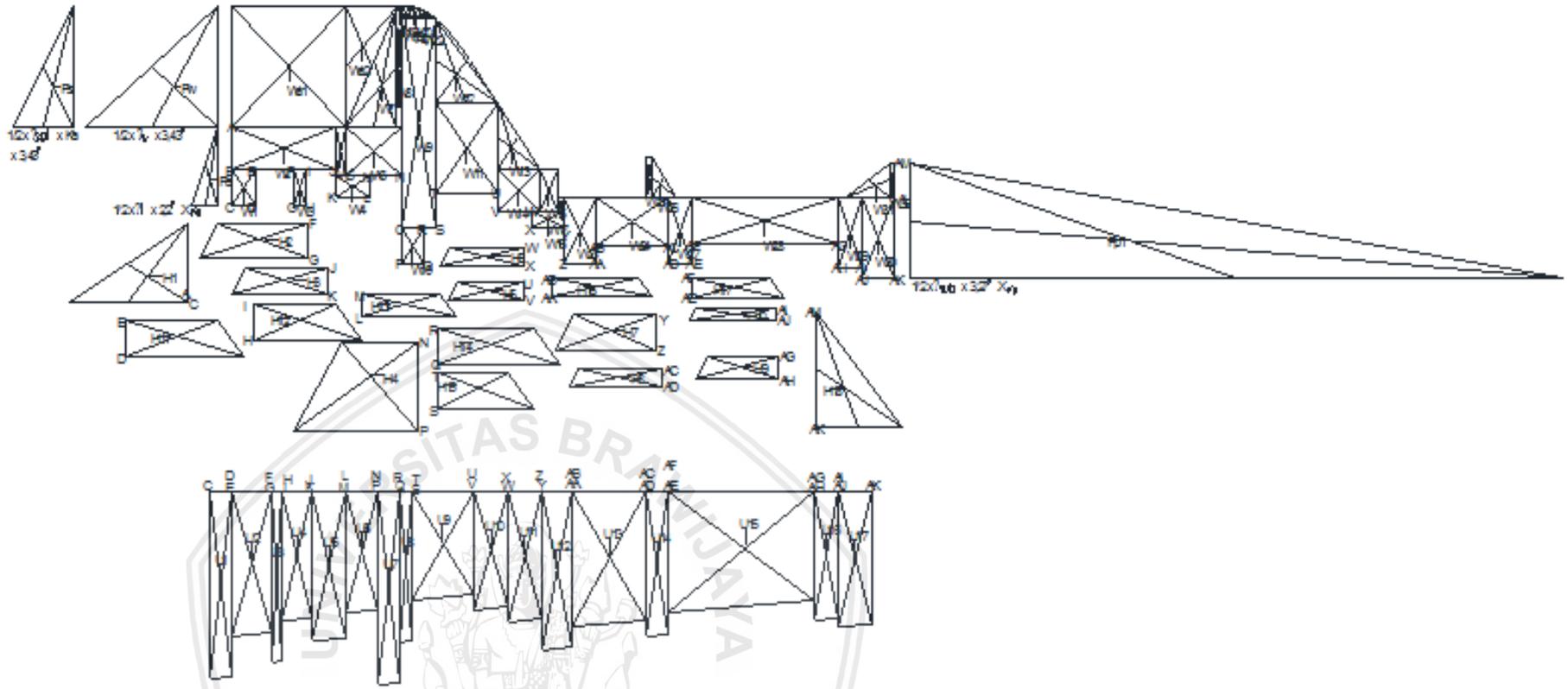
$$\begin{aligned} \sigma_{\text{max/min}} &= (\sum V / L) \cdot [(1 \pm (6 e) /)] < \sigma_{\text{ijin}} \\ &= (163,95 / 29,38) \cdot [(1 \pm (6 \cdot 13,32) / 29,38)] < \sigma_{\text{ijin}} \\ \sigma_{\text{min}} &= 5,58 \cdot (1 - 2,72) = -9,60 \dots \dots < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{Aman}) \\ \sigma_{\text{max}} &= 5,58 \cdot (1 + 2,72) = 20,76 \dots \dots < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$

4.3.3. Stabilitas Bendung Pada Kondisi Muka Air Normal

Gaya pada kondisi normal dapat diartikan sebagai gaya yang terjadi saat bendung mengalami kondisi normal (muka air berada tepat di mercu bendung). Gaya yang bekerja adalah:

1. Gaya akibat berat sendiri bendung (W).
2. Gaya akibat tekanan tanah aktif (Pa) dan pasif (Ps).
3. Gaya hidrostatis di bendung (H).
4. Gaya angkat/ *Uplift Pressure* (U).

Gambar ada pada Lampiran Gambar 21 dan Gambar 22.



Gambar 4.36 Skema Gaya Pada Kondisi Muka Air Normal

Tabel 4.130.
Perhitungan Tinggi Air Normal Terhadap Muka Bendung

Titik	HX	Vertikal	Horizontal	1/3 Hor	LX	UX
A	0					
		2,22				
C	5,65				2,22	5,30
			1,00	0,33		
D	5,65				2,55	5,25
		1,00				
E	4,65				3,55	4,10
			1,75	0,58		
F	4,65				4,14	4,01
		1,00				
G	5,65				5,14	4,85
			0,5	0,17		
H	5,65				5,30	4,82
		1				
I	4,65				6,30	3,67
			1,3	0,43		
J	4,65				6,74	3,60
		0,76				
K	5,41				7,50	4,24
			1,54	0,51		
L	5,41				8,01	4,16
		0,62				
M	4,79				8,63	3,45
			1,40	0,47		
N	4,79				9,10	3,37
		2,50				
P	7,29				11,60	5,48
			1,00	0,33		
Q	7,29				11,93	5,43
		1,00				
R	6,29				12,93	4,28
			0,50	0,17		
S	6,29				13,10	4,25
		1,00				
T	5,29				14,10	3,09
			2,76	0,92		

Sumber: Hasil Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.130.
Perhitungan Tinggi Air Normal Terhadap Muka Bendung

Titik	HX	Vertikal	Horizontal	1/3 Hor	LX	UX
U	5,29				15,02	2,95
		0,50				
V	5,79				15,52	3,37
			1,50	0,50		
W	5,79				16,02	3,30
		0,50				
X	6,29				16,52	3,72
			1,50	0,50		
Y	6,29				17,02	3,64
		0,87				
Z	7,29				17,89	4,50
			1,33	0,44		
AA	7,29				18,34	4,43
		0,5				
AB	6,79				18,84	3,86
			3,28	1,09		
AC	6,79				19,93	3,69
		0,5				
AD	7,29				20,43	4,11
			1,03	0,34		
AE	7,29				20,77	4,06
		0,56				
AF	6,74				21,33	3,42
			6,45	2,15		
AG	6,74				23,48	3,08
		0,67				
AH	7,41				24,15	3,65
			1,08	0,36		
AI	7,41				24,51	3,59
		0,31				
AJ	7,72				24,82	3,85
			1,46	0,49		
AK	7,72				25,31	3,78
		3,27				
AM	4,45				28,58	0,00

Sumber: Hasil Perhitungan

Perhitungan:

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H$$

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{12,40} 3,43$$

$$U_x = H_x - 0,28 L_x$$

Tabel 4.131.

Perhitungan Berat Muka Air Normal

No	Notasi	Panjang	Tinggi		γ	Gaya	Lengan	Momen
1	Wa1	5,01	3,43		1,00	17,18	12,26	210,68
2	Wa2	3,43	2,66	0,50	1,00	4,56	8,98	40,97
Jumlah						21,75		251,65

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.3.1. Gaya Hidrostatik Muka Air Normal

Gaya hidrostatik merupakan fungsi kedalaman dibawah permukaan air. Berat jenis air (γ air) = 1 T/m². Perhitungan gaya hidrostatik dapat dijelaskan sebagai berikut:

Contoh perhitungan H₁

$$\begin{aligned} \text{Gaya hidrostatik} &= \text{Luas H}_1 \gamma \text{ air} \\ &= 0,5 \times 5,30 \times 2,20 \times 1 \\ &= 5,89 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= \text{Gaya hidrostatik} \times \text{Panjang lengan} \\ &= 5,89 \text{ T} \times 1,39 \text{ m} \\ &= 8,18 \text{ Tm.} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya ada pada **Tabel 4.132** berikut:

Tabel 4.132.

Perhitungan Gaya Hidrostatik Bendung Kondisi Muka Air Normal

No	Notasi	Panjang	tinggi		γ	Gaya	Lengan	Momen	
1	H1	5,30	2,22	0,50	1,00	5,89	1,39	8,18	
2	H2	4,01	4,85	1,00	0,50	1,00	4,43	1,19	5,27
3	H3	3,60	4,24	0,76	0,50	1,00	2,98	1,29	3,84
4	H4	4,16	3,45	2,50	0,50	1,00	9,51	0,55	5,23
5	H5	2,95	3,37	0,50	0,50	1,00	1,58	0,77	1,22
6	H6	3,30	3,72	0,50	0,50	1,00	1,75	0,26	0,46
7	H7	3,64	4,50	0,87	0,50	1,00	3,55	0,45	1,60

Sumber: Hasil Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.132.

Perhitungan Gaya Hidrostatik Bendung Kondisi Muka Air Normal

No	Notasi	Panjang		tinggi		γ	Gaya	Lengan	Momen
8	H8	3,69	4,11	0,50	0,50	1,00	1,95	0,74	1,44
9	H9	3,08	3,65	0,67	0,50	1,00	2,26	0,75	1,69
10	H10	3,59	3,85	0,31	0,50	1,00	1,15	1,26	1,45
11	H11	5,25	4,10	1,00	0,50	1,00	4,67	1,21	-5,66
12	H12	4,82	3,67	0,62	0,50	1,00	2,64	1,21	-3,20
13	H13	4,16	3,45	1,00	0,50	1,00	3,80	1,22	-4,64
14	H14	5,43	4,28	1,00	0,50	1,00	4,85	0,44	-2,14
15	H15	4,25	3,09	0,5	0,50	1,00	1,84	0,58	-1,06
16	H16	4,43	3,86	0,5	0,50	1,00	2,07	0,73	-1,51
17	H17	4,06	3,42	0,56	0,50	1,00	2,09	0,70	-1,46
18	H18	3,78		3,27	0,50	1,00	6,18	0,33	-2,04
Jumlah							63,20		8,68

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.3.2. Gaya Angkat Kondisi Air Normal

Gaya angkat adalah gaya yang diakibatkan tekanan air dan rembesan. Gaya ini dihitung berdasarkan perhitungan gaya rembesan dan tekanan air yang telah dihitung sebelumnya.

Hasil perhitungan ditabelkan pada **Tabel 4.133**.

Tabel 4.133.

Perhitungan Gaya Angkat Pada Kondisi Muka Air Normal

No	Notasi	Panjang		Tinggi		γ Air	Gaya	Lengan	Momen
1	U1	5,30	5,25	1,00	0,50	1,00	2,65	14,26	-37,82
2	U2	4,10	4,01	1,75	0,50	1,00	3,58	12,88	-46,17
3	U3	4,85	4,82	0,50	0,50	1,00	1,21	11,76	-14,26
4	U4	3,67	3,60	1,30	0,50	1,00	2,38	10,86	-25,90
5	U5	4,24	4,16	1,54	0,50	1,00	3,27	9,44	-30,84
6	U6	3,45	3,37	1,40	0,50	1,00	2,41	7,96	-19,20
7	U7	5,48	5,43	1,00	0,50	1,00	2,74	6,76	-18,53
8	U8	4,28	4,25	0,50	0,50	1,00	1,07	6,01	-6,42
9	U9	3,09	2,95	2,76	0,50	1,00	4,27	4,35	-18,58

Sumber: Hasil Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.133.

Perhitungan Gaya Angkat Pada Kondisi Muka Air Normal

No	Notasi	Panjang		Tinggi		γ Air	Gaya	Lengan	Momen
10	U10	3,37	3,30	1,50	0,50	1,00	2,53	2,25	-5,69
11	U11	3,72	3,64	1,50	0,50	1,00	2,79	0,74	-2,06
12	U12	4,50	4,43	1,33	0,50	1,00	3,00	0,67	-2,01
13	U13	3,86	3,69	3,28	0,50	1,00	6,33	3,01	19,04
14	U14	4,11	4,06	1,03	0,50	1,00	2,12	5,13	10,86
15	U15	3,42	3,08	6,45	0,50	1,00	11,02	9,04	99,66
16	U16	3,65	3,59	1,08	0,50	1,00	1,97	12,64	24,91
17	U17	3,85	3,78	1,46	0,50	1,00	2,81	13,92	39,17
Jumlah							56,16		-33,85

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.134.

Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

No	Jenis	Tinggi	γ	Gaya	Lengan	Momen
1	Pw	3,43	1,00	5,88	4,01	23,59
2	Pa2	2,20	2,01	1,05	1,39	1,46
3	Pp1	3,27	1,15	28,96	0,33	9,56
4	Ps	3,43	2,15	2,68	4,01	10,75

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.135

Rekapitulasi Pada Kondisi Muka Air Normal

No	Gaya	Momen			
		RH	RV	Guling	Tahan
1	Berat		163,95		248,81
2	Berat Air		21,75		251,65
3	Tanah Aktif	6,93		25,05	
4	Tanah Pasif	28,96			9,56
5	Tekanan Sedimen	2,68		10,75	
6	Hidrostatik	31,64		27,24	
7	Uplift		18,25	33,85	
Total		70,21	203,95	96,89	510,01

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.2.3. Analisa Perhitungan Bendung pada Kondisi Normal

1. Terhadap Guling

$$SF = \frac{\text{Momen Tahan}}{\text{Momen Guling}} = \frac{510,01}{96,89} = 5,26$$

SF > 1,5(Aman)

5,26 > 1,5.... (Aman)

2. Terhadap Geser

$$SF = \frac{\text{Gaya Vertikal}}{\text{Gaya Horizontal}} = \frac{203,95}{70,21} = 2,90$$

SF > 1,5.... (Aman)

2,90 > 1,5.... (Aman)

3. Terhadap Daya Dukung Tanah

A. Eksentrisitas

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\text{Momen Tahan-Momen Guling}}{\text{Gaya Vertikal}} = \frac{29,38}{2} - \frac{510,01-96,89}{203,95} = 12,67$$

Jika $e > L/6$

12,67 > 29,38/6

12,67 > 4,90

B. Tekanan Tanah

Hasil dari laboratorium tanah di sekitar rencana pembangunan diperoleh data:

Sudut geser (θ) = 40 91°

Berat jenis tanah bawah (γ_{sat}) = 2,15 t/m³

Daya dukung tanah.

Besarnya daya dukung tanah dipengaruhi oleh dalamnya pondasi, lebar pondasi, berat isi tanah, sudut geser dalam dan kohesi dari tanah. Daya dukung tanah (*Ultimate Bearing Capacity*) dihitung dengan rumus (*Terzaghi*). Dari data tanah pada lokasi diperoleh :

$$C = 2,41 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2,15 \text{ T/m}^2.$$

$$N_c = 95,7$$

$$N_q = 81,3$$

$$N_\gamma = 100,4$$

Faktor keamanan (*Safety Factor*) diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma_{ijin} = \frac{(c.Nc) + (\gamma_{sat}.D.Nq) + (0,5.\gamma_{sat}.N\gamma)}{fk}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{(2,41 \times 95,7) + (2,15 \times 1 \times 81,3) + (0,5 \times 2,15 \times 100,4)}{3} = 171,12$$

maka:

$$\sigma_{\max/\min} = (\sum V / L) \cdot [(1 \pm (6 e) /] < \sigma_{ijin}$$

$$= (203,95 / 29,38) \cdot [(1 \pm (6 \cdot 12,67) / 29,38] < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{\min} = 6,94 \cdot (1 - 2,59) = -11,03 \dots \dots < \sigma_{ijin} \quad (\text{Aman})$$

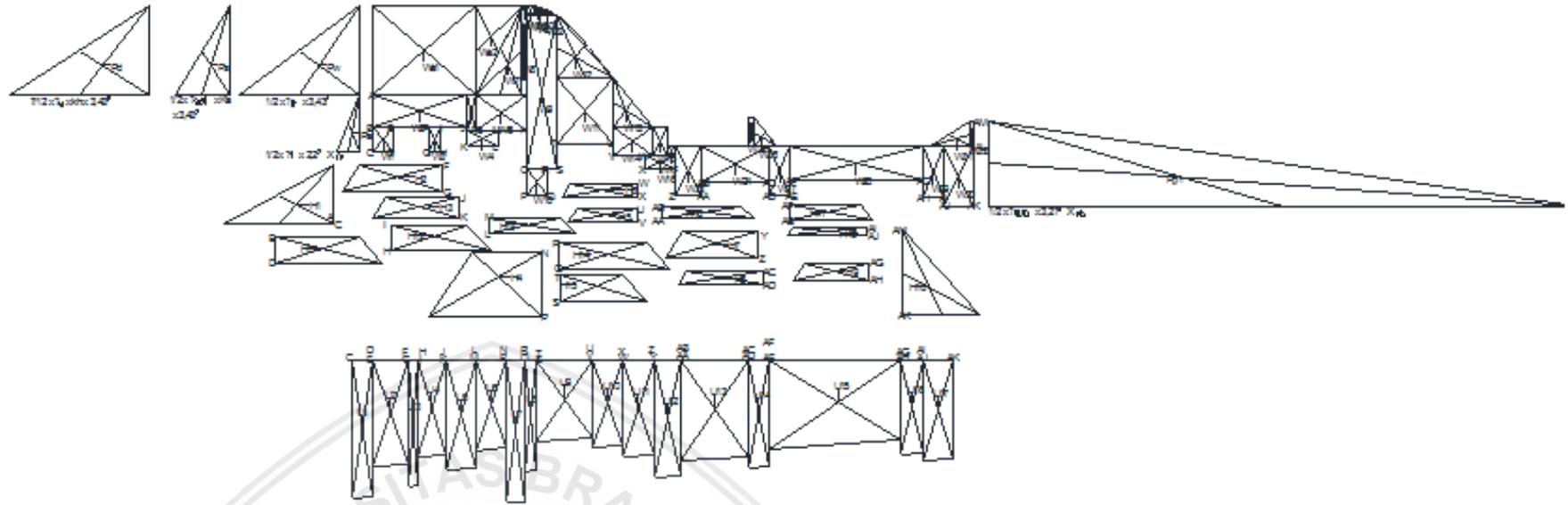
$$\sigma_{\max} = 6,94 \cdot (1 + 2,59) = 24,91 \dots \dots < \sigma_{ijin} \quad (\text{Aman})$$

4.3.4. Stabilitas Bendung Pada Kondisi Muka Air Normal dan Gempa

Gaya pada kondisi normal dapat diartikan sebagai gaya yang terjadi saat bendung mengalami kondisi normal (muka air berada tepat di mercu bendung). Gaya yang bekerja adalah:

1. Gaya akibat berat sendiri bendung (W).
2. Gaya akibat tekanan tanah aktif (Pa) dan pasif (Ps).
3. Gaya tekanan sedimen (Ps)
4. Gaya gempa (Pd)
5. Gaya hidrostatis di bendung (H).
6. Gaya angkat/ *Uplift Pressure* (U).

Detail gambar ada pada Lampiran Gambar 23 dan Gambar 24.



Gambar 4.37 Skema Gaya Pada Kondisi Muka Air Normal Gempa

Tabel 4.136.

Perhitungan Tekanan Horizontal Aktif dan Pasif

No	Notasi	Tinggi	γ	Gaya	Lengan	Momen
1	Pw	3,43	1,00	5,88	4,01	23,59
2	Pa1	2,20	2,01	1,05	1,39	1,46
3	Pp1	3,27	1,15	28,96	0,33	9,56
4	Ps	3,43	2,15	2,68	4,01	10,75
5	Pd	3,43	1,00	6,86	4,01	27,52

Sumber: Hasil Perhitungan

Diperoleh rekapitulasi gaya yang bekerja pada kondisi normal dengan gempa adalah sebagai berikut:

Tabel 4.137.

Rekapitulasi Pada Kondisi Muka Air Normal dengan Gempa

No	Gaya	RH	RV	Momen	
				Guling	Tahan
1	Berat Bendung		163,95		248,81
2	Berat Air		21,75		251,65
3	Gempa	27,19		59,00	
4	Tanah Aktif	6,93		25,05	
5	Tanah Pasif	28,96			9,56
6	Tekanan Sedimen	2,68		10,75	
7	Hidrostatik	31,64		27,24	
8	Uplift		18,25	33,85	
Jumlah		97,40	203,95	155,88	510,01

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.4.1. Analisa Perhitungan Bendung pada Kondisi Normal

1. Terhadap Guling

$$SF = \frac{\text{Momen Tahan}}{\text{Momen Guling}} = \frac{510,01}{155,88} = 3,27$$

SF > 1,25(Aman)

3,27 > 1,25.... (Aman)

2. Terhadap Geser

$$SF = \frac{\text{Gaya Vertikal}}{\text{Gaya Horizontal}} = \frac{203,95}{97,40} = 2,09$$

SF > 1,25.... (Aman)

2,09 > 1,25.... **(Aman)**

3. Terhadap Daya Dukung Tanah

A. Eksentrisitas

$$e = \frac{I. \text{ Momen Tahan-Momen Guling}}{2 \cdot \text{Gaya Vertikal}} = \frac{29,38}{2} - \frac{510,01-155,88}{203,95} = 12,96$$

Jika $e > L/6$

$$12,96 > 29,38/6$$

$$12,96 > 4,90$$

B. Tekanan Tanah

Hasil dari laboratorium tanah di sekitar rencana pembangunan diperoleh data:

$$\text{Sudut geser } (\theta) = 40 \text{ } 91^\circ$$

$$\text{Berat jenis tanah bawah } (\gamma_{\text{sat}}) = 2,15 \text{ t/m}^3$$

Daya dukung tanah.

Besarnya daya dukung tanah dipengaruhi oleh dalamnya pondasi, lebar pondasi, berat isi tanah, sudut geser dalam dan kohesi dari tanah. Daya dukung tanah (*Ultimate Bearing Capacity*) dihitung dengan rumus (*Terzaghi*). Dari data tanah pada lokasi diperoleh :

$$C = 2,41 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2,15 \text{ T/m}^2.$$

$$N_c = 95,7$$

$$N_q = 81,3$$

$$N_\gamma = 100,4$$

Faktor keamanan (*Safety Factor*) diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma_{\text{ijin}} = \frac{(c \cdot N_c) + (\gamma_{\text{sat}} \cdot D \cdot N_q) + (0,5 \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot N_\gamma)}{fk}$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = \frac{(2,41 \times 95,7) + (2,15 \times 1 \times 81,3) + (0,5 \times 2,15 \times 100,4)}{3} = 171,12$$

maka:

$$\sigma_{\text{max/min}} = (\sum V / L) \cdot [(1 \pm (6 e) / L)] < \sigma_{\text{ijin}}$$

$$= (203,95 / 29,38) \cdot [(1 \pm (6 \cdot 12,96) / 29,38)] < \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 6,94 \cdot (1 - 2,65) = -11,45 \dots \dots < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{Aman})$$

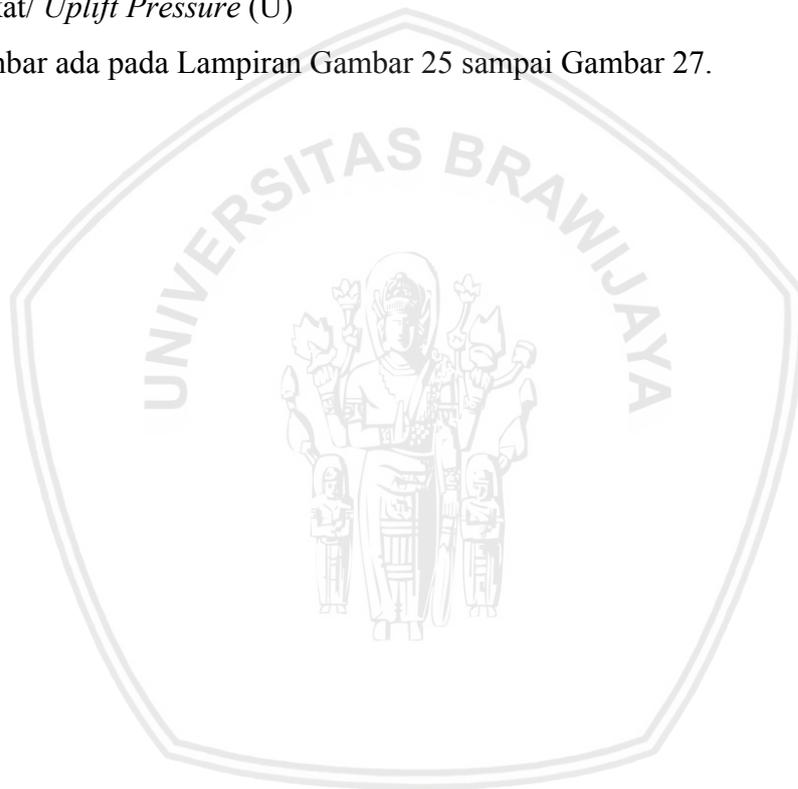
$$\sigma_{\text{max}} = 6,94 \cdot (1 + 2,65) = 25,33 \dots \dots < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{Aman})$$

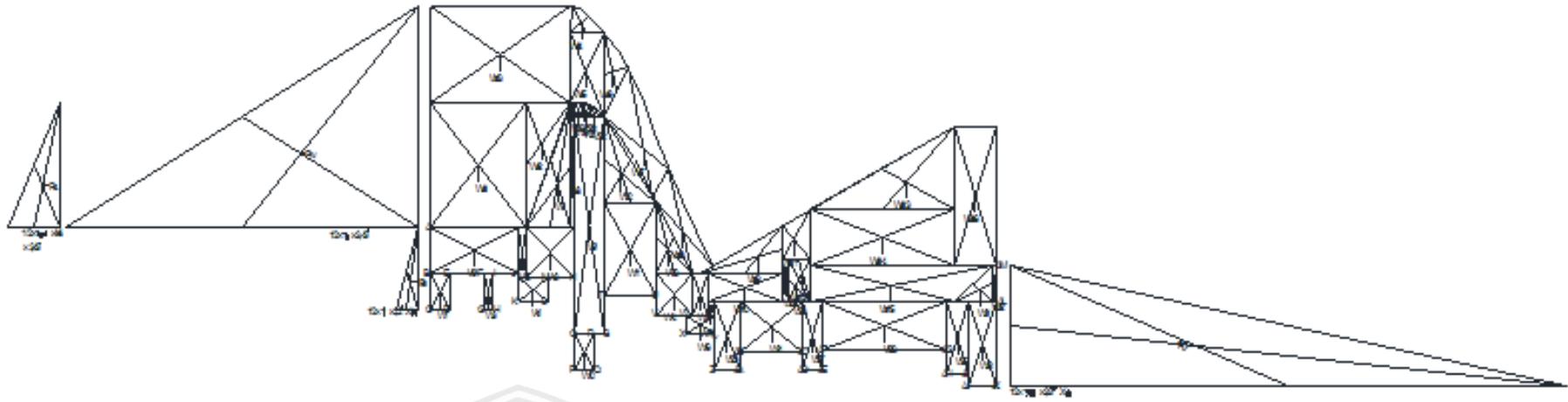
4.3.5. Stabilitas Bendung Pada Kondisi Muka Air Banjir Rencana

Gaya pada kondisi banjir dapat diartikan sebagai gaya yang terjadi saat bendung mengalami kondisi banjir (muka air berada tepat di atas mercu bendung). Gaya yang bekerja adalah:

1. Gaya akibat berat sendiri bendung (W).
2. Gaya akibat berat air (W_a)
3. Gaya akibat tekanan tanah aktif (P_a) dan pasif (P_p).
4. Gaya akibat tekanan air (P_w)
5. Gaya hidrostatis di bendung (H).
6. Gaya angkat/ *Uplift Pressure* (U)

Detail gambar ada pada Lampiran Gambar 25 sampai Gambar 27.





Gambar 4.38 Skema Gaya Pada Kondisi Muka Air Banjir



Tabel 4.138.
Perhitungan Tinggi Muka Air Banjir Terhadap Muka Bendung

Titik	HX	Vertikal	Horizontal	1/3 Hor	LX	UX
A	0					
		2,22				
C	8,27				2,22	7,92
			1	0,33		
D	8,27				2,55	7,87
		1				
E	7,27				3,55	6,72
			1,75	0,58		
F	7,27				4,14	6,63
		1				
G	8,27				5,14	7,47
			0,5	0,17		
H	8,27				5,30	7,44
		1				
I	7,27				6,30	6,29
			1,3	0,43		
J	7,27				6,74	6,22
		0,76				
K	8,03				7,50	6,86
			1,54	0,51		
L	8,03				8,01	6,78
		0,62				
M	7,41				8,63	6,07
			1,40	0,47		
N	7,41				9,10	5,99
		2,50				
P	9,91				11,60	8,10
			1,00	0,33		
Q	9,91				11,93	8,05
		1,00				
R	8,91				12,93	6,90
			0,50	0,17		
S	8,91				13,10	6,87

Sumber: Hasil Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.138.
Perhitungan Tinggi Muka Air Banjir Terhadap Muka Bendung

Titik	HX	Vertikal	Horizontal	1/3 Hor	LX	UX
		1,00				
T	7,91				14,10	5,71
			2,76	0,92		
U	7,91				15,02	5,57
		0,50				
V	8,41				15,52	5,99
			1,50	0,50		
W	8,41				16,02	5,92
		0,50				
X	8,91				16,52	6,34
			1,50	0,50		
Y	8,91				17,02	6,26
		0,87				
Z	9,91				17,89	7,12
			1,33	0,44		
AA	9,91				18,34	7,05
		0,5				
AB	9,41				18,84	6,48
			3,28	1,09		
AC	9,41				19,93	6,31
		0,5				
AD	9,91				20,43	6,73
			1,03	0,34		
AE	9,91				20,77	6,68
		0,56				
AF	9,36				21,33	6,04
			6,45	2,15		
AG	9,36				23,48	5,70
		0,67				
AH	10,03				24,15	6,27
			1,078	0,36		
AI	10,03				24,51	6,21
		0,31				

Sumber: Hasil Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.138.

Perhitungan Tinggi Muka Air Banjir Terhadap Muka Bendung

Titik	HX	Vertikal	Horizontal	1/3 Hor	LX	UX
AJ	10,34				24,82	6,47
			1,46	0,49		
AK	10,34				25,31	6,40
		3,27				
AM	7,07				28,58	2,62

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.139.

Perhitungan Gaya Akibat Berat Air

No	Notasi	Panjang	Tinggi		γ	Gaya	Lengan	Momen
1	Wa1	5,01	3,43		1,00	17,18	12,26	210,68
2	Wa2	3,43	2,66	0,50	1,00	4,56	8,98	40,97
3	Wa3	7,25	2,62		1,00	19,00	11,11	211,03
4	Wa4	1,69	0,71	0,50	1,00	0,60	6,91	4,15
5	Wa5	1,91	2,28	1,69	0,50	1,00	3,54	6,68
6	Wa6	1,58	1,82	0,50	1,00	1,44	5,34	7,68
7	Wa7	1,10	1,82	3,40	0,50	1,00	4,96	3,68
8	Wa8	1,10	1,03	3,49	0,50	1,00	3,72	1,65
9	Wa9	4,33	1,29	0,50	1,00	2,79	2,64	7,37
10	Wa10	3,97	0,78	0,50	1,00	1,55	1,61	2,49
11	Wa11	0,94	1,37	1,41	0,50	1,00	1,63	4,13
12	Wa12	1,13	1,13	0,50	1,00	0,64	9,98	6,37
13	Wa13	7,51	2,25	0,50	1,00	8,45	4,59	38,78
14	Wa14	7,51	1,52		1,00	11,42	8,75	99,88
15	Wa15	9,47	7,51	0,98	0,50	1,00	8,32	9,16
16	Wa16	3,76	2,16		1,00	8,12	1,56	12,67
	Jumlah	97,91		773,06				

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.5.1. Gaya Hidrostatik Muka Air Banjir

Gaya hidrostatik merupakan fungsi kedalaman dibawah permukaan air. Berat jenis air (γ air) = 1 T/m². Perhitungan gaya hidrostatik dapat dijelaskan sebagai berikut:

Contoh perhitungan H₁

$$\begin{aligned} \text{Gaya hidrostatik} &= \text{Luas } H_1 \gamma \text{ air} \\ &= 0,5 \times 7,92 \times 2,22 \times 1 \end{aligned}$$

$$= 8,80 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen} &= \text{Gaya hidrostatik} \times \text{Panjang lengan} \\ &= 8,80 \text{ T} \times 1,39 \text{ m} \\ &= 12,23 \text{ Tm.} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya ada pada **Tabel 4.140** berikut:

Tabel 4.140.

Perhitungan Gaya Hidrostatik Bendung Kondisi Muka Air Banjir

No	Notasi	Panjang	Tinggi	γ Air	Gaya	Lengan	Momen
1	H1	7,92	2,22	0,50	1,00	8,80	12,23
2	H2	6,63	7,47	1,00	0,50	1,00	8,32
3	H3	6,22	6,86	0,76	0,50	1,00	6,36
4	H4	6,78	6,07	2,50	0,50	1,00	7,07
5	H5	5,57	5,99	0,50	0,50	1,00	2,17
6	H6	5,92	6,34	0,50	0,50	1,00	0,77
7	H7	6,26	7,12	0,87	0,50	1,00	2,74
8	H8	6,31	6,73	0,50	0,50	1,00	2,41
9	H9	5,70	6,27	0,67	0,50	1,00	3,13
10	H10	6,21	6,47	0,31	0,50	1,00	2,50
11	H11	7,87	6,72	1,00	0,50	1,00	-8,68
12	H12	7,44	6,29	0,62	0,50	1,00	-5,08
13	H13	6,78	6,07	1,00	0,50	1,00	-7,77
14	H14	8,05	6,90	1,00	0,50	1,00	-3,44
15	H15	6,87	5,71	0,50	0,50	1,00	-1,73
16	H16	7,05	6,48	0,50	0,50	1,00	-2,50
17	H17	6,68	6,04	0,56	0,50	1,00	-2,53
18	H18	6,40	3,27	0,50	1,00	10,46	-3,45
					Jumlah	103,91	12,50

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.5.2. Gaya Angkat Kondisi Air Normal

Gaya angkat adalah gaya yang diakibatkan tekanan air dan rembesan. Gaya ini dihitung berdasarkan perhitungan gaya rembesan dan tekanan air yang telah dihitung sebelumnya.

Hasil perhitungan ditabelkan pada **Tabel 4.141**.

Tabel 4.141.
Perhitungan Gaya Angkat Pada Kondisi Muka Air Banjir

No	Notasi	Panjang		Tinggi		γ Air	Gaya	Lengan	Momen
1	U1	7,92	7,87	1,00	0,50	1,00	7,90	14,26	-112,63
2	U2	6,72	6,63	1,75	0,50	1,00	11,67	12,88	-150,37
3	U3	7,47	7,44	0,50	0,50	1,00	3,73	11,76	-43,85
4	U4	6,29	6,22	1,30	0,50	1,00	8,13	10,86	-88,30
5	U5	6,86	6,78	1,54	0,50	1,00	10,51	9,44	-99,18
6	U6	6,07	5,99	1,40	0,50	1,00	8,44	7,96	-67,19
7	U7	8,10	8,05	1,00	0,50	1,00	8,08	6,76	-54,61
8	U8	6,90	6,87	0,50	0,50	1,00	3,44	6,01	-20,68
9	U9	5,71	5,57	2,76	0,50	1,00	15,57	4,36	-67,90
10	U10	5,99	5,92	1,50	0,50	1,00	8,93	2,25	-20,10
11	U11	6,34	6,26	1,50	0,50	1,00	9,45	0,75	-7,09
12	U12	7,12	7,05	1,33	0,50	1,00	9,43	0,67	-6,32
13	U13	6,48	6,31	3,28	0,50	1,00	20,97	2,97	62,27
14	U14	6,73	6,68	1,03	0,50	1,00	6,90	5,13	35,41
15	U15	6,04	5,70	6,45	0,50	1,00	37,87	8,97	339,67
16	U16	6,27	6,21	1,08	0,50	1,00	6,74	12,64	85,20
17	U17	6,47	6,40	1,46	0,50	1,00	9,40	13,94	131,01
Jumlah							187,16		-84,66

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.142.
Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

No	Jenis	Tinggi	γ	Gaya	Lengan	Momen
1	Pw	6,05	1,00	18,30	4,01	73,39
2	Pa	2,00	2,01	0,80	1,54	1,24
3	Pp	0,87	1,15	2,08	0,29	0,60
4	Ps	3,43	2,15	2,68	4,01	10,75

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.143.
Rekapitulasi Pada Kondisi Muka Air Banjir

No	Gaya	RH	RV	Momen	
				Guling	Tahan
1	Berat		163,95		248,81
2	Berat Air		97,91		773,06
3	Tanah Aktif	19,11		74,63	
4	Tanah Pasif	2,08			0,60
5	Tekanan Sedimen	2,68		10,75	
6	Hidrostatik	103,91		12,50	
7	Uplift		187,16	84,66	
Jumlah		127,78	449,02	182,53	1022,48

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.2.3. Analisa Perhitungan Bendung pada Kondisi Banjir

1. Terhadap Guling

$$SF = \frac{\text{Momen Tahan}}{\text{Momen Guling}} = \frac{1022,48}{182,53} = 5,60$$

SF > 1,5(Aman)

5,60 > 1,5.... (Aman)

2. Terhadap Geser

$$SF = \frac{\text{Gaya Vertikal}}{\text{Gaya Horizontal}} = \frac{449,02}{127,78} = 3,51$$

SF > 1,5.... (Aman)

3,51 > 1,5.... (Aman)

3. Terhadap Daya Dukung Tanah

A. Eksentrisitas

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\text{Momen Tahan} - \text{Momen Guling}}{\text{Gaya Vertikal}} = \frac{29,38}{2} - \frac{1022,48 - 182,53}{449,02} = 12,83$$

Jika $e > L/6$

$12,83 > 29,38/6$

$12,83 > 4,90$

B. Tekanan Tanah

Hasil dari laboratorium tanah di sekitar rencana pembangunan diperoleh data:

Sudut geser (θ) = 40 91°

Berat jenis tanah bawah (γ_{sat}) = 2,15 t/m³

Besarnya daya dukung tanah dipengaruhi oleh dalamnya pondasi, lebar pondasi, berat isi tanah, sudut geser dalam dan kohesi dari tanah. Daya dukung tanah (*Ultimate Bearing Capacity*) dihitung dengan rumus (*Terzaghi*). Dari data tanah pada lokasi diperoleh :

$$\begin{aligned} C &= 2,41 \text{ T/m}^2 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 2,15 \text{ T/m}^2. \\ N_c &= 95,7 \\ N_q &= 81,3 \\ N_\gamma &= 100,4 \end{aligned}$$

Faktor keamanan (*Safety Factor*) diambil 3, maka besarnya daya dukung ijin tanah adalah :

$$\sigma_{\text{ijin}} = \frac{(c.N_c) + (\gamma_{\text{sat}}.D.N_q) + (0,5.\gamma_{\text{sat}}.N_\gamma)}{f_k}$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = \frac{(2,41 \times 95,7) + (2,15 \times 1 \times 81,3) + (0,5 \times 2,15 \times 100,4)}{3} = 171,12$$

maka:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{max/min}} &= (\sum V / L) \cdot [(1 \pm (6 e) /)] < \sigma_{\text{ijin}} \\ &= (449,02 / 29,38) \cdot [(1 \pm (6 \cdot 12,83) / 29,38)] < \sigma_{\text{ijin}} \\ \sigma_{\text{min}} &= 15,27 \cdot (1 - 2,62) = -24,74 \dots \dots < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{Aman}) \\ \sigma_{\text{max}} &= 15,27 \cdot (1 + 2,62) = 55,28 \dots \dots < \sigma_{\text{ijin}} \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan stabilitas bendung, maka didapatkan rekapitulasi nilai stabilitas sebagai berikut:

Tabel 4.144.
Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Bendung

No	Kondisi	Guling	Geser	e	Daya Dukung Tanah	
					$\sigma_{\text{min}} < \sigma_{\text{ijin}}$	$\sigma_{\text{ijin}} < \sigma_{\text{ijin}}$
1	Kosong	176,92 > 1,5	5,46 > 1,5	13,13	-9,88	21,64
		Aman	Aman		Aman	Aman
2	Kosong Gempa	7,84 > 1,25	3,26 > 1,25	13,32	-9,60	20,76
		Aman	Aman		Aman	Aman
3	Normal	5,26 > 1,5	2,90 > 1,5	12,67	-11,03	24,91
		Aman	Aman		Aman	Aman
4	Normal Gempa	3,27 > 1,25	2,09 > 1,25	12,96	-11,45	25,33
		Aman	Aman		Aman	Aman
5	Banjir	5,60 > 1,5	3,51 > 1,5	12,83	-27,74	55,28
		Aman	Aman		Aman	Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

(Halaman ini sengaja untuk di kosongkan)



BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari hasil pembahasan di studi ini, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Debit banjir rancangan dengan kala ulang 100 tahun (Q_{100th}) yang diperoleh dari hasil perhitungan curah hujan dan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu dari tujuh stasiun hujan adalah sebesar $193 \text{ m}^3/\text{dt}$.
2. Debit andalan didapatkan dari data debit pencatatan di Bendung Cipero lama, Sungai Rambut. Perhitungan selanjutnya adalah menggunakan metode *basic month* (bulan dasar) dan metode *flow characteristic*. Pemilihan kedua metode ini didasarkan kepada keperluan untuk mengetahui debit andalan bulanan yang akan digunakan untuk kebutuhan air irigasi. Dari perhitungan didapatkan debit andalan (Q_{80}) sebesar:

$$Q_{80} \text{ metode } basic \text{ month} = 5,18 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{80} \text{ metode } flow \text{ characteristic} = 6,98 \text{ m}^3/\text{dt}$$

3. Berdasarkan perhitungan kebutuhan air irigasi dan debit banjir rancangan dan topografi sungai, diperoleh dimensi bangunan sebagai berikut:

$$\text{Tinggi Bendung} = 3,43 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Efektif Bendung} = 19,22 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi Dasar Sungai} = +25,28 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi Muka Air} = +31,33 \text{ m}$$

$$\text{Mercu Bendung} = \text{OGEE III}$$

$$\text{Elevasi Mercu Bendung} = +28,71 \text{ m}$$

$$\text{Peredam Energi} = \text{USBR III}$$

$$\text{Lebar Kantong Lumpur} = 11,79 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Kantong Lumpur} = 144,43 \text{ m}$$

$$\text{Volume Kantong Lumpur} = 1.043 \text{ m}^3$$

4. Dari perencanaan dimensi bangunan, maka didapatkan juga hasil perhitungan stabilitas bangunan terhadap gaya guling, geser, dan terhadap daya dukung tanah. Dari perhitungan pada Bab IV, dapat diketahui bahwa perencanaan bendung tersebut

aman dari terjadinya guling, geser dan juga gempa pada semua kondisi. Sehingga bendung ini layak untuk dibangun.

5.2. Saran

Berdasarkan hasil kesimpulan tersebut, maka dalam rangka meningkatkan produksi padi dan palawija dapat diambil beberapa langkah, yaitu dengan merubah sistem rotasi pola tanam. Dalam hal ini, Pemerintah Kabupaten Tegal perlu meninjau ulang peraturan tentang rotasi tanaman pada Daerah Irigasi Rambut ini. Juga perlu diperhatikannya tentang pemeliharaan dan operasional bendung baru ini.



**STUDI PERENCANAAN BENDUNG DI DAS RAMBUT UNTUK
PEMENUHAN AIR IRIGASI DAERAH IRIGASI RAMBUT**

JURNAL

**TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI TEKNIK PERENCANAAN
BANGUNAN AIR**

**Diajukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik**



**DESSY PUJI ARIANTI
NIM. 115060401111007-64**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2019**

STUDI PERENCANAAN BENDUNG DI DAS RAMBUT UNTUK PEMENUHAN AIR IRIGASI DAERAH IRIGASI RAMBUT

Dessy Puji Arianti¹, Sri Wahyuni², Very Dermawan³
Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya
Jalan Mayjen Haryono 167 Malang 65145 – Telp (0341) 562454
Email: dessypuji92@gmail.com

ABSTRAK

Daerah Irigasi Rambut mempunyai area layanan seluas 7.634 Ha. Daerah ini mendapatkan pelayanan dari Bendung Cipero yang merupakan bendung tetap. Kondisi saat ini, debit Bendung Cipero yang seharusnya dapat memenuhi kebutuhan irigasi di Daerah Irigasi Rambut, kenyataannya bendung tidak dapat mencukupi kebutuhan air irigasi. Hal ini dikarenakan oleh beralih fungsinya lahan di hulu Bendung Cipero dan adanya sedimentasi pada hulu bendung sehingga tidak dapat memaksimalkan fungsi bendung. Pada studi ini dilakukan perencanaan dasar bangunan bendung melalui tiga tahap perencanaan bendung, yaitu analisa hidrologi, perhitungan hidrolika, dan analisa stabilitas bangunan. Pada analisa hidrologi, didapatkan hasil berupa debit banjir rancangan, debit andalan, dan kebutuhan air irigasi. Pada perhitungan hidrolika, didapatkan hasil berupa dimensi bangunan bendung. Pada analisa stabilitas bangunan, akan didapatkan nilai keamanan bangunan terhadap gaya guling, gaya geser, dan daya dukung tanah. Dari studi ini didapatkan hasil perhitungan debit banjir rancangan (Q_{100}) sebesar $193 \text{ m}^3/\text{dt}$. Dimensi bangunan bendung juga didapatkan dari hasil perhitungan dengan tinggi bendung 3,43 m dan lebar efektif bendung 19,22 m. Tinggi air yang mampu melimpas di atas bendung adalah 2,62 m. Untuk faktor keamanan bendung sendiri, didapatkan hasil bahwa bendung aman terhadap gaya geser, gaya guling, dan terhadap daya dukung tanah dalam semua kondisi.

Kata kunci: bendung, debit banjir, debit andalan, stabilitas.

ABSTRACT

Rambut Irrigation Area has 7.634 Ha service area. The irrigation area obtain water service from Cipero weir (fixed weir). The current condition, the discharge of Cipero weir should be able to fulfill the irrigation in Rambut Irrigation Area, but the discharge could not be fulfill the irrigation. This is caused by switching function of the land in upstream of weir and sedimentation in upstream of weir thus the function of weir can not be maximized. Aim of this study is conducted basic planning of weir through three stages of weir planning, that consist of hydrology analysis, hydraulic analysis, and stability analysis of weir. The result from hydrology analysis are design of flood discharge, dependable flow, and irrigation water requirements. From analysis of hydraulic will be produced the dimension weir. Stability analysis of weir are aimed at ensuring the safety factor in the overturning, sliding and bearing capacity of soil. From this study, the result of a flood discharge calculation (Q_{100}) of $193 \text{ m}^3/\text{s}$. The dimensions of the weir are also obtained from the calculation with weir height 3,43 m and the weir width is 19,22 m. The depth of water that capable passing on weir crest is 2,62 m. For the safety factor, the weir is safe towards overturning, sliding, and to the bearing capacity of soil in all conditions.

Key words: weir, flood discharge, dependable discharge, stability

PENDAHULUAN

Daerah Irigasi Rambut adalah daerah irigasi dengan luas areal pelayanan sebesar 7.634 Ha. Daerah ini memperoleh pelayanan dari Bendung Ciperu, yaitu bendung tetap yang dibangun oleh Pemerintah Belanda pada tahun 1888-1890.

Kondisi sekarang, debit pada Bendung Ciperu yang seharusnya dapat mencukupi kebutuhan irigasi di Daerah Irigasi Rambut, kenyataannya kebutuhan air untuk irigasi tidak terpenuhi. Hal ini dikarenakan oleh fungsi lahan yang berubah di hulu Bendung Ciperu juga adanya sedimentasi pada hulu bendung sehingga fungsi bendung tidak dapat maksimal. Debit yang tersedia di Bendung Ciperu sebesar 5,71 m³/detik setiap tahunnya. Sementara kebutuhan air dari Daerah Irigasi Rambut adalah sebesar 6,34 m³/detik per tahun. Hal ini menyebabkan berkurangnya produksi tanaman padi akibat berkurangnya pasokan air.

Adapun tujuan yang dapat diperoleh dari studi ini sebagai berikut:

1. Memperoleh nilai debit banjir rancangan dengan periode ulang 100 tahun.
2. Memperoleh nilai debit andalan per tahun untuk pemenuhan kebutuhan air tanaman.
3. Memperoleh detail dimensi dari bangunan yang direncanakan sehingga kebutuhan air pada daerah irigasi ini tercukupi.
4. Menganalisa kestabilan bendung terhadap gaya geser, gaya guling, gaya gempa dan daya dukung tanah di bawahnya.

Melalui studi ini diharapkan dapat memberikan sumbangan pemikiran pada pihak terkait untuk perencanaan bendung guna pemenuhan kebutuhan air irigasi di Daerah Irigasi Rambut.

TINJAUAN PUSTAKA

Poligon Thiessen

Perhitungan metode ini dilakukan jika pada daerah kajian memiliki titik pengamatan tersebar acak. Analisa ini dilakukan dengan menghitung luasan daerah yang terpengaruh pada tiap titik pengamatan. Perhitungannya dengan menggunakan persamaan (Limantara, 2010, p.41):

$$d = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot d_i}{A} \dots\dots\dots(1)$$

dengan:

- A_i = luas daerah pengaruh pos ke n.
- d = tinggi curah hujan rerata area.

d_i = tinggi curah hujan pada pos n.

Analisa Curah Hujan Rerata Metode Log Pearson III

Analisa ini dapat digunakan untuk semua macam tebaran data tanpa harus mempertimbangkan koefisien kepeccengan dan koefisien kurtosisnya. Persamaan Log Person III mengikuti persamaan berikut (Triatmodjo, 2013, p230):

$$\text{Log } X_T = \text{Log } x + K \times Sd \dots\dots\dots(2)$$

Dengan:

- Log X_T = Logaritma naturalis hujan dalam periode ulang T tahun
- Log x = nilai rata-rata

Uji Kesesuaian Distribusi

- Chi Square

Analisa ini digunakan untuk mengetahui simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoretis.

Perhitungan distribusi ini adalah dengan menggunakan persamaan (Limantara, 2010, p.67):

$$(X^2)_{hit} = \sum_{i=1}^k \frac{(EF - OF)^2}{EF} \dots\dots\dots(3)$$

Jumlah kelas dihitung dengan rumus (Harto, 1993, p.80):

$$K = 1 + 3,22 \log n \dots\dots\dots(4)$$

$$DK = K - (P + 1) \dots\dots\dots(5)$$

Dalam hal ini:

- OF = Nilai yang ditinjau (*Observed Frequency*)
- EF = Nilai yang diminta (*Expected Frequency*)
- k = Jumlah kelas distribusi
- n = Banyaknya data
- Dk = tingkatan kebebasan (nilai kritis)
- P = Banyaknya tebaran data

Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga $X^2 < X^2_{cr}$. Harga X^2_{cr} diperoleh dengan menentukan tingkatan signifikansi dengan tingkatan kebebasan (*level of significant*).

- Smirnov-Kolmogorov

Analisa ini dapat dilakukan dengan memperbandingkan peluang tiap data antara tebaran empiris dan tebaran teoretis.

Distribusi dianggap sesuai bila $D_{maks} < D_{kritis}$. (Triatmodjo, 2013, p.239)

$$D = \text{Max} | Pt - Pe | \dots\dots\dots(6)$$

Dengan:

- Pt = Posisi data menurut garis sebaran teoretis.



Pe =Posisi data menurut pengamatan, posisi plotting menurut Weibull.

Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Standar data yang diperlukan:

1. Jangka waktu dari awal mulai hujan sampai puncak hidrograf (*Time to Peak Magnitude*)
2. Jangka waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*Time Lag*).
3. Jangka waktu hidrograf (*Time Base of Hydrograph*).
4. Luas DAS (*Catchment Area*).
5. Panjang sungai utama (*Length of The Longest Channel*).
6. Koefisien aliran (*Run off Coeficient*)

Rumus HSS Nakayasu (Limantara, 2010, p.150):

$$Qp = \frac{c \times A \times Ro}{3.6 (0.37Tp + T0.3)} \dots\dots\dots(7)$$

Dengan :

- Qp = Debit banjir puncak (m³/dtk)
Ro = Hujan satuan (mm)
Tp =Jangka waktu dari awal mula hujan sampai puncak banjir (jam)
T_{0.3} =Jangka waktu yang diperlukan untuk penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam).

Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit yang selalu ada disepanjang tahun dengan risiko kegagalan tertentu. Pada umumnya debit andalan dianalisis menjadi debit rerata untuk periode 10 harian, 15 harian atau bulanan. Peluang tidak terpenuhinya debit dapat ditetapkan 20% atau nilai lainnya bergantung dengan kebutuhan.

1. Metode *Flow Characteristic*

Metode ini berkenaan dengan asas tahun normal, tahun kering, dan tahun basah. Metode *Flow Characteristic* ini sesuai untuk daerah yang memiliki perubahan debit maksimum dan debit minimumnya cenderung besar dari tahun ke tahun, dan kebutuhan airnya cenderung tidak tetap sepanjang tahun.

2. Metode Bulan Dasar Perencanaan

Metode ini paling sering dipakai karena debit andalan dihitung untuk tiap bulan dari bulan Januari sampai dengan Desember.

Kebutuhan Air Irigasi

Sejumlah air irigasi yang dibutuhkan untuk mencukupi keperluan bercocok tanam pada petak-petak sawah yang ditambahkan dengan kehilangan air pada setiap saluran irigasi.

Untuk menghitung kebutuhan air irigasi meliputi beberapa tahap:

1. Kebutuhan Air di Sawah
2. Kebutuhan Air Penyiapan Lahan
3. Kebutuhan Air Tanaman
4. Pergantian Lapisan Air
5. Perkolasi

Neraca Air

Neraca air (*water balance*) merupakan perbandingan antara kebutuhan air tanaman dengan debit air yang tersedia. Hasil perbandingan tersebut dapat difungsikan untuk mengetahui air tersebut mengalami kelebihan (*surplus*) ataupun kekurangan (*deficit*). (Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2015, p.101).

Intensitas Tanam

Intensitas tanam adalah perbandingan antara luas penanaman per tahun dengan luas lahan yang ada.

Analisa Hidraulika Bendung

• Lebar Efektif Bendung

Lebar efektif pelimpah bendung (Be) dapat dihubungkan dengan lebar bendung yang sebenarnya (B), yaitu jarak antara pangkal pelimpah bendung atau tiang pancang, dengan persamaan sebagai berikut:

$$B_e = B - 2 (nK_p + K_a) H_d \dots\dots\dots(8)$$

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2015, p.48

Dengan:

- N = Jumlah pilar
K_p = Koefisien kontraksi pilar
K_a = Koefisien kontraksi pangkal pelimpah
H_d = Tinggi energi (m)

• Bentuk Mercu Bendung

Pada umumnya di Indonesia sering digunakan dua bentuk tipe mercu untuk pelimpah yaitu tipe OGEE dan tipe bulat.

• Tinggi Muka Air diatas Bendung dan Tubuh Bendung

Tinggi muka air di atas mercu bendung dapat diukur sebelum air berubah bentuk permukaannya sesuai bentuk lengkung mercu.

Loncatan hidrolis terjadi karena perubahan kecepatan air. Dari kecepatan rendah ke kecepatan tinggi dan dari kecepatan tinggi kembali ke kecepatan rendah.

- **Kolam Olak atau Peredam Energi**

Loncatan hidrolis dapat menimbulkan pusaran air yang bisa menyebabkan gerusan pada dasar saluran atau dasar sungai, terutama pada bagian hilir yang tidak diberi perlindungan. Oleh karena itu bentuk upaya mengatasi adanya gerusan akibat loncatan hidrolis, maka diperlukan adanya bangunan untuk mengurangi gerusan pada dasar sungai yaitu berupa bangunan peredam energi.

Peredam energi yang digunakan adalah tipe USBR dimana pemilihan tipe ini didasarkan kepada hasil perhitungan bilangan Froude.

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gY_u}} \dots\dots\dots(9)$$

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2015, p.66

Dengan:

Y_2 = tinggi air di atas ambang akhir (m)

Y_u = tinggi air diawal loncatan (m)

Fr = bilangan Froude

V_1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

Analisa Tebal Apron dan Rembesan

- Apron Hulu

Tebal lantai udik di hulu bendung direncanakan supaya dapat menahan gaya angkat vertikal ke atas pada pondasi serta mengurangi panjang lantai. Lantai udik hulu lebih ditujukan untuk menjaga stabilitas aliran pada hulu bendung.

- Apron Hilir

Tebal lantai udik hilir direncanakan untuk menahan gaya angkat vertikal ke atas pada pondasi serta mencegah terjadinya gerusan di hilir bendung akibat loncatan hidrolis.

Perencanaan panjang lantai udik adalah untuk menahan bahaya rembesan terdapat dua teori yang digunakan.

- **Teori Bligh**

$$\Delta H = \frac{L}{C} \dots\dots\dots(10)$$

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2015, p.146

Keterangan:

ΔH = Perbedaan muka air (m)

L = Panjang *creep line* (m)

C = *creep ratio*

Agar konstruksi aman, maka $L \geq H.C$

- **Teori Lane**

$$Lv + \frac{Lh}{3} > \Delta H.C \dots\dots\dots(11)$$

Sumber: Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2015, p.147

Analisa Stabilitas Bendung

Untuk mengetahui apakah suatu bangunan aman atau tidak untuk dibangun, maka bangunan itu harus dihitung stabilitasnya. Untuk bangunan bendung, stabilitas dihitung mulai pada tubuh bendung itu mulai dari lantai udik hulu sampai dengan hilir.

- Stabilitas terhadap guling

$$SF = M_T / M_G > 1,5 \dots\dots\dots(12)$$

Sumber: (Mawardi & Memed, 2010, p.128)

Dengan :

SF = nilai keamanan

M_T = momen tahan

M_G = momen guling

- Stabilitas terhadap geser

$$Sf = (f \cdot \sum V) / \sum H > 1,5 \dots\dots\dots(13)$$

Sumber: (Mawardi & Memed, 2010, p.128)

Dengan:

f = koefisien geser (tg ϕ)

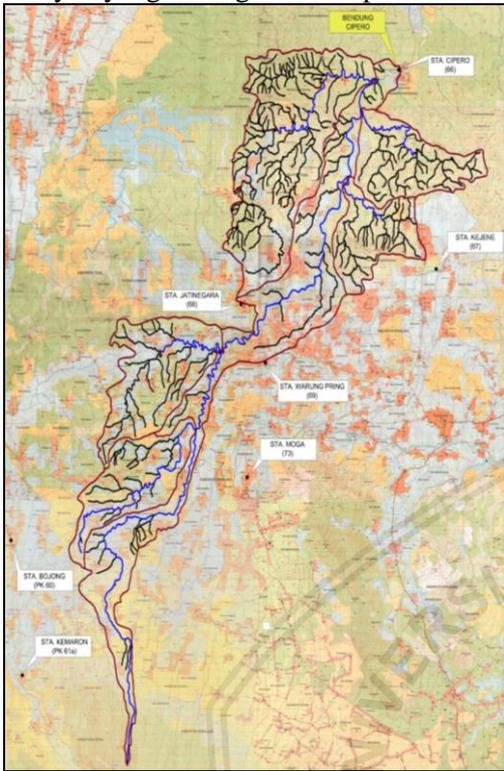
$\sum V$ = jumlah gaya vertikal

$\sum H$ = jumlah gaya horisontal

METODOLOGI

DAS Rambut terletak disebelah selatan yang dibatasi dengan daerah Pegunungan Slamet, disebelah timur masuk wilayah Kabupaten Peralang dan disebelah barat masuk wilayah Kabupaten Tegal. Sungai Rambut sendiri bermuara di Laut Jawa. Sungai Rambut terletak pada 7°13'50" LS – 6°52'15" LS dan 109°06'08" BT - 106°18'55" BT. Karena letak DAS Rambut berada pada perbatasan dua wilayah kabupaten, yaitu Kabupaten Tegal dan Peralang, sehingga Sungai Rambut juga mengalir untuk dua daerah administratif tersebut.

Kondisi Daerah Aliran Sungai (DAS) Rambut cukup beranekaragam, mulai wilayah yang kurang baik sampai baik.



Gambar 1. DAS Rambut
Sumber: RBI Lembar 1308-632 Bumijawa

Dalam studi perencanaan ini dilakukan perencanaan dasar bangunan bendung melalui dua tahap. Tahap I adalah analisa hidrologi. Tahap II adalah analisa perencanaan hidrolis bendung. Dari perhitungan Tahap II maka akan dilakukan uji stabilitas atau uji keamanan bangunan terhadap gaya guling, gaya geser, dan terhadap daya dukung tanah pada berbagai kondisi, yaitu: kondisi kosong, kondisi kosong-gempa, kondisi muka air normal, kondisi muka air normal-gempa, dan kondisi muka air banjir.

Dalam perencanaan ini membutuhkan data berupa: peta daerah studi, peta topografi lokasi studi, data curah hujan tahun 1999-2013, data klimatologi dan meteorologi tahun 1999-2013, dan data geologi dan mekanika tanah.

HASIL DAN PEMBAHASAN

Poligon Thiessen

Hasil perhitungan curah hujan rerata daerah dari tujuh stasiun hujan, yaitu Stasiun Moga, Stasiun Kemaron, Stasiun Bojong, Stasiun Kejene, Stasiun Jatinegara, Stasiun

Cipero, dan Stasiun Warungpring dengan menggunakan metode Poligon Thiessen sebagai berikut:

Tabel 1. Curah Hujan Rerata Daerah Metode Poligon Thiessen

No	Tahun	CH Maksimum (mm)
1	1999	147
2	2000	69
3	2001	106
4	2002	158
5	2003	90
6	2004	77
7	2005	87
8	2006	95
9	2007	132
10	2008	105
11	2009	104
12	2010	111
13	2011	122
14	2012	104
15	2013	187

Sumber: Hasil Perhitungan

Analisa Curah Hujan Rancangan

Analisa curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson III.

Tabel 2. Hasil Analisa Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson III

Tr	Pr (%)	K	K . SD	Log X _{rt}	X _{rt}
2	50	-0,06	-0,007	2,03	107
5	20	0,82	0,096	2,13	136
10	10	1,31	0,153	2,19	155
25	4	1,87	0,218	2,26	180
50	2	2,24	0,261	2,30	199
100	1	2,58	0,302	2,34	219

Sumber: Hasil Perhitungan

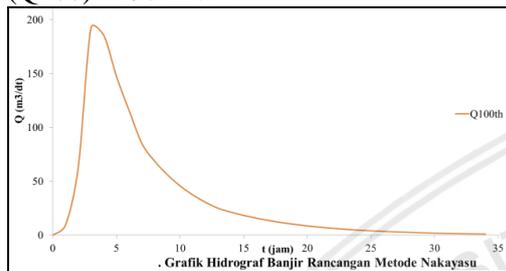
Uji Kesesuaian Distribusi

Perhitungan uji Chi-Square untuk $\alpha = 5\%$ diperoleh nilai $x^2_{tabel} = 5,99$. Sedangkan nilai $x^2_{hitung} = 2$. Sehingga $x^2_{hitung} < x^2_{tabel}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima. Untuk $\alpha = 1\%$ diperoleh nilai $x^2_{tabel} = 9,21$. Sedangkan nilai $x^2_{hitung} = 2$. Sehingga $x^2_{hitung} < x^2_{tabel}$ maka hipotesa Log Pearson III diterima.

Untuk hasil perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov diperoleh nilai $D_{maks} = 8\%$. Sehingga untuk nilai $D_{kritis} \alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ dapat diterima. Maka hasil analisa curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson III dapat diterima.

Analisa Debit Banjir Rncangan Metode Nakayasu

Perhitungan menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu (HSS Nakayasu) didapatkan hasil debit banjir rancangan (Q_{100}) = $193 \text{ m}^3/\text{dt}$.



Gambar 2. Grafik Hidrograf Banjir Metode Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan

Debit Andalan

Analisa debit andalan menggunakan dua metode yaitu metode bulan dasar perencanaan (*Basic Month Method*) dan *Flow Characteristic*.

Analisa dilakukan dengan menggunakan debit dari hasil pencatatan debit yang ada pada Bendung Ciperu. Berikut ini adalah hasil perhitungan debit andalan:

- a. Metode bulan dasar perencanaan

Hasil dari perhitungan metode ini sebagai berikut:

Tabel 3. Hasil Perhitungan Debit Andalan Metode *Basic Month*

No	Bulan	Debit (m^3/dt)
1	Januari	9,50
2	Februari	19,23
3	Maret	12,72
4	April	5,56
5	Mei	3,48
6	Juni	1,55
7	Juli	1,16
8	Agustus	0,60
9	September	0,44
10	Oktober	0,47
11	November	1,42
12	Desember	6,02

Sumber: Hasil Perhitungan

b. Flow Characteristic

Tabel 4. Perhitungan Debit Andalan Metode *Flow Characteristic*

No	Bulan		Debit (m^3/dt)
1	Januari	I	11,3
		II	18,4
2	Februari	I	29,6
		II	23,9
3	Maret	I	17,4
		II	10,5
4	April	I	7,2
		II	6,9
5	Mei	I	5,8
		II	3,6
6	Juni	I	2,7
		II	2
7	Juli	I	1,5
		II	1,3
8	Agustus	I	0,9
		II	0,7
9	September	I	0,6
		II	0,7
10	Oktober	I	0,7
		II	0,7
11	November	I	1,3
		II	2,7
12	Desember	I	4,4
		II	12,9

Sumber: Hasil Perhitungan

Kebutuhan Air Irigasi

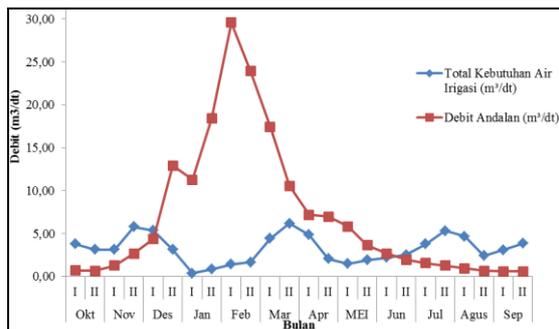
Menurut Peraturan Bupati Tegal Nomor 39 Tahun 2013, diketahui bahwa Daerah Irigasi Rambut terbagi menjadi enam golongan pola tanam, sebagai berikut:

- Gol. I = Padi – Padi - Palawija
- Gol. II = Padi – Palawija - Palawija
- Gol. III = Padi – Palawija - Palawija
- Gol. IV = Padi – Palawija - Palawija
- Gol. V = Padi – Palawija - Palawija
- Gol. VI = Padi – Palawija - Palawija

Dari hasil perhitungan pola tata tanam, didapatkan debit kebutuhan air terbesar adalah $6,16 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Neraca Air

Neraca air didapatkan dari perbandingan antara debit andalan dengan kebutuhan air irigasi. Maka didapatkan hasil sebagai berikut:



Gambar 3. Grafik Perhitungan Neraca Air

Dari gambar grafik di atas diketahui bahwa kekurangan ketersediaan air maksimum terjadi pada September II dimana kebutuhan irigasi hanya dapat dipenuhi sebesar 14,84% saja dan mengalami kekurangan sebesar 85,16%.

Intensitas Tanam

Analisa terhadap intensitas tanam dilakukan berdasarkan nilai perbandingan neraca air dan pengelolaan jadwal tanam tanaman pada Daerah Irigasi Rambut.

Intensitas tanam dihitung pada tiga masa tanam dengan pembagian golongan menjadi 6 golongan di Daerah Irigasi Rambut mencapai 300%.

Analisa Hidrolika Bendung

Tinggi bendung adalah 3,43 meter. Dengan elevasi mercu bendung adalah +28,71 meter.

Perhitungan volume air di hulu bendung didapatkan dari luasan penampang dikalikan dengan lebar bendung itu sendiri. Sehingga didapatkan hasil volume air pada bendung lama adalah sebesar 85.505 m³.

Lebar efektif mercu adalah lebar sungai asli dikurangi tebal pilar dan tebal pintu. Dari peta topografi Sungai Rambut, lebar sungai untuk pembangunan bendung adalah 22,11 m. Lebar pintu direncanakan 2,65 m dengan jumlah pilar 2 buah. Lebar pilar utama 2,00 m dan pilar bilas 1,00 m. Dari perencanaan didapatkan lebar efektif adalah 19,22 m dengan elevasi muka air +31,33 m.

Mercu bendung direncanakan dengan menggunakan OGEE tipe III. Dengan elevasi mercu +28,71 m. Dari perhitungan profil muka aliran, didapatkan nilai bilangan Froude (Fr) setelah terjadinya loncatan air adalah 4,63.

Dengan nilai Froude 4,63 setelah terjadinya loncatan air tersebut, dapat dipastikan bahwa akan terjadi gerusan dasar sungai bila tidak dibuat bangunan yang dapat

melindungi dasar sungai. Untuk menanggulangnya direncanakan peredam energi tipe USBR III. Syarat USBR III adalah $Fr > 4,5$. Sehingga yang memenuhi syarat adalah USBR III.

Dimensi bangunan lain adalah sebagai berikut:

- a. Kantong Lumpur
 - Lebar = 11,79 m
 - Panjang = 144,43 m
 - Volume = 1.043 m³
 - Efisiensi Pengendapan = 75%
- b. Pintu Pengambilan
 - Lebar total = 4,00 m
 - Lebar masing-masing = 2,00 m
 - Tinggi Buka Pintu = 1,00 m.

Analisa Rembesan

Panjang lantai udik vertikal yang direncanakan adalah 18,92 m dan lantai udik horizontal adalah 29,38 m.

Teori Bligh

$$L \geq \Delta H \times C$$

$$18,92 + 29,38 \geq (31,33 - 28,03) \times 12$$

$$48,30 \geq 37,20 \dots (\text{Aman})$$

Teori Line

$$L_v + \frac{L_H}{3} > \Delta H \cdot C$$

$$18,92 + \frac{29,38}{3} \geq (31,33 - 28,03) \times 5$$

$$28,71 \geq 15,50 \dots (\text{Aman})$$

Analisa Stabilitas Bendung

Analisa stabilitas bendung dihitung dari lima kondisi yang direncanakan. Hasil perhitungan stabilitas bendung yang dilakukan dalam berbagai kondisi adalah sebagai berikut:

Tabel 5. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas

No	Kondisi	Guling	Geser	e	Daya Dukung Tanah	
					$\sigma_{min} < \sigma_{ijin}$	$\Sigma_{min} < \sigma_{ijin}$
1	Kosong	176,92 > 1,5 Aman	5,46 > 1,5 Aman	13,13	-9,88 Aman	21,64 Aman
2	Kosong Gempa	7,84 > 1,25 Aman	3,26 > 1,25 Aman	13,32	-9,60 Aman	20,76 Aman
3	Normal	5,26 > 1,5 Aman	2,90 > 1,5 Aman	12,67	-11,03 Aman	24,91 Aman
4	Normal Gempa	3,27 > 1,25 Aman	2,09 > 1,25 Aman	12,96	-11,45 Aman	25,33 Aman
5	Banjir	5,60 > 1,5 Aman	3,51 > 1,5 Aman	12,83	-27,74 Aman	55,28 Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari rekapitulasi stabilitas bendung di atas, diketahui perencanaan bendung di Sungai Rambut itu aman terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah pada kondisi kosong, kosong-gempa, muka air normal, muka air normal-gempa, dan muka air banjir.

KESIMPULAN

Dari hasil pembahasan di studi ini, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Debit banjir rancangan dengan kala ulang 100 tahun (Q_{100th}) yang diperoleh dari hasil perhitungan curah hujan dan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu adalah $193 \text{ m}^3/\text{dt}$.
2. Perhitungan debit andalan (Q_{80}) di Bendung Cipero lama, Sungai Rambut adalah sebesar:

$Q_{80 \text{ basic month}}$	= $5,18 \text{ m}^3/\text{dt}$
$Q_{80 \text{ flow characteristic}}$	= $6,98 \text{ m}^3/\text{dt}$
3. Berdasarkan perhitungan kebutuhan air irigasi dan debit banjir rancangan dan topografi sungai, diperoleh dimensi bangunan sebagai berikut:

Tinggi Bendung	= $3,43 \text{ m}$
Lebar Efektif Bendung	= $19,22 \text{ m}$
Elevasi Dasar Sungai	= $+25,28 \text{ m}$
Elevasi Muka Air	= $+31,33 \text{ m}$
Mercu Bendung	= OGEE III
Elevasi Mercu Bendung	= $+28,71 \text{ m}$
Peredam Energi	= USBR III
Lebar Kantong Lumpur	= $11,79 \text{ m}$
Panjang Kantong Lumpur	= $144,43 \text{ m}$
Volume Kantong Lumpur	= 1.043 m^3
4. Berdasarkan hasil perhitungan stabilitas, perencanaan bendung tersebut aman dari terjadinya guling, geser dan juga gempa pada semua kondisi.

DAFTAR PUSTAKA

- Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2015, *Standar Perencanaan Irigasi (KP-01)*, Direktorat Jenderal Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, Bandung: Galang Persada.
- Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2015, *Standar Perencanaan Irigasi (KP-02)*, Direktorat Jenderal Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, Bandung: Galang Persada.
- Dirjen Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, 2015, *Standar Perencanaan Irigasi (KP-04)*, Direktorat Jenderal Pengairan Departemen Pekerjaan Umum, Bandung: Galang Persada.
- Harto, Sri, 1993, *Analisis Hidrologi*, Jakarta: Gramedia Pustaka Utama
- Limantara, Lily Montarich, 2010, *Hidrologi Praktis*, Bandung: Lubuk Agung
- Mawardi, Eman & Moch. Memed, 2010, *Desain Hidraulik Bendung Tetap Untuk Irigasi Teknis*, Bandung: Alfabeta.
- Pemerintah Kabupaten Tegal. 2013. *Peraturan Bupati Tegal Nomor 39 Tahun 2013 tentang Pedoman Pengaturan Pola Tanam dan Rencana Tata Tanam Untuk Musim Tanam Tahun 2013/2014 di Kabupaten Tegal*. Pemerintah Kabupaten Tegal: Tegal.
- Triatmodjo, Bambang, 2013, *Hidrologi Terapan*, Yogyakarta: Beta Offset.