



TUGAS AKHIR – RC18 – 4803

**PERENCANAAN BENDUNG TETAP SEBAGAI PENAHAN
INTRUSI AIR LAUT PADA MUARA SUNGAI RAWAAN
KABUPATEN LUMAJANG**

ERWIN WIDYANTO NUGROHO
NRP. 0311154000073

Dosen Pembimbing :

Dr.Ir.Wasis Wardoyo.,M.Sc
Ir.Bambang Sarwono.,M.Sc

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



TUGAS AKHIR – RC18 – 4803

**PERENCANAAN BENDUNG TETAP SEBAGAI PENAHAN
INTRUSI AIR LAUT PADA MUARA SUNGAI RAWAAN
KABUPATEN LUMAJANG**

ERWIN WIDYANTO NUGROHO
NRP. 0311154000073

Dosen Pembimbing :

Dr.Ir.Wasis Wardoyo.,M.Sc
Ir.Bambang Sarwono.,M.Sc

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



FINAL PROJECT – RC18 – 4803

**DESIGN OF FIXED WEIR AS A BARRIER FOR SEA
WATER INTRUSION IN THE RAWAAN RIVER
EASTUARY AT THE LUMAJANG REGENCY**

ERWIN WIDYANTO NUGROHO
NRP. 0311154000073

Supervisor :

Dr.Ir.Wasis Wardoyo.,M.Sc
Ir.Bambang Sarwono.,M.Sc

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Enviromental, and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019

**PERENCANAAN BENDUNG TETAP SEBAGAI PENAHAN
INTRUSI AIR LAUT PADA MUARA SUNGAI RAWAAN
KABUPATEN LUMAJANG**

TUGAS AKHIR

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

Oleh :

ERWIN WIDYANTO NUGROHO

NRP. 0311154000073

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr.Ir.Wasis Wardana, M.Sc

2. Ir.Bambang Sarwono, M.Sc



**SURABAYA
JULI 2019**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**PERENCANAAN BENDUNG TETAP SEBAGAI PENAHAN
INTRUSI AIR LAUT PADA MUARA SUNGAI RAWAAN
KABUPATEN LUMAJANG**

Nama Mahasiswa : Erwin Widyanto Nugroho
NRP : 0311154000073
Departemen : Teknik Sipil FTSLK – ITS
Dosen Pembimbing : Dr.Ir.Wasis Wardoyo.,M.Sc
Ir.Bambang Sarwono.,M.Sc

ABSTRAK

Banjir merupakan hal yang sering terjadi di sekitar daerah aliran sungai Rawaan, Kecamatan Tempursari, Kabupaten Lumajang, Jawa Timur. Sungai Rawaan merupakan sungai yang secara periodik menyebabkan banjir. Seringkali pada saat terjadi gelombang pasang air laut, Sungai Rawaan tidak mampu menahan debit, terjadinya pendangkalan alur sungai akibat sedimentasi juga mempengaruhi terjadinya banjir. Perbaikan penampang yang meliputi pelebaran sungai dan pengerukan tidak cukup efektif karena terdapat pemukiman penduduk di daerah pinggir sungai yang dapat menghambat pembangunan. Maka dari itu diperlukan solusi lain agar masalah banjir akibat intrusi air laut ini dapat teratasi. Pembangunan bendung penahan intrusi pada hulu sungai pintasan adalah solusi paling efektif untuk mengatasi masalah banjir ini.

Studi perencanaan bendung ini dimulai dari perhitungan analisa hidrologi, tinggi muka air akibat intrusi air laut, hidraulika serta stabilitas konstruksinya. Berdasarkan hal tersebut, data-data mengenai pasang surut air laut, curah hujan, topografi serta geologi daerah studi sangat diperlukan.

Analisa dari tugas akhir ini adalah merencanakan bangunan bendung yang sesuai secara teknis sebagai upaya penanggulangan banjir di daerah aliran sungai Rawaan. Sebelum

merencanakan bendung dilakukan terlebih dahulu analisa hidrologi sehingga diketahui debit banjir untuk periode ulang 100 tahun adalah 750,034 m³/dt dan elevasi tertinggi muka air laut adalah +3,00 mdpl. Bendung direncanakan dengan spesifikasi mercu bulat setinggi 3 m, kolam peredam energi tipe vlughter, lebar efektif bendung 132,664 m, serta dilengkapi dinding penahan di bagian hulu dan hilir pangkal bendung.

Kata kunci : Bendung, banjir, intrusi

DESIGN OF FIXED WEIR AS A BARRIER FOR SEA WATER INTRUSION IN THE RAWAAN RIVER EASTUARY AT THE LUMAJANG REGENCY

Name : Erwin Widyanto Nugroho
NRP : 0311154000073
Departmen : Teknik Sipil FTSLK – ITS
Supervisor : Dr.Ir.Wasis Wardoyo.,M.Sc
Ir.Bambang Sarwono.,M.Sc

ABSTRACT

Flooding is regularly happens around the Rawaan River, Tempursari District, Lumajang Regency, East Java. The Rawaan River is a river that periodically causes flooding. Often during a tidal wave of sea water, the Rawaan River is unable to withstand discharge, the occurrence of siltation of river flows due to sedimentation also affects the occurrence of flooding. Improvement of cross section which includes widening the river and dredging is not effective enough because there are settlements in the riverbank area which can hamper development. Therefore, another solution is needed so that the problem of flooding due to sea water intrusion can be resolved. The construction of weirs on the upstream of the river eastuary is the most effective solution to overcome this flood problem.

This fixed weir design starts from the calculation of hydrological analysis, water level due to sea water intrusion, hydraulics and construction stability. Based on this, data on tides, rainfall, topography and geology of the study area are needed.

The analysis of this final project is to plan a weir building that is technically appropriate as a flood prevention effort in the Rawaan river basin. Before planning the weir, hodrology analysis is carried out so that it is known that the flood discharge for the

100-year return period is 750,034 m³/s and the highest sea level elevation is +3.00 masl. The weir is planned with the specifications of the round lighthouse as high as 3 m, the energy dampening pool type vlufter, the effective width of the 132,664 m, and equipped with retaining walls in the upstream and downstream of the weir.

Keywords : *Weir, flood, intrusion*

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, puji syukur penulis panjatkan kepada Allah Swt yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya sehingga tugas akhir ini dapat terselesaikan. Shalawat dan salam semoga selalu tercurah kepada Rasulullah Muhammad SAW beserta keluarga, sahabat dan orang-orang yang mengikuti risalah beliau hingga akhir zaman.

Alhamdulillah, setelah melalui perjuangan dengan berbagai kendala, akhirnya penulis diijinkan-Nya untuk menyelesaikan penyusunan tugas akhir yang berjudul **“Perencanaan Bendung Tetap Sebagai Penahan Intrusi Air Laut Pada Muara Sungai Rawaan Kabupaten Lumajang”**.

Penulisan tugas akhir ini penulis berusaha menampilkan segala kemampuan yang penulis miliki yang telah diperoleh selama mengikuti bangku perkuliahan beserta dengan bantuan dan dorongan dari dosen pembimbing dan pihak-pihak yang ikut membantu dalam penyelesaian tugas ini.

Penulis ingin mengucapkan terima kasih atas bantuan dan bimbingan kepada:

1. Bapak Dr. Ir. Wasis Wardoyo.,M.Sc., selaku dosen pembimbing 1.
2. Bapak Ir.Bambang Sarwono.,M.Sc, selaku dosen pembimbing 2
3. Sahabat dan rekan-rekan kuliah yang telah memberikan dukungan serta motivasi belajar.
4. Semua pihak yang telah membantu penulisan proposal tugas akhir ini.

Penulis juga memohon maaf apabila dalam penyusunan proposal tugas akhir ini ada beberapa kekurangan dan kesalahan karena keterbatasan yang dimiliki penulis. Sebagai akhir kata, penulis berharap semoga proposal tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis sendiri dan bagi pembaca sekalian, dan juga penulis mengharapkan saran dan kritik demi menyempurnakan kajian ini. Semoga penelitian yang telah dilakukan dapat menjadikan sumbangsih bagi kemajuan dunia riset Indonesia.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	iii
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xv
BAB I	1
PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Tujuan	3
1.4. Batasan Masalah.....	3
1.5. Manfaat	3
1.6. Lokasi Studi.....	4
BAB II	5
TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Teori Dasar Hidrologi.....	5
2.3 Penentuan Debit Banjir Rencana	6
2.3.1 Curah Hujan Daerah	6
2.3.2 Perencanaan Daerah Aliran Sungai (DAS)	7
2.3.3 Teori Perhitungan Curah Hujan Rencana.....	7
2.3.4 Teori Dasar Frekuensi.....	10
2.3.5 Teori Dasar Debit Banjir Rencana	17
2.4 Perencanaan Bangunan Utama	21
2.4.1 Pengertian Bendung.....	21
2.4.2 Klasifikasi Bendung	21
2.4.3 Komponen Utama Bendung.....	23
2.4.4 Syarat-Syarat Konstruksi Bendung.....	25
2.4.5 Tipe-Tipe Mercu Bendung.....	26
2.4.6 Perencanaan Tubuh Bendung	34
2.4.7 Bangunan Pengambilan dan Penguras	38
2.4.8 Gaya-Gaya yang Bekerja Pada Bendung	44

2.4.9	Stabilitas Konstruksi Bendung.....	49
2.5	Intrusi Air Laut	51
BAB III	57
METODOLOGI	57
3.1.	Jenis Perencanaan.....	57
3.2.	Tahap Persiapan Pembangunan Bendung	57
3.2.1	Penentuan Lokasi Bendung	57
3.2.2	Data – Data Yang Diperlukan.....	59
3.3.	Tahap Perencanaan Bendung.....	60
3.3.1	Perhitungan Debit	60
3.3.2	Perhitungan Pasang Surut Air Laut.....	60
3.3.3	Perencanaan Tubuh Bendung	60
3.3.4	Kontrol Stabilitas Bendung.....	63
3.4.	Kesimpulan dan Saran	64
3.5.	Jadwal Kegiatan	64
3.6.	Prosedur Perencanaan dan Pelaksanaan Bendung.....	65
BAB IV	67
ANALISIS HIDROLIKA	67
4.1	Umum.....	67
4.2	Perhitungan Data Curah Hujan	67
4.3	Perhitungan Parameter Statistik.....	73
4.4	Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	76
4.5	Pengujian Kecocokan	77
4.6	Perhitungan Debit Banjir Rencana.....	78
4.6.1	Metode <i>Haspers</i>	79
4.6.2	Metode Rasional	82
4.7	Analisa Pasang Surut Air Laut.....	86
BAB V	91
PERENCANAAN BANGUNAN UTAMA	91
5.1	Umum.....	91
5.2	Data Teknis	93
5.3	Perhitungan Hidrolis Bendung.....	93
5.3.1	Kemiringan Sungai Rata-Rata	93
5.3.2	Lebar Sungai Rata-Rata.....	94
5.3.3	Tinggi Mercu Bendung.....	94

5.3.4	Lebar Total Bendung	95
5.3.5	Lebar Efektif Bendung	96
5.3.6	Tinggi Muka Air Banjir di Hilir Bendung	97
5.3.7	Tinggi Air Maksimum Diatas Mercu	100
5.3.8	Arus Balik (<i>Back Water</i>).....	106
5.3.9	Perhitungan Kolam Peredam Energi	108
5.3.10	Gerusan Lokal (<i>Local Scouring</i>).....	111
5.3.11	Perhitungan Panjang Rembesan.....	114
5.3.12	<i>Uplift Pressure</i>	118
5.4	Perhitungan Stabilitas Bendung.....	123
5.4.1	Stabilitas Kondisi Muka Air Normal	124
5.4.2	Stabilitas Kondisi Muka Air Banjir	137
5.5	Perhitungan Stabilitas Tembok Pangkal	145
5.5.1	Tembok Pangkal Dihulu Mercu Bendung.....	145
5.5.2	Tembok Pangkal Dihilir Mercu Bendung	149
BAB VI		154
PENUTUP		155
6.1	Kesimpulan.....	155
6.2	Saran – Saran.....	156
BIODATA PENULIS		157
DAFTAR PUSTAKA		159

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Lokasi bendung	4
Gambar 2.1	Polygon Thiessen	9
Gambar 2.2	<i>Metode Isohyet</i>	10
Gambar 2.4	Bentuk-bentuk mercu	26
Gambar 2.5	Bendung dengan mercu bulat	27
Gambar 2.6	Tekanan pada mercu bendung bulat sebagai fungsi perbandingan $H1/r$	28
Gambar 2.7	Harga-harga koefisien $C0$ untuk bendung ambang bulat sebagai fungsi perbandingan $H1/r$	29
Gambar 2.8	Koefisien $C1$ sebagai fungsi perbandingan $P/H1$.	29
Gambar 2.9	Harga-harga koefisien $C2$ untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung (menurut USBR, 1960).....	30
Gambar 2.10	Faktor pengurangan aliran tengelam sebagai fungsi $H2/H1$	30
Gambar 2.11	Bendung dengan mercu Ogee (U.S.Army Corp of Engineers, Waterways Experimental Station).....	32
Gambar 2.12	Faktor koreksi untuk selain tinggi energi rencana pada bendung mercu Ogee (menurut (Chow, 1975), berdasarkan data USBR dan WES)	32
Gambar 2.13	Faktor pengurangan aliran tengelam sebagai fungsi $H2/H1$ dan $P2/H1$	33
Gambar 2.14	Lebar efektif mercu	35
Gambar 2.15	Metode angka rembesan Lane	37
Gambar 2.16	Tebal lantai kolam olak	38
Gambar 2.17	Tipe pintu pengambilan.....	40
Gambar 2.18	Geometri bangunan pengambilan	40
Gambar 2.19	Pintu penguras dibuka setinggi <i>onderspuier</i>	42
Gambar 2.20	Pintu penguras dibuka penuh.....	43
Gambar 2.21	Zona gempa indonesia.....	46

Gambar 2.22	Gaya angkat pada pondasi bendung	49
Gambar 4.1	DAS Rawaan	69
Gambar 4.2	Polygon Thiessen Bendung Sungai Rawaan	70
Gambar 4.3	Luas Catchment Area	71
Gambar 4.4	Grafik analisis pasang surut air laut	89
Gambar 5.1	Sketsa tinggi mercu bendung	95
Gambar 5.2	Sketsa lebar total bendung	96
Gambar 5.3	Sketsa lebar efektif bendung	97
Gambar 5.4	Profil Melintang Sungai	97
Gambar 5.5	Grafik Lengkung Debit di hilir bendung	99
Gambar 5.6	Sketsa tinggi muka air banjir dihilir bendung	100
Gambar 5.7	Koefisien C_0 untuk bendung ambang bulat	102
Gambar 5.8	Koefisien C_1 sebagai fungsi perbandingan	103
Gambar 5.9	Koefisien C_2 untuk bendung mercu tipe Ogee ..	103
Gambar 5.10	Grafik lengkung debit di atas mercu bendung ...	104
Gambar 5.11	Sketsa tinggi muka air banjir	105
Gambar 5.12	Sketsa arus balik	108
Gambar 5.13	Sketsa kolam peredam energi tipe <i>Vlughter</i>	110
Gambar 5.14	Sketsa <i>Local Scouring</i>	112
Gambar 5.15	Sketsa filter	114
Gambar 5.16	Sketsa panjang rembesan	118
Gambar 5.17	Sketsa tebal lantai peredam energi (normal)	121
Gambar 5.18	Sketsa tebal lantai peredam energi (banjir)	123
Gambar 5.19	Sketsa gaya akibat berat sendiri	124
Gambar 5.20	Sketsa diagram gaya <i>uplift pressure</i> (normal) ...	128
Gambar 5.21	Sketsa diagram daya dukung tanah (normal)	137
Gambar 5.22	Sketsa diagram gaya <i>uplift pressure</i> (banjir)	139
Gambar 5.23	Sketsa diagram daya dukung tanah (banjir)	145
Gambar 5.24	Sketsa tembok pangkal di hulu mercu bendung	146
Gambar 5.25	Sketsa tembok pangkal di hilir mercu bendung	150

DAFTAR TABEL

Tabel 2 1	Komponen harmonik pasang surut	52
Tabel 2 2	Dasar teori perhitungan elevasi pasang surut.....	54
Tabel 2 3	Jenis pasang surut berdasarkan bilangan Form.....	55
Tabel 3 1	Jadwal Kegiatan	64
Tabel 4.1	Data Curah Hujan Harian Maksimum (mm) Stasiun Tempursari.....	67
Tabel 4.2	Data Curah Hujan Harian Maksimum (mm) Stasiun Pronojiwo.....	68
Tabel 4.3	Data Curah Hujan Harian Maksimum (mm) Stasiun Supiturang.....	68
Tabel 4.4	Nilai koefisien <i>thiessen</i> pada <i>catchment area</i> bendung sungai Rawaan.....	72
Tabel 4.5	Data curah hujan harian maksimum rata-rata (mm) menggunakan metode <i>Polygon Thiessen</i>	73
Tabel 4.6	Perhitungan Parameter Statistik.....	74
Tabel 4.7	Perhitungan statistik logaritma	75
Tabel 4.8	Hasil rekapitulasi antara parameter statistik dan statistik logaritma	75
Tabel 4.9	Distribusi <i>Log Pearson Type III</i>	77
Tabel 4.10	Perhitungan uji distribusi dengan metode Smirnov- Kolmogorov	77
Tabel 4.11	Hasil hitungan metode Haspers.....	82
Tabel 4.12	Hasil hitungan metode Rasional.....	84
Tabel 4.13	Rekapitulasi Debit Banjir Rencana (m^3/dt)	85
Tabel 4.14	Observasi pasang surut air laut	87
Tabel 4.15	Analisis karakteristik pasang surut air laut.....	88
Tabel 4.16	Elevasi muka air rencana	89
Tabel 5.1	Lebar sungai per patok.....	94
Tabel 5.2	Perhitungan tinggi muka air banjir di hilir bendung	.98
Tabel 5.3	Perhitungan tinggi air banjir diatas mercu bendung	104

Tabel 5.4	Perhitungan arus balik (<i>Back Water</i>)	107
Tabel 5.5	Perhitungan panjang rembesan kondisi air normal .	116
Tabel 5.6	Perhitungan panjang rembesan kondisi air banjir ...	117
Tabel 5.7	Perhitungan momen akibat berat sendiri.....	125
Tabel 5.8	Perhitungan momen akibat gaya gempa	127
Tabel 5.9	Perhitungan gaya tekanan lumpur, tanah aktif dan tanah pasif	130
Tabel 5.10	Perhitungan momen akibat gaya hidrostatis.....	131
Tabel 5.11	Perhitungan momen akibat tekanan <i>uplift pressure</i> (Horizontal)	131
Tabel 5.12	Perhitungan momen akibat tekanan <i>uplift pressure</i> (Vertikal)	132
Tabel 5.13	Rekapitulasi gaya-gaya pada kondisi air normal	133
Tabel 5.14	Perhitungan momen akibat berat sendiri	137
Tabel 5.15	Perhitungan momen akibat gaya gempa.....	137
Tabel 5.16	Perhitungan gaya tekanan lumpur, tanah aktif & pasif	138
Tabel 5.17	Perhitungan momen akibat gaya hidrostatis.....	140
Tabel 5.18	Perhitungan momen akibat tekanan <i>uplift pressure</i> (Horizontal)	140
Tabel 5.19	Perhitungan momen akibat tekanan <i>uplift pressure</i> (Vertikal)	141
Tabel 5.20	Rekapitulasi gaya-gaya pada kondisi air banjir	142
Tabel 5.21	Perhitungan momen gaya vertikal tembok pangkal	146
Tabel 5.22	Perhitungan momen gaya horizontal tembok pangkal	147
Tabel 5.23	Perhitungan momen gaya vertikal tembok pangkal	150
Tabel 5.24	Perhitungan momen gaya horizontal tembok pangkal	151

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Banjir terjadi karena adanya dua faktor utama, yaitu faktor manusia dan faktor alam. Dari faktor manusia terutama dikarenakan perubahan tata guna lahan seperti perubahan daerah resapan air menjadi pemukiman dan perkebunan terutama dengan penanaman tanaman semusim seperti jagung, kacang dan kedelai. Disamping itu perawatan sistem drainase yang kurang baik dan seringnya masyarakat membuang sampah tidak pada tempatnya. Hal ini menyebabkan air yang harusnya meresap ke dalam tanah menjadi melimpas, erosi dan sedimentasi menjadi tinggi sehingga tampungan menjadi semakin kecil sehingga terjadilah banjir. Sedangkan faktor alam, antara lain disebabkan oleh intensitas curah hujan yang tinggi, luas daerah tangkapan sungai, jenis tanah dan morfologi sungai, serta intrusi air laut.

Demikian juga kondisi muara sungai Rawaan di Kabupaten Lumajang Jawa Timur terjadi pendangkalan dikarenakan banyaknya sedimentasi yang terbawa oleh aliran sungai baik dari sungai Rawaan sendiri maupun dari anak-anak sungai Rawaan. Perubahan fungsi lahan sangat berpengaruh banyak atas terjadinya pendangkalan sungai Rawaan. Adanya sungai pintasan juga mempengaruhi laju air sungai, dengan adanya sungai pintasan yang langsung mengarah kelaut membuat aliran pada sungai utama berubah kearah sungai pintasan, serta jika terjadi gelombang pasang, air laut akan masuk ke sungai pintasan dan mengakibatkan banjir. Sehingga butuh adanya penanganan perancangan bangunan konservasi pada sungai Rawaan.

Permasalahan yang menyebabkan banjir di daerah sekitar DAS Rawaan adalah karena perubahan fungsi tata guna lahan dimana dulunya air banyak yang diserap (infiltrasi). Dengan adanya perubahan tata guna lahan tersebut maka *surface runoff* menjadi besar yang menyebabkan sungai tidak mampu menampung debit air sehingga terjadi banjir, luapan, tanggul jebol, dan lain sebagainya. Faktor lain yang merupakan faktor utama yang mengakibatkan terjadinya banjir pada daerah sekitar sungai Rawaan adalah terjadinya *back water* atau intrusi air laut pada sungai pintasan pada saat gelombang pasang.

Melihat kasus diatas diperlukan upaya penanganan banjir yang bisa dilakukan dengan pengaturan debit. Usaha-usaha tersebut meliputi pengendalian debit, pengendalian intrusi dan sedimentasi. Untuk mengendalikan debit dilakukan upaya seperti pembuatan waduk, bendung dan normalisasi sungai Rawaan. Normalisasi sungai Rawaan yang dimaksud yaitu pengerukan dasar sungai atau pelebaran penampang dan perbaikan tanggul sehingga dapat menambah daya tampung sungai Rawaan. Sedangkan untuk upaya pengendalian intrusi dan sedimentasi dilakukan upaya dengan membangun sebuah bendung dibagian hulu sungai pintasan, sehingga aliran pada sungai utama tidak akan terganggu.

Dengan pertimbangan daerah pinggiran Sungai Rawaan sudah banyak dialih fungsikan sebagai tempat tinggal warga, yang berarti pembebasan lahan menjadi salah satu faktor kendala, maka solusi yang dipilih adalah dengan menutup akses aliran ke arah sungai pintasan dengan membuat bendung, sehingga *back water* atau intrusi air laut tidak akan masuk ke sungai utama dan pemukiman penduduk. Dengan adanya bendung, aliran pada sungai utama akan normal dan sedimentasi yang ada di sungai utama akan terbuang ke laut .

1.2. Rumusan Masalah

1. Berapa debit banjir rencana pada sungai utama?
2. Berapa elevasi tertinggi akibat pasang air laut yang masuk ke muara sungai?
3. Tipe bendung apa yang digunakan untuk menahan intrusi air laut?
4. Parameter apa saja yang digunakan untuk perhitungan keamanan dan kestabilan bendung?
5. Berapa dimensi bendung yang aman dan efisien untuk menahan intrusi air laut?

1.3. Tujuan

1. Menghitung debit banjir rencana menggunakan metode rasional dan *Haspers*
2. Menghitung elevasi tertinggi akibat pasang air laut yang masuk ke muara sungai
3. Menentukan tipe bendung yang paling efektif untuk menahan intrusi air laut
4. Menghitung kontrol stabilitas sesuai dengan *safety factor* yang disyaratkan
5. Menghitung dimensi bendung yang aman dan efisien untuk menahan intrusi air laut.

1.4. Batasan Masalah

Dalam tugas akhir ini akan dibatasi permasalahan pada :

1. Tidak menghitung sedimen Transport
2. Tidak menghitung biaya dan waktu pengerjaan
3. Tidak merencanakan normalisasi sungai

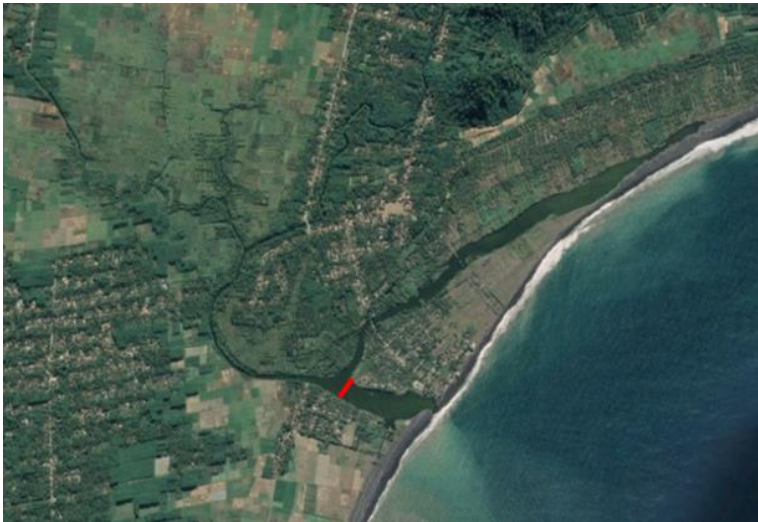
1.5. Manfaat

Manfaat dari tugas akhir ini adalah sebagai solusi dalam mengatasi masalah banjir akibat intrusi air laut pada saat terjadi

gelombang air pasang, dan dengan dibangun bendung, debit pada sungai utama akan mengalir dengan lancar sehingga dapat mengatasi sedimentasi yang terjadi pada hilir sungai utama.

1.6. Lokasi Studi

Bendung penahan intrusi ini berlokasi di Kecamatan Tempursari, Kabupaten Lumajang, Provinsi Jawa Timur. Lokasi ini terletak di kaki gunung Semeru seperti pada gambar 1.1.



Gambar 1.1 Lokasi bendung

Sumber: *Google Earth*

— = Lokasi titik bendung

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

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

Setiap daerah pengaliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran yang bersangkutan. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi bendung, perlu mengacu pada spesifikasi spesifikasi yang ada sesuai dengan karakteristik daerah aliran sungainya. Misalnya: letak topografi, luas DAS, data klimatologi, serta keadaan lingkungan. Pada bab ini dimaksudkan untuk memaparkan secara singkat mengenai dasar-dasar teori perencanaan bendung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapannya.

2.2 Teori Dasar Hidrologi

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi (hydrologic phenomena), seperti besarnya: curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai akan selalu berubah terhadap waktu (Soewarno, 1995), Data hidrologi dianalisis untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai fenomena hidrologi berdasarkan sebagian data hidrologi yang dikumpulkan. Untuk perencanaan bendung analisis hidrologi yang terpenting yaitu dalam menentukan debit banjir rencana.

Adapun langkah – langkah dalam analisis debit rencana adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) beserta luasnya dan STA penakarhujan di sekitarnya.
- b. Menentukan luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan.
- c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada.
- d. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun.
- e. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana diatas pada periode ulang T tahun.

2.3 Penentuan Debit Banjir Rencana

Pemilihan banjir rencana untuk bangunan air adalah suatu masalah yang sangat bergantung pada analisis statistik dari urutan kejadian banjir baik berupa debit air di sungai maupun hujan. Dalam pemilihan suatu teknik analisis penentuan banjir rencana tergantung dari data-data yang tersedia dan macam dari bangunan air yang akan dibangun (Soewarno, 1995).

2.3.1 Curah Hujan Daerah

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan pembuatan bendung. Ketetapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir rencana. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada waktu yang sama. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu

titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan area dan dinyatakan dalam mm (Sosrodarsono, 2003). Untuk memperoleh data curah hujan, maka diperlukan alat untuk mengukur yaitu penakar hujan dan pencatat hujan. Data curah hujan diperoleh dari stasiun-stasiun sekitar lokasi bendung dimana stasiun hujan tersebut masuk dalam DAS.

2.3.2 Perencanaan Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah Aliran Sungai (catchment area, basin, watershed) adalah semua daerah dimana semua airnya yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju ke dalam suatu sungai yang dimaksudkan. Aliran air tersebut tidak hanya berupa air permukaan yang mengalir di dalam alur sungai, tetapi termasuk juga aliran di lereng-lereng bukit yang mengalir menuju alur sungai sehingga daerah tersebut dinamakan daerah aliran sungai. Daerah ini umumnya dibatasi oleh batas topografi, yang berarti ditetapkan berdasarkan air permukaan. Batas ini tidak ditetapkan berdasarkan air bawah tanah karena permukaan air tanah selalu berubah sesuai dengan musim dan tingkat kegiatan pemakaian (Sri Harto, 1993).

2.3.3 Teori Perhitungan Curah Hujan Rencana

Dalam penentuan curah hujan data dari pencatat atau penakar hanya didapatkan curah hujan di suatu titik tertentu (point rainfall). Jika di dalam suatu areal terdapat beberapa alat penakar atau pencatat curah hujan, maka dapat diambil nilai rata-rata untuk mendapatkan nilai curah hujan areal. Untuk mendapatkan harga curah hujan areal dapat dihitung dengan beberapa metode:

a. Metode Rata-rata Aljabar

Metode perhitungan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (arithmetic mean) pengukuran curah hujan di stasiun hujan di dalam area tersebut. Metode ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika topografi rata atau datar, stasiun hujan banyak dan tersebar secara merata di area tersebut serta hasil

penakaran masing-masing stasiun hujan tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh stasiun hujan diseluruh area.

Rumus :

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

(Suyono Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 2003, hal:27)

Dimana:

\bar{R} = Curah hujan rata-rata DAS (mm)

R1, R2, Rn = Curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

n = Banyaknya stasiun hujan

b. Metode Thiessen

Cara ini berdasarkan atas rata-rata timbang (weighted average).

Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan mengambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar.

Rumus :

$$\bar{R} = \frac{A_1.R_1+A_2.R_2+\dots+A_n.R_n}{A_1+A_2+\dots+A_n} \dots\dots\dots(2)$$

((CD.Soemarto, 1999), hal:11)

Persamaan diatas dapat ditulis menjadi persamaan dibawah ini:

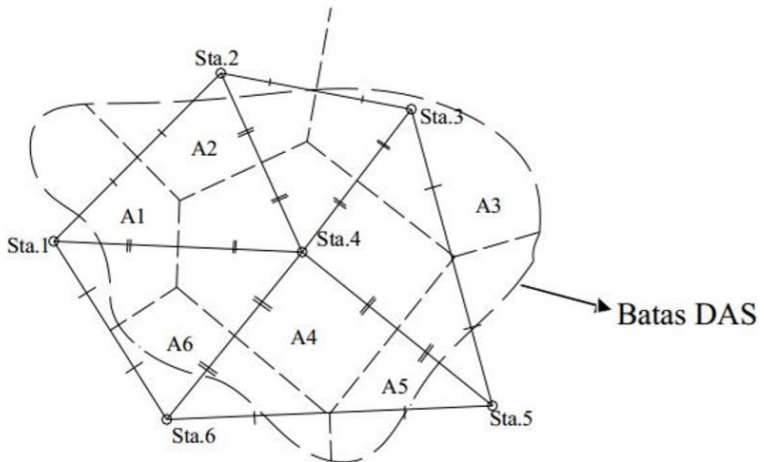
$$\bar{R} = R_1. C_1 + R_2. C_2 + \dots + R_n. C_n$$

Dimana:

\bar{R} = Curah hujan rata-rata DAS (mm)

R1, R2, Rn = Curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

A1, A2, An = Luas daerah pengaruh dari stasiun hujan (km²)



Gambar 2.1 Polygon Thiessen
Sumber: (CD.Soemarto, 1999)

Metode Thiessen dipandang cukup baik karena memberikan koreksi terhadap kedalaman hujan sebagai fungsi luas daerah yang diwakili. Akan tetapi metode ini dipandang belum memuaskan karena pengaruh topografi tidak nampak. Demikian juga apabila ada salah satu stasiun hujan tidak berfungsi, misalnya rusak atau data tidak benar, maka poligon harus diubah (Sri Harto,1993).

c. Metode *Isohyet*

Pada metode ini, dengan data curah hujan yang ada dibuat garisgaris yang merupakan daerah yang mempunyai curah hujan yang sama (*isohyet*), seperti Gambar 2.2 Kemudian luas bagian di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur, dan harganya rata-ratanya dihitung sebagai rata-rata timbang dari nilai kontur, kemudian dikalikan dengan masing-masing luasnya. Hasilnya dijumlahkan dan dibagi dengan luas total daerah maka akan didapat curah hujan areal yang dicari.

Rumus :

$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1+R_2}{2} \cdot A_2 + \frac{R_2+R_3}{2} \cdot A_3 + \dots + \frac{R_{n-1}+R_n}{2} \cdot A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(3)$$

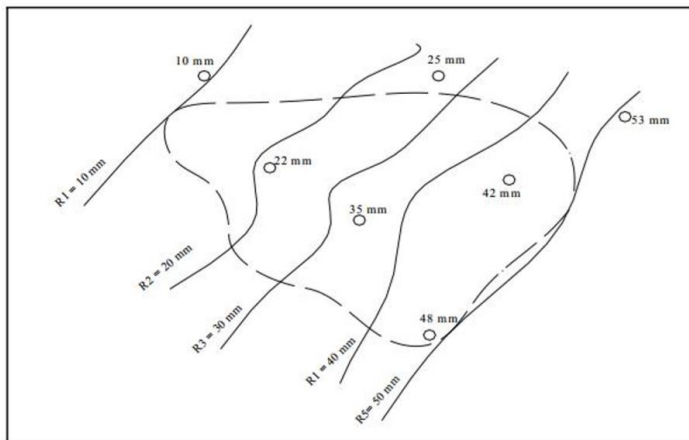
((CD.Soemarto, 1999), hal:11)

Dimana:

\bar{R} = Curah hujan rata-rata DAS (mm)

R_1, R_2, R_n = Curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

A_1, A_2, A_n = Luas daerah pengaruh dari stasiun hujan (km²)



Gambar 2.2 Metode Isohyet

Cara ini adalah cara yang paling teliti untuk mendapatkan hujan daerah rata-rata, tetapi memerlukan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat. Pada menggambar garis-garis Isohyet sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan (Sosrodarsono Suyono, 2010).

2.3.4 Teori Dasar Frekuensi

Dari curah hujan rata-rata dari berbagai stasiun yang ada di daerah aliran sungai, selanjutnya dianalisis secara statistik untuk

mendapatkan pola sebaran data curah hujan yang sesuai dengan pola sebaran data curah hujan rata-rata.

2.3.4.1 Pemilihan Jenis Sebaran

Ada berbagai macam distribusi teoritis yang kesemuanya dapat dibagi menjadi dua yaitu distribusi diskrit dan distribusi kontinyu. Yang diskrit adalah binomial dan poisson, sedangkan yang kontinyu adalah Normal, Log Normal, Pearson dan Gumbel (CD.Soemarto, 1999). Berikut ini adalah beberapa macam distribusi yang sering digunakan untuk menganalisis probabilitas banjir,yaitu:

a. Distribusi Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan. Sebaran normal atau kurva normal disebut pula sebaran Gauss. Rumus yang digunakan dalam perhitungan adalah:

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{1/2\left(\frac{X-\mu}{\sigma}\right)^2} \dots\dots\dots(4)$$

((Soewarno, 1995), hal:107)

Dimana:

$P(X)$ = Nilai logaritmik dari X atau $\log(X)$

= 3,14156

e = 2,71828

X = Variabel acak kontinu

= Rata-rata nilai X = Standar deviasi nilai X

b. Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal, merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai logaritmik varian X. Distribusi ini dapat diperoleh juga dari distribusi Log Pearson Tipe III, apabila nilai koefisien kemencengan $C_s = 0,00$. Metode Log Normal apabila

digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus (Soewarno, 1995) :

$$X_T = X + (K \cdot S_d) \dots \dots \dots (5)$$

Dimana:

X_T = Curah hujan dengan periode ulang T tahun (mm)

\bar{x} = Hargarata-rata curah hujan (mm)

S_d = Standar deviasi (simpangan baku)

k = Nilai variabel reduksi Gauss periode ulang T tahun.
(Lampiran2.1)

c. Distribusi Gumbel Tipe I

Distribusi Gumbel Tipe I digunakan untuk analisis data maksimum, misal untuk analisis frekuensi banjir.

$$X_T = \bar{x} + \frac{S_n}{S_d} \cdot (Y_T - Y_n) \dots \dots \dots (6)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{x})^2}{n-1}} \dots \dots \dots (7)$$

Hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dapat dihitung dengan rumus :

Untuk $T = 20$, maka : $Y = \ln T$

$$Y = \ln \left[-\ln \frac{T-1}{T} \right] \dots \dots \dots (8)$$

(CD. Soemarto, 1999), hal:11)

Dimana:

X_T = Nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun.

\bar{x} = Nilai rata-rata hujan

S = Standar deviasi (simpangan baku)

Y_T = Nilai reduksi variat (*reduced variate*) dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang T tahun

- Yn = Nilai rata-rata dari reduksi variat (*reduce mean*) nilai nya tergantung dari jumlah data (n)
- Sn = Deviasi standar dari reduksi variat (*reduced standart deviation*) nilainya tergantung dari jumlah data (n).
Nilai Yn dan Sn (Lampiran2.2)

d. Distribusi *Log Pearson Type III*

Distribusi *Log Pearson Type III* Digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk sebaran Log Pearson tipe III merupakan hasil transformasi dari sebaran Pearson tipe III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik. Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

1. Mengubah data curah hujan sebanyak n buah X1,X2,X3,...Xn menjadi log (X1), log (X2), log (X3),....., log (Xn).
2. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\text{Log (X)} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \dots\dots\dots(9)$$

Dimana :
 Log (x̄) = Harga rata-rata logaritmik
 n = Jumlah data
 Xi = Nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R24 maks)

3. Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log(X_i) - \log(\bar{x}))^2}{n-1}} \dots\dots\dots(10)$$

Dimana :
 S = Standar deviasi

4. Menghitung koefisien *skewness* (C_s) dengan rumus :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(X) - \log(\bar{x}))^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots(11)$$

Dimana :

C_s = koefisien *skewness*

5. Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus :

$$\begin{aligned} \text{Log}Y &= \text{Log}\bar{x} + k.S \dots\dots\dots(12) \\ X_t &= 10^{(\text{log}Y)} \end{aligned}$$

Dimana :

X_t = Curah hujan rencana periode ulang T tahun

k = Harga yang diperoleh berdasarkan nilai C_s

S = Standar deviasi

Nilai k (Lampiran 2.3)

Distribusi Log Pearson III, mempunyai koefisien kemencengan (Coefisien of skewnes) atau $C_s \neq 0$. Setelah pemilihan jenis sebaran dilakukan maka prosedur selanjutnya yaitu mencari curah hujan rencana periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, dan 100 tahun (Soewarno, 1995).

2.3.4.2 Pengujian Kecocokan

Pengujian kecocokan sebaran ini digunakan untuk menguji sebaran data apakah memenuhi syarat untuk data perencanaan. Pengujian kecocokan sebaran ini dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu Chi-Kuadrat ataupun dengan Smirnov-Kolmogorov. Umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan

kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya (Soewarno, 1995).

a. Uji keselarasan Distribusi/*Chi-kuadrat* :

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

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots \dots \dots (13)$$

((Soewarno, 1995), hal: 194)

Dimana:

X^2 = Harga *Chi-kuadrat* terhitung

O_i = Jumlah data yang teramati terdapat pada sub kelompok ke-i

E_i = Jumlah data yang secara teoritis terdapat pada Sub kelompok ke-i

G = Jumlah sub kelompok

Adapun prosedur pengujian *Chi-kuadarat* adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi G sub-group, tiap-tiap sub-*group* minimal terdapat empat buah data pengamatan
3. Hitung jumlah pengamatan yang teramati didalam tiap-tiap sub-*group* (O_i).
4. Hitung jumlah atau banyaknya data yang secara teoritis ada di tiap-tiap sub-*group* (E_i).
5. Tiap-tiap sub-*group* hitung nilai :
 $(O_i - E_i)$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$.
6. Jumlah seluruh G sub-*group* nilai $\sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai *Chi-kuadrat* yang dihitung.

7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G-R-1$ (nilai $R=2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R=1$, untuk distribusi Poisson).

Dapat disimpulkan bahwa setelah diuji dengan *Chi-kuadrat* pemilihan jenis sebaran memenuhi syarat distribusi, maka curah hujan rencana dapat dihitung. Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

1. Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
3. Apabila peluang lebih kecil dari 1% - 5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu penambahan data.

b. Uji Smirnov-Kolmogorov

Pengujian kecocokan sebaran dengan cara ini dinilai lebih sederhana dibanding dengan pengujian dengan cara *Chi-Kuadrat*. Dengan membandingkan kemungkinan (*probability*) untuk setiap variat, dari distribusi empiris dan teoritisnya, akan terdapat perbedaan (Δ) tertentu (Soewarno, 1995) Apabila harga Δ ma yang terbaca pada kertas probabilitas kurang dari Δ kritis untuk suatu derajat nyata dan banyaknya variat tertentu, maka dapat disimpulkan bahwa penyimpangan yang terjadi disebabkan oleh kesalahan-kesalahan yang terjadi secara kebetulan (Soewarno, 1995). Prosedur uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* adalah:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya nilai masing-masing data tersebut:
 $X_1 \rightarrow P(X_1)$
 $X_2 \rightarrow P(X_2)$
 $X_m \rightarrow P(X_m)$
 $X_n \rightarrow P(X_n)$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya):
 - $X_1 \rightarrow P'(X_1)$
 - $X_2 \rightarrow P'(X_2)$
 - $X_m \rightarrow P'(X_m)$
 - $X_n \rightarrow P'(X_n)$
3. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis. $D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorof test*), tentukan harga D_0 .

2.3.5 Teori Dasar Debit Banjir Rencana

Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana sebagai dasar perencanaan konstruksi bendung adalah sebagai berikut:

2.3.5.1 Metode Rasional

Perhitungan metode rasional menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Q = \frac{1}{3,6} f \cdot r \cdot A \dots \dots \dots (14)$$

(*Ir.Joesron Loebis.M.Eng, 1987. hal: IV-3*)

Dimana :

Q = Debit banjir rencana (m^3/det)

f = Koefisien pengaliran

i = Intensitas hujan selama t_{jam} (mm/jam)

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24} \right) \left(\frac{24}{t_c} \right)^{2/3}$$

$$T = \frac{1}{W}$$

T = Waktu konsentrasi (jam)

W = $72 [H/L]^{0,66}$ (km/jam)

W = $20 [H/L]^{0,66}$ (m/dt)

- W = waktu kecepatan perambatan (m/det atau Km/jam)
 I = Jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau (Km)
 A = Luas DAS (Km²)
 H = Beda tinggi ujung hulu dengan titik tinggi yang ditinjau (m)

Koefisien pengaliran (f) tergantung tergantung dari beberapa faktor antara lain jenis tanah, kemiringan, luas dan bentuk pengaliran sungai. (Lampiran 2.4)

2.3.5.2 Metode Weduwen

Rumus dari metode Weduwen adalah sebagai berikut:

$$Q_t = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots \dots \dots (15)$$

(*Ir. Joesron Loebis. M. Eng, 1987. hal: IV-3*)

Dimana :

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7}$$

$$\beta = \frac{120 + ((t + 1)(t + 9))A}{120 + A}$$

$$t = 0.125LQ^{-0.125}I^{-0.25}$$

Dimana :

- Q_t = Debit banjir rencana (m³/det)
 R_n = Curah hujan maksimum (mm/hari)
 α = Koefisien pengaliran (run off)
 β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
 Q_n = Debit persatuan luas (m³/det.Km²)
 t = Waktu konsentrasi (jam)
 A = Luas daerah pengaliran (Km²) L = Panjang sungai (Km)
 I = Gradien sungai atau medan yaitu kemiringan rata-rata sungai (10% bagian hulu dari panjang sungai tidak

dihitung. Beda tinggi dan panjang diambil dari suatu titik 0,1 L dari batas hulu DAS).

Adapun syarat dalam perhitungan debit banjir dengan metode Weduwen adalah sebagai berikut:

A = Luas daerah pengaliran <100 Km²

T = 1/6 samai 12 jam

Langkah kerja perhitungan Metode Weduwen:

1. Hitung A, L dan I dari peta garis tinggi DAS, substitusikan kedalam persamaan.
2. Buat harga perkiraan untuk Q1 dan gunakan persamaan diatas untuk menghitung besarnya t, qn, α dan β .
3. Setelah besarnya t, qn, α dan β didapat kemudian dilakukan iterasi perhitungan untuk Q2.
4. Ulangi perhitungan sampai dengan Qn = Qn-1 atau mendekati nilai tersebut.

2.3.5.3 Metode Haspers

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode Haspers digunakan persamaan sebagai berikut:

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot qn \cdot A \dots \dots \dots (16)$$

(Ir.JoesronLoebis.M.Eng,1987.hal:IV-3)

Dimana :

$$\alpha = \frac{1 + 0.012 \times F^{0.7}}{1 + 0.075 \times F^{0.7}}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,7 \times 10^{-4}}{T^2 + 15} \times \frac{F^{0.75}}{12}$$

$$t = 0,1 \times L^{0,8} \times i^{-0,3}$$

Intensitas hujan :

- Untuk $t < 2$ jam :

$$R_t = \frac{tR_{24}}{t + 1 - 0.0008 \cdot (260 - R_{24})(2 - T)^2}$$

- Untuk $2 \text{ jam} \leq t \leq 19 \text{ jam}$:

$$R_t = \frac{tR_{24}}{t + 1}$$

- Untuk $19 \text{ jam} \leq t \leq 30 \text{ jam}$:

- $R_t = 0,707 R_{24} \sqrt{t} + 1$

Dimana t dalam jam dan R_t, R_{24} (mm)

Hujan maksimum :

$$Q_n = \frac{R_n}{3,6t}$$

Dimana t dalam (jam), q ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{dt}$)

Dimana :

f = Luas ellips yang mengelilingi DPS dengan sumbu panjang tidak lebih dari 1,5 kali sumbu pendek (Km^2)

t = Waktu konsentrasi (jam)

L = Panjang sungai (Km)

I = Kemiringan rata-rata sungai

Q_t = Debit banjir rencana (m^3/det)

R_n = Curah hujan maksimum (mm/hari)

Q_n = Debit persatuan luas ($\text{m}^3/\text{det} \cdot \text{Km}^2$)

Adapun langkah-langkah dalam menghitung debit puncak adalah sebagai berikut:

1. Menentukan besarnya curah hujan sehari (R_h rencana) untuk periode ulang rencana yang dipilih.
2. Menentukan koefisien runoff (β) untuk daerah aliran sungai.
3. Menghitung A, L, I, F untuk daerah aliran sungai.
4. Menghitung nilai t (waktu konsentrasi).
5. Menghitung β, R_t, q_n dan $Q_t = \beta \alpha q_n A$.

2.4 Perencanaan Bangunan Utama

2.4.1 Pengertian Bendung

Definisi bendung menurut analisa upah dan bahan BOW (*Burgerlijke Openbare Werken*), bendung adalah bangunan air beserta kelengkapannya yang dibangun melintang sungai untuk meninggikan taraf muka air sehingga dapat dialirkan secara gravitasi ke tempat yang membutuhkan. Fungsi utama dari bendung adalah untuk meninggikan elevasi muka air dari sungai yang dibendung sehingga air bisa disadap dan dialirkan ke saluran lewat bangunan pengambilan (*intake structure*), dan untuk mengendalikan aliran, angkutan sedimen dan geometri sungai sehingga air dapat dimanfaatkan secara aman, efisien, dan optimal. ((Mawardi & Memed, 2010), Hal 4.

Berdasarkan Standar Nasional Indonesia 03-2401-1991 tentang pedoman perencanaan hidrologi dan hidrolika untuk bangunan di sungai adalah bangunan ini dapat didesain dan dibangun sebagai bangunan tetap, bendung gerak, atau kombinasinya, dan harus dapat berfungsi untuk mengendalikan aliran dan angkutan muatan di sungai sedemikian sehingga dengan menaikkan muka airnya, air dapat dimanfaatkan secara efisien sesuai dengan kebutuhannya.

Berdasarkan definisi di atas, dapat disimpulkan bahwa bendung adalah bangunan melintang sungai yang berfungsi untuk meninggikan muka air sungai sehingga air bisa disadap dan dialirkan ke saluran lewat bangunan pengambilan (*intake structure*).

2.4.2 Klasifikasi Bendung

Adapun klasifikasi bendung sebagai berikut:

a. Bendung berdasarkan fungsinya:

1. Bendung penyadap, digunakan sebagai penyadap aliran sungai untuk berbagai keperluan seperti untuk irigasi, air baku dan sebagainya.
 2. Bendung pembagi banjir, dibangun di percabangan sungai untuk mengatur muka air sungai, sehingga terjadi pemisahan antara debit banjir dan debit rendah sesuai dengan kapasitasnya.
 3. Bendung penahan pasang, dibangun dibagian sungai yang dipengaruhi pasang surut air laut antara lain untuk mencegah masuknya air asin.
- b. Bendung berdasarkan tipe strukturnya:
1. Bendung tetap, bendung tetap adalah jenis bendung yang tinggi pembendungannya tidak dapat diubah, sehingga muka air di hulu bendung tidak dapat diatur sesuai yang dikehendaki. Pada bendung tetap elevasi muka air di hulu bendung berubah sesuai dengan debit sungai yang sedang melimpas (muka air tidak bisa diatur naik ataupun turun). Bendung tetap biasanya dibangun pada daerah hulu sungai. Pada daerah hulu sungai kebanyakan tebing-tebing sungai relative lebih curam dari pada di daerah hilir.
 2. Bendung gerak, bendung gerak adalah jenis bendung yang tinggi pembendungannya dapat diubah sesuai yang dikehendaki. Pada bendung gerak elevasi muka air di hulu bendung dapat dikendalikan naik atau turun sesuai yang dikehendaki dengan membuka atau menutup pintu air. Bendung gerak biasanya dibangun pada hilir sungai atau muara.
- c. Bendung berdasarkan dari segi sifatnya:
1. Bendung permanen, seperti bendung pasangan batu, beton, dan kombinasi beton dan pasangan batu.
 2. Bendung semi permanen, seperti bendung bronjong.
 3. Bendung darurat, yang dibuat oleh masyarakat pedesaan seperti bendung tumpukan batu dan sebagainya (Sosrodarsono Suyono, 2010).

2.4.3 Komponen Utama Bendung

Bendung tetap yang terbuat dari pasangan batu untuk terdiri atas berbagai komponen, yaitu:

a. Tubuh Bendung (*Weir*)

Tubuh bendung merupakan struktur utama bendung yang berfungsi untuk membendung aliran sungai dan menaikkan tinggi muka air sungai dari elevasi awal yang terbuat dari beton, pasangan batu, urugan tanah atau bronjong. Bangunan ini merupakan bagian yang selalu atau boleh dilewati air baik dalam keadaan normal maupun air banjir, serta harus aman terhadap tekanan air, tekanan akibat gempa dan tekanan akibat berat sendiri.

b. Pintu Pengambilan (*intake*)

Pintu pengambilan merupakan bagian bendung yang berfungsi untuk mengatur banyaknya air yang masuk ke saluran. Pada bendung, pintu pengambilan bisa terdiri dari dua unit, yaitu kanan dan kiri dan bisa juga hanya satu unit, tergantung dari letak daerah yang akan diairi.

c. Pintu Penguras

Pintu penguras berfungsi untuk menguras bahan-bahan endapan yang terbawa aliran sungai. Pintu penguras biasanya berada pada sebelah kiri atau sebelah kanan bendung atau kadang-kadang pada kiri dan kanan bendung tergantung pada letak pintu pengambilan. Bila pintu pengambilan terletak pada sebelah kiri bendung, maka pintu penguras juga terletak di sebelah kiri bendung dan begitu sebaliknya bila pintu pengambilan terletak pada sebelah kanan bendung, maka pintu penguras juga terletak di sebelah kanan bendung. Apabila pintu pengambilan ada dua buah, akan tetapi pintu penguras hanya satu, hal ini terjadi jika salah satu pintu pengambilan melewati tubuh bendung.

d. Kantong Lumpur

Kantong lumpur berfungsi untuk mengendapkan fraksi-fraksi sedimen yang lebih besar dari fraksi pasir halus (0.06 mm

sampai 0,07 mm) dan biasanya ditempatkan persis disebelah hilir bangunan pengambilan. Bahan-bahan yang telah mengendap dalam kantong lumpur kemudian dibersihkan secara berkala melalui saluran pembilas.

e. Kolam Peredam Energi

Bila kita membuat bendung pada aliran sungai baik pada palung maupun pada sodetan, maka pada sebelah hilir bendung akan terjadi loncatan air. Kecepatan pada daerah itu masih tinggi, hal ini akan menimbulkan gerusan setempat (*local scouring*). Untuk meredam kecepatan yang tinggi itu dibuat suatu konstruksi peredam energi. Bentuk hidrolis peredam energi merupakan suatu pertemuan antara penampang miring, lengkung, dan lurus. Secara garis besar, konstruksi peredam energi dibagi menjadi beberapa tipe, yaitu:

1. Tipe *vlughter*

Peredam energi tipe ini dipakai pada tanah aluvial dengan aliran sungai tidak membawa batuan besar. Bentuk hidrolis kolam ini akan dipengaruhi oleh tinggi energi di hulu di atas mercu dan perbedaan energi di hulu dengan muka air banjir hilir.

2. Tipe *schoklitsch*

Peredam tipe ini mempunyai bentuk hidrolis yang sama sifatnya dengan peredam energi tipe *vlughter*. Bentuk hidrolis kolam peredam energi ini dipengaruhi oleh tinggi energi di atas mercu dan perbedaan tinggi energi di hulu dengan muka air banjir di hilir.

3. Tipe *bucket*

Kolam peradam energi ini terdiri dari tiga tipe, yaitu *solid bucket*, *slotted rooler bucket* atau *dentated roller bucket* dan *sky jump*. Ketiga tipe ini mempunyai bentuk hampir sama dengan tipe *vlughter*, namun perbedaannya ada ujung ruang olakan. Peredam tipe bucket digunakan jika sungai membawa batuan sebesar kelapa (*boulder*).

4. Tipe USBR

Kolam peredam energi tipe ini biasanya dipakai untuk head drop yang lebih tinggi dari 10 meter. Tipe USBR terdiri dari empat tipe yaitu USBR tipe I, USBR tipe II, USBR tipe III dan USBR tipe IV. Pemilihan tipe USBR ini tergantung pada besar nilai *froude* dan debit aliran.

5. Tipe the SAF *stilling basin* (SAF = *Saint Anthony Falls*)

Kolam peredam energi tipe ini memiliki bentuk trapesium yang berbeda dengan bentuk tipe peredam energi lain (berbentuk melebar). Bentuk hidrolis tipe ini mensyaratkan bilangan *Froude* berkisar antara 1,7 sampai dengan 17. Pada pembuatan kolam ini dapat diperhatikan bahwa panjang kolam dan tinggi loncatan dapat di reduksi sekitar 80% dari seluruh perlengkapan. Kolam ini akan lebih pendek dan lebih ekonomis akan tetapi mempunyai kelemahan yaitu keselamatan rendah (*Open Channel Hidraulics, V.T.Chow: 417-420*).

f. Bangunan Pelengkap

Bangunan pelengkap lain yang harus ada pada bendung antara lain yaitu tembok pangkal, sayap bendung, lantai udik dan dinding tirai, pengarah arus tanggul banjir dan tanggul penutup atau tanpa tanggul, penangkap sedimen atau tanpa penangkap sedimen, tangga, penduga muka air, dan sebagainya. ((Mawardi & Memed, 2010), Hal 7).

2.4.4 Syarat-Syarat Konstruksi Bendung

Syarat-syarat konstruksi bendung harus memenuhi beberapa faktor yaitu:

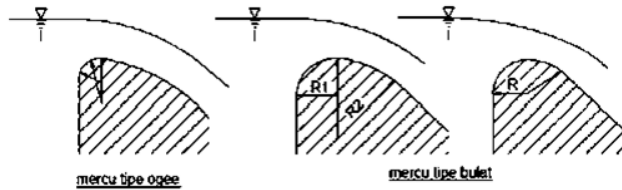
- a. Bendung harus stabil dan mampu menahan tekanan air pada waktu banjir.
- b. Pembuatan bendung harus memperhitungkan kekuatan daya dukung tanah di bawahnya.
- c. Bendung harus dapat menahan bocoran (*seepage*) yang disebabkan oleh aliran air sungai dan aliran air yang meresap ke dalam tanah.

- d. Bentuk peluap harus diperhitungkan, sehingga air dapat membawa pasir, kerikil dan batu-batu dari sebelah hulu dan tidak menimbulkan kerusakan pada tubuh bendung.

2.4.5 Tipe-Tipe Mercu Bendung

Mercu bendung harus didesain sederhana sesuai dengan kriteria desain untuk memudahkan pelaksanaan, mercu bendung dapat didesain dengan mercu bulat atau ambang lebar. Kriteria desain yang dimaksud menyangkut parameter aliran, debit rencana untuk kapasitas limpah dan benturan.

Di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe mercu untuk bendung pelimpah: tipe *Ogee* dan tipe bulat.



Gambar 2.3 Bentuk-bentuk mercu

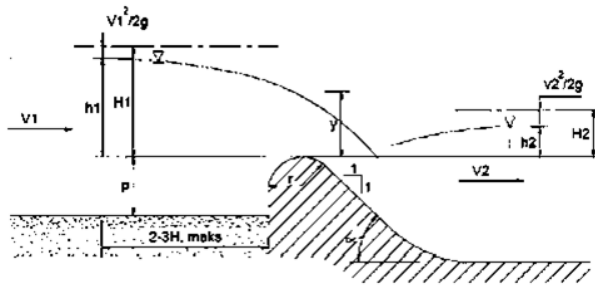
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 39)

Kedua bentuk mercu tersebut dapat dipakai baik untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya. Kemiringan maksimum muka bendung bagian hilir yang dibicarakan di sini berkemiringan (1) satu banding (1) satu batas bendung dengan muka hilir vertikal mungkin menguntungkan jika bahan pondasinya dibuat dari batu keras dan tidak diperlukan kolam olak. Dalam hal ini kavitasasi dan aerasi tirai luapan harus diperhitungkan dengan baik.

a. Mercu Bulat

Bendung dengan mercu bulat (Gambar 2.5) memiliki harga koefisiensi debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisiensi bendung ambang lebar. Pada sungai, ini akan

banyak memberikan keuntungan karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisiensi debit menjadi lebih tinggi karena lengkung streamline dan tekanan negatif pada mercu. Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara H_1 dan r (H_1/r). Untuk bendung dengan dua jari-jari (R_2), jari-jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit. Untuk menghindari bahaya kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai -4 m tekanan air jika mercu terbuat dari beton; untuk pemasangan batu tekanan subatmosfir sebaiknya dibatasi sampai -1 m tekanan air.



Gambar 2.4 Bendung dengan mercu bulat
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 40)

Dari Gambar 2.9 tampak bahwa jari-jari mercu bendung pasangan batu akan berkisar antara 0,3 sampai 0,7 kali H_{1maks} dan untuk mercu bendung beton dari 0,1 sampai 0,7 kali H_{1maks} Persamaan tinggi energi-debit untuk bendung ambang pendek dengan pengontrol segi empat adalah:

$$Q = C_d \cdot 2/3 \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g b} \cdot H_{1^{1,5}} \dots\dots\dots(17)$$

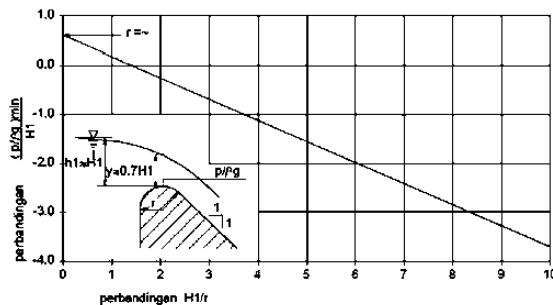
Dimana :

- Q = Debit (m^3/det)
- C_d = Koefisien debit ($C_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$)
- g = Percepatan gravitasi (m/dt) = 9,8
- b = Panjang mercu (m)
- H_1 = Tinggi energi diatas mercu (m)

Koefisien debit C_d adalah hasil dari:

- C_0 yang merupakan fungsi H_1/r (Gambar 2.7)
- C_1 yang merupakan fungsi p/H_1 (Gambar 2.8), dan
- C_2 yang merupakan fungsi p/H_1 dan kemiringan mukan hulu bendung (Gambar 2.9)

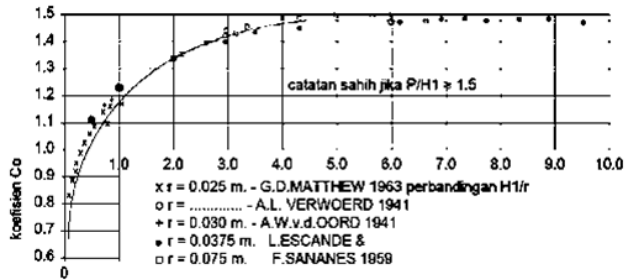
C_0 mempunyai harga maksimum 1,49 jika H_1/r lebih dari 5,0 seperti diperlihatkan pada Gambar 2.7



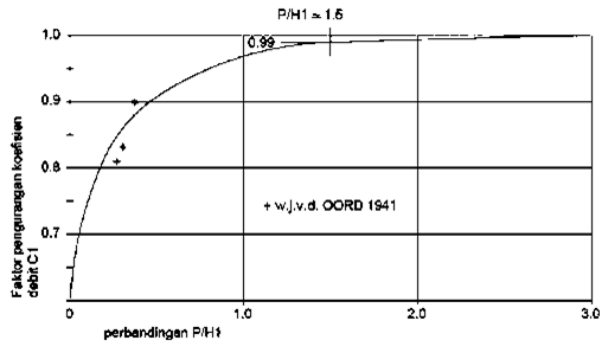
Gambar 2.5 Tekanan pada mercu bendung bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r

(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 41)

Harga-harga C_0 pada Gambar 2.7 sah (valid) apabila mercu bendung cukup tinggi di atas rata-rata alur pengarah ($p/H_1 \geq$ sekitar 1,5). Dalam tahap perencanaan p dapat diambil setengah jarak dari mercu sampai dasar rata-rata sungai sebelum bendung tersebut dibuat. Untuk harga-harga p/h_1 yang kurang dari 1,5, maka Gambar 2.8 dapat dipakai untuk menemukan faktor pengurangan C_1 .

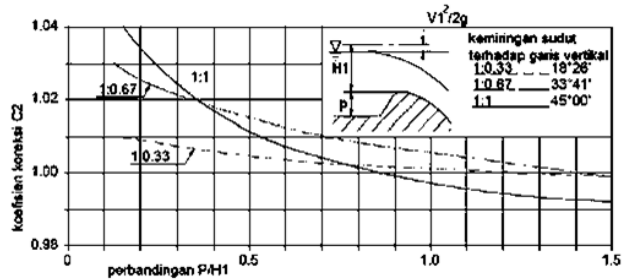


Gambar 2.6 Harga-harga koefisien C_0 untuk bendung ambang bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 41)



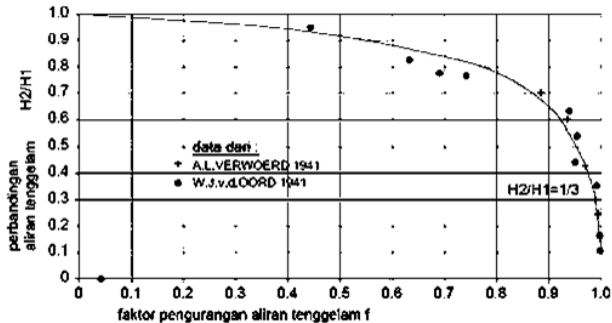
Gambar 2.7 Koefisien C_1 sebagai fungsi perbandingan P/H_1
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 42)

Harga-harga koefisien koreksi untuk pengaruh kemiringan muka bendung bagian hulu terhadap debit diberikan pada Gambar 2.9. Harga koefisien koreksi, C_2 , diandaikan kurang lebih sama dengan harga faktor koreksi untuk bentuk-bentuk mercu tipe Ogee.



Gambar 2.8 Harga-harga koefisien C_2 untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung (menurut USBR, 1960)
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 42)

Harga-harga faktor pengurangan aliran tenggelam f sebagai fungsi perbandingan tenggelam dapat diperoleh dari Gambar 2.10. Faktor pengurangan aliran tenggelam mengurangi debit dalam keadaan tenggelam.



Gambar 2.9 Faktor pengurangan aliran tenggelam sebagai fungsi H_2/H_1
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 43)

b. Mercu *Ogee*

Mercu *Ogee* berbentuk tirai luapan bawah dari bandung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan sub atmosfer pada permukaan mercu sewaktu

bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Untuk merencanakan permukaan mercu *Ogee* bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \cdot \left[\frac{X}{hd} \right]^n \dots\dots\dots(18)$$

Dimana :

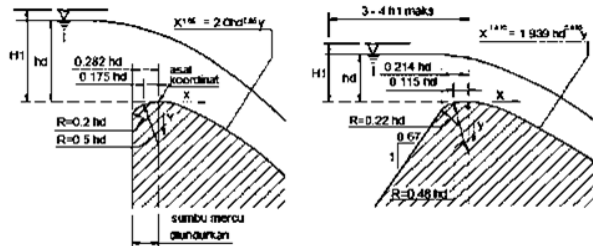
- Y = Ordinat permukaan mercu ditinjau dari puncak mercu (m)
- X = Absis permukaan mercu ditinjau dari puncak mercu (m)
- Hd = Tinggi energi rencana diatas mercu (m)
- K dan n = parameter yang nilainya tergantung harga kecepatan dan kemiringan permukaan belakang.

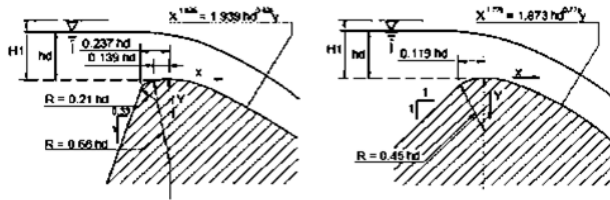
Bagian hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir. (Gambar 2.11). Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung mercu *Ogee* adalah:

$$Q = C_d \cdot 2/3 \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot gb} \cdot H_{1,5} \dots\dots\dots(19)$$

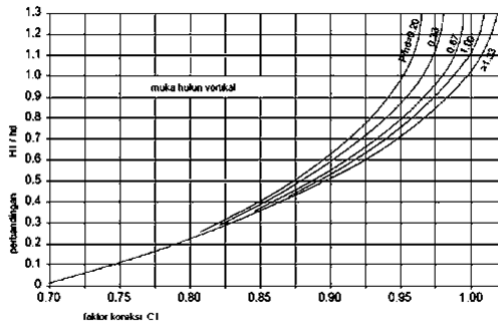
Dimana :

- Q = Debit (m³/det)
- Cd = Koefisien debit (C_d = C₀ · C₁ · C₂)
- g = Percepatan gravitasi (m/dt) = 9,8
- b = Panjang mercu (m)
- H₁ = Tinggi energi diatas mercu (m)





Gambar 2.10 Bendung dengan mercu Ogee (*U.S.Army Corp of Engineers, Waterways Experimental Station*)
(*Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 44*)



Gambar 2.11 Faktor koreksi untuk selain tinggi energi rencana pada bendung mercu Ogee (menurut (Chow, 1975), berdasarkan data USBR dan WES)

(*Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 45*)

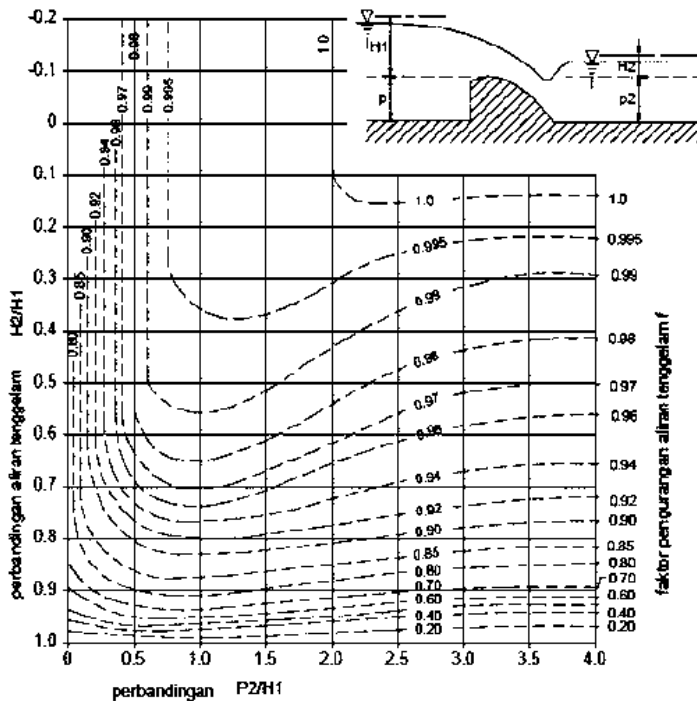
Koefisien debit efektif C_e adalah hasil dari C_0, C_1 dan C_2 , $C_d = C_0, C_1, C_2$

- C_0 adalah kontanta (1,30)
- C_1 adalah fungsi p/hd dan $HI p/hd'$ dan
- C_2 faktor koreksi untuk permukaan hulu

Faktor koreksi C_1 disajikan pada Gambar 2.8 dan sebaiknya dipakai untuk berbagai tinggi bendung di atas dasar sungai.

Harga-harga C_1 pada Gambar 2.12 berlaku untuk bendung mercu *Ogee* dengan permukaan hulu vertikal. Apabila permukaan bendung bagian hulu miring, koefisien koreksi tanpa dimensi C_2 harus dipakai; ini adalah fungsi baik kemiringan permukaan bendung maupun perbandingan p/H_1 . Harga-harga C_2 dapat diperoleh dari Gambar 2.8.

Gambar 2.13 menyajikan faktor pengurangan aliran tenggelam f untuk dua perbandingan: perbandingan aliran tenggelam H_2/H_1 dan P_2/H_1 .



Gambar 2.12 Faktor pengurangan aliran tenggelam sebagai fungsi H_2/H_1 dan P_2/H_1
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 46)

2.4.6 Perencanaan Tubuh Bendung

2.4.6.1 Lebar Bendung

Lebar bendung adalah panjang bagian bendung yang terlintas air. Lebar bendung pada umumnya sama dengan lebar sungai rata-rata di daerah lokasi bendung dikurang dengan fasilitas bangunan pembilas. Lebar bendung harus dirancang dengan memperhatikan kemampuan peluapan bendung terhadap debit rancangan yang dihitung dengan persamaan *VT.CHOW* berikut:

$$Q_{100} = 1,704 \cdot B_{\text{eff}} \cdot H_1^{1,5} \dots\dots\dots(20)$$

$$q = \frac{Q_{100}}{B_{\text{eff}}} \dots\dots\dots(21)$$

$$V = \frac{q}{P+H1} \dots\dots\dots(22)$$

$$H1 = hd + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(23)$$

$$K = \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(24)$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(25)$$

Dimana:

Q_{100} = Debit banjir rencana (m^3/det)

q = Debit banjir per satuan meter persegi (m^2/det)

B_{eff} = Lebar efektif mercu bendung (m)

$H1$ = Tinggi energi di atas bendung (m)

hd = Tinggi air di atas mercu bendung (m)

k = Tinggi energi (m)

p = Tinggi mercu bendung di ukur dari lantai muka bendung (m)

d = Tinggi air di atas titik pertengahan puncak (m)

g = Percepatan gravitasi (m/det^2)

V = Kecepatan aliran (m/det)

Untuk menentukan harga r ditentukan dengan rumus *Krington*:

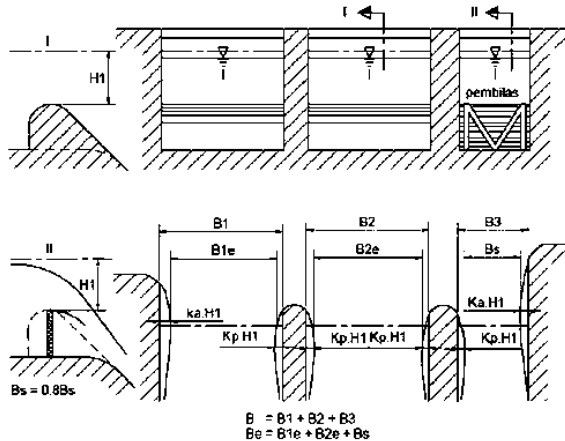
$$\frac{H1}{r} = 3,80 \dots \dots \dots (26)$$

Menurut konsep rancangan pedoman teknis bahan konstruksi bangunan dan rekayasa sipil, panjang mercu bendung ditentukan 1,2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas yang stabil. Persamaan lebar efektif mercu menurut ((KP-02) Kementerian PU, 2013) adalah:

$$Be = Bn - 2(n \cdot Kp + Ka) \dots \dots \dots (27)$$

Dimana :

- Be = Lebar efektif bendung
- Bn = Lebar netto bendung
- n = Jumlah pilar
- Kp = Koefisien kontraksi pilar
- Ka = Koefisien kontraksi pangkal bendung
- H1 = Tinggi energi di atas mercu



Gambar 2.13 Lebar efektif mercu
 (Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 38)

2.4.6.2 Tinggi Bendung

Lantai muka adalah sebuah struktur bangunan di dasar sungai yang terletak di hilir bendung. Lantai muka berfungsi untuk memperpanjang jalur rembesan air. Dalam perancangan lantai muka terdapat dua teori yaitu teori *Bligh* dan teori *Lane*. Untuk melakukan perhitungan lantai muka dapat digunakan rumus sebagai berikut:

2.4.6.3 Panjang Lantai Muka (*creep line*)

Lantai muka adalah sebuah struktur bangunan di dasar sungai yang terletak di hilir bendung. Lantai muka berfungsi untuk memperpanjang jalur rembesan air. Dalam perancangan lantai muka terdapat dua teori yaitu teori *Bligh* dan teori *Lane*. Untuk melakukan perhitungan lantai muka dapat digunakan rumus sebagai berikut:

a. Teori *Bligh* :

$$L_v + L_h > \Delta H \cdot C \dots\dots\dots(28)$$

Dimana:

L_v = Panjang *Creep line vertikal* (m)

L_h = Panjang *Creep line horizontal* (m)

C = Koefisien *Bligh*

ΔH = selisih tinggi muka air hulu dan hilir bendung (m)

b. Teori *Lane* :

$$\frac{L_v + 1/3 L_h}{\Delta H} \geq C \dots\dots\dots(29)$$

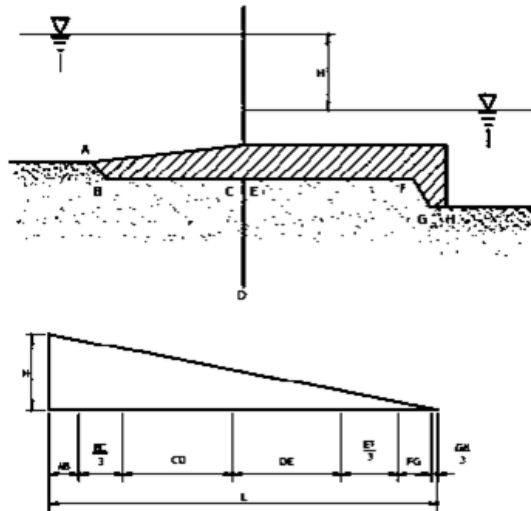
Dimana:

C = Koefisien *Lane*

L_v = Panjang *Creep line vertikal* (m)

L_h = Panjang *Creep line horizontal* (m)

ΔH = Selisih tinggi muka air hulu dan hilir bendung



Gambar 2.14 Metode angka rembesan Lane
 (Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 118)

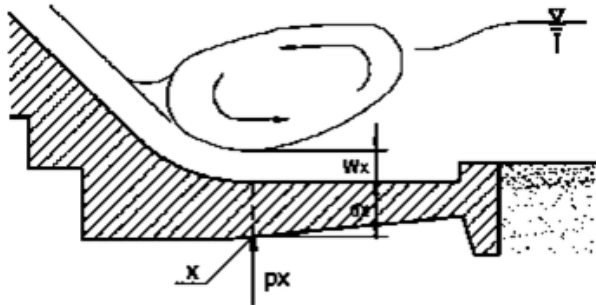
2.4.6.4 Tebal Lantai Peredam Energi

Syarat tebal lantai peredam energi menurut ((KP-02) Kementerian PU, 2013) adalah:

$$dx \geq S_x \frac{P_x - W_x}{\gamma} \dots\dots\dots(30)$$

Dimana:

- dx = Tebal lantai pada titik x (m)
- P_x = Gaya angkat (*Up-lift*) pada titik x (ton/m²)
- W_x = Kedalaman air pada titik x (m)
- γ = Berat jenis pasangan batu (2,2 ton/m³)
- S = Faktor keamanan (1.5 untuk kondisi air normal dan 1.25 untuk kondisi air banjir/ekstrim)



Gambar 2.15 Tebal lantai kolam olak
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 116)

Untuk menghitung besar tekanan ke atas dihitung dengan rumus:

$$U_x = \left[H_x - \frac{L_x}{\Sigma 1} \Delta H \right] \gamma_{\text{air}} \dots \dots \dots (31)$$

Dimana:

- U_x = Gaya angkat (*Uplift pressure*) pada titik (ton/m²)
- H_x = Tinggi titik x terhadap air muka (m)
- L_x = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x (m)
- $\Sigma 1$ = Panjang total bidang kontak bendung dengan tanah (m)
- ΔH = Beda tinggi energi (m)
- γ_{air} = Berat jenis air (1 ton/m³)

2.4.7 Bangunan Pengambilan dan Penguras

Bangunan pengambilan berfungsi untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan dan bangunan pembilas berfungsi untuk mengurangi sebanyak mungkin benda-benda terapung dan fraksi-fraksi sedimen kasar. Pengambilan sebaiknya dibuat sedekat mungkin dengan pembilas dan as bendung atau bendung gerak. Lebih disukai jika pengambilan ditempatkan di ujung tikungan luar sungai atau pada ruas luar guna memperkecil masuknya sedimen.

2.4.7.1 Bangunan Pengambilan

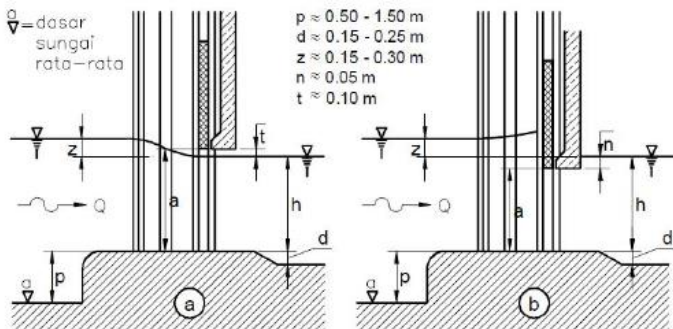
Pembilas pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga bila terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung kepada kecepatan aliran masuk yang diizinkan. Kecepatan ini bergantung kepada ukuran butir bahan yang akan diangkat. Kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimension requirement*) guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek.

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

$$Q = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \dots \dots \dots (32)$$

Dimana:

- Q = Debit pengambilan (m³/dt)
- μ = Koefisien debit, untuk bukaan dibawah permukaan air dengan kehilangan tinggi energi kecil μ = 0,80
- b = Lebar pintu (m)
- a = Tinggi bukaan (m)
- g = Percepatan gravitasi (g = 9,8 m/dt²)
- z = kehilangan energi pada bukaan (m)



Gambar 2.16 Tipe pintu pengambilan
(Sumber: ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 89)

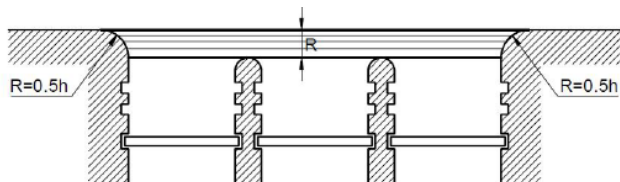
Bila pintu pengambilan dipasang pintu radial, maka $\mu = 0,80$ jika ujung pintu bawah tenggelam 20 cm di bawah muka air hulu dan kehilangan energi sekitar 10 cm. Elevasi mercu bendung direncana 0,10 di atas elevasi pengambilan yang dibutuhkan untuk mencegah kehilangan air pada bendung akibat gelombang.

Elevasi ambang bangunan pengambilan ditentukan dari tinggi dasar sungai. Ambang direncana di atas dasar dengan ketentuan berikut:

- 0,50 m jika sungai hanya mengangkut lanau
- 1,00 m bila sungai juga mengangkut pasir dan kerikil
- 1,50 m kalau sungai mengangkut batu-batu bongkah.

Harga-harga itu hanya dipakai untuk pengambilan yang digabung dengan pembilas terbuka; jika direncana pembilas bawah, maka kriteria ini tergantung pada ukuran saluran pembilas bawah. Dalam hal ini umumnya ambang pengambilan direncanakan $0 < p < 20$ cm di atas ujung penutup saluran pembilas bawah.

Bila pengambilan mempunyai bukaan lebih dari satu, maka pilar sebaiknya dimundurkan untuk menciptakan kondisi aliran masuk yang lebih mulus. Gambar 2.11



Gambar 2.17 Geometri bangunan pengambilan
(Sumber : ((KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 90)

Pengambilan hendaknya selalu dilengkapi dengan sponeng skot balok di kedua sisi pintu, agar pintu itu dapat dikeringkan untuk keperluan – keperluan pemeliharaan dan perbaikan.

2.4.7.2 Pintu Penguras

Pintu penguras berfungsi sebagai penguras/membersihkan sedimen atau material yang hanyut dibawa air dan berkumpul pada bagian muka pintu intake.

Pintu penguras ini lebar (b) harus diperhitungkan mampu menguras atau membilas sedimen atau material yang ada. Besarnya debit (Q) yang lewat melalui pintu dihitung dengan rumus:

$$Q = C \cdot b \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots(33)$$

Dimana:

Q = Debit yang melewati pintu (m³/dt)

C = Konstanta = 1,4

b = Lebar pintu (m)

h = Tinggi pintu (m)

Untuk perhitungan sedimen yang dapat dibilas dilakukan pada pintu dibuka penuh. Kecepatan aliran rata-rata dihitung dengan rumus:

$$V_a = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(34)$$

Dimana:

V_a = Kecepatan aliran rata-rata (m/dt)

Q = Debit yang melewati pintu (m³/dt)

A = Luas penampang basah (m²)

Diameter sedimen yang dapat dibilas dapat dihitung dengan rumus:

$$d = \frac{V_a^2}{2,25 C^2} \dots\dots\dots(35)$$

Dimana:

d = Diameter sedimen yang dapat dibilas (cm)

V_a = Kecepatan aliran rata-rata (m/dt)

C = Koefisien pengaliran (diambil $C = 4,20$)

Lebar pintu penguras dapat diambil 1/6 s/d 1/10 lebar total bendung dengan rumus:

$$B_p = 1/10 \cdot B_{tot} \dots \dots \dots (36)$$

Dimana:

B_p = Lebar pintu penguras

B_{tot} = Lebar total bendung

Dalam perhitungan hidrolis pintu penguras terdapat dua (2) macam:

1. Pintu dibuka setinggi *onderspuier*

Rumus:

$$Q = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(P - \frac{1}{2}h\right)} \dots \dots \dots (37)$$

Dimana:

Q = Debit penguras (m³/dt)

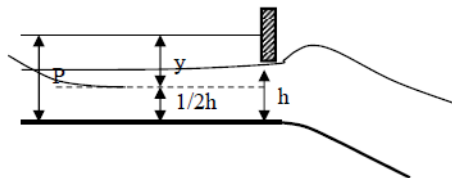
h = Tinggi *onderspuier* (m)

b = Lebar pintu penguras (m)

P = Tinggi air normal dibendung (m)

μ = Koefisien pengaliran = 0,62

g = Percepatan gravitasi (m/dt²)



Gambar 2.18 Pintu penguras dibuka setinggi *onderspuier*

2. Pintu dibuka penuh

Rumus:

$$Q = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \dots \dots \dots (38)$$

Dimana:

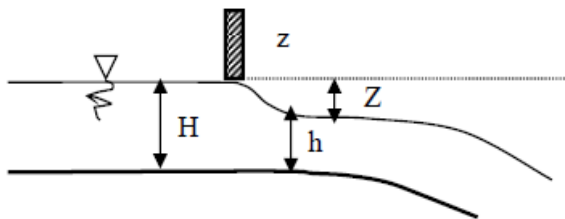
Q = Debit pengambilan (m^3/dt) μ = Koefisien debit, untuk bukaan dibawah permukaan air dengan kehilangan tinggi energi kecil $\mu = 0,80$

b = Lebar pintu (m)

a = Tinggi bukaan (m)

g = Percepatan gravitasi ($g = 9,8 m/dt^2$)

z = kehilangan energi pada bukaan (m)

**Gambar 2.19** Pintu penguras dibuka penuh

Kecepatan bilas dihitung dengan rumus:

$$V = 1,50 \cdot C \cdot \sqrt{d} \dots \dots \dots (39)$$

Dimana:

V = Kecepatan bilas

c = Koefisien sedimen dan bentuk

D = Diameter material yang dibilas.

2.4.7.3 Debit Intake

Menurut tingkatan kebutuhan air irigasi terdiri dari:

- Kebutuhan air secara total termasuk berbagai kehilangan yang mungkin terjadi disepanjang perjalanannya sampai pada pemanfaatannya (*Gross Field Requirement/GFR*).
- Kebutuhan air secara bersih dilapangan yaitu sejumlah air yang betul-betul dibutuhkan ditingkat lapangan (*Net Field Requirement/NFR*).

Debit intake adalah debit yang dibutuhkan untuk irigasi menurut kebutuhan dan pelaksanaannya, terdiri dari:

a. Debit kebutuhan

Debit kebutuhan berdasarkan kebutuhan nyata diareal persawahan, diperoleh berdasarkan rumus:

$$Q = (C \cdot NFR \cdot A_{tot}) / (E_{ftot}) \dots \dots \dots (40)$$

Dimana:

- Q = Debit yang dibutuhkan (m³/dt)
- c = Koefisien akibat golongan atau giliran
- NFR = Kebutuhan air bersih di lapangan
- A tot = Luas seluruh areal persawahan
- Ef.Tot = Efisiensi total saluran (Ef.Tot=Eft.Efs.Efp)
- Eft = Effisiensi saluran tersier 77,5 % - 85 %
- Efs = Effisiensi saluran sekunder 87,5 % - 92,5 %
- Efp = Effisiensi saluran primer 87,5 % - 92,5 %

b. Debit desain

Debit desain dipergunakan untuk pelaksanaan penguras kantong lumpur dan debit desain ditetapkan 120% dari debit kebutuhan.

$$Q_{desain} = 1,2 \cdot Q_{kebutuhan} \dots \dots \dots (41)$$

2.4.8 Gaya-Gaya yang Bekerja Pada Bendung

a. Gaya Akibat Berat Sendiri

Besarnya berat sendiri dari bangunan tergantung kepada bahan yang digunakan untuk membuat konstruksi bendung. Adapun berat jenis bendung sesuai dengan jenis konstruksinya yaitu sebagai berikut:

- Pasangan batu : 2,2 ton/m³
- Beton tumbuk : 2,2 ton/m³
- Beton bertulang : 2,4 ton/m³

Perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri bendung adalah:

$$M = G \cdot x \dots\dots\dots(42)$$

$$M = A \cdot \gamma t \dots\dots\dots(43)$$

Dimana:

M = Momen dari gaya yang bekerja dari masing-masing bagian (ton.m)

x = Panjang lengan gaya dari titik berat bidang ketitik guling

A = Luas bagian yang ditinjau (m²)

γt = Berat jenis pasangan batu

b. Gaya Akibat Gempa

Perhitungan gaya gempa dapat di hitung dengan menggunakan rumus berikut :

$$F = Ad/g \dots\dots\dots(44)$$

$$Ad = n(AC \cdot z)^m \dots\dots\dots(45)$$

Dimana:

Ad = Percepatan Gempa (cm/dtk²)

n/m = Koefisien untuk jenis tanah.

AC = Percepatan kejut dasar (cm/dtk²).

f = Koefisien gempa

g = Percepatan gravitasi (9,81 m/dtk²)

Z = Koefisien Zona

$$M = G \cdot x \dots\dots\dots(46)$$

$$G = f \cdot A \cdot B_j \dots\dots\dots(47)$$

Dimana:

M = Momen gaya (ton m)

M = Momen gaya (ton m)

L = Jarak titik berat (m)

d. Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Apabila bendung telah bereksplotasi, maka akan ada endapan lumpur di bawah bendung. Endapan lumpur ini diperhitungkan setinggi mercu. Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung atau terhadap pintu dapat dihitung sebagai menurut ((KP-02) Kementerian PU, 2013) berikut:

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \cdot K_s \dots \dots \dots (51)$$

$$K_s = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \dots \dots \dots (52)$$

$$M = P_s \cdot L_s \dots \dots \dots (53)$$

Dimana:

P_s = Tekanan tanah lumpur (ton)

s = Berat isi tanah lumpur = 1,00 ton/m² ((KP-02) Kementerian PU, 2013)

H_s = Tinggi tanah lumpur (m)

K_s = Koefisien tanah lumpur

L_s = Panjang lengan gaya

θ = Sudut geser dalam

M = Momen akibat tekanan lumpur

e. Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sub} \cdot H_A^2 \cdot K_A \dots \dots \dots (54)$$

$$K_A = \text{tg}^2 \cdot (45^\circ - \frac{\theta}{2}) \dots \dots \dots (55)$$

$$M = P_A \cdot L_A \dots \dots \dots (56)$$

Dimana:

P_A = Tekanan tanah aktif

γ_{sub} = Berat isi jenuh tanah = $\gamma_{tanah} - \gamma_{air}$

H_A = Tinggi tanah aktif

K_A = Koefisien tanah aktif

L_A = Panjang lengan gaya

θ = Sudut geser dalam

f. Gaya Akibat Tekanan Tanah Pasif

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sub} \cdot H_p^2 \cdot K_p \dots \dots \dots (57)$$

$$K_p = \text{tg}^2 \cdot (45^\circ - \frac{\theta}{2}) \dots \dots \dots (58)$$

$$M = P_p \cdot L_p \dots \dots \dots (59)$$

Dimana:

P_p = Tekanan tanah pasif

γ_{sub} = Berat isi jenuh tanah = $\gamma_{tanah} - \gamma_{air}$

H_p = Tinggi tanah pasif

K_p = Koefisien tanah pasif

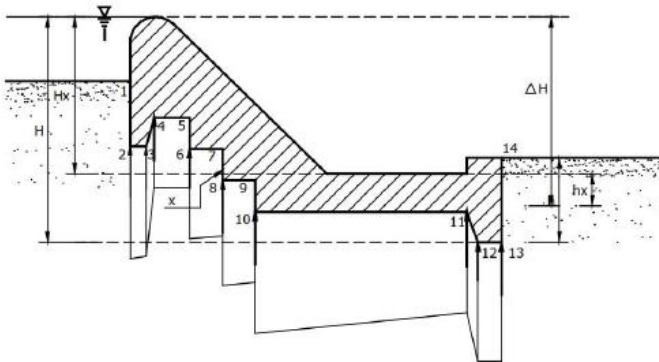
L_p = Panjang lengan gaya

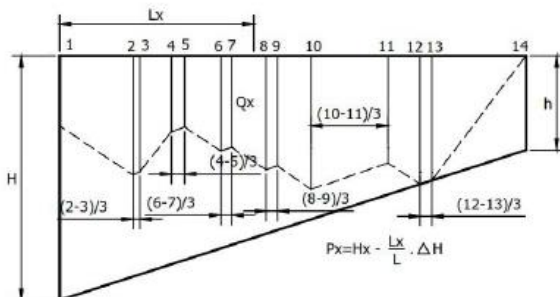
θ = Sudut geser dalam

g. Gaya Akibat Gaya Angkat

Hukum *Archimedes* berlaku untuk konstruksi bendung dengan gaya tekan ke atas sama dengan berat dari volume benda yang dipindahkan. Jadi akan sangat mengurangi berat beton, padahal semakin berat betonnya akan semakin stabil terhadap gaya geseran. Oleh karena itu harus diusahakan agar gaya tekan ke atas sekecil-kecilnya (Soedibyo. 1993).

Dalam teori angka rembesan *Lane*, diandaikan bahwa bidang horisontal memiliki daya tahan terhadap aliran (rembesan) 3 kali lebih lemah dibandingkan dengan bidang vertikal.





Gambar 2.21 Gaya angkat pada pondasi bendung
 (Sumber: (KP-02) Kementerian PU, 2013), hal 110)

Adapun rumus akibat gaya angkat adalah:

$$P_x = H_x \cdot \frac{L_x}{L} \cdot \Delta H \dots \dots \dots (60)$$

$$\text{Momen} = P_x \cdot L \dots \dots \dots (61)$$

Dimana:

P_x = Gaya angkat pada x, kg/m²

L = Panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah, m

L_x = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x, m

ΔH = Beda tinggi energi, m

H_x = Tinggi energi di hulu bendung, m

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

2.4.9 Stabilitas Konstruksi Bendung

Stabilitas bendung merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran bendung agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam segala keadaan, dalam hal ini termasuk terjadinya angin kencang dan gempa bumi hebat dan banjir besar. Syarat-syarat stabilitas

kontruksi seperti lereng di sebelah hulu dan hilir bendung tidak mudah longsor, harus aman terhadap geseran, harus aman terhadap rembesan, dan harus aman terhadap penurunan bendung. Perhitungan konstruksi yang dilakukan untuk menentukan dimensi/ukuran bendung (*weir*) supaya mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja pada bendung dalam keadaan apapun, termasuk banjir besar dan gempa bumi. (Mawardi & Memed, 2010)

Syarat-syarat stabilitas bendung antara lain :

- a. Tidak mengalami penggulingan (*Overturning*)

Rumus yang digunakan menurut ((KP-02) Kementerian PU, 2013), adalah:

$$Sf = \frac{\Sigma M_{Av}}{\Sigma M_{Ah}} \geq 1,25 \dots \dots \dots (62)$$

Dimana:

Sf = Angka keamanan terhadap penggulingan = 1,25

MAv = Momen vertikal total terhadap titik A.

MAh = Momen horizontal total terhadap titik A.

- b. Konstruksi tidak boleh menggeser

Dihitung dengan rumus menurut ((KP-02) Kementerian PU, 2013) yaitu:

$$Sf = \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \dots \dots \dots (63)$$

Dimana:

ΣV = Jumlah gaya vertikal

ΣH = Jumlah gaya horizontal

Sf = Safety factor (faktor keamanan) = 1,25

f = Koefisien geser antara konstruksi dengan tanah

- c. Eksentrisitas Guling

$$e = \left[\frac{\sum M_t \cdot \sum M_g}{\sum V} - \frac{B}{2} \right] < \frac{B}{6} \dots \dots \dots (64)$$

Dimana:

e = Eksentrisitas

B = Lebar pondasi

M = Momen total terhadap titik A

V = Gaya vertikal total

Setiap titik pada seluruh konstruksi harus tidak boleh terangkat oleh gaya keatas (*balance* antara tekanan keatas dan tekanan kebawah). Pengecekan stabilitas dilakukan pada kondisi air normal dan kondisi banjir.

2.5 Intrusi Air Laut

Permukaan air laut yang berbatasan dengan pantai tidak pernah memiliki nilai ketinggian yang tetap melainkan bergerak naik turun dengan periode siklus yang berbeda. Hal ini disebabkan pengaruh gaya tarik benda-benda langit terutama gaya tarik bulan dan matahari terhadap bumi. Meskipun massa matahari jauh lebih besar dari massa bulan. Namun gaya pembangkit yang dihasilkan bulan jauh lebih besar, yakni sebesar 53 % dari total gaya keseluruhan sebagai akibat jaraknya yang lebih dekat [1,2,3,4]. Faktor non astronomi seperti bentuk garis pantai dan topografi dasar perairan juga menentukan jenis pasang surut disuatu perairan. Pasang surut memiliki beberapa definisi diantaranya: (1) naik turunnya muka laut secara berkala akibat adanya gaya tarik benda-benda angkasa terutama matahari dan bulan terhadap massa air di bumi [5], (2) pergerakan naik turun permukaan air laut secara berkala akibat kombinasi gaya gravitasi dan gaya tarik menarik dari benda – benda astronomi terutama oleh matahari, bumi, dan bulan [6]. Kombinasi gaya gravitasi ketiga benda astronomi di atas mampu menghasilkan gabungan dari beberapa komponen harmonik pasang surut utama yaitu: tengah, harian dan periode panjang. Nilai setiap paramater pasang surut disajikan pada Tabel

Tabel 2 1 Komponen harmonik pasang surut

Komponen Pasang Surut Utama	Interval pengamatan setiap jam		Kategori
	Periode (jam)	Kecepatan sudut ($^{\circ}$ /jam)	
M ₂	12,42	28,98	Semidiurnal
S ₂	12,00	30,00	Semidiurnal
N ₂	12,66	28,44	Semidiurnal
K ₂	11,97	30,08	Semidiurnal
K ₁	23,93	15,04	Diurnal
O ₁	25,82	13,94	Diurnal
P ₁	24,06	14,96	Diurnal
M ₄	6,21	57,96	Periode Panjang
MS ₄	6,10	58,98	Periode Panjang
S ₄	6	60,00	Periode Panjang

(Sumber : Admiralty Tide Tables Indian Ocean and South China Sea, 2001)

Dimana :

- M₂ = Amplitudo komponen pasang surut ganda utama yang disebabkan oleh gaya tarik bulan.
- S₂ = Amplitudo komponen pasang surut ganda utama yang disebabkan oleh gaya tarik matahari .
- N₂ = Amplitudo komponen pasang surut semidiurnal yang disebabkan oleh lintasan elips bulan.
- K₂ = Amplitudo komponen pasang surut semidiurnal yang disebabkan gabungan dari gaya tarik bulan dan matahari (Lunisolar).
- K₁ = Amplitudo komponen pasang surut tunggal utama yang disebabkan oleh gaya tarik bulan dan matahari.
- O₁ = Amplitudo komponen pasang surut tunggal utama yang disebabkan oleh gaya tarik bulan.
- P₁ = Amplitudo komponen pasang surut diurnal yang disebabkan oleh gaya tarik matahari.

- M_4 = Amplitudo komponen pasang surut yang disebabkan oleh gaya tarik bulan pada perairan dangkal.
- MS_4 = Amplitudo komponen pasang surut seperempat harian pada perairan dangkal.
- S_4 = Amplitudo komponen pasang surut yang disebabkan oleh gaya tarik bulan pada perairan dangkal.

Lebih lanjut nilai komponen harmonik pasang surut pada Tabel 2.1 dapat menentukan tipe pasang surut suatu perairan. Wyrski dalam Hutabarat menemukan ada empat tipe pasang surut air laut di perairan Asia Tenggara :

1. *Diurnal Tide* (pasang surut harian tunggal) terjadi bila suatu perairan mengalami satu kali pasang dan satu kali surut dalam satu hari.
2. *Semi diurnal tide* (pasang surut harian ganda) terjadi bila perairan mengalami dua kali pasang dan dua kali surut dalam satu hari.
3. *Mixed tide, prevailing diurnal* (pasang surut campuran condong harian tunggal) merupakan pasang surut yang tiap harinya terjadi satu kali pasang dan satu kali surut, namun terkadang juga terjadi dua kali pasang dan dua kali surut dengan tinggi dan periode yang berbeda.
4. *Mixed tide, prevailing semi diurnal* (pasang surut campuran condong harian ganda) merupakan pasang surut yang tiap harinya terjadi dua kali pasang dan dua kali surut, namun terkadang juga satu kali pasang dan satu kali surut dengan tinggi dan periode berbeda.

Secara temporal, pasang surut ini selalu memiliki nilai ketinggian yang berbeda jika dibandingkan dengan perairan lepas. Sehingga diperlukan beberapa parameter elevasi dalam rangka penentuan rekayasa di suatu pantai, diantaranya seperti MSL, HHWL, MHWL, MLWL, LLWL, dan LAT (lihat Tabel 2.2 untuk kepanjangan masing-masing parameter tersebut). Dari parameter datum di atas, HHWL dan LLWL merupakan parameter penting

dalam menentukan perencanaan pembangunan suatu wilayah perairan karena mengacu kepada ketinggian air tertinggi dan terendah di suatu pelabuhan. Lebih lanjut, parameter pada Tabel 2 dapat ditentukan dengan metode *Admiralty*. Metode *Admiralty* sebagaimana namanya merupakan metode untuk menentukan komponen harmonik pasang surut yang berada pada Tabel 2.1 dan 2.2. Keuntungan metode ini bertumpu pada dua hal, yaitu dapat digunakan pada berbagai kondisi perairan dan membutuhkan input rentang waktu pengamatan yang singkat hanya 15 hari.

Tabel 2 2 Dasar teori perhitungan elevasi pasang surut.

Elevasi	Simbol	Rumus
<i>Highest High Water Level</i>	HHWL	$Z_0 + (M_2 + S_2 + K_2 + K_1 + O_1 + P_1)$
<i>Mean High Water Level</i>	MHWL	$Z_0 + (M_2 + K_1 + O_1)$
<i>Mean Low Water Level</i>	MLWL	$Z_0 - (M_2 + K_1 + O_1)$
<i>Lowest Low Water Level</i>	LLWL	$Z_0 - (M_2 + S_2 + K_2 + K_1 + O_1 + P_1)$
<i>Lowest Astronomical Tide</i>	LAT	$Z_0 - (M_2 + S_2 + K_2 + K_1 + O_1 + P_1 + N_2 + Q_1)$

(Sumber : (United Kingdom Hydrographic Office. Vol.3, 2001)

Beberapa penjelasan parameter datum Tabel 2.2 dijelaskan sebagai berikut :

1. *Highest High Water Level* (HHWL) adalah air tertinggi pada saat pasang surut purnama.
2. *Mean High Water Level* (MHWL) adalah rata-rata muka air tinggi selama periode 19 tahun.
3. *Mean Low Water Level* (MLWL) adalah rata-rata muka air rendah selama periode 19 tahun.
4. *Lowest Low Water Level* (LLWL) adalah air terendah pada saat pasang surut purnama.

5. *Lowest Astronomical Tide* (LAT) adalah permukaan laut terendah yang dapat diramalkan terjadi di bawah pengaruh keadaan meteorologis rata-ratadan kombinasi keadaan astronomi.

Langkah selanjutnya setelah diketahui nilai komponen pasang surut utama adalah menghitung bilangan untuk menentukan tipe pasang surut. Bilangan ini disebut sebagai bilangan *Form*, rumus bilangan *Form* sebagai berikut :

$$F = \frac{O_1 + K_1}{M_2 + K_2} \dots\dots\dots(65)$$

Hasil perhitungan bilangan *Form* di atas selanjutnya di klasifikasikan dalam Tabel 2.3 untuk melihat jenis pasang surut suatu perairan.

Tabel 2 3 Jenis pasang surut berdasarkan bilangan *Form*.

Bilangan <i>Form</i>	Jenis pasang surut
$0.00 < F < 0.25$	Pasang surut harian ganda
$0.25 < F < 1.5$	Pasang surut campuran, condong harian ganda
$1.5 < F < 3$	Pasang surut campuran, condong harian tunggal
$F > 3$	Pasang surut harian tunggal

(*Sumber* : (United Kingdom Hydrographic Office. Vol.3, 2001)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III

METODOLOGI

3.1. Jenis Perencanaan

Jenis perencanaan ini merupakan analisis perencanaan bendung, karena data yang diperoleh berupa angka. Data yang diperoleh berupa angka tersebut akan dianalisis lebih lanjut dalam analisis data. Data yang diperoleh berupa data primer dan data sekunder. Pengumpulan data primer seperti data yang dikumpulkan sendiri secara langsung dari lokasi bendung yang akan ditinjau ulang perencanaannya berupa pengukuran lebar sungai, pengukuran elevasi dan lain-lain. Pengumpulan data sekunder merupakan sumber data penelitian yang didapat melalui instansi atau akademisi, serta pihak lain-lain yang terkait. Proyek ini akan membahas tentang “Perencanaan Bendung Tetap Sebagai Penahan Intrusi Air Laut Pada Muara Sungai Rawaan Kabupaten Lumajang, Jawa Timur”.

3.2. Tahap Persiapan Pembangunan Bendung

3.2.1 Penentuan Lokasi Bendung

Aspek yang mempengaruhi dalam pemilihan lokasi bendung adalah :

- a. Pertimbangan Topografi
Dipilih lembah sempit dan tidak terlalu dalam lembah sempit dan tidak terlalu dalam dengan mempertimbangkan topografi di daerah muara sungai Rawaan.
- b. Aspek Geoteknik
Dipilih dasar sungai yang mempunyai daya dukung kuat, stratigrafi lapisan batuan miring ke arah hulu, tidak ada sesar aktif, tidak ada erosi buluh, dan dasar sungai hilir bendung tahan terhadap gerusan air. Disamping itu diusahakan keadaan batuan tebing kanan dan kiri bendung

cukup kuat dan stabil serta relatif tidak terdapat bocoran samping.

c. Pengaruh Hidraulik

Dipilih bagian sungai yang lurus. Jika bagian sungai lurus tidak didapatkan, lokasi bendung ditolerir pada belokan sungai; dengan syarat posisi bangunan intake harus terletak pada tikungan luar dan terdapat bagian sungai yang lurus di hulu bendung. Kalau yang terakhir inipun tidak terpenuhi perlu dipertimbangkan pembuatan bendung di kopur atau dilakukan rekayasa perbaikan sungai.

d. Pengaruh Regime Sungai

Hindari lokasi bendung pada bagian sungai dimana terjadi perubahan kemiringan sungai secara mendadak, dan hindari bagian sungai dengan belokan tajam. Pilih bagian sungai yang lurus mempunyai kemiringan relatif tetap sepanjang penggal tertentu.

e. Tingkat Kesulitan Saluran Induk

Pilih lokasi bendung sedemikian sehingga pembangunan saluran induk dekat bendung tidak terlalu sulit dan tidak terlalu mahal. Hindari trace saluran menyusuri tebing terjal apalagi berbatu. Usahakan ketinggian galian tebing pada saluran induk kurang dari 8 m dan ketinggian timbunan kurang dari 6 m.

f. Ruang Untuk Bangunan Pelengkap Bendung

Lokasi bendung harus dapat menyediakan ruangan untuk bangunan pelengkap bendung, utamanya untuk kolam pengendap dan saluran penguras dengan panjang dan lebar masing-masing kurang lebih 300 – 500 m dan 40 – 60 m.

g. Luas Daerah Tangkapan Air

Lokasi bendung harus dipilih dengan mempertimbangkan luas daerah tangkapan, terkait dengan debit andalan yang didapat dan debit banjir yang mungkin terjadi menghantam bendung. Hal ini harus dikaitkan dengan luas layanan yang didapat dan ketinggian lantai layanan dan pembangunan bangunan melintang anak sungai (kalau ada).

- h. **Tingkat Kemudahan Pencapaian**
Lokasi bendung harus refatip mudah dicapai untuk keperluan mobilisasi alat dan bahan saat pembangunan fisik maupun operasi dan pemeliharaan. Kemudahan melakukan inspeksi oleh aparat pemerintah juga harus dipertimbangkan masak-masak.

3.2.2 Data – Data Yang Diperlukan

- a. **Data Curah Hujan**
Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan pembuatan bendung. Ketetapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada waktu yang sama. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan.
- b. **Data Pasang Surut Air Laut**
Data pasang surut air laut diperlukan untuk mengetahui seberapa besar terjadinya back water atau intrusi air laut di daerah aliran sungai pintasan.

- c. **Data Topografi**
Data Topografi diperlukan untuk menghitung luas area dan koefisien pengaliran yang merupakan variabel untuk menghitung debit air sungai.
- d. **Data Tanah**
Data tanah diperlukan untuk mengetahui jenis tanah dan akan digunakan dalam perhitungan pondasi bendung.

3.3. Tahap Perencanaan Bendung

3.3.1 Perhitungan Debit

Perhitungan debit banjir rencana sangat diperlukan untuk mengetahui besarnya debit yang ada disungai pada periode ulang tertentu dengan menggunakan rumus KP-02 Standar Perencanaan Bagian Bangunan Utama tahun 2013 seperti persamaan (14), (15), (16).

3.3.2 Perhitungan Pasang Surut Air Laut

Perhitungan pasang surut air laut diperlukan untuk mengetahui elevasi tertinggi pada saat pasang. Elevasi pasang tertinggi digunakan sebagai acuan untuk penentuan tinggi bendung.

3.3.3 Perencanaan Tubuh Bendung

- a. **Lebar Efektif Bendung**
Lebar bendung harus dirancang dengan memperhatikan kemampuan peluapan bendung terhadap debit rancangan yang dihitung dengan menggunakan rumus KP-02 Standar Perencanaan Bagian Bangunan Utama tahun 2013 dengan persamaan (34).
- b. **Tinggi Bendung**

Tinggi tubuh bendung dari dasar sungai ditetapkan berdasarkan elevasi muka air rancangan, lebar bendung dan elevasi dasar sungai, serta elevasi mercu bendung.

- c. **Tinggi Air di Atas Mercu**
Rumus yang digunakan adalah persamaan *VT.CHOW*, digunakan persamaan (20), (21), (22), (23), (24), (25), dan rumus *Krington*, digunakan persamaan (26) untuk menentukan jari-jari puncak mercu.
- d. **Perhitungan Bentuk Hidrolis Mercu**
Bentuk mercu bendung harus di desain sederhana sesuai dengan kriteria desain untuk memudahkan pelaksanaan pekerjaan. Dalam perencanaan bentuk hidrolis mercu bendung ini menggunakan mercu tipe bulat. Rumus yang digunakan adalah menurut KP-02 tahun 1986 seperti persamaan (19).
- e. **Perhitungan Kolam Peredam Energi**
Tipe peredam energi yang dipakai pada perencanaan ini merupakan peredam energi tipe *VLUGHTER*. Kolam peredam energi tipe ini digunakan pada tanah aluvial dengan aliran sungai tidak membawa batuan besar.
- f. **Perhitungan Panjang Lantai Muka**
Dalam perancangan lantai muka terdapat dua teori yaitu teori *Bligh* dan teori *Lane*. Selain itu, perhitungan panjang lantai muka harus dihitung pada dua kondisi yaitu pada kondisi air normal dan kondisi air banjir sehingga bendung akan tetap stabil pada kondisi apapun. Perhitungan ini digunakan persamaan (28), dan (29) menurut KP-02 tahun 2013.
- g. **Perhitungan Kontrol Tebal Lantai Peredam Energi**

Kontrol tebal lantai peredam energi pada perencanaan bendung, digunakan syarat lantai peredam energi menurut KP-02 tahun 2013. Perencanaan ini dihitung baik pada kondisi air normal maupun pada kondisi air banjir sesuai dengan persamaan (30) dan (31)

- h. Pintu Pengambilan dan Pintu Penguras
Perhitungan pintu pengambilan dan pintu penguras pada bendung menurut KP-02 tahun 2013. Perhitungan pintu pengambilan dengan menggunakan rumus (32) dan pintu penguras dengan rumus (33) serta kecepatan bilas menggunakan rumus (34).
- i. Gaya Yang Bekerja Pada Bendung
 - a. Gaya akibat berat sendiri
Besarnya gaya akibat berat sendiri bendung tergantung pada bahan yang akan digunakan untuk membuat konstruksi bendung atau disebut juga dengan berat isi konstruksi. Perhitungan ini menggunakan persamaan (44).
 - b. Gaya akibat gempa
Perhitungan gaya akibat gempa tergantung pada letak lokasi bendung sehingga didapat berapa zona gempa didaerah tersebut. Perhitungan ini menggunakan persamaan (46) dan (47)
 - c. Gaya akibat tekanan hidrostatis
Gaya akibat tekanan hidrostatis ditinjau pada keadaan kondisi air normal dan kondisi air banjir. Selain itu, dihitung juga tekanan hidrostatis arah horizontal di belakang mercu dan tekanan hidrostatis arah horizontal di depan mercu. Perhitungan ini menggunakan persamaan (50) dan (51)

- d. Gaya akibat tekanan lumpur
Perhitungan gaya akibat tekanan lumpur tergantung pada tinggi tanah lumpur, berat isi tanah lumpur dan koefisien tanah lumpur. Perhitungan ini menggunakan persamaan (52).
- e. Gaya akibat Tekanan tanah aktif
Perhitungan gaya akibat tekanan tanah aktif tergantung pada berat isi jenuh tanah, tinggi tanah aktif dan koefisien tanah aktif. Perhitungan ini menggunakan persamaan (56).
- f. Gaya akibat tekanan tanah pasif
Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pasif tergantung pada berat isi jenuh tanah, tinggi tanah pasif dan koefisien tanah pasif. Perhitungan ini menggunakan persamaan (60).
- g. Gaya akibat gaya angkat
Perhitungan gaya akibat gaya angkat ditinjau pada keadaan kondisi air normal dan kondisi air banjir. Perhitungan ini menggunakan persamaan (63) dan (64).

3.3.4 Kontrol Stabilitas Bendung

Kontrol stabilitas bendung dilakukan pada kondisi air normal dan kondisi air banjir. Suatu bendung beton berdasarkan berat sendiri harus memenuhi syarat-syarat yaitu:

- i. Tidak mengalami penggulingan
Suatu bendung dikatakan stabil terhadap penggulingan, dimana jumlah momen vertikal dibagi jumlah momen horizontal harus besar dari 1,25. Perhitungan ini menggunakan persamaan (62).
- ii. Eksentrisitas guling aman
Perhitungan ini menggunakan persamaan (64).
- iii. Tidak mengalami penggeseran

- Perhitungan ini menggunakan persamaan (63).
- iv. Kontrol daya dukung aman
- Syarat-syarat konstruksi bendung harus memenuhi beberapa faktor yaitu:
- Bendung harus stabil dan mampu menahan tekanan air pada waktu banjir.
 - Pembuatan bendung harus memperhitungkan kekuatan daya dukung tanah di bawahnya.
 - Bendung harus dapat menahan bocoran (*seepage*) yang disebabkan oleh aliran air sungai dan aliran air yang meresap ke dalam tanah.
 - Bentuk peluap harus diperhitungkan, sehingga air dapat membawa pasir, kerikil dan batu-batu dari sebelah hulu dan tidak menimbulkan kerusakan pada tubuh bendung.

3.4. Kesimpulan dan Saran

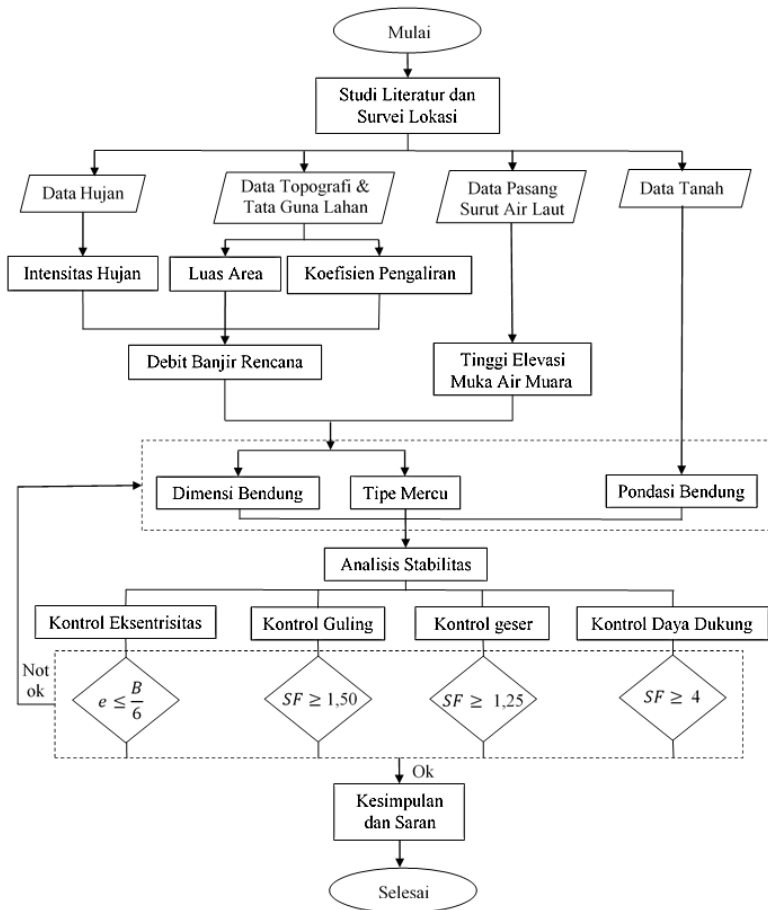
Kesimpulan dan saran lebih difokuskan secara menyeluruh pada analisis data, sehingga didapat bentuk konstruksi bendung yang aman dan stabil.

3.5. Jadwal Kegiatan

Tabel 3 1 Jadwal Kegiatan

Kegiatan	Desember				Januari				Februari				Maret				April			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Studi Pustaka	■	■	■	■																
Survey Lapangan					■	■	■	■												
Pengumpulan Data	■	■	■	■	■	■	■	■												
Analisa Dan Pengolahan Data					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Penyusunan Tugas Akhir									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

3.6. Prosedur Perencanaan dan Pelaksanaan Bendung



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

ANALISIS HIDROLIKA

4.1 Umum

Dalam perhitungan analisa hidrologi data yang dibutuhkan adalah data curah hujan, data debit, data klimatologi. Dari data curah hujan tersebut diperlukan adalah data curah hujan harian maksimum dalam setahun. Apabila data yang diperoleh lebih dari satu lokasi stasiun pencatat curah hujan, maka data dari beberapa stasiun tersebut belum konsisten. Data hujan disebut konsistensi berarti data yang diukur dan dihitung adalah teliti dan benar serta sesuai dengan fenomena saat hujan itu terjadi, oleh sebab tersebut harus diadakan uji konsistensi dan selanjutnya dihitung curah hujan rencana. Hasil dari perhitungan tersebut kemudian digunakan menghitung besarnya debit banjir rencana (*Design Flood*) yang dibutuhkan untuk tinjauan ulang perencanaan bendung tersebut.

4.2 Perhitungan Data Curah Hujan

Perhitungan curah hujan sangat diperlukan dalam rangka mendapatkan besarnya curah hujan rencana dan debit banjir rencana serta untuk mengetahui banyaknya air yang tersedia di sungai guna memenuhi kebutuhan tanaman akan air. Untuk kebutuhan tersebut, data hujan harian telah diambil dari beberapa pos penakar curah hujan yang berdekatan dengan catchment area, antara lain: St. Tempursari, St. Pronojiwo dan St. Supiturang. Data tersebut selanjutnya tersaji dalam dalam tabel di bawah ini:

Tabel 4.1 Data Curah Hujan Harian Maksimum (mm) Stasiun Tempursari.

No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum (mm)	Tanggal Kejadian
1	2005	310	17 Oktober
2	2006	95	25 April

3	2007	98	26 Desember
4	2008	183	14 Nopember
5	2009	183	15 Nopember
6	2010	220	25 September
7	2011	96	26 Nopember
8	2012	94	15 April
9	2013	96	10 Agustus
10	2014	97	9 Mei

(Sumber : Data sekunder)

Tabel 4.2 Data Curah Hujan Harian Maksimum (mm) Stasiun Pronojiwo.

No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum (mm)	Tanggal Kejadian
1	2005	98	17 Oktober
2	2006	128	25 April
3	2007	96	26 Desember
4	2008	190	14 Nopember
5	2009	190	15 Nopember
6	2010	188	25 September
7	2011	95	26 Nopember
8	2012	81	15 April
9	2013	91	10 Agustus
10	2014	71	9 Mei

(Sumber : Data sekunder)

Tabel 4.3 Data Curah Hujan Harian Maksimum (mm) Stasiun Supiturang.

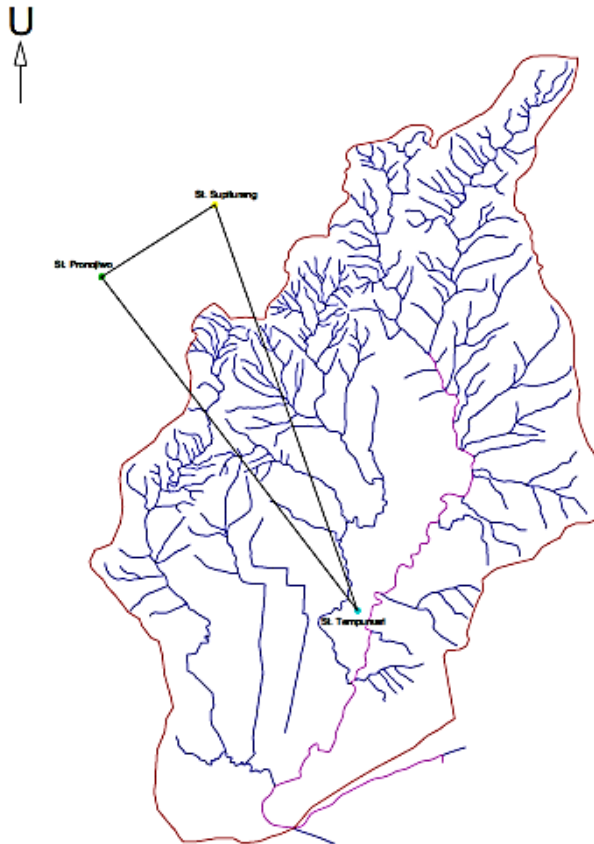
No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum (mm)	Tanggal Kejadian
1	2005	132	17 Oktober
2	2006	183	25 April
3	2007	95	26 Desember
4	2008	240	14 Nopember

5	2009	-	15 Nopember
6	2010	197	25 September
7	2011	93	26 Nopember
8	2012	65	15 April
9	2013	89	10 Agustus
10	2014	85	9 Mei

(Sumber : Data sekunder)



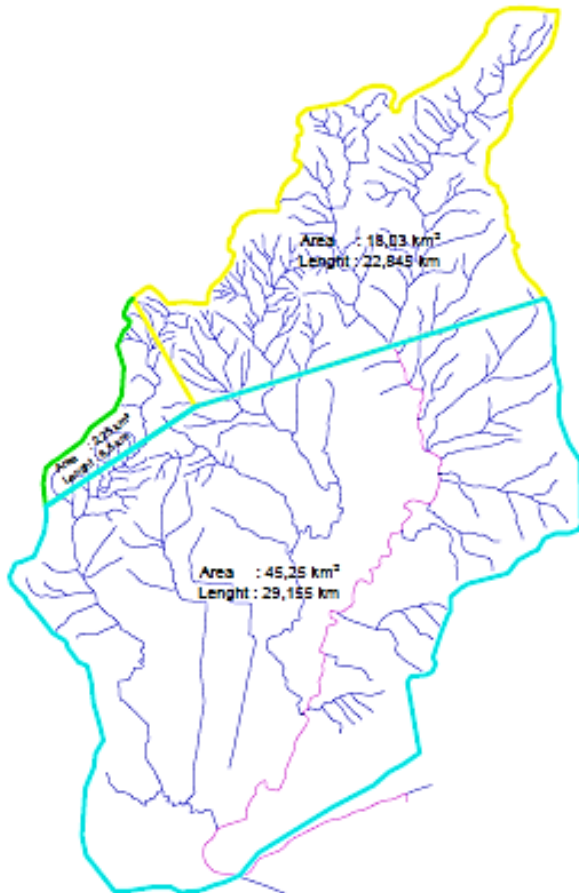
Gambar 4.1 DAS Rawaan



Gambar 4.2 Polygon Thiessen Bendung Sungai Rawaan
(Sumber : Analisis hitungan)

Dalam analisis curah hujan menggunakan metode Poligon Thiessen menggunakan (3) tiga pos penakar stasiun curah hujan yaitu Stasiun Tempursari, Stasiun Pronojiwo dan Stasiun Supiturang. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar terdekat.

Gambar 4.3 merupakan luasan Catchment Area yang terpotong oleh pengaruh Stasiun Tempursari, Stasiun Pronojiwo dan Stasiun Supiturang.



Gambar 4.3 Luas Catchment Area
(Sumber : Analisis hitungan)

Koefisien Thiessen Intake stasiun Tempursari adalah :

$$\alpha = \frac{45,25 \text{ km}^2}{\text{Total Catchment area}}$$

$$\alpha = \frac{45,25 \text{ km}^2}{65,53 \text{ km}^2}$$

$$\alpha = 0,691$$

Langkah hitungan selanjutnya (Tabel 4.4)

Tabel 4.4 Nilai koefisien *thiessen* pada *catchment area* bendung sungai Rawaan.

Nama Stasiun	Luas Daerah Km ²	(α)
St. Tempursari	45,25	0,691
St. Pronojiwo	2,25	0,034
St. Supiturang	18,03	0,275
Total	65,53	1

(Sumber : Hasil hitungan)

Curah Hujan = Koefisien *Thiessen* x curah hujan harian maksimum.

Curah hujan harian maksimum rata-rata tahun 2005 adalah :

Stasiun Tempursari	: 310 mm x 0,691	= 214,062 mm
Stasiun Pronojiwo	: 98 mm x 0,034	= 3,365 mm
Stasiun Supiturang	: 132 mm x 0,275	= 36,319 mm

$$\Sigma = 253,746 \text{ mm} +$$

Langkah hitung selanjutnya (Tabel 4.5)

Tabel 4.5 Data curah hujan harian maksimum rata-rata (mm) menggunakan metode *Polygon Thiessen*

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum			α Thiessen			Curah Hujan (mm)
	St. Tempursari	St. Pronojiwo	St. Supiturang	0,691	0,034	0,275	
2005	310	98	132	214,062	3,365	36,319	253,746
2006	95	128	183	65,600	4,395	50,351	120,345
2007	98	96	95	67,671	3,296	26,138	97,106
2008	183	190	240	126,366	6,524	66,034	198,923
2009	183	190	0	126,366	6,524	0,000	132,890
2010	220	188	197	151,915	6,455	54,203	212,573
2011	96	95	93	66,290	3,262	25,588	95,140
2012	94	81	65	64,909	2,781	17,884	85,575
2013	96	91	89	66,290	3,125	24,488	93,902
2014	97	71	85	66,981	2,438	23,387	92,806

(Sumber : Hasil hitungan)

4.3 Perhitungan Parameter Statistik dan Statistik Logaritma

$$X_{rt} = \frac{\sum X_i}{n}$$

$$X_{rt} = \frac{1383,01}{10}$$

$$X_{rt} = 138,30$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(X) - \log(\bar{x}))^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

$$C_s = \frac{10 \cdot (1686601,27)}{((10-1) \cdot (10-2) \cdot (60,78)^3)}$$

$$C_s = 1,04$$

$$C_k = \frac{n^2 \cdot (\sum (X_i - X_{rt})^4)}{((n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot Sd^4)}$$

$$Ck = \frac{10^2 \cdot (243914812,83)}{((10 - 1) \cdot (10 - 2) \cdot (10 - 3) \cdot (60,78)^4)}$$

$$Ck = 3,55$$

$$Cv = \frac{Sd}{Xrt}$$

$$Cv = \frac{60,78}{138,30}$$

$$Cv = 0,44$$

Hasil selengkapnya (Tabel 4.6)

Tabel 4.6 Perhitungan Parameter Statistik

No	Tahun	X_i mm	$(X_i - X_{rt})$	$(X_i - X_{rt})^2$	$(X_i - X_{rt})^3$	$(X_i - X_{rt})^4$
1	2005	253,75	115,45	13327,59	1538606,19	177624677,46
2	2006	120,35	-17,96	322,39	-5788,46	103932,24
3	2007	97,11	-41,19	1697,00	-69907,41	2879813,01
4	2008	198,92	60,62	3675,13	222796,45	13506547,99
5	2009	132,89	-5,41	29,28	-158,43	857,30
6	2010	212,57	74,27	5516,40	409716,14	30430617,76
7	2011	95,14	-43,16	1862,81	-80399,72	3470079,14
8	2012	85,57	-52,73	2780,03	-146580,20	7728592,65
9	2013	93,90	-44,40	1971,20	-87518,01	3885645,86
10	2014	92,81	-45,49	2069,79	-94165,29	4284049,43
Jumlah		1383,01	0,00	33251,63	1686601,27	243914812,83
Xrt		138,30		Cs	1,04	
Sd		60,78		Ck	3,55	
n		10		Cv	0,44	

(Sumber : Hasil hitungan)

Setelah dilakukan perhitungan parameter statistik, dicari nilai C_s , C_k , dan C_v menggunakan perhitungan statistik logaritma. Perhitungan selengkapnya (Tabel 4.7)

Tabel 4.7 Perhitungan statistik logaritma

No	Tahun	X_i mm	Log X_i	Log (Xi-Xrt)	Log (Xi-Xrt) ²	Log (Xi-Xrt) ³	Log (Xi-Xrt) ⁴
1	2005	253,75	2,40	0,30	0,088	0,026	0,008
2	2006	120,35	2,08	-0,03	0,001	0,000	0,000
3	2007	97,11	1,99	-0,12	0,014	-0,002	0,000
4	2008	198,92	2,30	0,19	0,037	0,007	0,001
5	2009	132,89	2,12	0,02	0,000	0,000	0,000
6	2010	212,57	2,33	0,22	0,049	0,011	0,002
7	2011	95,14	1,98	-0,13	0,017	-0,002	0,000
8	2012	85,57	1,93	-0,17	0,031	-0,005	0,001
9	2013	93,90	1,97	-0,13	0,018	-0,002	0,000
10	2014	92,81	1,97	-0,14	0,020	-0,003	0,000
Jumlah		1383,01	21,07	0,00	0,27	0,03	0,01
Xrt		138,30		Cs		0,77	
Log Xrt		2,11		Ck		2,92	
SlogX		0,17		Cv		0,08	

(Sumber : Hasil hitungan)

Hasil perhitungan parameter statistik dan statistik logaritma direkapitulasi dan disesuaikan dengan syarat untuk mencari jenis distribusi.

Tabel 4.8 Hasil rekapitulasi antara parameter statistik dan statistik logaritma

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil	Keterangan
1	Distribusi Normal	$C_k \approx 3$	3,55	TIDAK
		$C_s \approx 0$	1,04	
2	Distribusi Log Normal	$C_v \approx 0,06$	0,08	TIDAK
		$C_s \approx 3C_v + C_v^3$	0,25	
3	Distribusi Gumbel	$C_s \approx 1,1396$	1,04	TIDAK
		$C_k \approx 5,4002$	3,55	
4	Distribusi Log Pearson Tipe III	$C_s \neq 0$	0,77	IYA
		$C_v \approx 0,05$	0,08	

(Sumber : Hasil hitungan)

Dari hasil rekapitulasi diatas, didapatkan jenis distribusi menggunakan distribusi *Log Pearson III*.

4.4 Distribusi *Log Pearson Type III*

Dari tabel 4.7 didapatkan harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\text{LogXrt} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n}$$

$$\text{LogXrt} = \frac{21,07}{10}$$

$$\text{LogXrt} = 2,11$$

Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log(X) - \log(\bar{x}))^2}{n - 1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{0,27}{10 - 1}}$$

$$S = 0,17$$

Menghitung koefisien *skewness* (Cs) dengan rumus :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(X_i) - \log(Xrt))^3}{(n - 1). (n - 2). S^3}$$

$$Cs = \frac{10. (0,03)}{(10 - 1). (10 - 2). (0,17)^3} = 0,77$$

Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus :

$$\text{LogX} = \text{LogXrt} + k.S$$

Contoh periode ulang 1 tahun :

$$\text{LogX} = 2,11 + (-1,75.0,17)$$

$$\text{LogX} = 1,80$$

Selengkapnya (Tabel 4.9)

Tabel 4.9 Distribusi *Log Pearson Type III*

No	Periode Ulang (tahun)	LogXrt	Faktor Distribusi k	SLogX	LogX	X (mm)
1	1	2,11	-1,75	0,17	1,80	63,34
2	2	2,11	-0,13	0,17	2,08	121,62
3	5	2,11	0,78	0,17	2,24	175,29
4	10	2,11	1,34	0,17	2,34	218,83
5	20	2,11	1,88	0,17	2,44	272,40
6	25	2,11	1,99	0,17	2,45	284,60
7	50	2,11	2,44	0,17	2,53	341,10
8	100	2,11	2,87	0,17	2,61	405,77
9	1000	2,11	4,21	0,17	2,84	694,44

(Sumber : Hasil hitungan)

4.5 Pengujian Kecocokan (Metode *Smirnov-Kolmogorov*)

Pengujian kecocokan sebaran dengan cara ini dinilai lebih sederhana dibanding dengan pengujian dengan cara *Chi-Kuadrat*.

Tabel 4.10 Perhitungan uji distribusi dengan metode *Smirnov-Kolmogorov*

Xi (mm)	M	P(x)	P'(x)	D0
253,746	1	0,091	0,060	0,031

120,345	2	0,182	0,110	0,072
97,106	3	0,273	0,136	0,137
198,923	4	0,364	0,413	0,049
132,890	5	0,455	0,511	0,057
212,573	6	0,545	0,736	0,191
95,140	7	0,636	0,756	0,120
85,575	8	0,727	0,769	0,042
93,902	9	0,818	0,780	0,038
92,806	10	0,909	0,851	0,058

(Sumber : Hasil hitungan)

Berdasarkan perhitungan uji distribusi dengan metode *Smirnov-Kolmogorov* (Tabel 4.10) didapat simpangan maksimum D_0 maksimum = 0,191.

Jumlah data 10 dan α (derajat kepercayaan) 5% maka (Lampiran 4.2) didapat D_0 kritis = $1,36/n^{0,5} = 1,36/10^{0,5} = 0,409$.

D_0 maksimum < D_0 kritis, maka distribusi **Probabilitas Log Pearson Type III dapat diterima.**

4.6 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir sangat diperlukan untuk mengetahui besarnya debit yang ada disungai. Besarnya debit sungai sangat dipengaruhi oleh intensitas curah hujan yang turun di daerah aliran sungai (DAS) dan juga turut ditentukan oleh luasnya daerah tampungan hujan (*catchment area*) serta panjangnya sungai yang mengalir di daerah tersebut. Pada peta Topografi aliran sungai Rawaan skala 1 : 50.000 diperoleh data-data areal sebagai berikut:

Luas <i>Catchment Area</i> (F)	= 65,53 Km ²
Elevasi dasar sungai di lokasi bendung	= + 0,114 Mdpl
Panjang teoritis sungai (L)	= 14,881 Km

Elevasi dasar sungai hulu = + 156 Mdpl

Untuk mendapatkan debit banjir rencana dalam Tinjauan Ulang Perencanaan Bendung Sungai Rawaan di Kabupaten Lumajang dipergunakan (2) dua metode yaitu: metode *Haspers* dan metode Rasional.

4.6.1 Metode *Haspers*

Luas Medan :

Luas *Catchment Area* (F) = 65,53 Km²
 Panjang sungai eff (0,90 x L) = 0,90 x 14,881 = 13,4 Km
 Kemiringan sungai rata-rata (I) = 0,0034

Rumus :

$$Q_r = \alpha \times \beta \times F \times qT$$

Dimana :

Q_r = Debit maksimum dengan periode ulang “t” tahun
 (m³/dt)

α = Run off coefficient dihitung dengan rumus :

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \times F^{0,7}}{1 + 0,075 \times F^{0,7}}$$

β = Reduction coefficient dihitung dengan rumus :

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,7 \times 10^{-4}}{t^2 + 15} \times \frac{F^{0,75}}{12}$$

t = *Duration* (jam), dihitung dengan rumus :

$$t = 0,1 \times L^{0,8} \times i^{-0,3}$$

q_T = Debit maksimum per km^2 daerah adalah dengan periode ulang “t” tahun

$$q_T = \frac{r}{3,6 \times t} \rightarrow t \text{ (dalam jam)}$$

r = Hujan selama t jam

- Untuk $t < 2$ jam :

$$r = \frac{t \times R_T}{t + 1 - 0,0008(260 - R_T)(2 - t)^2}$$

- Untuk $2 \text{ jam} < t < 19 \text{ jam}$:

$$r = \frac{t \times R_T}{t + 1}$$

- Untuk $19 \text{ jam} < t < 30 \text{ hari}$:

$$r = 0,707 \times R_T \sqrt{(t + 1)} \sqrt{(t + 1)}$$

Hitungan :

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \times F^{0,7}}{1 + 0,075 \times F^{0,7}}$$

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \times 65,53^{0,7}}{1 + 0,075 \times 65,53^{0,7}}$$

$$\alpha = 0,509$$

$$t = 0,1 \times L^{0,8} \times I^{-0,3}$$

$$t = 0,1 \times 13,4^{0,8} \times 0,0034^{-0,3}$$

$$t = 4,38 \text{ jam} \rightarrow 2 \text{ jam} < t < 19 \text{ jam}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,7 \times 10^{-4}}{t^2 + 15} \times \frac{F^{0,75}}{12}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{3,04 + 3,7 \times 10^{-4}}{3,04^2 + 15} \times \frac{65,53^{0,75}}{12}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1,247$$

$$\beta = 0,806$$

- Untuk $2 \text{ jam} < t < 19 \text{ jam}$:

$$r = \frac{t \times R_T}{t + 1}$$

$$r = \frac{3,04 \times R_T}{3,04 + 1}$$

$$r = \frac{3,04 \times R_T}{4,04}$$

Untuk perhitungan $r = 2$ tahun dari perhitungan curah hujan maksimum :

$$r_2 = \frac{3,04 \times 121,62}{4,04}$$

$$r_2 = 91,51$$

$$qT = \frac{r}{3,6 \times t}$$

$$q_2 = \frac{95,74}{3,6 \times 3,04}$$

$$q_2 = \frac{95,74}{3,6 \times 3,04}$$

$$q_2 = 8,36$$

$$Q_r = \alpha \times \beta \times F \times q_T$$

$$Q_2 = 0,509 \times 0,806 \times 65,53 \times 8,36$$

$$Q_2 = 224,801 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Langkah hitungan selanjutnya (Tabel 4.11)

Tabel 4.11 Hasil hitungan metode Haspers

Periode Ulang (Tahun)	Curah Hujan Rencana Rata-Rata (mm)	Debit Banjir Rencana (m ³ /dt)
1	63,34	117,080
2	121,62	224,801
5	175,29	324,004
10	218,83	404,483
20	272,40	503,516
25	284,60	526,061
50	341,10	630,493
100	405,77	750,034
1000	694,44	1283,611

(Sumber : Hasil hitungan)

4.6.2 Metode Rasional

Rumus :

$$Q_n = \frac{C \times I \times F}{3,6}$$

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24}\right) \times \left(\frac{24}{t_c}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$t_c = \frac{0,87 \times L^{2,385}}{1000 \times S}$$

Rumus *Kirpich* :

$$V = 72 \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$$

Dimana :

Q_n = Debit puncak (m^3/dt)

C = Koefisien pengaliran (*Run Off Coefficient*)

I = Intensitas hujan

F = Luas *catchment area* (km^2)

3,6 = Faktor konversi

L = Panjang sungai (km)

T_c = Waktu konsentrasi (jam)

R_{24} = Waktu hujan rencana (mm), diambil dari hasil hitungan yang besar

ΔH = Beda tinggi antara titik terjauh DPS dari titik peninjauan
(+156 Mdpl) – (+0,114 Mdpl) = 155,89 m

Perhitungan Q_2 :

L = 13,4 Km

ΔH = 155,89 m = 0,15589 Km

$$V = 72 \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$$

$$V = 72 \left(\frac{0,15589}{13,4}\right)^{0,6}$$

$$V = 4,97 \text{ Km/jam}$$

$$t_c = \frac{L}{V}$$

$$t_c = \frac{13,4}{4,97}$$

$$t_c = 2,7 \text{ jam}$$

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24} \right) \times \left(\frac{24}{t_c} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = \left(\frac{121,62}{24} \right) \times \left(\frac{24}{2,7} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 21,7 \text{ mm/jam}$$

$$Q_n = \frac{C \times I \times F}{3,6}$$

Kondisi daerah pengaliran merupakan sungai kecil di dataran. Nilai C untuk perencanaan diambil 0,45 (Lampiran...)

$$Q_n = \frac{0,45 \times 21,7 \times 65,53}{3,6}$$

$$Q_n = 177,96 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Langkah hitungan selanjutnya (Tabel 4.12)

Tabel 4.12 Hasil hitungan metode Rasional

Periode Ulang (Tahun)	Curah Hujan Rencana (mm)	Qn (m³/dt)
1	63,34	92,68
2	121,62	177,96

5	175,29	256,49
10	218,83	320,20
20	272,40	398,60
25	284,60	416,44
50	341,10	499,11
100	405,77	593,74
1000	694,44	1016,14

(Sumber : Hasil hitungan)

Tabel 4.13 Rekapitulasi Debit Banjir Rencana (m^3/dt)

Debit (m^3/dt)	Metode	
	<i>Haspers</i>	Rasional
Q1	117,080	92,68
Q2	224,801	177,96
Q5	324,004	256,49
Q10	404,483	320,20
Q20	503,516	398,60
Q25	526,061	416,44
Q50	630,493	499,11
Q100	750,034	593,74
Q1000	1283,611	1016,14

(Sumber : Hasil hitungan)

Resume : Hasil hitungan debit banjir rencana

Proses pengolahan data hidrologi adalah dimulai dengan mengumpulkan data curah hujan yang diambil dari beberapa stasiun hujan yang berada atau berdekatan dengan lokasi *Catchment Area*. Data hujan tersebut diamati, teliti dan diolah. Langkah-langkah dalam pengolahan data sebagai berikut :

1. Data hujan tiap stasiun hujan ditabelkan dan disusun menurut tahun pengamatan mulai dari tahun 2005 sampai dengan tahun 2014.
2. Data hujan dari ketiga stasiun di rata-ratakan dengan menggunakan metode *Poligon Thiessen*. Nilai rata-rata dan

- dirangking dari besar ke kecil sehingga didapat angka curah hujan terbesar ke1, ke-2, dan seterusnya.
3. Data hujan rata-rata tersebut dijadikan dasar untuk menghitung curah hujan rencana yang dihitung dengan menggunakan metode *Log Pearson Type III*.
 4. Data hujan rencana terbesar diuji dengan metode *Smirnov Kolmogorov*.
 5. Data hujan rencana yang memenuhi syarat dipergunakan untuk menghitung debit banjir rencana untuk periode ulang (*return period*) tertentu yang diolah dengan menggunakan metode Hasper dan metode Rasional.
 6. Debit banjir yang digunakan adalah dari hasil perhitungan dengan menggunakan metode *Haspers* karena memiliki hasil perhitungan debit yang lebih besar dibanding metode Rasional.

4.7 Analisa Pasang Surut Air Laut

Analisa pasang surut air laut dilakukan untuk mengetahui elevasi pasang tertinggi di muara sungai Rawaan. Elevasi tertinggi pasang air laut digunakan sebagai acuan dalam menentukan desain bendung yang sesuai.

Analisa yang dilakukan menggunakan metode *Admiralty*. Yaitu berupa observasi pasang surut air laut selama 15 hari berturut – turut dan dilakukan selama 24 jam (observasi pasang surut air laut didapatkan dari data sekunder). Setelah dilakukan observasi, dilakukan perhitungan karakteristik pasang air laut. Dan yang terakhir adalah menentukan elevasi pasang tertinggi air laut.

Tabel 4.14 Observasi pasang surut air laut

Day #	Date	Hour @																							
		0:00	1:00	2:00	3:00	4:00	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00	21:00	22:00	23:00
1	11-Apr-18	1,586	1,678	1,771	1,837	1,853	1,806	1,697	1,542	1,370	1,218	1,121	1,101	1,166	1,304	1,484	1,666	1,809	1,880	1,865	1,771	1,626	1,470	1,349	1,298
2	12-Apr-18	1,335	1,453	1,625	1,803	1,939	1,989	1,932	1,773	1,543	1,296	1,089	0,976	0,987	1,123	1,353	1,625	1,872	2,033	2,071	1,975	1,773	1,519	1,279	1,119
3	13-Apr-18	1,084	1,186	1,400	1,671	1,928	2,098	2,131	2,012	1,765	1,447	1,138	0,916	0,842	0,938	1,184	1,522	1,870	2,139	2,262	2,206	1,985	1,655	1,301	1,014
4	14-Apr-18	0,870	0,907	1,117	1,446	1,808	2,106	2,261	2,227	2,009	1,660	1,268	0,937	0,755	0,773	0,993	1,364	1,794	2,175	2,408	2,433	2,240	1,875	1,428	1,013
5	15-Apr-18	0,733	0,660	0,812	1,148	1,581	1,998	2,288	2,376	2,237	1,906	1,471	1,046	0,748	0,658	0,808	1,165	1,643	2,121	2,478	2,618	2,502	2,155	1,659	1,136
6	16-Apr-18	0,714	0,498	0,539	0,822	1,273	1,772	2,191	2,421	2,403	2,145	1,718	1,237	0,834	0,621	0,663	0,956	1,432	1,974	2,442	2,716	2,722	2,450	1,965	1,380
7	17-Apr-18	0,838	0,468	0,359	0,530	0,932	1,457	1,969	2,336	2,465	2,328	1,967	1,483	1,011	0,683	0,594	0,778	1,196	1,746	2,292	2,693	2,844	2,700	2,291	1,711
8	18-Apr-18	1,098	0,597	0,324	0,339	0,627	1,108	1,653	2,121	2,394	2,407	2,164	1,739	1,253	0,844	0,628	0,675	0,982	1,479	2,044	2,536	2,828	2,841	2,567	2,066
9	19-Apr-18	1,453	0,874	0,461	0,304	0,432	0,798	1,302	1,809	2,190	2,352	2,261	1,952	1,517	1,082	0,773	0,682	0,845	1,229	1,745	2,266	2,660	2,827	2,721	2,361
10	20-Apr-18	1,830	1,249	0,752	0,449	0,400	0,602	0,992	1,462	1,888	2,163	2,225	2,067	1,744	1,353	1,008	0,811	0,826	1,060	1,462	1,936	2,368	2,648	2,706	2,523
11	21-Apr-18	2,139	1,640	1,141	0,750	0,549	0,572	0,798	1,156	1,549	1,875	2,056	2,054	1,882	1,597	1,286	1,043	0,942	1,019	1,265	1,624	2,012	2,335	2,514	2,503
12	22-Apr-18	2,302	1,954	1,537	1,142	0,851	0,721	0,767	0,964	1,250	1,550	1,788	1,909	1,894	1,757	1,547	1,330	1,172	1,124	1,205	1,405	1,677	1,960	2,186	2,301
13	23-Apr-18	2,276	2,113	1,847	1,534	1,237	1,016	0,909	0,930	1,060	1,260	1,479	1,664	1,776	1,797	1,732	1,608	1,467	1,353	1,301	1,331	1,441	1,609	1,797	1,963
14	24-Apr-18	2,066	2,081	1,999	1,834	1,616	1,387	1,189	1,059	1,019	1,071	1,200	1,375	1,557	1,709	1,800	1,816	1,761	1,655	1,529	1,420	1,357	1,362	1,438	1,568
15	25-Apr-18	1,725	1,869	1,963	1,978	1,904	1,748	1,538	1,317	1,131	1,020	1,011	1,107	1,289	1,516	1,740	1,910	1,989	1,961	1,835	1,644	1,438	1,270	1,185	1,207

(Sumber : Data sekunder)

Tabel 4.15 Analisis karakteristik pasang surut air laut

No	Constituents	Symbol	Description	Period (hour)	ω (rad/hour)	A	B	g° phase	H=Amplitude (m)
0,	Average water level	Z_0		-	-				1,5498
1,	Main lunar constituent	M_2	semi diurnal	12,4206	0,50587	0,4980	0,4210	40,2104°	0,6521
2,	Main solar constituent	S_2		12,0000	0,52360	-0,1805	-0,3155	240,2228°	0,3635
3,	Lunar constituent, due to Earth-Moon distance	N_2		12,6582	0,49637	-0,0991	-0,0480	205,8239°	0,1101
4,	Soli-lunar constituent, due to the change of declination	K_2		11,9673	0,52503	-0,0331	-0,0229	214,7375°	0,0402
5,	Soli-lunar constituent	K_1	diurnal	23,9346	0,26251	0,0567	-0,1838	287,1326°	0,1923
6,	Main lunar constituent	O_1		25,8194	0,24335	-0,1238	-0,0466	200,6449°	0,1323
7,	Main solar constituent	P_1		24,0658	0,26108	0,0082	0,0237	70,8698°	0,0251
8,	Main lunar constituent	M_4	quarterly	6,2103	1,01174	0,0000	-0,0001	297,1363°	0,0001
9,	Soli-lunar constituent	MS_4		6,1033	1,02947	0,0000	0,0000	298,2181°	0,0001

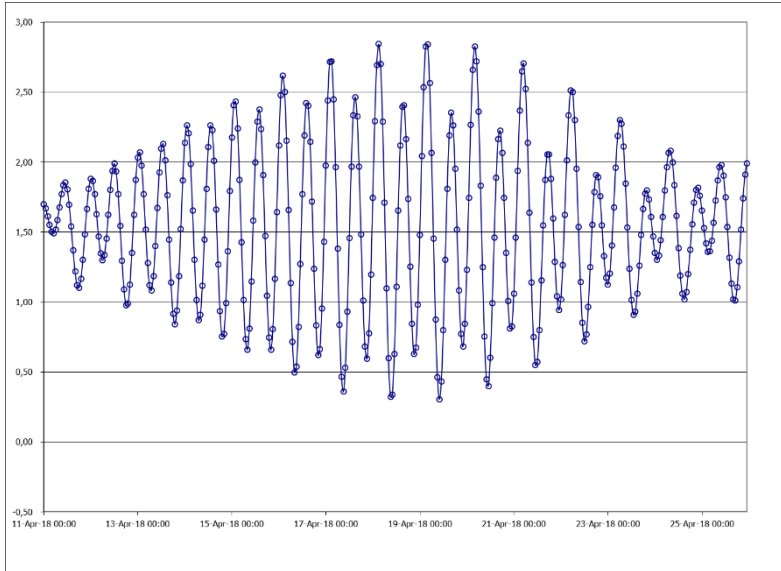
(Sumber : Hasil hitungan)

Penentuan jenis pasang surut air laut didapatkan dengan rumus :

$$F = \frac{K_1 + O_1}{M_2 + S_2}$$

$$F = \frac{0,1923 + 0,1323}{0,6521 + 0,3635} = 0,32$$

Berdasarkan bilangan *Formzahl*, tipe gelombang adalah campuran dengan tipe ganda (*semi diurnal*) lebih menonjol.



Gambar 4.4 Grafik analisis pasang surut air laut
(*Sumber* : Hasil hitungan)

Tabel 4.16 Elevasi muka air rencana

Symbol	Calculation	Elev.	HHWL	MHWL	MSL	MLWL	CDL	LLWL	LAT	
Higher High Water Level	$Z_0+(M_2+S_2+K_2+K_1+O_1+P_1)$	2,955	≈ 3,00	0,00	0,50	1,50	2,40	2,60	2,90	3,00
Mean High Water Level	$MHWL$	2,527	≈ 2,50	-0,50	0,00	1,00	1,90	2,30	2,40	2,50
Mean Sea Level	MSL	1,55	≈ 1,50	-1,50	-1,00	0,00	0,90	1,30	1,40	1,50
Mean Low Water Level	$MLWL$	0,573	≈ 0,60	-2,40	-1,90	-0,90	0,00	0,40	0,50	0,60
Chart Datum Level	CDL	0,21	≈ 0,20	-2,80	-2,30	-1,30	-0,40	0,00	0,10	0,20
Lower Low Water Level	$LLWL$	0,144	≈ 0,10	-2,90	-2,40	-1,40	-0,50	-0,10	0,00	0,10
Lowest Astronomical Tide	LAT	0,034	≈ 0,00	-3,00	-2,50	-1,50	-0,60	-0,20	-0,10	0,00

(*Sumber* : Hasil hitungan)

Dari perhitungan muka air rencana, didapatkan elevasi muka air tertinggi (HHWL) adalah +3,00 mdpl

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN UTAMA

5.1 Umum

Pemilihan Aspek yang mempengaruhi dalam pemilihan lokasi bendung menurut KP.02 Tahun 2013 Bangunan Utama adalah :

1. Pertimbangan topografi.
2. Kemantapan geoteknik pondasi bendung.
3. Pengaruh hidraulik.
4. Pengaruh regime sungai.
5. Tingkat kesulitan saluran induk.
6. Ruang untuk bangunan pelengkap bendung.
7. Luas daerah tangkapan air.
8. Tingkat kemudahan pencapaian.
9. Biaya pembangunan.
10. Kesepakatan *stakeholder*.

Rekomendasi syarat pemilihan lokasi bendung menurut sebagai berikut :

1. Topografi: dipilih lembah sempit dan tidak terlalu dalam dengan mempertimbangkan topografi di daerah tangkapan air maupun daerah layanan irigasi.
2. Geoteknik: dipilih dasar sungai yang mempunyai daya dukung kuat, stratigrafi lapisan batuan miring ke arah hulu, tidak ada sesar aktif, tidak ada erosi buluh, dan dasar sungai hilir bendung tahan terhadap gerusan air. Disamping itu diusahakan keadaan batuan tebing kanan dan kiri bendung cukup kuat dan stabil serta relatif tidak terdapat bocoran samping.
3. Hidraulik: dipilih bagian sungai yang lurus. Jika bagian sungai lurus tidak didapatkan, lokasi bendung ditolerir pada belokan sungai dengan syarat posisi bangunan intake harus terletak pada tikungan luar dan terdapat bagian sungai yang lurus di hulu

bendung. Kalau yang terakhir inipun tidak terpenuhi perlu dipertimbangkan pembuatan bendung di kopur atau dilakukan rekayasa perbaikan sungai.

4. *Regime* sungai: Hindari lokasi bendung pada bagian sungai dimana terjadi perubahan kemiringan sungai secara mendadak, dan hindari bagian sungai dengan belokan tajam. Pilih bagian sungai yang lurus mempunyai kemiringan relatif tetap sepanjang penggal tertentu.
5. Saluran induk: Pilih lokasi bendung sedemikian sehingga pembangunan saluran induk dekat bendung tidak terlalu sulit dan tidak terlalu mahal. Hindari *trace* saluran menyusuri tebing terjal apalagi berbatu. Usahakan ketinggian galian tebing pada saluran induk kurang dari 8m dan ketinggian timbunan kurang dari 6 m.
6. Ruang untuk bangunan pelengkap: Lokasi bendung harus dapat menyediakan ruangan untuk bangunan pelengkap bendung, utamanya untuk kolam pengendap dan saluran penguras dengan panjang dan lebar masing-masing kurang lebih 300 – 500 m dan 40 – 60 m.
7. Luas daerah tangkapan air: Lokasi bendung harus dipilih dengan mempertimbangkan luas daerah tangkapan, terkait dengan debit andalan yang didapat dan debit banjir yang mungkin terjadi menghantam bendung. Hal ini harus dikaitkan dengan luas layanan yang didapat dan ketinggian lantai layanan dan pembangunan bangunan melintang anak sungai (kalau ada).
8. Pencapaian mudah: Lokasi bendung harus relatif mudah dicapai untuk keperluan mobilisasi alat dan bahan saat pembangunan fisik maupun operasi dan pemeliharaan. Kemudahan melakukan inspeksi oleh aparat pemerintah juga harus dipertimbangkan dengan matang.
9. Biaya pembangunan yang efisien: dari berbagai alternatif lokasi bendung dengan mempertimbangkan faktor-faktor yang dominan, akhirnya dipilih lokasi bendung yang biaya konstruksinya minimal tetapi memberikan output yang optimal.

10. Kesepakatan *stakeholder*: apapun keputusannya, yang penting adalah kesepakatan antar pemangku kepentingan lewat konsultasi publik. Untuk itu direkomendasikan melakukan sosialisasi pemilihan lokasi bendung.

5.2 Data Teknis

Berdasarkan keadaan fisik lapangan dan hasil analisis data hidrologi bendung sungai Rawaan, diperoleh informasi seperti berikut ini :

1. Debit banjir rencana (Q_{100}) = 750,034 m³/dt
2. Daerah aliran sungan / *Catchment Area* :
 - a) Luas *Catchment Area* = 65,53 km²
 - b) Panjang sungai (L) = 14,881 km
 - c) 0,9 x L = 13,4 km
3. Topografi lahan :
 - a) Ketinggian relatif dasar sungai di hulu = +156 m
 - b) Elevasi dasar sungai di lokasi bendung = +0,114 m
4. Parameter tanah pada lokasi bendung didapat :
 - a) Sudut geser (θ) = 24^o
 - b) Kohesi (C) = 0,29 kg/cm²
 - c) Berat jenis tanah (γ) = 1,806 ton/m³

5.3 Perhitungan Hidrolis Bendung

5.3.1 Kemiringan Sungai Rata-Rata

Kemiringan sungai yang diambil adalah kemiringan sungai rata-rata dari profil memanjang sungai pada peta Topografi aliran sungai Rawaan skala 1:50.000 antara elevasi hulu sungaidan elevasi dasar sungai dilokasi bendung. Kemiringan sungai rata-rata (I) adalah sebagai berikut :

$$I = \frac{(\text{Elevasi}_{\text{Hulu}}) - (\text{Elevasi}_{\text{Bendung}})}{0,9L}$$

$$I = \frac{(+0,445) - (+0,114)}{96,93}$$

$$I = 0,0034$$

5.3.2 Lebar Sungai Rata-Rata

Dalam menentukan lebar sungai pada lokasi bendung adalah dengan cara mengambil lebar sungai rata-rata berdasarkan data lapangan dimana pengukuran lebar sungai dilakukan per-patok arah ke hulu sungai dengan jarak bervariasi.

Data lengkap selanjutnya (Tabel 5.1)

Tabel 5.1 Lebar sungai per patok

No.Patok	Lebar Sungai (m)	No.Patok	Lebar Sungai (m)
P1	111	P6	108
P2	110	P7	99,5
P3	109	P8	110
P4	110	P9	118
P5	109	P10	124

(Sumber : Hasil hitungan)

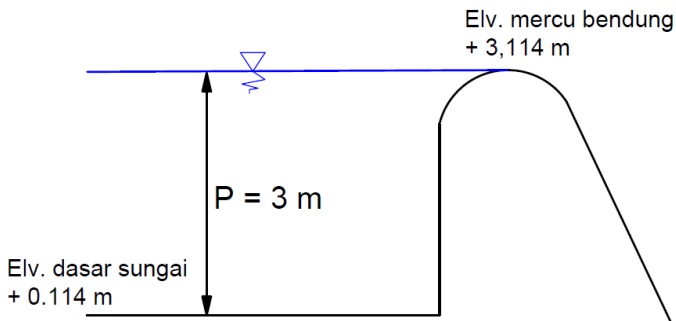
Dari data Tabel 5.1 diatas, diperoleh lebar sungai rata-rata sebagai berikut :

$$\frac{1108,5}{10} = 110,85 \text{ m}$$

5.3.3 Tinggi Mercu Bendung

Tinggi mercu bendung ditentukan berdasarkan elevasi tertinggi pada saat pasang air laut. Faktor-faktor yang mempengaruhi peil mercu bendung :

1. Elevasi pasang air laut tertinggi	= + 3,00 m	
2. Tinggi jagaan bendung	= + 0,15 m	
		+
Elevasi mercu bendung	= + 3,15 m	
Ketinggian dasar sungai di lokasi rencana		
Bendung	= + 0,114 m	
		-
Tinggi mercu bendung (P)	= 3,036 m → 3 m	



Gambar 5.1 Sketsa tinggi mercu bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.4 Lebar Total Bendung

Lebar total bendung adalah jarak antara tembok sebelah dalam kiri dan kanan bendung, untuk menentukan lebar total bendung dapat dihitung dengan memakai rumus :

$$B_{tot} = 1,2 \times B_r$$

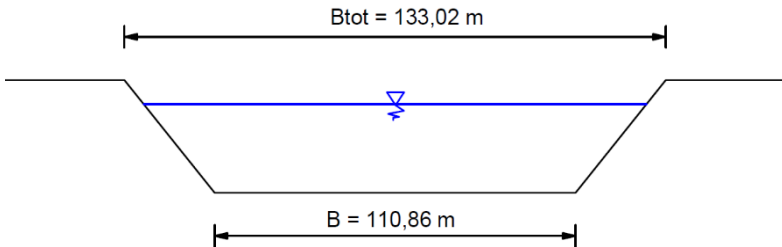
Dimana :

B_{tot} = Lebar total bendung (m)

B_r = Lebar sungai rata-rata

Hitungan :

$$B_{tot} = 1,2 \times 110,85 = 133,02 \text{ m}$$



Gambar 5.2 Sketsa lebar total bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.5 Lebar Efektif Bendung

Tidak seluruh lebar bendung ini akan bermanfaat untuk melewati debit, oleh karena kemungkinan adanya pilar-pilar dan pintu-pintu penguras. Lebar bendung yang bermanfaat untuk melewati debit disebut lebar efektif (B_{eff}).

- Lebar total bendung (B_{tot}) = 133,02 m
- Konstruksi pangkal tembok bulat (k_a) = 0,10 (Lampiran 2.7)

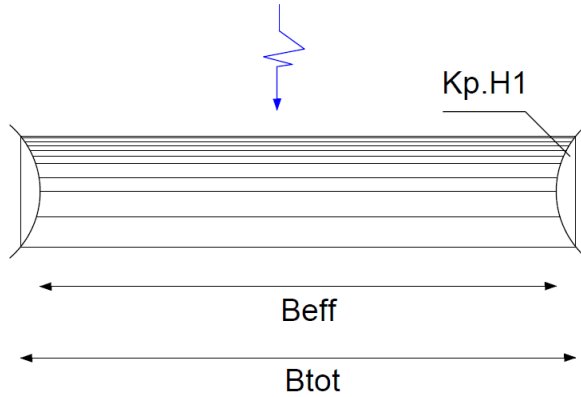
Hitungan :

$$B_{eff} = B_{tot} - 2(K_a) \cdot H_1$$

$$B_{eff} = 133,02 - 2(0,10) \cdot H_1$$

$$B_{eff} = 133,02 - 0,20H_1$$

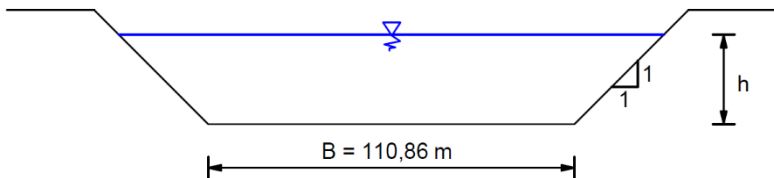
$$B_{eff} = 131,62 - 0,20H_1$$



Gambar 5.3 Sketsa lebar efektif bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.6 Tinggi Muka Air Banjir di Hilir Bendung

Merupakan tinggi air banjir di hilir bendung setelah adanya bendung dan sama dengan tingginya air banjir di sungai sebelum ada bendung. Ketinggian air di perhitungkan berdasarkan debit banjir rencana dengan kala ulang $Q_{100} = 750,034 \text{ m}^3/\text{dt}$. Untuk menetapkan tinggi muka air banjir di hilir bendung didasarkan pada kemiringan rata-rata sungai, penampang sungai dan penampang sungai di hilir bendung. Profil melintang sungai di hilir bendung adalah seperti gambar berikut:



Gambar 5.4 Profil Melintang Sungai
(Sumber : Analisis hitungan)

Rumus yang dipergunakan dalam perhitungan ini adalah *Manning*:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

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

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

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

$$Q = V \cdot A$$

$$I = 0,0034$$

$$n = 0,035 \text{ (Lampiran 5.1)}$$

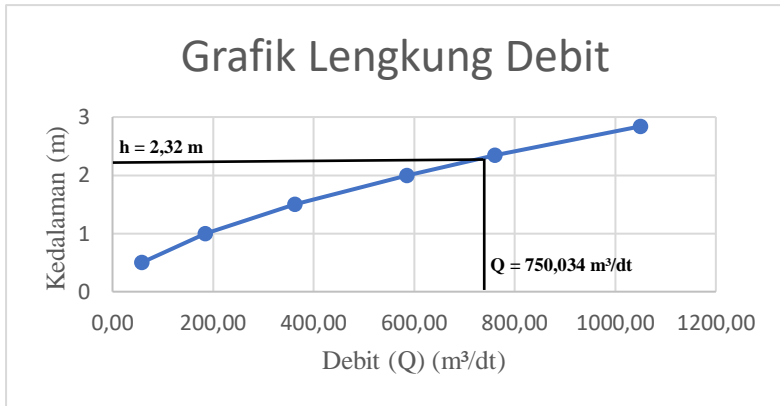
Maka, dengan Rumus diatas dapat dihitung debit sungai setiap pertambahan kedalaman 0,50 m.

Data hitungan selanjutnya pada Tabel 5.2 berikut :

Tabel 5.2 Perhitungan tinggi muka air banjir di hilir bendung

H (m)	A (m²)	P (m)	R (m)	n	V (m/dt)	Q₁₀₀ (m³/dt)
0,5	55,68	112,27	0,496	0,035	1,046	58,23
1	111,86	113,69	0,984	0,035	1,652	184,75
1,5	168,54	115,10	1,464	0,035	2,153	362,90
2	225,72	116,52	1,937	0,035	2,595	585,78
2,5	283,4	117,93	2,403	0,035	2,996	849,16
3	341,58	119,35	2,862	0,035	3,367	1150,06

(Sumber : Hasil hitungan)



Gambar 5.5 Grafik Lengkung Debit di hilir bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

Dari hitungan diatas dapat digambarkan Lengkung Debit di hilir bendung. Dengan *plotting* $Q_{100} = 750,034 \text{ m}^3/\text{detik}$, maka didapat tinggi air banjir di hilir bendung **$h=2,32 \text{ m}$** . Bendung direncanakan dimana elevasi dasar sungai dihilir + 0,114 m, sehingga elevasi muka air di hilir bendung adalah: + 0,114 + 2,32 = + **2,43 m**.

Parameter :

$$\begin{aligned} h &= 2,43 \text{ m} \\ I &= 0,0034 \\ n &= 0,035 \end{aligned}$$

Hitungan :

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

$$A = (110,86 + 1 \times 2,34) \cdot 2,34 = 264,8 \text{ m}^2$$

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

100

$$P = 110,86 + 2 \cdot (2,43) \cdot \sqrt{1^2 + 1} = 117,7 \text{ m}$$

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

$$R = \frac{264,8}{117,7} = 2,09 \text{ m}$$

Rumus *Manning* :

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{1}{0,035} \cdot 2,09^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0034^{\frac{1}{2}}$$

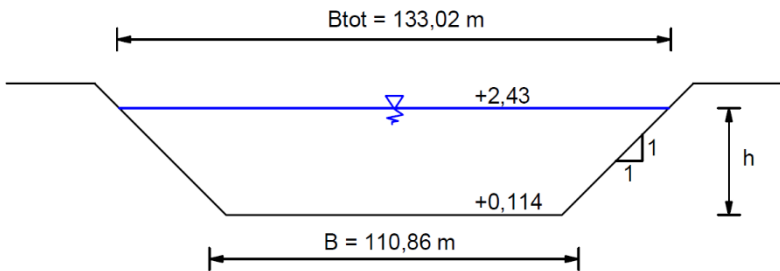
$$V = 2,872 \text{ m}^2/\text{dt}$$

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = 2,872 \times 264,8$$

$$Q = 760,5 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{100} < Q \rightarrow 750,034 \text{ m}^3/\text{dt} < 760,5 \text{ m}^3/\text{dt} \dots\dots\dots \text{(OK)}$$



Gambar 5.6 Sketsa tinggi muka air banjir dihilir bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.7 Tinggi Air Maksimum Diatas Mercu

Bendung sungai Rawaan direncanakan dari beton dengan mercu tipe bulat.

- Elevasi mercu bendung = +3,114 m
- Elevasi dasar sungai = +0,114 m
- Tinggi mercu (P) = 3 m
- Jari-jari mercu bendung satu buah (r1) = 0,30 H₁
- Kemiringan bagian hulu = Vertikal
- Kemiringan bagian hilir = 1:1
- Debit banjir rencana Q₁₀₀ = 750,034 m³/dt

Tinggi muka air diatas mercu bendung dihitung dengan rumus :

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

Untuk pendekatan diambil Cd' = 1,4 (Asumsi)

$$750,034 = 1,4 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,8} \times (133,02 - 0,20H_1) \times H_1^{1,5}$$

$$750,034 = 1,4 \times 1,70 \times (133,02 - 0,20H_1) \times H_1^{1,5}$$

$$750,034 = 2,38 \times (133,02 - 0,20H_1) \times H_1^{1,5}$$

$$750,034 = 316,587H_1^{1,5} - 0,476H_1^{2,5}$$

Dengan cara coba-coba → H₁ = 1,78 m

$$750,034 = 316,587 \cdot (1,78^{1,5}) - 0,476 \cdot (1,78^{2,5})$$

$$750,034 = 750,02$$

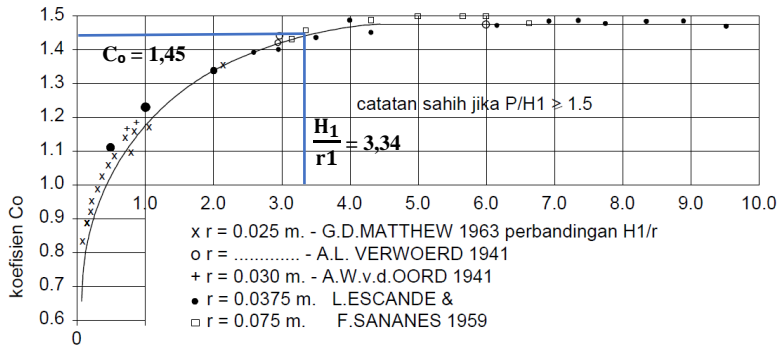
Jadi, harga H₁ = 1,78 m → r1 = 0,30 x 1,78 = 0,53

Didapat harga :

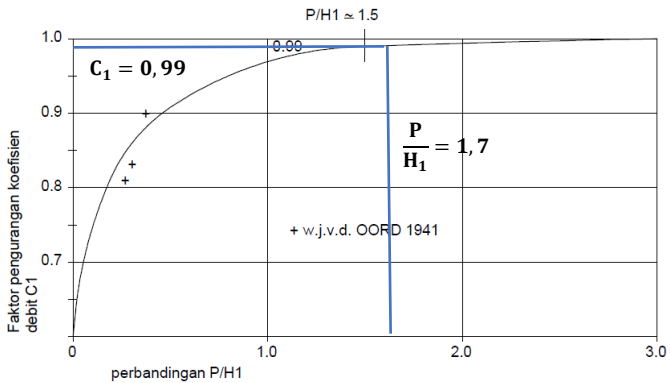
$$\frac{H_1}{r_1} = \frac{1,78}{0,53} = 3,34$$

$$\frac{P}{H_1} = \frac{3,036}{1,78} = 1,7$$

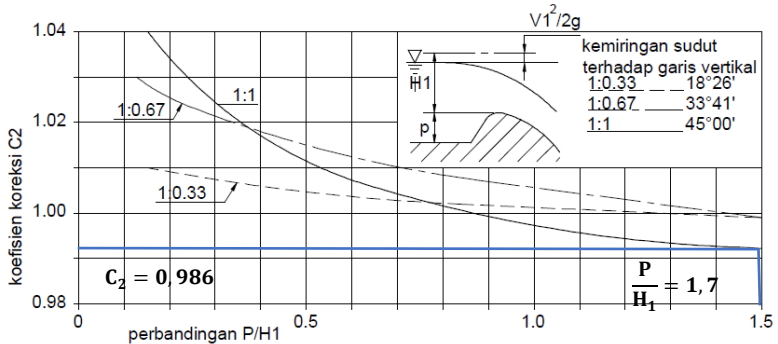
Dari grafik koefisien debit (C_d) didapat harga :



Gambar 5.7 Harga-harga koefisien C_0 untuk bendung ambang bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r
 (Sumber : Analisis hitungan)



Gambar 5.8 koefisien C_1 sebagai fungsi perbandingan P/H_1
 (Sumber : Analisis hitungan)



Gambar 5.9 Harga-harga koefisien C_2 untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung (menurut USBR, 1960)
 (Sumber : Analisis hitungan)

Harga koefisien C_2 diasumsikan kurang lebih sama dengan harga faktor koreksi untuk bentuk mercu tipe Ogee.

Gambar 5.7 $C_0 \rightarrow 1,45$

Gambar 5.8 $C_1 \rightarrow 0,99$

Gambar 5.9 $C_2 \rightarrow 0,986$

$$C_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$$

$$C_d = 1,45 \times 0,99 \times 0,986$$

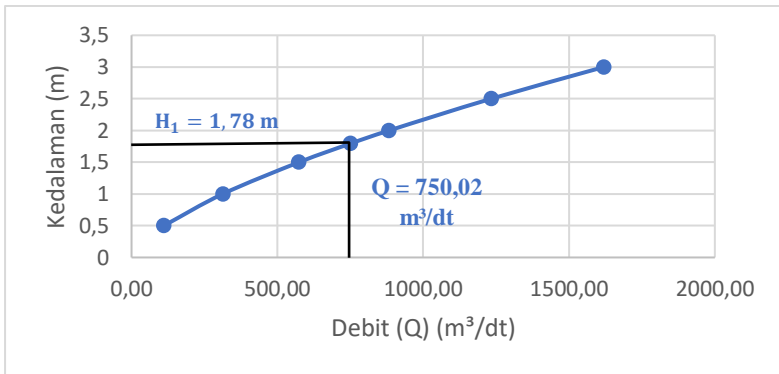
$$C_d = 1,4 \rightarrow C_d' \text{ Asumsi(OK)}$$

Data hitungan selanjutnya pada Tabel 5.3

Tabel 5.3 Perhitungan tinggi air banjir diatas mercu bendung

H_1	Cd	$\frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g}$	Btot	$H_1^{1,5}$	$0,476H_1^{2,5}$	Q_{100}
0,5	1,4	1,70	133,02	0,354	0,084	111,94
1	1,4	1,70	133,02	1,000	0,476	316,38
1,5	1,4	1,70	133,02	1,837	1,312	580,79
1,78	1,4	1,70	133,02	2,373	2,010	750,02
2	1,4	1,70	133,02	2,828	2,693	893,51
2,5	1,4	1,70	133,02	3,953	4,704	1247,78
3	1,4	1,70	133,02	5,196	7,420	1639,02

(Sumber : Hasil hitungan)



Gambar 5.10 Grafik lengkung debit di atas mercu bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

Dengan cara coba-coba $\rightarrow H_1 = 1,78 \text{ m}$

$$B_{\text{eff}} = 133,02 - 0,20H_1 \rightarrow B_{\text{eff}} = 133,02 - 0,20 \cdot (1,78)$$

$$B_{\text{eff}} = 132,664 \text{ m}$$

$$V_0 = \frac{Q}{A}$$

$$V_o = \frac{750,02}{132,664 \times 1,78}$$

$$V_o = 3,176 \text{ m/dt}$$

$$H_d = H_1 - \left[\frac{V_o^2}{2g} \right]$$

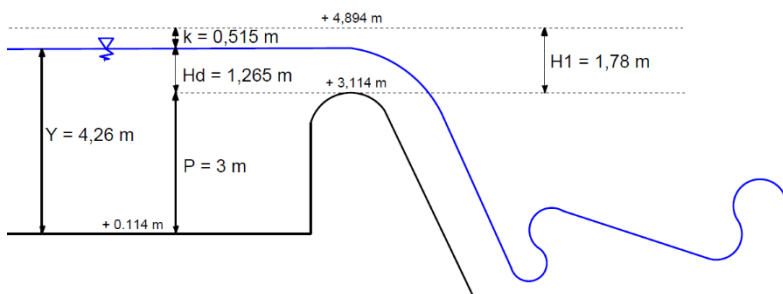
$$H_d = 1,78 - \left[\frac{3,176^2}{2 \times 9,8} \right]$$

$$H_d = 1,265 \text{ m}$$

$$k = \left[\frac{V_o^2}{2g} \right]$$

$$k = \left[\frac{3,176^2}{2 \times 9,8} \right]$$

$$k = 0,515 \text{ m}$$



Gambar 5.11 Sketsa tinggi muka air banjir diatas mercu bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.8 Arus Balik (*Back Water*)

Untuk mengetahui panjang tanggul yang diperlukan jika situasi disekitar bendung tidak memungkinkan, dibuat tanggul pendek akibat banjir rencana yang terjadi. Maka perlu diperhitungkan arus balik (*back water*) akibat pembendung.

- Tinggi puncak bendung (P) = 3,00 m
- Tinggi muka air dipuncak bendung (H) = 1,78 m
- Tinggi muka air dihilir bendung (h) = 3,00 m
- Kemiringan dasar sungai disekitar bendung (I) = 0,0034

Untuk menghitung arus balik (*back water*) dapat dipakai rumus :

$$Z = \Delta H. \left[1 - \left(\frac{X}{L} \right) \right]^2$$

Untuk $H/P > 1$, maka $L = (2.H)/I$

Untuk $H/P < 1$, maka $L = (P + H)/I$

Dimana :

Z = Ketinggian muka air disepanjang *back water* (m).

H = Tinggi muka air diatas mercu bendung (m).

h = Tinggi muka air dihilir bendung (m).

P = Tinggi puncak mercu bendung (m).

L = Panjang total dimana kurva bisa dilihat (m).

I = Kemiringan dasar sungai sekitar bendung.

Hitungan :

$$\frac{H}{P} = \frac{1,78}{3} = 0,59 \rightarrow \frac{H}{P} < 1$$

Maka dipakai rumus :

$$L = \frac{(P + H)}{I}$$

$$L = \frac{(3 + 1,78)}{0,0034} = 1405,8 \text{ m}$$

$$\Delta H = (3 + 1,78) - 3 = 1,78 \text{ m}$$

Pengaruh *back water* terjadi sampai harga $Z = 0$

$$Z = \Delta H. \left[1 - \left(\frac{X}{L} \right) \right]^2$$

Agar $Z = 0$, maka $X = \mathbf{1405,8 \text{ m}}$

$$Z = 1,78. \left[1 - \left(\frac{1405,8}{1405,8} \right) \right]^2$$

$$Z = 0$$

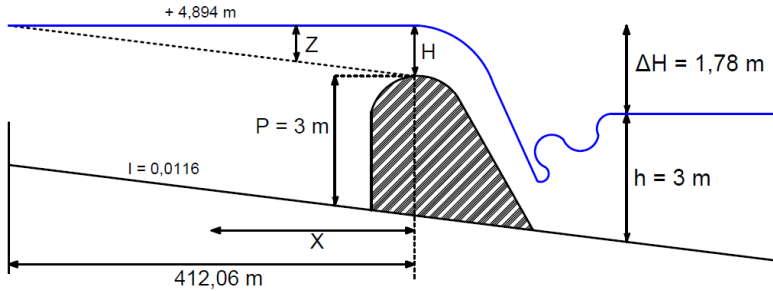
Data hitungan selanjutnya pada Tabel 5.4 berikut :

Tabel 5.4 Perhitungan arus balik (*Back Water*)

ΔH (m)	X (m)	L (m)	Z (m)	h (m)	I	Elv. Dasar Sungai (X.I) + Elv. Dasar Bendung	Elevasi Muka Air
1,78	0	1405,8	1,780	3	0,0034	0,114	4,894
1,78	400	1405,8	0,911	3	0,0034	1,474	5,385
1,78	800	1405,8	0,331	3	0,0034	2,834	6,165
1,78	850	1405,8	0,278	3	0,0034	3,004	6,282
1,78	900	1405,8	0,230	3	0,0034	3,174	6,404
1,78	950	1405,8	0,187	3	0,0034	3,344	6,531
1,78	1000	1405,8	0,148	3	0,0034	3,514	6,662
1,78	1050	1405,8	0,114	3	0,0034	3,684	6,798

1,78	1100	1405,8	0,084	3	0,0034	3,854	6,938
1,78	1405,8	1405,8	0	3	0,0034	4,894	7,894

(Sumber : Hasil hitungan)



Gambar 5.12 Sketsa arus balik
(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.9 Perhitungan Kolam Peredam Energi

Dalam merencanakan kolam peredam energi, data-data lapangan didapat antara lain :

- Debit banjir rencana Q_{100} = 750,034 m³/dt
- Lebar efektif bendung (Beff) = 132,664 m
- Elevasi puncak mercu bendung = +3,114
- Elevasi dasar sungai dihilir bendung = +0,114
- Tinggi puncak bendung (P) = 3,00 m
- Tinggi muka air dipuncak bendung (He) = 1,78 m
- Tinggi muka air dihilir bendung (h) = 3,00 m

a. Tipe Kolam Peredam Energi

Kolam peredam energi direncanakan memakai tipe *Vlughter*. Kolam peredam energi tipe ini digunakan pada tanah aluvial dengan aliran sungai tidak membawa batuan besar.

Bentuk hidrolis tipe kolam peredam energi ini akan dipengaruhi oleh tinggi energi dihilir di atas mercu (He) dan perbedaan energi dihilir dengan muka air banjir hilir (Z). Sebagai

batasan tipe ini maka dalam lantai peredam energi dari mercu bendung $\leq 8,00$ m dan $Z \leq 4,5$ m.

b. Menentukan Z/He

Untuk $1/3 \leq Z/He \leq 4/3$, maka $\rightarrow D = L = R = 0,6 \cdot He + 1,4 \cdot Z$

$$a = 0,20 \cdot He \sqrt{He/Z}$$

Untuk $4/3 \leq Z/He \leq 10$, maka $\rightarrow D = L = R = He + 1,1 \cdot Z$

$$a = 0,15 \cdot He \sqrt{He/Z}$$

Dimana :

D = Kedalaman kolam diukur dari puncak mercu sampai permukaan kolam.

L = Panjang kolam yang diukur dari perpotongan bidang miring dan horizontal.

R = Jari-jari kolam, dengan titik pusat sejajar dengan elevasi mercu.

a = *end sill*.

Perhitungan :

$$Z = (3,114 + 1,78) - (0,114 + 3)$$

$$Z = (4,894) - (3,114) = 1,78 \text{ m}$$

$$\frac{Z}{He} = \frac{1,78}{1,78} = 1 < \frac{4}{3}$$

$$D = L = R = 0,6 \cdot He + 1,4 \cdot Z$$

$$D = L = R = (0,6 \cdot 1,78) + (1,4 \cdot 1,78)$$

$$D = L = R = (1,068) + (2,492)$$

$$D = L = R = 3,6 \text{ m}$$

$$a = 0,20 \cdot He \sqrt{He/Z}$$

$$a = 0,20 \times 1,78 \sqrt{1,78/1,78}$$

$$a = 0,20 \times 1,78 \times 1$$

$$a = 0,35 \text{ m} \rightarrow 2a = 2 \times 0,35 = 0,70 \text{ m}$$

c. Kontrol Ketebalan Lantai Kolam Peredam Energi

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

Dimana :

D_x = Tebal lantai diantara titik A-B pada gambar 5.17 (1,2m)

P_x = Gaya angkat pada titik B (kg/m^2)

W_x = Kedalaman air pada titik B

γ = Berat jenis bahan ($2,4 \text{ ton/m}^3$)

S = Faktor keamanan (1,5 untuk kondisi normal, 1,25 kondisi ekstrem)

Perhitungan :

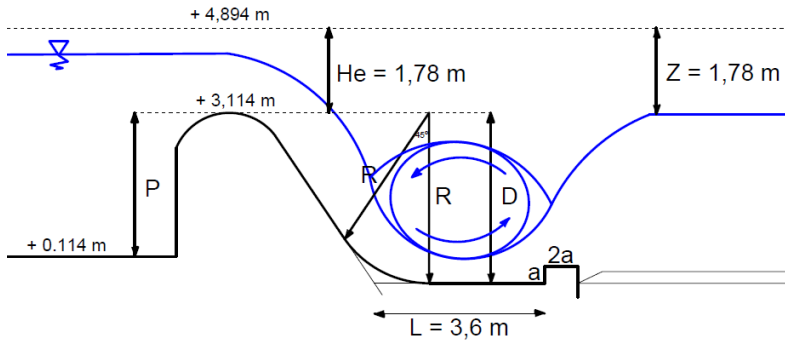
- Kondisi Normal :

$$1,2 \geq 1,5 \frac{3,5-2,5}{2,4} = 0,625 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

- Kondisi Ekstrem

$$1,2 \geq 1,25 \frac{5,68-3,6}{2,4} = 1,08 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Tebal lantai kolam peredam energi dapat diterima.



Gambar 5.13 Sketsa kolam peredam energi tipe *Vlughter*
(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.10 Gerusan Lokal (*Local Scouring*)

Untuk mengetahui pengaruh dihilir lantai bendung, data-data yang diperlukan antara lain :

- Debit banjir rencana Q_{100} = 750,034 m³/dt
- Tinggi muka air di puncak bendung (H_1) = 1,78 m
- Tinggi muka air di hilir bendung (h) = 3 m
- Lebar efektif bendung (B_{eff}) = 132,664 m
- Diameter butiran rata – rata dasar sungai (d) = 0,02 m

Kedalaman gerusan dapat dihitung secara teoritis memakai rumus:

$$D = 0,47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3}$$

Dimana :

- D = Kedalaman gerusan (*local scouring*) dihilir bendung (m)
- Q = Debit (m³/detik).
- f = Faktor lumpur *Lacey*. $f = 1,76\sqrt{d}$
- d = Diameter butiran rata – rata (m)

Hitungan :

$$f = 1,76\sqrt{0,02} = 2,489$$

$$D = 0,47 \left(\frac{750,034}{2,489} \right)^{1/3}$$

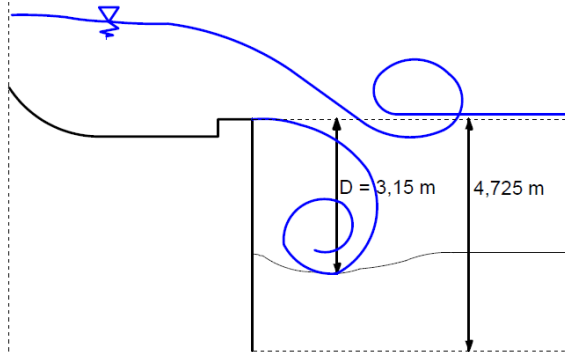
$$D = 3,15 \text{ m}$$

Karena kedalaman menurut *Lacey* adalah bersifat empiris, maka dalam pengerusan bisa digunakan suatu faktor sebagai angka keamanan yaitu 1,50.

Jadi, panjang lindungan dari batu kosong = empat (4) kali kedalaman gerusan.

$$L = 4 \times 3,15 = 12,6 \text{ m}$$

$$D = 3,15 \times 1,50 = 4,725 \text{ m}$$



Gambar 5.14 Sketsa *Local Scouring*
(Sumber : Analisis hitungan)

h dihilir bendung = 3 m $\rightarrow D > h$

Maka, diujung lantai kolam peredam energi perlu diberi batu kosong (rip-rap) untuk pelindung. Untuk mencari butiran batu yang melindungi ujung lantai dipakai rumus :

$$d = 0,04 \cdot \left[\frac{q}{h} \right]^2$$

Dimana :

d = Diameter butir yang dipakai (m).
 Q = Debit per-satuan lebar ($\text{m}^3/\text{detik}/\text{m}$).
 $q = Q/\text{Beff}$

$$h_1 = H_1 = 1,78 \text{ m}$$

$$h_2 = h = 3 \text{ m}$$

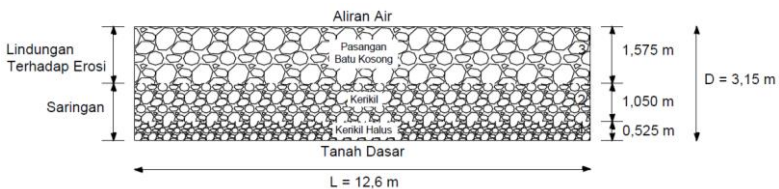
$$q = \frac{750,034}{132,664} = 5,65 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

$$h_1 = 1,78 \text{ m} \rightarrow d = 0,04 \cdot \left[\frac{5,65}{1,78} \right]^2 = 0,40 \text{ m}$$

$$h_2 = 3 \text{ m} \rightarrow d = 0,04 \cdot \left[\frac{5,65}{3} \right]^2 = 0,14 \text{ m}$$

Diambil diameter batu = 0,50 m

Filter (saringan) berfungsi mencegah hilangnya bahan dasar halus melalui bangunan lindung. Filter harus ditempatkan antara



pasangan batu kosong dan tanah bawah atau antara pembuang dan tanah bawah (Gambar 5,15).

Gambar 5.15 Sketsa filter antara pasangan batu kosong dan tanah dasar

(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.11 Perhitungan Panjang Rembesan

- Elevasi tinggi muka air banjir di hulu bendung = +4,38 m
- Elevasi tinggi muka air banjir di hilir bendung = +2,682 m
- Elevasi tinggi mercu bendung = +3,114 m
- Elevasi dasar sungai di hulu bendung = +0,114 m
- Elevasi dasar sungai di hilir bendung = -0,486 m

Untuk mengontrol panjang rembesan air dibawah bendung digunakan rumus :

$$\Delta H = L/C \quad (\text{Cara } \textit{BLIGHT})$$

$$\Sigma_{LW} = \Sigma_{LV} + \frac{1}{3\Sigma_{LH}} \geq C \quad (\text{Cara } \textit{LINE})$$

Dimana :

- ΔH = Beda tinggi muka air di hulu dengan hilir (m)
- L = Panjang lantai muka atau lantai hulu direncanakan (m)
- C = *Creep Ratio* (Lampiran 2.8)
- LV = Panjang rembesan vertikal (m)
- LH = Panjang rembesan horizontal (m)
- Σ_{LW} = Panjang rembesan (*Creep Line*)

Untuk hitungan panjang rembesan dapat dilihat pada Tabel 5.5 dan Tabel 5.6, diperoleh harga :

- Panjang rembesan vertikal (Σ_{LV}) = 18,15 m
- Panjang rembesan horizontal (Σ_{LH}) = 8,96 m

a) Kontrol Kondisi Air Normal

$$\Sigma_{LW} = \Sigma_{LV} + \frac{1}{3} \cdot \Sigma_{LH}$$

$$\Sigma_{LW} = 18,15 + \frac{1}{3} \times 8,96$$

$$\Sigma_{LW} = 21,13 \text{ m}$$

Beda tinggi muka air dihilir dan dihilir (ΔH)

$$\Delta H = 3,114 - (-0,486 + 0,35) = 3,25 \text{ m}$$

$$C = \frac{L}{\Delta H} = \frac{21,13}{3,25} = 6,5 > 6 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

(Lampiran 2.8 Harga C untuk pasir sedang adalah 6)

b) Kontrol Kondisi Air Banjir

$$\Sigma_{LW} = \Sigma_{LV} + \frac{1}{3} \cdot \Sigma_{LH}$$

$$\Sigma_{LW} = 18,15 + \frac{1}{3} \times 8,96$$

$$\Sigma_{LW} = 21,13 \text{ m}$$

Beda tinggi muka air dihilir dan dihilir (ΔH)

$$\Delta H = 4,379 - 2,682 = 1,697 \text{ m}$$

$$C = \frac{L}{\Delta H} = \frac{21,13}{1,697} = 12,45 > 6 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

(Lampiran 2.8 Harga C untuk pasir sedang adalah 6)

Tabel 5.5 Perhitungan panjang rembesan kondisi air normal

Titik	Garis	Panjang Rembesan (m)			Lx (m)	H (m) Hx-H	Hx (m)	P (t/m ²) Hx-H
		V	H	1/3 H				
A					0,00	0,00	3	3,00
	A-B	3						
B					3,00	0,33	6	5,67
	B-C		2	0,67				
C					3,67	0,40	6	5,60
	C-D	2						
D					5,67	0,62	4	3,38
	D-E		1	0,33				
E					6,00	0,66	4	3,34
	E-F	1						
F					7,00	0,77	5	4,23
	F-G		1	0,33				
G					7,33	0,80	5	4,20
	G-H	2,5						
H					9,83	1,08	2,5	1,42
	H-I		2,213	0,74				
I					10,57	1,16	2,5	1,34
	I-J	2,5						
J					13,07	1,43	5	3,57
	J-K		1,95	0,65				
K					13,72	1,50	5	3,50
	K-L	2,9						
L					16,62	1,82	2,1	0,28
	L-M		0,8	0,27				
M					16,89	1,85	2,1	0,25
	M-N	4,25						

N					21,14	2,32	6,35	4,03
		18,15	8,96	2,99				

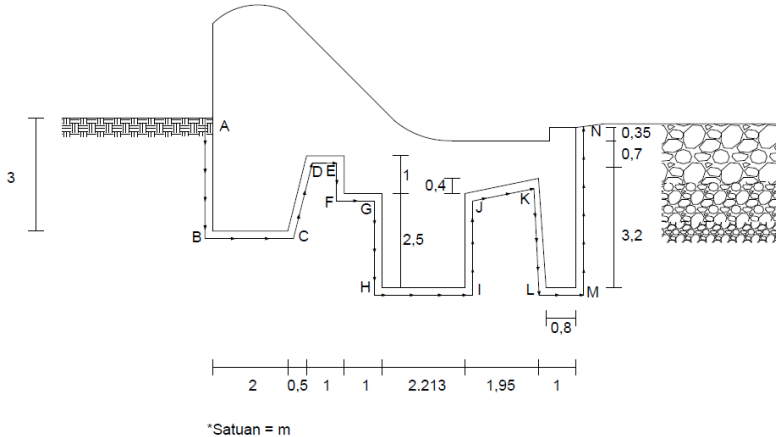
(Sumber : Hasil hitungan)

Tabel 5.6 Perhitungan panjang rembesan kondisi air banjir

Titik	Garis	Panjang Rembesan (m)			Lx (m)	H (m) (Lx/C)	Hx (m)	P (t/m ²) Hx-H
		V	H	1/3 H				
A					0,00	0,00	4,265	4,27
	A-B	3						
B					3,00	0,13	7,265	7,14
	B-C		2	0,67				
C					3,67	0,16	7,265	7,11
	C-D	2						
D					5,67	0,24	5,265	5,02
	D-E		1	0,33				
E					6,00	0,26	5,265	5,01
	E-F	1						
F					7,00	0,30	6,265	5,97
	F-G		1	0,33				
G					7,33	0,31	6,265	5,95
	G-H	2,5						
H					9,83	0,42	3,765	3,34
	H-I		2,213	0,74				
I					10,57	0,45	3,765	3,31
	I-J	2,5						
J					13,07	0,56	6,265	5,71
	J-K		1,95	0,65				
K					13,72	0,59	6,265	5,68
	K-L	2,9						

L					16,62	0,71	3,365	2,65
	L-M		0,8	0,27				
M					16,89	0,72	3,365	2,64
	M-N	4,25						
N					21,14	0,90	7,615	6,71
		18,15	8,96	2,65				

(Sumber : Hasil hitungan)



Gambar 5.16 Sketsa panjang rembesan
(Sumber : Analisis hitungan)

5.3.12 Uplift Pressure

Tebal lantai kolam peredam energi :

- Pada potongan A - A (TA) = 1,4 m
- Pada potongan B – B (TB) = 1 m
- Panjang *Creep Line* (Ltot) air normal = 21,13 m
- Panjang *Creep Line* s/d titik “J” = 13,07 m
- Panjang *Creep Line* s/d titik “K” = 13,72 m

Persamaan yang digunakan :

$$U_x = H_x - \frac{L_x \cdot \Delta H}{L_{tot}} \cdot \gamma_w$$

Dimana :

U_x = Uplift pressure pada titik x (ton/m).

H_x = Tinggi muka air dihilu bendung sampai titik x (m).

L_x = Panjang *creep line* sampai titik x (m)

L_{tot} = Panjang total *creep line* (m)

ΔH = Perbedaan tinggi tekanan dihilu dan dihilir bendung

γ_w = Berat jenis air (1 ton/m³)

γ_{beton} = Berat jenis beton (2,40 ton/m³)

a. Pada Kondisi Muka Air Normal

Hitungan :

$$\Delta H = 3,114 - (-0,10) = 3,214 \text{ m}$$

$$H_A = 3,114 - (-1,886) = 5 \text{ m}$$

$$H_B = (3,114 - (-0,486)) + 1 = 4,6 \text{ m}$$

Uplift pressure pada titik A :

$$U_A = H_A - \frac{L_x \cdot \Delta H}{L_{tot}} \cdot \gamma_w$$

$$U_A = 5 - \frac{13,07 \times 3,214}{21,13} \cdot 1$$

$$U_A = 3,011 \text{ ton/m}^3$$

Berat lantai + berat air pada titik A

$$W_A = (T_A \cdot \gamma_{beton}) + (\gamma_w \cdot T_{air})$$

$$W_A = (1,4 \times 2,40) + (1 \times 0,35)$$

$$W_A = 3,71 \text{ ton/m}^3 > 3,011 \text{ ton/m}^3 \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

Uplift pressure pada titik B :

$$U_B = H_B - \frac{Lx \cdot \Delta H}{L_{tot}} \cdot \gamma_w$$

$$U_B = 4,6 - \frac{13,72 \times 3,214}{21,13} \cdot 1$$

$$U_B = 2,5 \text{ ton/m}^3$$

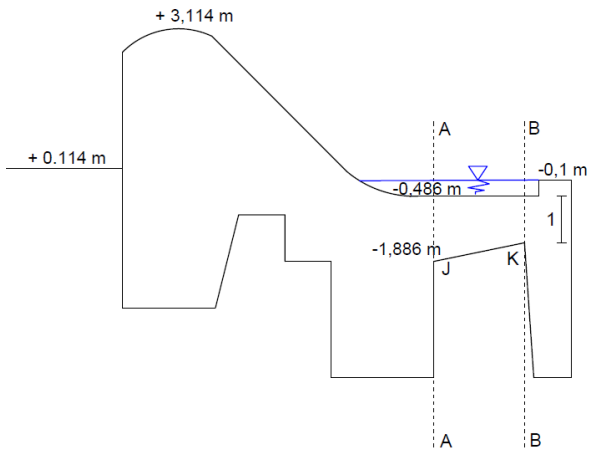
Berat lantai + berat air pada titik A

$$W_B = (T_B \cdot \gamma_{\text{beton}}) + (\gamma_w \cdot T_{\text{air}})$$

$$W_B = (1 \times 2,40) + (1 \times 0,35)$$

$$W_B = 2,75 \text{ ton/m}^3 > 2,5 \text{ ton/m}^3 \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

Maka, tebal lantai kolam peredam energi pada kondisi muka air normal memenuhi syarat.



Gambar 5.17 Sketsa tebal lantai kolam peredam energi kondisi air normal
(Sumber : Analisis hitungan)

b. Pada Kondisi Muka Air Banjir

Hitungan :

$$\Delta H = 4,379 - 3,114 = 1,266 \text{ m}$$

$$H_A = 4,379 - (-1,886) = 6,265 \text{ m}$$

$$H_B = (4,379 - (-0,45)) + 1 = 5,83 \text{ m}$$

Uplift pressure pada titik A :

$$U_A = H_A - \frac{L_x \cdot \Delta H}{L_{tot}} \cdot \gamma_w$$

$$U_A = 6,265 - \frac{13,02 \times 1,266}{21,13} \cdot 1$$

$$U_A = 5,48 \text{ ton/m}^3$$

Berat lantai + berat air pada titik A

$$W_A = (T_A \cdot \gamma_{\text{beton}}) + (\gamma_W \cdot T_{\text{air}})$$

$$W_A = (1,4 \times 2,40) + (1 \times (3,114 - (-1,85)))$$

$$W_A = 8,324 \text{ ton/m}^3 > 5,48 \text{ ton/m}^3 \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

Uplift pressure pada titik B :

$$U_B = H_B - \frac{L_X \cdot \Delta H}{L_{\text{tot}}} \cdot \gamma_W$$

$$U_B = 5,83 - \frac{13,72 \times 1,266}{21,13} \cdot 1$$

$$U_B = 5 \text{ ton/m}^3$$

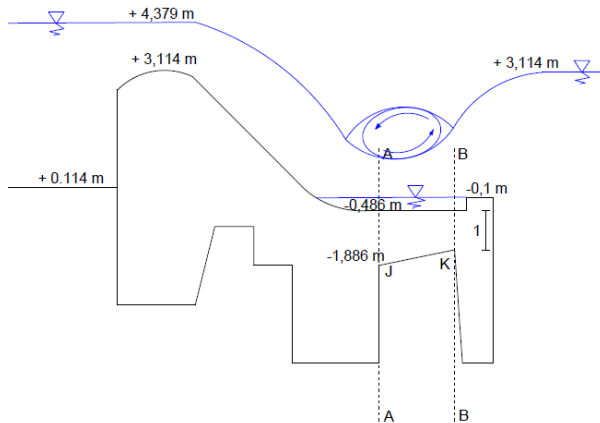
Berat lantai + berat air pada titik A

$$W_B = (T_B \cdot \gamma_{\text{pas}}) + (\gamma_W \cdot T_{\text{air}})$$

$$W_B = (1 \times 2,40) + (1 \times (3,114 - (-1,85)))$$

$$W_B = 7,364 \text{ ton/m}^3 > 5 \text{ ton/m}^3 \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

Maka, tebal lantai kolam peredam energi pada kondisi muka air banjir memenuhi syarat.



Gambar 5.18 Sketsa tebal lantai kolam peredam energi kondisi air banjir
(Sumber : Analisis hitungan)

5.4 Perhitungan Stabilitas Bendung

Untuk menghitung stabilitas bendung harus di tinjau pada saat kondisi normal dan kondisi ekstrem seperti pada saat kondisi banjir. Ada beberapa gaya yang harus di hitung untuk mengetahui stabilitas benung, antara lain :

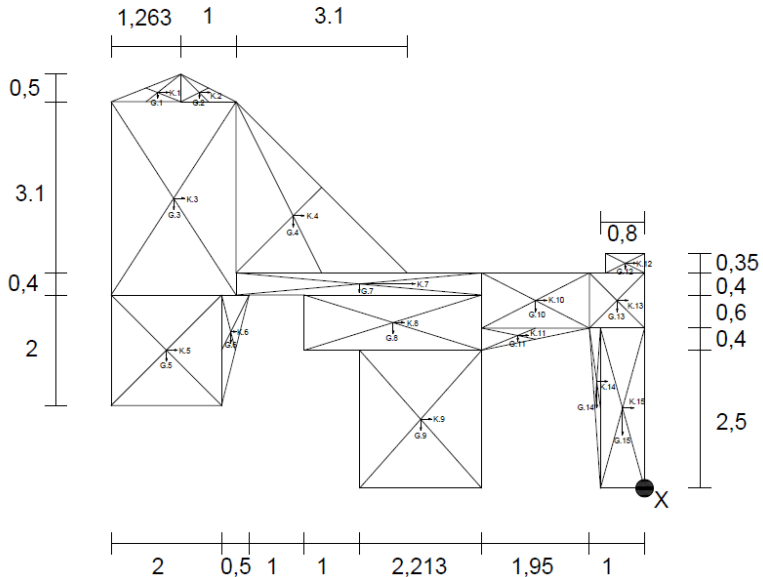
- Gaya berat sendiri bendung
- Gaya gempa
- Gaya hidrostatis
- Gaya tekan keatas (*Uplift Pressure*)
- Gaya tekan lumpur

Pada saat banjir gaya-gaya bekerja yang ada yang perubahan seperti gaya tekan keatas (*Uplift Pressure*) dan hidrostatis. Sementara gaya-gaya yang tetap adalah gaya akibat beban sendiri, gaya gempa, dan gaya tekan lumpur.

5.4.1 Stabilitas Kondisi Muka Air Normal

a. Perhitungan Berat Sendiri Konstruksi

Gaya akibat berat sendiri adalah gaya yang ditimbulkan oleh berat sendiri dari konstruksi (Gambar 5.19).



Gambar 5.19 Sketsa gaya akibat berat sendiri
(Sumber : Analisis hitungan)

Untuk menghitung gaya akibat berat sendiri dari konstruksi bendung, peninjauan dilakukan pada setiap satu (1) meter, sehingga gaya yang diperhitungkan adalah luas bidang dikalikan dengan berat jenis beton ($\gamma_{\text{beton}}=2,40 \text{ ton/m}^3$).

Data hitungan selanjutnya pada Tabel 5.7 berikut:

Tabel 5.7 Perhitungan momen akibat berat sendiri

No	Lebar (m)	Tinggi (m)	Luas (m)	γ_{beton} (ton/m ³)	Gaya (ton)	Lengan (m)		Momen (t/m)	
						x	y	Mx	My
G1	1,263	0,5	0,32	2,40	0,76	8,79	7,167	6,66	5,43
G2	1	0,5	0,25	2,40	0,60	7,66	7,167	4,60	4,30
G3	2,263	3,5	7,92	2,40	19,01	8,29	5,25	157,59	99,80
G4	3,1	3,1	4,81	2,40	11,53	5,85	4,93	67,46	56,85
G5	2	2	4,00	2,40	9,60	8,66	2,5	83,14	24,00
G6	0,5	2	0,50	2,40	1,20	7,41	2,834	8,89	3,40
G7	4,213	0,4	1,69	2,40	4,04	5,05	3,7	20,42	14,96
G8	3,213	1	3,21	2,40	7,71	4,55	3	35,09	23,13
G9	2,213	2,5	5,53	2,40	13,28	4,05	1,25	53,78	16,60
G10	1,95	1	1,95	2,40	4,68	1,97	3,4	9,22	15,91
G11	0,4	1,95	0,39	2,40	0,94	2,3	2,7	2,15	2,53
G12	0,8	0,35	0,28	2,40	0,67	0,4	4,07	0,27	2,74
G13	1	1	1,00	2,40	2,40	0,5	3,4	1,20	8,16
G14	0,2	2,9	0,29	2,40	0,70	0,6	1,93	0,42	1,34
G15	0,8	2,9	2,32	2,40	5,57	0,4	1,45	2,23	8,07
Σ			34,45		82,68	66,48	54,75	453,11	287,23

(Sumber : Hasil hitungan)

b. Gaya Gempa

Gaya gempa diperhitungkan terhadap kondisi konstruksi dan arah gaya diperhitungkan adalah gaya horizontal.

Rumus :

$$K = E \cdot \Sigma G$$

$$Ad = n(ac \cdot z)^m$$

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

Dimana :

K = Gaya gempa

E = Koefisien gempa

ΣG = Berat konstruksi (ton)

Ad = Percepatan gempa (cm/dt²)

n/m = Koefisien untuk jenis tanah.

ac = Percepatan kejut dasar (cm/dt²)

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt²)

Z = Koefisien zona

Diperoleh nilai (n, m) dari Lampiran 2.9, untuk zona gempa daerah pesisir pantai selatan Jawa Timur (Gambar 2.21).

n = 0,87 (jenis tanah diluvial)

m = 1,05 (jenis tanah diluvial)

ac = 120 cm/dt²

Z = 0,9 (daerah pesisir pantai selatan Jawa Timur)

g = 980 cm/dt²

Hitungan :

$$Ad = n(ac \cdot z)^m$$

$$Ad = 0,87(120 \times 0,9)^{1,05}$$

$$Ad = 118,74$$

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

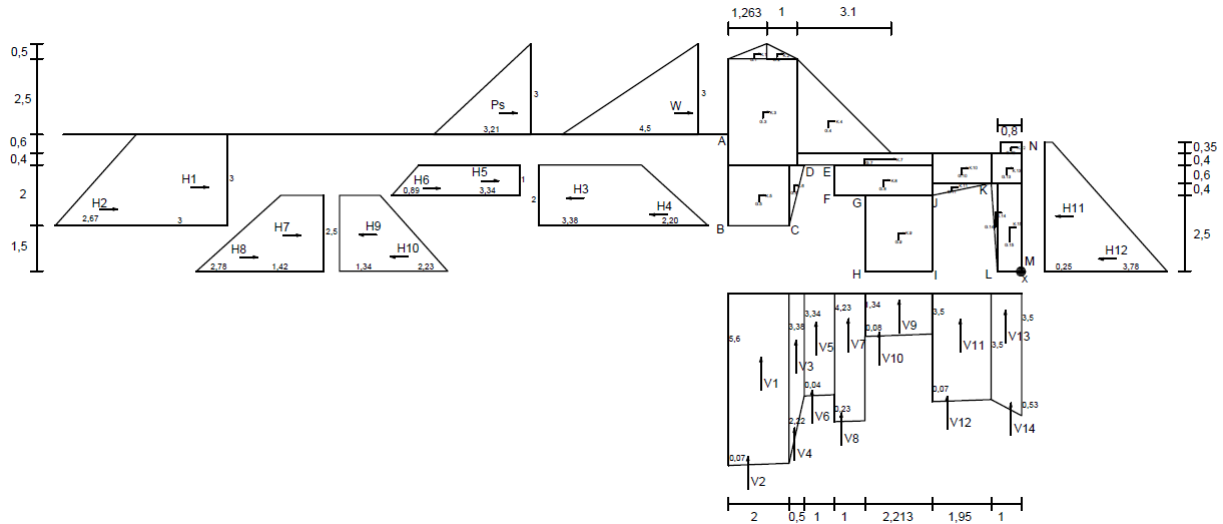
$$E = \frac{118,74}{980} = 0,12$$

Data hitungan selanjutnya pada Tabel 5.8 berikut:

Tabel 5.8 Perhitungan momen akibat gaya gempa

No	Gaya (ton)	E (Koef.Gempa)	K=E.G	Lengan (m)		Momen (t/m)	
				x	y	MV	MH
K1	0,76	0,12	0,09	8,79	7,167	0,80	0,65
K2	0,60	0,12	0,07	7,66	7,167	0,55	0,52
K3	19,01	0,12	2,28	8,29	5,25	18,91	11,98
K4	11,53	0,12	1,38	5,85	4,93	8,10	6,82
K5	9,60	0,12	1,15	8,66	2,5	9,98	2,88
K6	1,20	0,12	0,14	7,41	2,834	1,07	0,41
K7	4,04	0,12	0,49	5,05	3,7	2,45	1,80
K8	7,71	0,12	0,93	4,55	3	4,21	2,78
K9	13,28	0,12	1,59	4,05	1,25	6,45	1,99
K10	4,68	0,12	0,56	1,97	3,4	1,11	1,91
K11	0,94	0,12	0,11	2,3	2,7	0,26	0,30
K12	0,67	0,12	0,08	0,4	4,07	0,03	0,33
K13	2,40	0,12	0,29	0,5	3,4	0,14	0,98
K14	0,70	0,12	0,08	0,6	1,93	0,05	0,16
K15	5,57	0,12	0,67	0,4	1,45	0,27	0,97
Σ	82,68		9,92	66,48	54,75	54,37	34,47

(Sumber : Hasil hitungan)



Gambar 5.20 Sketsa diagram gaya *uplift pressure* dan hidrostatik kondisi muka air normal
(*Sumber* : Analisis hitungan)

c. Tekanan Lumpur

Tekanan lumpur yang diperhitungkan adalah terjadinya konsentrasi lumpur pada aliran yang berada dihilu (mercu bendung).

Rumus :

$$P_s = \left[\frac{\gamma_l \cdot h^2}{2} \right] \cdot K_a$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right)$$

Dimana :

P_s = Gaya akibat tekanan lumpur

γ_l = Berat jenis lumpur (1,70 ton/m³)

h = Kedalaman lumpur (3 m)

θ = Sudut geser dalam lumpur (24°)

K_a = Koefisien tanah aktif

K_p = Koefisien tanah pasif

Hitungan :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{24}{2} \right)$$

$$K_a = 0,42 \text{ m}$$

$$Kp = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right)$$

$$Kp = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{24}{2} \right)$$

$$Kp = 2,37 \text{ m}$$

Data hitungan selanjutnya pada Tabel 5.9 berikut:

Tabel 5.9 Perhitungan gaya tekanan lumpur, tanah aktif dan tanah pasif

No	Uraian	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
	Tekanan lumpur			
Ps	$(1/2 \cdot K_a \cdot \gamma l) \cdot h^2$ $(1/2 \times 0,42 \times 1,7) \cdot 3^2$	3,213	5,5	17,67
	Jumlah	3,21		17,67
	Tekanan tanah aktif & pasif			
Pa	$(1/2 \cdot K_a \cdot \gamma l) \cdot h^2$ $(1/2 \times 0,42 \times 1,7) \cdot 3^2$	3,213	2,334	7,50
Pp	$(1/2 \cdot K_p \cdot \gamma l) \cdot h^2$ $(1/2 \times 0,42 \times 1,7) \cdot 4,25^2$	-6,45	1,416	-9,13
	Jumlah	-3,2		-1,6317

(Sumber : Hasil hitungan)

d. Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik

Rumus :

$$W = 0.50 \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

Dimana :

W = Tekanan hidrostatik (ton)
 γ_w = Berat jenis air (1,00 ton/m²)
 h = Tinggi air (3 m)

Hitungan :

$$W = 0.50 \times 1 \times 3^2$$

$$W = 4,5 \text{ ton/m}^2$$

Data hitungan selanjutnya pada Tabel 5.10 berikut:

Tabel 5.10 Perhitungan momen akibat gaya hidrostatik

No	Uraian	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
W1	$0,50 \cdot \gamma_w \cdot h^2$ $0,50 \times 1 \times 3^2$	4,5	5,5	24,75
	Jumlah	4,5		24,75

(Sumber : Hasil hitungan)

e. Gaya Akibat *Uplift Pressure*

Tabel 5.11 Perhitungan momen akibat tekanan *uplift pressure* (Horizontal)

No	Uraian Gaya Horizontal	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
H1	3 x 3	9	3	27
H2	1/2 x 2,67 x 3	4,005	2,5	10,01
H3	3,38 x 2	-6,76	2,5	-16,9
H4	1/2 x 2,2 x 2	-2,2	2,167	-4,77
H5	3,34 x 1	3,34	3	10,02
H6	1/2 x 0,89 x 1	0,445	2,834	1,26
H7	1,42 x 2,5	3,55	1,25	4,44

H8	$1/2 \times 2,78 \times 2,5$	3,475	0,834	2,90
H9	$1,34 \times 2,5$	-3,35	1,25	-4,19
H10	$1/2 \times 2,23 \times 2,5$	-2,7875	0,834	-2,32
H11	$0,25 \times 4,25$	-1,0625	2,125	-2,26
H12	$1/2 \times 3,78 \times 4,25$	-8,0325	1,426	-11,45
	Jumlah (Σ)	-0,3775		13,74
	Tekanan uplift (70% x Σ)	-0,26		9,62

(Sumber : Hasil hitungan)

Tabel 5.12 Perhitungan momen akibat tekanan *uplift pressure* (Vertikal)

No	Uraian Gaya Vertikal	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
V1	$2 \times 5,6$	11,2	8,663	97,03
V2	$1/2 \times 0,07 \times 2$	0,07	8,997	0,63
V3	$3,38 \times 0,5$	1,69	7,413	12,53
V4	$1/2 \times 2,2 \times 0,5$	0,55	7,33	4,03
V5	$3,34 \times 1$	3,34	6,663	22,25
V6	$1/2 \times 0,04 \times 1$	0,02	6,83	0,14
V7	$4,23 \times 1$	4,23	5,663	23,95
V8	$1/2 \times 0,23 \times 1$	0,115	5,83	0,67
V9	$1,34 \times 2,213$	2,96542	4,0565	12,03
V10	$1/2 \times 0,08 \times 2,213$	0,08852	4,425	0,39
V11	$3,5 \times 1,95$	6,825	1,975	13,48
V12	$1/2 \times 0,07 \times 1,95$	0,06825	2,3	0,16
V13	$3,5 \times 1,95$	6,825	0,5	3,41
V14	$1/2 \times 0,53 \times 1$	0,265	0,334	0,09
	Jumlah (Σ)	38,252		190,79
	Tekanan uplift (70% x Σ)	26,78		133,55

(Sumber : Hasil hitungan)

Tabel 5.13 Rekapitulasi gaya-gaya pada kondisi air normal

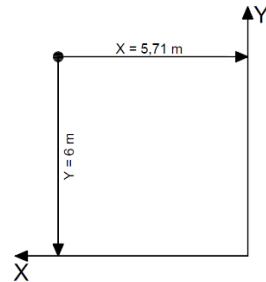
No	Gaya	Besar Gaya (ton)	Momen (ton/m)	Arah
Vertikal		V	MV	
1	Berat sendiri konstruksi	82,68	453,11	(-)
2	Tekanan <i>Uplift Pressure</i>	26,78	133,55	(+)
Jumlah (Σ)		55,91	319,55	(-)
Horizontal		H	MH	
1	Gempa	9,92	34,47	(+)
2	Tekanan lumpur	3,213	17,67	(+)
3	Tekanan Hidrostatik	4,5	24,75	(+)
4	Tekanan <i>Uplift Pressure</i>	-0,26	9,62	(+)
5	Tekanan akibat tanah	3,24	1,63	(-)
Jumlah (Σ)		14,14	84,87	(+)

(Sumber : Hasil hitungan)

Jarak titik pusat gaya kondisi muka air normal

$$X = \frac{\Sigma MV}{\Sigma GV} = \frac{-319,55}{-55,91} = 5,71 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma MH}{\Sigma GH} = \frac{84,87}{14,14} = 6 \text{ m}$$



Kontrol stabilitas bendung kondisi muka air normal

1. Terhadap Guling

Syarat :

$$Sf = \frac{MV}{MH} \geq fs = 1,50 \text{ (Kondisi air normal)}$$

$$MV = 319,55 \text{ ton/m } (\rightarrow)$$

$$MH = 84,87 \text{ ton/m } (\leftarrow)$$

$$Sf = \frac{319,55}{84,87} \geq fs = 1,50$$

$$Sf = 3,76 \geq fs = 1,50 \text{(OK)}$$

(Konstruksi aman terhadap guling)

2. Terhadap Geser

Syarat :

$$Sf = \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \geq 1,25 \text{ (Kondisi air normal)}$$

Dimana :

$$f = \text{Koefisien gesekan pasangan batu kali (0,50)}$$

(KP.02 Tahun 2013)

$$\Sigma V = 55,91 \text{ ton}$$

$$\Sigma H = 14,14 \text{ ton}$$

$$Sf = \frac{55,91 \times 0,5}{14,14} \geq 1,25$$

$$Sf = 1,97 \geq 1,25 \text{(OK)}$$

(Konstruksi aman terhadap geser)

3. Terhadap Eksentrisitas

Syarat :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{MV - MH}{\Sigma V} \leq \frac{B}{6}$$

Dimana :

B = Lebar telapak pondasi = 9,663 m

$$e = \frac{9,663}{2} - \frac{319,55 - 84,87}{55,91} \leq \frac{9,663}{6}$$

$$e = 0,63 \leq 1,61 \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

4. Terhadap Daya Dukung Tanah

Diketahui: *Data lapangan*

Kohesi tanah (c) = 0,29 kg/cm²

Sudut geser dalam tanah (θ) = 24^o

Berat jenis tanah (γ_t) = 1,806 ton/m³

Berat jenis tanah jenuh air (γ_{sat}) = 2,713 ton/m³

Lebar telapak pondasi (B) = 9,663 m

Kedalaman pondasi (Df) = 4,5 m

Untuk menghitung daya dukung tanah yang diijinkan, dipakai rumus : *TERZAGHI*

$$Q_{ult} = (C \cdot n_c) + (Q \cdot n_q) + (0,50 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot n_\gamma)$$

Hitungan :

Untuk harga faktor daya dukung Terzaghi (n_c , n_q dan n_γ) dapat dilihat pada Lampiran 5.3. Berdasarkan harga sudut geser dalam (θ) dengan harga $\theta = 24^\circ$ diperoleh :

$$n_c = 23,62$$

$$n_q = 11,64$$

$$n_\gamma = 8,76$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 2,713 - 1 = 1,713 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 0,29 \text{ kg/cm}^2 = 2,9 \text{ ton/m}^2$$

$$Q = Df \cdot \gamma' = 4,5 \text{ m} \times 1,713 \text{ ton/m}^3 = 7,708 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ult} = (C \cdot n_c) + (Q \cdot n_q) + (0,50 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot n_\gamma)$$

$$Q_{ult} = (2,9 \times 23,62) + (7,708 \times 11,64) + (0,50 \times 9,663 \times 1,806 \times 8,76)$$

$$Q_{ult} = \mathbf{234,65 \text{ ton/m}^2}$$

$$\sigma = QA = \frac{Q_{ult}}{sf} = \frac{234,65}{4} = 58,66 \text{ ton/m}^2$$

→ Faktor keamanan (sf) diambil = 4

Apabila tanah bawah pondasi tidak diketahui dan resiko bahaya cukup tinggi.

$$\sigma_{ijin} = QA = 58,66 \text{ ton/m}^2$$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_1 = \frac{V}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

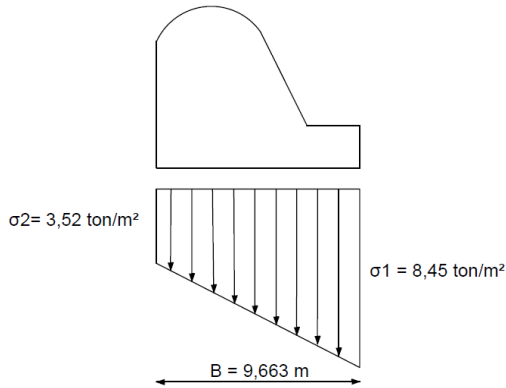
$$\sigma_1 = \frac{55,91}{9,663} \left[1 + \frac{6 \times 0,63}{9,663} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_1 = 8,05 \text{ ton/m}^2 \leq 58,66 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_2 = \frac{55,91}{9,663} \left[1 - \frac{6 \times 0,63}{9,663} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_2 = 3,52 \text{ ton/m}^2 \leq 58,66 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$



Gambar 5.21 Sketsa diagram daya dukung tanah kondisi muka air normal
(Sumber : Analisis hitungan)

5.4.2 Stabilitas Kondisi Muka Air Banjir

a. Perhitungan Berat Sendiri Konstruksi

Tabel 5.14 Perhitungan momen akibat berat sendiri

Besar Gaya (ton)	Momen (ton/m)
82,68	453,11

(Sumber : Hasil hitungan)

b. Gaya Gempa

Tabel 5.15 Perhitungan momen akibat gaya gempa

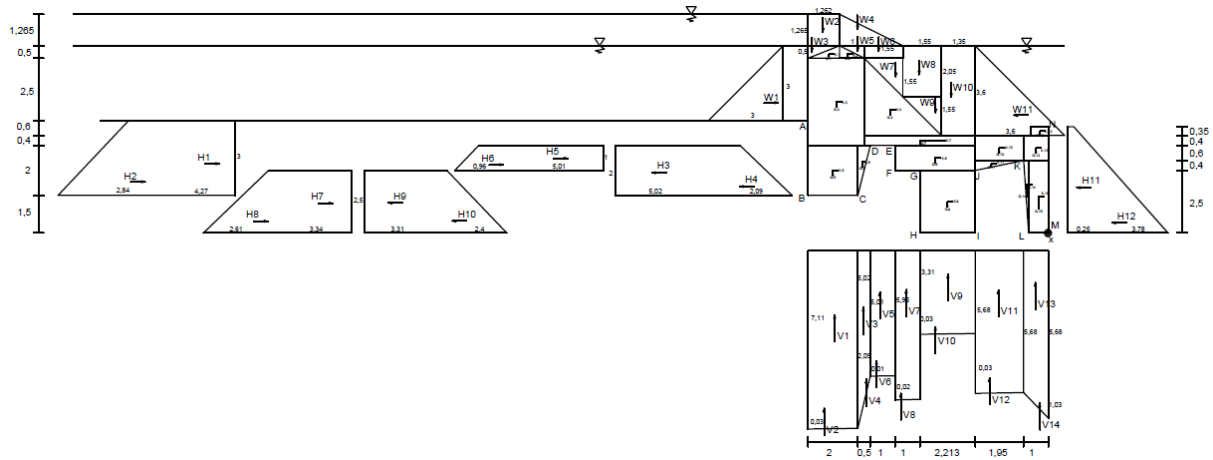
Besar Gaya (ton)	Momen (ton/m)
9,92	34,47

(Sumber : Hasil hitungan)

c. Tekanan Lumpur & Tekanan Tanah**Tabel 5.16** Perhitungan gaya tekanan lumpur, tanah aktif & pasif

Tekanan Lumpur	
Besar Gaya (ton)	Momen (ton/m)
3,213	17,67
Tekanan Tanah Aktif & Pasif	
Besar Gaya (ton)	Momen (ton/m)
-3,24	-1,63

(Sumber : Hasil hitungan)



Gambar 5.22 Sketsa diagram gaya *uplift pressure* dan hidrostatis kondisi muka air banjir
(Sumber : Analisis hitungan)

d. Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik

Tabel 5.17 Perhitungan momen akibat gaya hidrostatik

No	Uraian	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
Gaya Horizontal		H		MH
W1	0,5 x 3 x 3	4,5	5,5	24,75
W11	0,5 x 3,6 x 3,6	-6,48	5,1	-33,048
Jumlah (Σ)		-1,98		-8,298
Gaya Vertikal		V		MV
W2	1,265 x 1,262	-1,60	9,03	-14,42
W3	0,5 x 0,5 x 1,262	-0,32	9,24	-2,92
W4	0,5 x 1,265 x 2,55	-1,61	7,55	-12,18
W5	0,5 x 1 x 0,5	-0,25	7,73	-1,93
W6	1,55 x 0,5	-0,78	6,63	-5,13
W7	0,5 x 1,55 x 1,55	-1,20	6,37	-7,65
W8	1,55 x 2,05	-3,18	5,08	-16,13
W9	0,5 x 1,55 x 1,55	-1,20	4,63	-5,57
W10	1,35 x 3,6	-4,86	3,63	-17,62
Jumlah (Σ)		-14,99		-83,54

(Sumber : Hasil hitungan)

e. Gaya Uplift Pressure

Tabel 5.18 Perhitungan momen akibat tekanan *uplift pressure* (Horizontal)

No	Uraian Gaya Horizontal	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
H1	4,27 x 3	12,81	3,00	38,43
H2	1/2 x 2,84 x 3	4,26	2,50	10,65

H3	5,02 x 2	-10,04	2,50	-25,10
H4	1/2 x 2,09 x 2	-2,09	2,17	-4,53
H5	5,01 x 1	5,01	3,00	15,03
H6	1/2 x 0,96 x 1	0,48	2,83	1,36
H7	3,34 x 2,5	8,35	1,25	10,44
H8	1/2 x 2,61 x 2,5	3,26	0,83	2,72
H9	3,31 x 2,5	-8,28	1,25	-10,34
H10	1/2 x 2,4 x 2,5	-3,00	0,83	-2,50
H11	0,25 x 4,25	-1,06	2,13	-2,26
H12	1/2 x 3,78 x 4,25	-8,03	1,43	-11,45
	Jumlah (Σ)	1,67		22,44
	Tekanan uplift (70% x Σ)	1,17		15,71

(Sumber : Hasil hitungan)

Tabel 5.19 Perhitungan momen akibat tekanan *uplift pressure* (Vertikal)

No	Uraian Gaya Vertikal	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
V1	2 x 7,11	14,22	8,66	123,19
V2	1/2 x 0,03 x 2	0,03	9,00	0,27
V3	5,02 x 0,5	2,51	7,41	18,61
V4	1/2 x 2,09 x 0,5	0,52	7,33	3,83
V5	5,01 x 1	5,01	6,66	33,38
V6	1/2 x 0,01 x 1	0,01	6,83	0,03
V7	5,95 x 1	5,95	5,66	33,69
V8	1/2 x 0,02 x 1	0,01	5,83	0,06
V9	3,31 x 2,213	7,33	4,06	29,71
V10	1/2 x 0,03 x 2,213	0,03	4,43	0,15
V11	5,68 x 1,95	11,08	1,98	21,88

V12	$1/2 \times 0,03 \times 1,95$	0,03	2,30	0,07
V13	$5,68 \times 1,95$	11,08	0,50	5,54
V14	$1/2 \times 1,03 \times 1$	0,52	0,33	0,17
	Jumlah (Σ)	58,31		270,58
	Tekanan uplift (70% x Σ)	40,82		189,40

(Sumber : Hasil hitungan)

Tabel 5.20 Rekapitulasi gaya-gaya pada kondisi air banjir

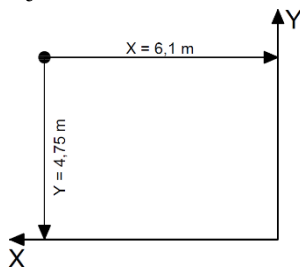
No	Gaya	Besar Gaya (ton)	Momen (ton/m)	Arah
Vertikal		V	MV	
1	Berat sendiri konstruksi	82,68	453,11	(-)
2	Tekanan <i>Uplift Pressure</i>	40,82	189,40	(+)
3	Tekanan Hidrostatik	14,99	83,54	(-)
Jumlah (Σ)		56,86	347,24	(-)
Horizontal		H	MH	
1	Gempa	9,92	34,47	(+)
2	Tekanan lumpur	3,213	17,67	(+)
3	Tekanan Hidrostatik	1,98	8,298	(-)
4	Tekanan <i>Uplift Pressure</i>	1,17	15,71	(+)
5	Tekanan akibat tanah	3,24	1,63	(-)
Jumlah (Σ)		9,09	57,92	(+)

(Sumber : Hasil hitungan)

Jarak titik pusat gaya kondisi muka air banjir

$$X = \frac{\Sigma MV}{\Sigma GV} = \frac{-347,24}{-56,86} = 6,1 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma MH}{\Sigma GH} = \frac{231,61}{48,74} = 4,75 \text{ m}$$



Kontrol stabilitas bendung kondisi muka air banjir

1. Terhadap Guling

Syarat :

$$Sf = \frac{MV}{MH} \geq fs = 1,20 \text{ (Kondisi air banjir)}$$

$$MV = 347,24 \text{ ton/m (}\rightarrow\text{)}$$

$$MH = 57,92 \text{ ton/m (}\leftarrow\text{)}$$

$$Sf = \frac{347,24}{57,92} \geq fs = 1,20$$

$$Sf = 5,99 \geq fs = 1,20 \text{(OK)}$$

(Konstruksi aman terhadap guling)

2. Terhadap Geser

Syarat :

$$Sf = \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \geq 1,20 \text{ (Kondisi air banjir)}$$

Dimana :

$$f = \text{Koefisien gesekan pasangan batu kali (0,50)}$$

(KP.02 Tahun 2013)

$$\Sigma V = 56,86 \text{ ton}$$

$$\Sigma H = 9,09 \text{ ton}$$

$$Sf = \frac{56,86 \times 0,5}{9,09} \geq 1,20$$

$$Sf = 3,12 \geq 1,20 \text{(OK)}$$

(Konstruksi aman terhadap geser)

3. Terhadap Eksentrisitas

Syarat :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{MV - MH}{\Sigma V} \leq \frac{B}{6}$$

Dimana :

B = Lebar telapak pondasi = 9,663 m

$$e = \frac{9,663}{2} - \frac{347,24 - 57,92}{56,86} \leq \frac{9,663}{6}$$

$$e = -0,256 \leq 1,61 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4. Terhadap Daya Dukung Tanah

Dari hitungan daya dukung tanah pada kondisi muka air normal didapat harga $\sigma_{ijin} = 58,66 \text{ ton/m}^2$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_1 = \frac{V}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

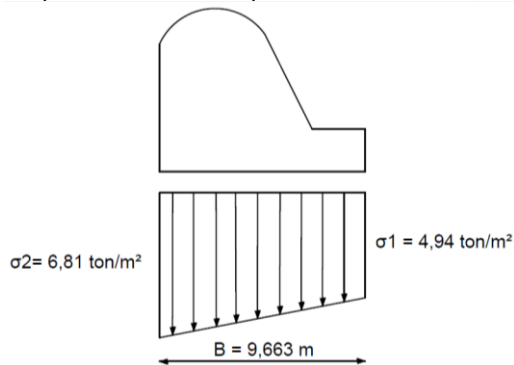
$$\sigma_1 = \frac{56,86}{9,663} \left[1 + \frac{6 \times (-0,256)}{9,663} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_1 = 4,94 \text{ ton/m}^2 \leq 58,66 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_2 = \frac{56,86}{9,663} \left[1 - \frac{6 \times (-0,256)}{9,663} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_2 = 6,81 \text{ ton/m}^2 \leq 58,66 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$



Gambar 5.23 Sketsa diagram daya dukung tanah kondisi muka air banjir
(Sumber : Analisis hitungan)

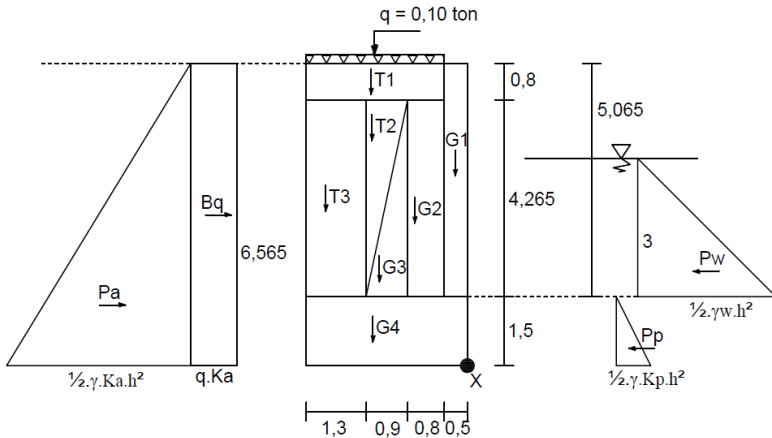
5.5 Perhitungan Stabilitas Tembok Pangkal

Direncanakan tembok pangkal pada bendung Sungai Rawaan dari beton ($\gamma_{\text{beton}} = 2,40 \text{ ton/m}^3$).

Diketahui data tanah dibelakang tembok pangkal :

- Kohesi tanah (C) = $0,29 \text{ kg/cm}^2$
- Sudut geser dalam tanah (θ) = 24°
- Berat jenis tanah (γ_t) = $1,806 \text{ ton/m}^3$
- Berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) = $2,713 \text{ ton/m}^3$
- Daya dukung tanah (σ) = $58,66 \text{ ton/m}^2$
- Koefisien gempa (E) = $0,12$
- Koefisien tekanan tanah :
 - a. Tekanan tanah aktif (K_a) = $0,42$
 - b. Tekanan tanah pasif (K_p) = $2,37$

5.5.1 Tembok Pangkal Dihulu Mercu Bendung



Gambar 5.24 Sketsa tembok pangkal di hulu mercu bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

Data hitungan momen selanjutnya pada Tabel 5.21 dan 5.22 berikut :

Tabel 5.21 Perhitungan momen gaya vertikal tembok pangkal

No	Uraian	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
Akibat Berat Sendiri (-)		V		MV
G1	2,40 x 0,50 x 5,065	-6,08	0,25	-1,52
G2	2,40 x 0,80 x 4,265	-8,19	0,90	-7,37
G3	2,40 x 0,50 x 4,265 x 0,90	-4,61	1,60	-7,37
G4	2,40 x 3,50 x 1,50	-12,60	1,75	-22,05
Akibat Berat Tanah (-)				
T1	1,806 x 2,50 x 0,8	-4,33	2,00	-8,67
T2	1,806 x 0,50 x 0,90 x 4,265	-3,47	1,90	-6,59
T3	1,806 x 0,80 x 4,265	-10,01	2,85	-28,54
Akibat Beban Merata (-)				
Bq	0,42 x 0,10 x 3,00	0,13	1,75	0,22
Jumlah (Σ)		-49,16		-81,88

(Sumber : Hasil hitungan)

Tabel 5.22 Perhitungan momen gaya horizontal tembok pangkal

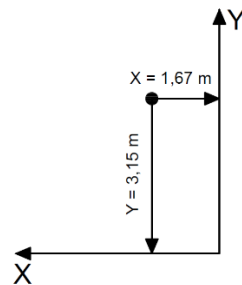
No	Uraian	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
Tekanan Tanah Aktif (+)		H		MH
Pa	$0,50 \times 1,806 \times 0,42 \times 6,565^2$	16,35	2,19	35,80
Bq	$0,10 \times 6,565 \times 0,42$	0,28	3,28	0,90
Tekanan Tanah Pasif (-)				
Pp	$0,50 \times 1,806 \times 2,37 \times 1,50^2$	-4,82	0,50	-2,41
Tekanan Air (-)				
Pw	$0,50 \times 1,00 \times 3^2$	-4,50	2,50	-11,25
Jumlah (Σ)		7,31		23,04

(Sumber : Hasil hitungan)

Jarak titik pusat tembok pangkal

$$X = \frac{\Sigma MV}{\Sigma GV} = \frac{-81,88}{-49,16} = 1,67 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma MH}{\Sigma GH} = \frac{23,04}{7,31} = 3,15 \text{ m}$$



Kontrol stabilitas konstruksi tembok pangkal dihulu mercu bendung

1. Terhadap Guling

Syarat :

$$Sf = \frac{MV}{MH} \geq fs = 1,50$$

$$MV = 81,88 \text{ ton/m (}\rightarrow\text{)}$$

$$MH = 23,04 \text{ ton/m (}\leftarrow\text{)}$$

$$Sf = \frac{81,88}{23,04} \geq fs = 1,50$$

$$Sf = 3,55 \geq fs = 1,50 \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

(Konstruksi aman terhadap guling)

2. Terhadap Geser

Syarat :

$$Sf = \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \geq 1,50$$

Dimana :

f = Koefisien gesekan pasangan batu kali (0,75)
(KP.02 Tahun 2013)

$$\Sigma V = 49,16 \text{ ton}$$

$$\Sigma H = 7,31 \text{ ton}$$

$$Sf = \frac{49,16 \times 0,75}{7,31} \geq 1,50$$

$$Sf = 5,04 \geq 1,50 \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

(Konstruksi aman terhadap geser)

3. Terhadap Eksentrisitas

Syarat :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{MV - MH}{\Sigma V} \leq \frac{B}{6}$$

Dimana :

$B = \text{Lebar telapak pondasi} = 3 \text{ m}$

$$e = \frac{3}{2} - \frac{81,88 - 23,04}{49,16} \leq \frac{3}{6}$$

$$e = 0,3 \leq 0,5 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4. Terhadap Daya Dukung Tanah

Dari hitungan daya dukung tanah pada perhitungan stabilitas bendung didapat harga $\sigma_{\text{ijin}} = 58,66 \text{ ton/m}^2$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_1 = \frac{V}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] \leq \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\sigma_1 = \frac{49,16}{3} \left[1 + \frac{6 \times (-0,4)}{3} \right] \leq \sigma_{\text{ijin}}$$

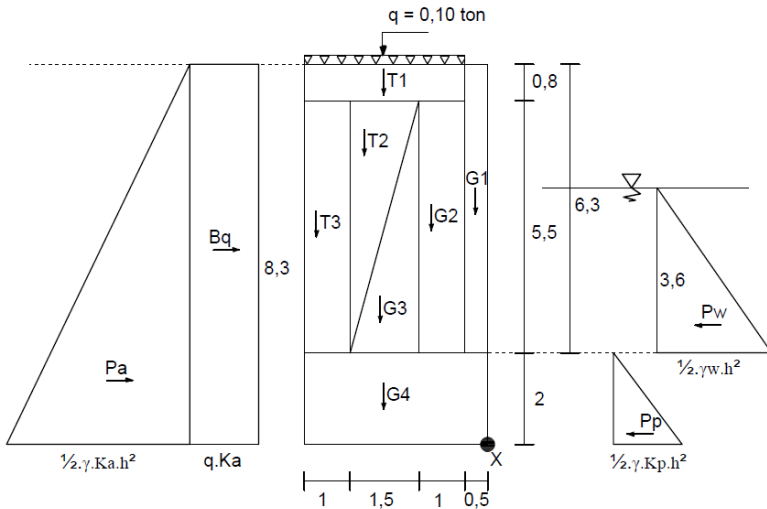
$$\sigma_1 = 3,27 \text{ ton/m}^2 \leq 58,66 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] \leq \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\sigma_2 = \frac{49,16}{3} \left[1 - \frac{6 \times (-0,4)}{3} \right] \leq \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\sigma_2 = 29,49 \text{ ton/m}^2 \leq 58,66 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

5.5.2 Tembok Pangkal Dihilir Mercu Bendung



Gambar 5.25 Sketsa tembok pangkal di hilir mercu bendung
(Sumber : Analisis hitungan)

Data hitungan momen selanjutnya pada Tabel 5.23 dan 5.24 berikut :

Tabel 5.23 Perhitungan momen gaya vertikal tembok pangkal

No	Uraian	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
Akibat Berat Sendiri (-)		V		MV
G1	2,40 x 0,50 x 6,30	-7,56	0,25	-1,89
G2	2,40 x 1,00 x 5,50	-13,20	1,00	-13,20
G3	2,40 x 0,50 x 5,50 x 1,50	-9,90	2,00	-19,80
G4	2,40 x 4,00 x 2,00	-19,20	3,50	-67,20
Akibat Berat Tanah (-)				
T1	1,806 x 3,50 x 0,8	-5,06	2,25	-11,38
T2	1,806 x 0,50 x 1,50 x 5,50	-7,45	2,50	-18,62
T3	1,806 x 1,00 x 5,50	-9,93	3,50	-34,77
Akibat Beban Merata (-)				

Bq	0,42 x 0,10 x 4,00	0,17	2	0,34
Jumlah (Σ)		-72,13		-166,52

(Sumber : Hasil hitungan)

Tabel 5.24 Perhitungan momen gaya horizontal tembok pangkal

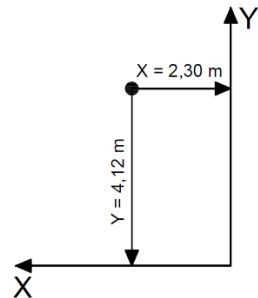
No	Uraian	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton/m)
Tekanan Tanah Aktif (+)		H		MH
Pa	0,50 x 1,806 x 0,42 x 8,30 ²	26,13	2,76	72,11
Bq	0,10 x 8,30 x 0,42	0,35	4,15	1,45
Tekanan Tanah Pasif (-)				
Pp	0,50 x 1,806 x 2,37 x 2,00 ²	-8,56	0,67	-5,71
Tekanan Air (-)				
Pw	0,50 x 1,00 x 3,60 ²	-6,48	3,2	-20,736
Jumlah (Σ)		11,44		47,11

(Sumber : Hasil hitungan)

Jarak titik pusat tembok pangkal

$$X = \frac{\Sigma MV}{\Sigma GV} = \frac{-166,52}{-72,13} = 2,30 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma MH}{\Sigma GH} = \frac{47,11}{11,44} = 4,12 \text{ m}$$



Kontrol stabilitas konstruksi tembok pangkal dihilir mercu bendung

1. Terhadap Guling

Syarat :

$$Sf = \frac{MV}{MH} \geq fs = 1,50$$

$$MV = 166,52 \text{ ton/m } (\rightarrow)$$

$$MH = 47,11 \text{ ton/m } (\leftarrow)$$

$$Sf = \frac{166,52}{47,11} \geq fs = 1,50$$

$$Sf = 3,53 \geq fs = 1,50 \text{(OK)}$$

(Konstruksi aman terhadap guling)

2. Terhadap Geser

Syarat :

$$Sf = \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \geq 1,50$$

Dimana :

f = Koefisien gesekan pasangan batu kali (0,75)
(KP.02 Tahun 2013)

$$\Sigma V = 72,13 \text{ ton}$$

$$\Sigma H = 11,44 \text{ ton}$$

$$Sf = \frac{72,13 \times 0,75}{11,44} \geq 1,50$$

$$Sf = 4,73 \geq 1,50 \text{(OK)}$$

(Konstruksi aman terhadap geser)

3. Terhadap Eksentrisitas

Syarat :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{MV - MH}{\Sigma V} \leq \frac{B}{6}$$

Dimana :

B = Lebar telapak pondasi = 4 m

$$e = \frac{4}{2} - \frac{166,52 - 47,11}{72,13} \leq \frac{4}{6}$$

$$e = 0,34 \leq 0,667 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4. Terhadap Daya Dukung

Dari hitungan daya dukung tanah pada perhitungan stabilitas bendung didapat harga $\sigma_{ijin} = 58,66 \text{ ton/m}^2$

Tegangan yang terjadi :

$$\sigma_1 = \frac{V}{B} \left[1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_1 = \frac{72,13}{4} \left[1 + \frac{6 \times (-0.34)}{4} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_1 = 8,83 \text{ ton/m}^2 \leq 58,66 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{B} \left[1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_2 = \frac{72,13}{4} \left[1 - \frac{6 \times (-0.34)}{4} \right] \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_2 = 27,23 \text{ ton/m}^2 \leq 58,66 \text{ ton/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PENUTUP

6.1 Kesimpulan

Pada akhir dari penulisan ini, penulis dapat mengambil kesimpulan terhadap hal-hal yang telah diuraikan pada bab-bab sebelumnya yaitu :

1. Perhitungan curah hujan rencana dipakai metode *Log Pearson type 3*. untuk perhitungan curah hujan rencana dipakai priode ulang 100 tahun (R_{100}) yang nilainya didapat 405,77 mm. Perhitungan debit banjir rencana dipakai metode *Haspers* dan Rasional. Dari (2) dua hasil hitungan yang dinilai lebih mendekati berdasarkan pertimbangan keamanan dan efisiensi serta ketidakpastian besarnya debit yang terjadi maka dipakai debit banjir rencana (Q_{100} tahun) metode *Haspers* = 750,034 m³/detik.
2. Analisa pasang surut air laut yang dilakukan berupa observasi selama 15 hari berturut – turut dan dilakukan selama 24 jam. Berdasarkan bilangan *Fromzahl*, tipe gelombang adalah campuran dengan tipe ganda (*Semi diurnal*) lebih menonjol. Dan dari perhitungan elevasi muka air rencana, didapatkan elevasi muka air tertinggi (HHWL) adalah +3,00 m.
3. Bendung direncanakan dengan tipe mercu bulat, dan tipe kolam peredam energi *Vlugther*.
4. Stabilitas bendung dikontrol terhadap guling, geser, eksentrisitas dan daya dukung tanah dan didapatkan hasil aman sesuai *safety factor* yang ditentukan.
5. Berdasarkan perhitungan hidrolis dan stabilitas bendung diperoleh dimensi bendung yang aman dan efisien, yaitu sebagai berikut :

- a. Lebar efektif bendung = 132,664 m
- b. Tinggi mercu = 3 m
- c. Panjang kolam peredam energi = 3,6 m
- d. Tinggi tembok pangkal hulu mercu = 6,5 m
- e. Tinggi tembok pangkal hilir mercu = 8,3 m

6.2 Saran – Saran

Dalam perencanaan suatu konstruksi bendung sangat dibutuhkan sekali investigasi dan pengumpulan data-data yang akurat, karena merupakan bagian pokok/dasar yang sangat menentukan umur bangunan dari fungsinya.

Bagi yang membaca tugas akhir ini, saya harapkan untuk memberi masukan yang bersifat positif dan bersifat membangun untuk masa yang akan datang agar diperoleh perencanaan yang lebih baik dan maksimal sesuai yang diharapkan.

BIODATA PENULIS



Erwin Widyanto Nugroho,
Penulis dilahirkan di Surabaya, 2 Oktober 1996, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Sepuluh Nopember (Surabaya), SDN Klampis Ngasem I/246 (Surabaya), SMP Negeri 19 (Surabaya), SMA Negeri 16 (Surabaya). Setelah lulus dari SMA Negeri 16 Surabaya tahun 2015, Penulis mengikuti ujian masuk (SBMPTN) ITS dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 31151000073. Dijurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi untuk Tugas Akhir

yaitu Hidroteknik. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh kampus ITS. Selain itu penulis juga aktif dalam berbagai kepanitiaan dan beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa. Penulis juga pernah mengikuti beberapa lomba yaitu Pekan Ilmiah Mahasiswa Nasional (PIMNAS) pada tahun 2017 dan meraih medali emas, dan yang kedua lomba desain *Breakwater* dan menjadi finalis. Apabila pembaca ingin memberi kritik dan saran serta diskusi lebih lanjut mengenai Tugas Akhir ini dapat menghubungi penulis melalui email : erwinwidyanto02@gmail.com.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Chow, V. Te. (1975). *Open-Channel Hydraulics*.
- Joesron Loebis.M.Eng. (1997). *Banjir rencana untuk bangunan air*.
- (KP-01) Kementerian PU. (2013). **Kriteria Perencanaan Bagian Jaringan Irigasi**.
- (KP-02) Kementerian PU. (2013). **Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan Utama**.
- (KP-06) Kementerian PU. (2009). **Kriteria Perencanaan Bagian Parameter Bangunan, 183**.
- Mawardi, E., & Memed, M. (2010). **Desain Hidraulik Bendung Tetap Untuk Irigasi Teknis**.
- Raju, R. (2013). **Aliran Terbuka**.
- Soewarno. (1995). **Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data**.
- Sosrodarsono Suyono, K. T. (2010). **Hidrologi Untuk Pengairan**.
- Suripin. (2004). **Sistem drainase perkotaan yang berkelanjutan**.
- Suhardjito Pradoto. (1988). **Teknik Pondasi**.
- Soemarto. (1999). **Hidrologi Teknik**.
- United Kingdom Hydrographic Office. Vol.3. (2001). *Admiralty Tide Tables Indian Ocean and South China Sea*.

LAMPIRAN

Lampiran 2.1 Standar variabel reduksi *Gauss*

No	Periode Ulang, T (tahun)	Peluang	K_T
1	1,001	0,999	-3,05
2	1,005	0,995	-2,58
3	1,010	0,990	-2,33
4	1,050	0,950	-1,64
5	1,110	0,900	-1,28
6	1,250	0,800	-0,84
7	1,330	0,750	-0,67
8	1,430	0,700	-0,52
9	1,670	0,600	-0,25
10	2,000	0,500	0
11	2,500	0,400	0,25
12	3,330	0,300	0,52
13	4,000	0,250	0,67
14	5,000	0,200	0,84
15	10,000	0,100	1,28
16	20,000	0,050	1,64
17	50,000	0,020	2,05
18	100,000	0,010	2,33
19	200,000	0,005	2,58
20	500,000	0,002	2,88
21	1.000,000	0,001	3,09

(Sumber : Suripin, 2004)

Lampiran 2.2 *Reduced mean* (Y_n) dan *reduced standart deviation* (S_n)

n.	Y_n	S_n	n.	Y_n	S_n	n.	Y_n	S_n
10	0,4952	0,9496	41	0,5442	1,1436	72	0,5552	1,1873
11	0,4996	0,9676	42	0,5448	1,1458	73	0,5555	1,1881
12	0,5035	0,9833	43	0,5453	1,1480	74	0,5557	1,1890
13	0,5070	0,9971	44	0,5458	1,1499	75	0,5559	1,1898
14	0,5100	1,0095	45	0,5463	1,1519	76	0,5561	1,1906
15	0,5128	1,0206	46	0,5468	1,1538	77	0,5563	1,1915
16	0,5157	1,0316	47	0,5473	1,1557	78	0,5565	1,1923
17	0,5181	1,0411	48	0,5477	1,1574	79	0,5567	1,1930
18	0,5202	1,0493	49	0,5381	1,1590	80	0,5569	1,1938
19	0,5220	1,0565	50	0,5485	1,1607	81	0,5570	1,1945
20	0,5236	1,0628	51	0,5489	1,1623	82	0,5672	1,1953
21	0,5252	1,0696	52	0,5493	1,1638	83	0,5574	1,1959
22	0,5268	1,0754	53	0,5497	1,1658	84	0,5576	1,1967
23	0,5283	1,0811	54	0,5501	1,1667	85	0,5578	1,1973
24	0,5296	1,0864	55	0,5504	1,1681	86	0,5580	1,1987
25	0,5309	1,0915	56	0,5508	1,1696	87	0,5581	1,1987
26	0,5320	1,0961	57	0,5511	1,1708	88	0,5583	1,1994
27	0,5332	1,1004	58	0,5515	1,1721	89	0,5585	1,2001
28	0,5343	1,1047	59	0,5518	1,1734	90	0,5585	1,2007
29	0,5353	1,1086	60	0,5521	1,1747	91	0,5587	1,2013
30	0,5362	1,1124	61	0,5524	1,1759	92	0,5591	1,2020
31	0,5371	1,1159	62	0,5527	1,1770	93	0,5591	1,2026
32	0,5380	1,1193	63	0,5530	1,1782	94	0,5592	1,2032
33	0,5388	1,1226	64	0,5533	1,1793	95	0,5593	1,2038
34	0,5396	1,1255	65	0,5535	1,1803	96	0,5595	1,2044
35	0,5402	1,1285	66	0,5538	1,1814	97	0,5596	1,2049
36	0,5410	1,1313	67	0,5540	1,1824	98	0,5598	1,2055
37	0,5418	1,1339	68	0,5543	1,1834	99	0,5599	1,2060
38	0,5424	1,1363	69	0,5545	1,1844	100	0,5600	1,2065
39	0,5430	1,1388	70	0,5548	1,1854			
40	0,5436	1,1413	71	0,5550	1,1854			

(Sumber : Ir.CD.Soemarto, 1999)

Lampiran 2.3 Faktor kentuk sebaran *LogPearson III*

Koef G	Interval kejadian (<i>Reccurence interval</i>), tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui (<i>Percent chance of being exceeded</i>)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3,0	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973
2,6	-0,769	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	2,889
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,248	2,240	2,970	3,705
2,0	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,192	3,605
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,484	3,499
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149
1,0	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0,0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,051	2,326
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,4	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-1,0	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,2	-2,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,4	-2,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318
-1,6	-2,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,8	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-2,0	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990
-2,2	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,4	-3,800	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832
-2,6	-3,889	-0,490	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769
-2,8	-3,973	-0,469	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714
-3,0	-7,051	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667

(Sumber : Suripin, 2004)

Lampiran 2.4 Koefisien pengaliran

Kondisi Daerah Pengaliran	Koefisien Pengaliran (f)
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 – 0,90
Daerah perbukitan	0,70 – 0,80
Daerah bergelombang dan bersemak-semak	0,50 – 0,75
Daerah dataran yang digarap	0,45 – 0,60
Daerah persawahan irigasi	0,70 – 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil di daerah dataran	0,45 – 0,75
Sungai yg besar dgn wilayah pengaliran yang lebih sepeerdunya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

(Sumber : Ir.Joesron Loebis.M.Eng, 1987)

Lampiran 2.5 Koefisien reduksi

Kemiringan (m/Km)	Koef. Reduksi
0 – 50	0,9
51 – 100	0,8
101 – 200	0,6
>200	0,4

(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum (KP-01), 2013)

Lampiran 2.6 Nilai k dan n untuk berbagai kemiringan hilir dan kecepatan pendekatan yang rendah

Kemiringan permukaan hilir	K	N
Vertikal	2,000	1,850
3 : 1	1,936	1,836
3 : 2	1,939	1,810
1 : 1	1,873	1,776

(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum (KP-02), 2013)

Lampiran 2.7 Nilai Kp dan Ka

No	Pilar	Nilai Kp
1	Pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar.	0,02
2	Pilar berujung bulat	0,01
3	Pilar berujung runcing	0

No	Pangkal Tembok	Nilai Ka
1	Pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran.	0,20
2	Pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,10
3	Pangkal tembok bulat dimana $r > 0,15 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum (KP-02), 2013)

Lampiran 2.8 Harga-harga minimum angka rembesan Lane (CL)

BAHAN	C (lane)	C (bligh)
Pasir amat halus	8.5	18
Pasir halus	7.0	15
Pasir sedang	6.0	-
Pasir kasar	5.0	12
Krikil halus	4.0	-
Krikil sedang	3.5	-
Krikil campur pasir	-	9
Krikil kasar termasuk batu kecil	3.0	-
Boulder, batu kecil dan krikil kasar	2.5	-
Boulder, batu kecil dan krikil	-	4-6
Lempung lunak	3.0	-
Lempung sedang	1.8	-
Lempung keras	1.8	-
Lempung sangat keras atau padas	1.6	-

(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum (KP-02), 2013)

Lampiran 2.9 Koefisien jenis tanah

Jenis Tanah	N	M
Batu	2,76	0,71
Diluvium	0,87	1,05
Aluvium	1,56	0,89
Aluvium Lunak	0,29	1,32

(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum (KP-06), 2009)

Lampiran 2.10 Periode ulang dan percepatan dasar gempa (AC)

Periode Ulang	AC
	(gal = cm/dt ²)
20	85
50	113
100	160
500	225
1000	275

(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum (KP-06), 2009)

Lampiran 2.11 Koefisien geser antara konstruksi dengan beberapa jenis tanah dasar

Bahan	F
Pasangan batu	0,60 - 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,5
Pasir	0,4
Lempung	0,3

(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum (KP-06), 2009)

Lampiran 4.1 Nilai parameter *Chi-Kuadrat* Kritis, X^2_{Cr}

dk	αDerajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,41	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,683	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Soewarno, 1995)

Lampiran 4.2 Nilai kritis Do untuk Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Jumlah data n	αderajatkepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

(Sumber : Soewarno, 1995)

Lampiran 5.1 Harga Koefisien kekasaran *Manning* untuk saluran bertepi kukuh

No	Permukaan	Harga n yang disarankan
1	Kaca plastik / kuniangan	0,010
2	Kayu	0,010 – 0,014
3	Plester semen	0,011
4	Besi tuang	0,013
5	Beton	0,012 – 0,017
6	Pipa pembuang	0,013
7	Batu bata	0,014
8	Pasangan batu	0,017 – 0,025
9	Batu pecah	0,035 – 0,040

(Sumber : Raju, 2013)

Lampiran 5.2 Kapasitas daya dukung Terzaghi

No	Tipe pondasi	Kapasitas daya dukung
1	Menerus	$Q_{ult} = C.nc + Q.nq + 0,5.By.ny$
2	Empat persegi panjang	$Q_{ult} = 1,3.C.nc + Q.nq + 0,40.By.ny$
3	Lingkaran	$Q_{ult} = 1,3.C.nc + Q.nq + 0,30.By.ny$

(Sumber : Dr.Ir.Suhardjito Pradoto, 1988)

Lampiran 5.3 Faktor kapasitas daya dukung Terzaghi

ϕ	N_c	N_q	N_{γ} -Meyerhof	N_{γ} -Hansen	N_{γ} -Vesic
0	5.14	1.00	0.0	0.0	0.0
5	6.49	1.57	0.1	0.1	0.4
10	8.34	2.47	0.4	0.4	1.2
15	10.98	3.94	1.1	1.2	2.6
20	14.83	6.40	2.9	2.9	5.4
21	15.81	7.07	3.4	3.5	6.2
22	16.88	7.82	4.1	4.1	7.1
23	18.05	8.66	4.8	4.9	8.2
24	19.32	9.60	5.7	5.7	9.4
25	20.72	10.66	6.8	6.8	10.9
26	22.25	11.85	8.0	7.9	12.5
27	23.94	13.20	9.5	9.3	14.5
28	25.80	14.72	11.2	10.9	16.7
29	27.86	16.44	13.2	12.8	19.3
30	30.14	18.40	15.7	15.1	22.4
35	46.12	33.30	37.2	33.9	48.0
40	75.31	64.20	93.7	79.5	109.4
45	133.87	134.87	262.7	200.8	271.7
50	266.88	319.06	873.9	568.6	762.9

(Sumber : Dr.Ir.Suhardjito Pradoto, 1988)

