

TUGAS AKHIR
PERENCANAAN ULANG (REDISAIN)
BENDUNG MANJUTO PADA DASAR SUNGAI
KABUPATEN BENGKULU UTARA
BENGKULU

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Sebagian
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata-1
Teknik Sipil



Oleh:
FAHLEZA GUNTARA

99 511 142

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2008

LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG (REDISAIN)
BENDUNG MANJUTO PADA DASAR SUNGAI
KABUPATEN BENGKULU UTARA
BENGKULU



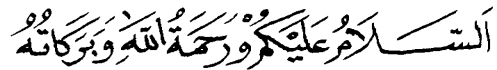
Mengetahui :
Ketua Jurusan Teknik Sipil

Telah diperiksa dan disetujui oleh :
Dosen Pembimbing

IR. Faisol AM, MS

IR. H. Harbi Hadi, MT

KATA PENGANTAR



Puji syukur kita panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-NYA, sehingga penulisan tugas akhir dengan judul “ **Perencanaan Ulang (Redisain) Bendung Manjuto Pada Dasar Sungai Kabupaten Bengkulu Utara, Bengkulu** ” ini dapat diselesaikan dengan baik.

Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh untuk dapat menyelesaikan Program Sarjana Strata Satu (S1) pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Disadari bahwa selama pelaksanaan Tugas akhir sampai selesainya laporan ini banyak pengarahan, bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, maka pada kesempatan ini dengan segala kerendahan hati penyusun mengucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Dr. Ir. H. Ruzardi, MS, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. Faisol AM, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Ir. H. Harbi Hadi, MT, selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, yang telah memberikan masukan dan kesabaran hingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

4. Bapak Hartono, Bapak Kamto , Mas Heri dan seluruh Dosen serta Staf yang mengajar di Jurusan Teknik Sipil, Terima kasih atas ilmunya selama ini.
5. Dinas Pekerjaan Umum (PU) Provinsi Bengkulu, yang telah memberikan data – data untuk penelitian tugas akhir ini.
6. Dengan sepenuh hati, cinta dan sayang Kupersembahkan Tugas Akhir ini kepada Ayahanda Mustasikin S.Ag, Ibunda Fauziah Emiwati, Papanda Syamsudin dan Mamanda Yati, Istri Tercinta Vivi Yanti Guntara S.Pd, Anakku Tersayang M. Vigu Gonzales G, Adinda Iwan Setiawan, Andriansyah, Esy Fatresia Yonesi, yang telah memberikan dorongan serta motivasi dan doanya yang tak pernah henti-hentinya (I LOVE MY FAMILY)
7. Semua Keluarga Besar Alm M Akib tercinta atas dorongan, semangat, dukungan, nasehat, pengertian, keceriaannya, kasih sayang dan cinta yang tiada pernah henti serta do'a untuk kebaikan dan keberhasilanku..... I Love you all.
8. Sobat-sobatku seperjuangan (Rutin Sutikno ST, Fahlepi , Singgih, Alim, Gndrong dan Novrianto), terima kasih atas kerjasama dan pikirannya, semoga Allah selalu memberi kita kemudahan dan perlindunganNya.
9. Tidak lupa buat ALL NigerianMan yang telah memberikan Pandangan Hidup baru dan Hiburan.' Thanks You Friend
10. Dan semua pihak yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Dengan keterbatasan kemampuan penulis menyadari sepenuhnya bahwa dalam penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna dan banyak terdapat kekurangan dan kesalahan, untuk itu segala kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan.

Akhirnya penulis berharap semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca pada umumnya dan mahasiswa Teknik Sipil pada khususnya.

وَالسَّلَامُ عَلَيْكُمْ وَرَحْمَةُ اللَّهِ وَبَرَكَاتُهُ

Yogyakarta, September 2008

Penulis,

FAHLEZA GUNTARA

MOTTO

Sesungguhnya sholatku, ibadahku, hidupku, dan matiku hanyalah untuk Allah, Tuhan semesta Alam
(QS. Al. An'am : 162)

*Sesungguhnya Allah telah membeli dari orang - orang mukmin, diri dan harta mereka dengan
memberikan surga untuk mereka (QS. At. Taubah : 111)*

Dan Rabb kalian berfirman, “ Memohonlah Kepada-Ku niscaya Aku akan mengabulkan untuk kalian
(QS. Al Mukmin : 60)

Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan (QS. Asy Syarh : 6)

*Hai orang - orang yang berfirman jika kalian menolong (agama) Allah, niscaya Dia akan menolong
dan meneguhkan kedudukan kalian (QS. Muhammad : 7)*

*Sesungguhnya Allah tidak akan mengubah apa - apa yang ada pada suatu kaum sampai mereka
mengubah apa - apa yang ada pada diri mereka (QS. Ar Ra'du : 11)*

*Takut akan cinta adalah takut akan hidup. Dan siapa yang takut hidup berarti dia telah tiga
perempat mati (Bertrand Russel)*

Tengadah ke angkasa Ilmu Allah yang tak bertepe, Berpijaklah rendah hati di bumiNya

*Pilihlah kehilangan kekayaan daripada kehilangan kejujuran;
yang pertama akan mengganggu pikiran anda untuk sementara waktu;
yang belakangan akan mendatangkan penyesalan yang lama kepada anda*
(Chilo)

Jenius adalah 5% dari inspirasi dan 95% keringat
(Thomas A Edison)

ABSTRAKSI

*Dalam masa pembangunan Indonesia hingga kini khususnya sektor pertanian, penyediaan prasarana bangunan air untuk irigasi telah dibangun di hampir setiap daerah di Indonesia. Hal ini dimaksudkan untuk memenuhi kebutuhan air di musim hujan bagi pertanian sehingga aliran sungai bisa dimanfaatkan dengan cara disadap dan dialirkan secara gravitasi ke daerah yang membutuhkan. Dalam perencanaan tugas akhir ini sebagai inti dari pengerjaan yang membedakan dengan perencanaan bendung sebelumnya oleh **Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah Bengkulu** adalah dalam perencanaan bendung manjuto ini menggunakan tipe kolam olak vlugter namun perencanaan kami menggunakan tipe kolam olak vlugter modifikasi(MDO).*

*Perencanaan debit banjir menggunakan periode ulang 100 tahun yang didapat dari data **Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah Bengkulu** dengan menggunakan metode Hasper, metode FSR Jawa – Sumatra, dan metode Rasional Jepang. Bendung ini direncanakan dengan menggunakan tipe mercu Ogee, tipe kolam olak vlugter modifikasi (MDO), dengan menggunakan pembilas tipe periodik dan perencanaan lantai muka menggunakan metode Bligh dan metode Lane. Perhitungan stabilitas bendung meliputi gaya akibat tekanan air keatas (Up-Lift) dengan kontrol tarik, gaya berat bendung dan gaya akibat gempa. Pada perhitungan stabilitas bendung meliputi semua gaya dengan kontrol stabilitas. Perhitungan stabilitas tembok penahan tanah meliputi tekanan tanah aktif dan pasif dan gaya gempa yang ditinjau dengan kontrol stabilitas.*

Sebagai hasil akhir dari bendung tersebut adalah lebar bendung sebesar 100 m, elevasi dasar dihilu bendung adalah + 18,90 m, lebar efektif mercu 93 m, jari-jari mercu bendung 0,5 m/1,25 m, elevasi mercu bendung +26,35. tebal kolam olak adalah 2,5 m dengan panjang kolam olak adalah 13,55 m. jumlah pintu pembilas sebanyak 2 buah dengan lebar pintu pembilas 2,25 m sedangkan berat konstruksi 268,06 ton.

DAFTAR ISI

	Halaman
HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
HALAMAN MOTTO	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xii
ABSTRAKSI	xiv
 BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Tujuan.....	1
1.3 Manfaat	2
1.4 Batasan Perencanaan.....	2
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Tinjauan Umum	4
2.2 Redesain Bendung Tegal Pada Dasar Sungai (2003).....	4
2.3 Redesain Bendung Tegal dengan Lokasi Pada Kopur	5
 BAB III LANDASAN TEORI	
3.1 Umum.....	7
3.1.1 Bendung.....	7
3.1.2 Irigasi.....	7
3.2 Pemilihan Lokasi Bendung dan Bangunan Bendung	7
3.2.1 Aspek Topografi	8
3.2.2 Aspek Hidrolik dan Morfologi	9
3.2.3 Aspek Geologi	9
3.2.4 Aspek Mekanika Tanah	10
3.2.5 Biaya Pelaksanaan	11
3.2.6 Aspek Hidrologi.....	11

3.2.7 Analisa Curah Hujan pada Daerah Aliran Sungai	14
3.3 Analisa Frekuensi Hujan Rencana	16
3.4 Analisa Debit Banjir Rencana	19
3.5 Analisa Debit Andalan.....	24
3.6 Penentuan Tinggi Muka Air Sungai.....	26
3.7 Mercu Bendung	27
3.8 Pemilihan Lokasi Bendung	33
3.9 Tinggi Muka Air Sungai Sebelum Ada Bendung	36
3.10 Tinggi Muka Air Setelah Ada Bendung	36
3.11 Kolam Olak	36
3.12 Rip – Rap Bendung	55
3.13 Lantai Muka	59
3.14 Panjang Tanggul Banjir	61
3.15 Bangunan Intake	63
3.15.1 Definisi	63
3.15.2 Tata Letak	65
3.15.3 Macam Intake	65
3.15.4 Arah Intake, Komponen dan Letak Intake	66
3.16 Bangunan Pembilas.....	67
3.17 Saluran Penangkap Pasir	70
3.18 Stabilitas Konstruksi Bendung	73
BAB IV DATA PERENCANAAN	
4.1 Data Topografi	77
4.2 Data Hidrologi	77
4.3 Data Morfologi	77
4.4 <i>Flow Chart</i> Tahapan Penelitian	79
BAB V ANALISIS HIDROLOGI	
5.1 Umum	80
5.2 Analisa Curah Hujan Pada Daerah Aliran Sungai.....	81
5.2.1 Cara Rata-rata Aljabar	81
5.2.2 Cara ARF (<i>Areal reduction factor</i>)	84

5.3 Analisis Hujan Rencana	85
5.3.1 Metode Log Pearson III	87
5.3.2 Metode Haspers	90
5.4 Analisis Debit Banjir Rencana (<i>Design Flood</i>)	91
5.4.1 Metode Hasper	92
5.4.2 Metode Manual Banjir Rencana Jawa – Sumatera	93
5.4.3 Metode Rasional Jepang	95

BAB VI PERENCANAAN TEKNIS BENDUNG TETAP

6.1 Pendahuluan	97
6.2 Tinggi Muka Air Sebelum Ada Bendung	98
6.3 Perencanaan Tubuh Bendung	100
6.3.1 Lebar Efektif Mercu Bendung	100
6.3.2 Penampang Mercu Bendung	101
6.3.3 Tinggi Muka Air Setelah Ada Bendung	104
6.3.4 Perencanaan Kolam Olak	105
6.3.5 Perencanaan Teknis Lantai Muka	106
6.3.6 Perencanaan Teknis Perencanaan Rip-rap	109
6.4 Perencanaan Teknis Bangunan Intake	111
6.4.1 Bangunan Pengambilan Sebelah Kanan	111
6.4.2 Profil Saluran Primer Kanan dan Kiri	112
6.4.3 Dimensi Lebar Ambang Pengambilan	113
6.5 Perencanaan Bangunan Pembilas Utama	114
6.6 Perencanaan Saluran Penangkap Pasir	119
6.6.1 Saluran Penangkap Pasir Sebelah Kanan dan Kiri	119
6.6.2 Bangunan Pembilas Kantong Pasir	122
6.7 Perencanaan Teknis Tanggul	124
6.8 Stabilitas Bendung	126
6.8.1 Gaya ' <i>Up – Lift Pressure</i> '	126
6.8.2 Gaya Berat Bendung	129
6.8.3 Gaya Akibat Gempa	131
6.8.4 Rencana Pembebanan	132

6.9 Stabilitas Tembok Penahan Tanah	134
6.10 Resume Hasil Perhitungan	143

BAB VII PEMBAHASAN

BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Bagan Alir Perencanaan.....	7
Gambar 3.2 Bagan Alir Perhitungan Hujan Rencana.....	13
Gambar 3.3 Bagan Aliran Kerja Cara ” Water Balance ”.....	26
Gambar 3.4 Bentuk-bentuk mercu Bendung Bulat.....	28
Gambar 3.5 Bendung Dengan Mercu Bulat.....	29
Gambar 3.6 Mercu Ogee.....	32
Gambar 3.7 Lebar Efektif Mercu.....	33
Gambar 3.8 Lokasi Pelaksanaan Bendung Tetap.....	34
Gambar 3.9 Peredam Energi Kasus A.....	38
Gambar 3.10 Peredam Energi Kasus B.....	38
Gambar 3.11 Peredam Energi Kasus C.....	38
Gambar 3.12 Peredam Energi Kasus D.....	39
Gambar 3.13 Kolak Olak Menurut Vlugter.....	40
Gambar 3.14 Bentuk Peredam Energi Tipe MDO & MDS.....	42
Gambar 3.15 Kolam Olak Tipe Schoelitsch.....	43
Gambar 3.16 Kolam Olak Tipe Schoelitsch.....	44
Gambar 3.17 Peredam Energi Tipe Cekung / Bak Tenggelam.....	45
Gambar 3.18 Batas Maksimum Tinggi Air Hilir.....	47
Gambar 3.19 Bendung Dengan Peredam Energi Tipe Cekung.....	47
Gambar 3.20 Tipe USBR. Basin I.....	48
Gambar 3.21 Tipe USBR. Basin II.....	49

Gambar 3.22 Tipe USBR. Basin III.....	49
Gambar 3.23 Kolam Olak Solid Bucket.....	51
Gambar 3.24 Kolam Olak Slotted Bucket.....	51
Gambar 3.25 Kolam Olak Sky Jump.....	51
Gambar 3.26 Parameter-parameter Loncat Air.....	53
Gambar 3.27 Pemasangan Rip-rap Bentuk Rata.....	57
Gambar 3.28 Pemasangan Rip-rap Bentuk Miring.....	57
Gambar 3.29 Contoh Penggunaan Rip-rap Beton.....	58
Gambar 3.30 Bangunan Lantai Muka.....	59
Gambar 3.31 Kurve Pengempangan, Pengaruh "back water".....	62
Gambar 3.32 Tipe Pintu Pengambilan.....	64
Gambar 3.33 Dinding Banjir dan sponengan Pintu.....	67
Gambar 3.34 Mulut Pembilas Kontinyu.....	68
Gambar 3.35 Bangunan Pembilas Samping.....	70
Gambar 3.36 Tipe Kantong Lumpur Searah dengan Saluran Pembilasnya / Penguras.....	72
Gambar 3.37 Tipe Kantong Pasir Searah Dengan Saluran Primer.....	73
Gambar 4.1 Bagan Alir Perencanaan Bendung Manjuto.....	79
Gambar 6.1 Penampang Basah Sungai.....	98
Gambar 6.2 Sketsa Potongan Melintang Saluran Pembilas Periodik.....	101
Gambar 6.3 Mercu Ogee.....	102
Gambar 6.4 Kurva Ogee.....	103
Gambar 6.5 Rencana Kolam Olak Tipe Vlugter's (Modifikasi).....	105

Gambar 6.6 Rencana Ukuran Pondasi Bendung.....	107
Gambar 6.7 Panjang Lantai Muka Yang Diperlukan.....	109
Gambar 6.8 Rip-rap.....	111
Gambar 6.9 Potongan Melintang Saluran Primer Kanan.....	113
Gambar 6.10 Diagram Tekanan Pada Pintu Air Pembilas.....	115
Gambar 6.11 Tampak Atas Pintu Pembilas Utama.....	116
Gambar 6.11.b Tampak Samping Pintu Pembilas Dari Kayu Jati Dengan Rangka Besi.....	118
Gambar 6.12 Potongan Memanjang Saluran Kantong Pasir.....	120
Gambar 6.13 Penampang Kantong Lumpur Sebelah Kanan Dan Kiri.....	121
Gambar 6.14 Potongan Memanjang Akhir Sal.Pembilas Pada Sungai.....	124
Gambar 6.15 Potongan Melintang Tanggul Sebelah Kiri.....	125
Gambar 6.16 Potongan Melintang Tanggul Sebelah Kanan.....	125
Gambar 6.17 Diagram Tekanan Air Keatas.....	126
Gambar 6.18 Kontrol Tebal Lantai Kolam Olak.....	128
Gambar 6.19 Gaya-gaya Berat Sendiri Bendung.....	130
Gambar 6.20 Gaya Dan Diagram Tekanan Tembok Penahan Tanah.....	135
Gambar 6.21 Miring Tanah Dan Sudut Tembok Bagian Bawah.....	136
Gambar 6.22 Titik Berat Beban Yang Bekerja.....	140

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Metode Debit Banjir Rencana.....	11
Tabel 3.1 Perkiraan Penentuan Elevasi Mercu Bendung.....	27
Tabel 3.2 Harga-harga Kemiringan Talud.....	31
Tabel 4.1 Data-data Bendung Manjuto.....	77
Tabel 5.1 Perhitungan Hujan Rata-rata Aljabar.....	82
Tabel 5.2 Perhitungan Hujan Maksimum Tahunan Dengan APBAR.....	84
Tabel 5.3 Rekapitulasi Hujan Harian Maksimum Tahunan.....	85
Tabel 5.4 Perhitungan Hujan Rata-rata.....	86
Tabel 5.5 Pemlihan Sebaran.....	87
Tabel 5.6 Perhitungan Curah Hujan Metode Log Pearson III.....	87
Tabel 5.7 Ploting data Log Pearson III.....	89
Tabel 5.8 Uji Sebaran.....	90
Tabel 5.9 Rekapitulasi Hujan Rencana.....	91
Tabel 5.10 Debit Banjir Rencana Maksimum Cara Hasper.....	93
Tabel 5.11 Debit Banjir Rencana Maksimum Cara Jawa-Sumatra.....	95
Tabel 5.12 Debit Banjir Rencana Maksimum Cara ational Jepang.....	96
Tabel 5.13 Rekapitulasi Debit Rencana.....	96
Tabel 6.1 Perhitungan Tinggi Muka Air Banjir Sebelum Ada Bendung.....	99
Tabel 6.2 Perhitungan Momen dan Gaya Up-Lift Keadaan Normal.....	129
Tabel 6.3 Perhitungan Berat Kontruksi Bendung dan Momen Vertikal.....	130
Tabel 6.4 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Gempa.....	131

Tabel 6.5 Beban Rencana Dalam Keadaan Air Normal.....	132
Tabel 6.6 Gaya Vertikal Dan Momen Total.....	136
Tabel 6.6 Gaya Horizontal dan Momen.....	138
Tabel 6.8 Gaya Horizontal dan Momen.....	138
Tabel 6.9 Gaya-gaya Momen yang Terjadi	141
Tabel 6.10 Hasil Hitungan Perencanaan Bendung Manjuto.....	143

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan daerah yang beriklim tropis dan memiliki curah hujan yang tinggi, sehingga sangat cocok untuk bercocok tanam. Dengan kondisi alam yang demikian maka sektor pertanian menjadi sangat penting, yang akan memberikan dampak yang positif untuk pembangunan bangsa Indonesia. Tingkat kebutuhan masyarakat akan kebutuhan pangan juga semakin tinggi sehingga diperlukan suatu produksi pertanian yang semakin baik.

Dengan semakin meningkatnya pertumbuhan penduduk Indonesia, maka kebutuhan pangan semakin meningkat pula. Oleh karena itu produksi pada sektor pertanian perlu ditingkatkan, dengan berbagai program pertanian, misalnya program *Diversifikasi* dan *Intensifikasi*. Program *diversifikasi* dan *intensifikasi* contohnya menambah ketersediaan sarana dan prasarana yang memadai untuk pertanian, salah satu jenis prasarana tersebut adalah bangunan air yaitu pembangunan bendung.

Dalam masa pembangunan di Indonesia hingga kini khususnya sektor pertanian, penyediaan prasarana bangunan air untuk irigasi telah dibangun ribuan bendung di Indonesia (Moch. Memed, 2002). Hal ini dimaksudkan untuk memenuhi kebutuhan air baik di musim hujan maupun di musim kemarau bagi pertanian sehingga aliran sungai bisa dimanfaatkan dengan cara disadap dan dialirkan secara gravitasi ke daerah yang membutuhkan. Untuk itu jika perencanaan bendung dilakukan dengan tepat dan benar maka akan semakin efektif dan efisien pula pembangunan di Indonesia secara keseluruhan.

Dalam wacana diatas penulis mengambil Tugas Akhir tentang perencanaan ulang (*redisain*) bendung Manjuto sebagai penerapan ilmu ketekniksipilan khususnya dalam bidang ilmu keairan. Perencanaan ulang tersebut meliputi bangunan fisik suatu bendung dengan desain yang berbeda dengan desain

yang lama perencanaan desain yang dilakukan oleh Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah (akan dilampirkan pada lampiran).

1.2 Tujuan

Mendesain ulang (Redesain) bendung Manjuto yang berlokasi di wilayah kecamatan Muko-muko, kabupaten Bengkulu utara, Bengkulu.

1.3 Manfaat

Manfaat dari penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Memberikan pemahaman dan kontribusi bagi perencanaan dalam perencanaan bendung, yaitu sebagai perbandingan dalam perencanaan.
2. Dapat menghasilkan desain yang berbeda dengan desain yang lama yaitu desai dari Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah Bengkulu yang bisa dimungkinkan untuk lebih efektif dan ekonomis

1. 4 Batasan perencanaan

Sebagai batasan perencanaan agar penyusunan Tugas Akhir ini terarah, dan tidak terlalu meluas, adalah sebagai berikut:

1. Bendung direncanakan pada daerah dasar sungai Air Manjuto di kecamatan Muko-muko, kabupaten Bengkulu utara, Bengkulu.
2. Periode kala ulang untuk perencanaan ini Q_{100} tahun sesuai dengan desain Departemen Pemukiman Dan Prasarana Wilayah Bengkulu dengan analisis debit banjir rencana menggunakan 3 metode, yaitu: metode Hasper, metode FSR Jawa – Sumatra dan metode Rasional Jepang.
3. Dalam perencanaan ini besarnya debit andalan minimum yakni sebesar 20 m^3/det .
4. Perencanaan hidrolis bendung meliputi perencanaan bangunan utama (bendung), bangunan pembilas, bangunan pengambilan, kantong lumpur, saluran pembilas pasir, saluran primer sebelah kiri dan tanggul.
5. Bendung direncanakan sebagai bendung pasangan batu dengan mercu bentuk ogee.
6. Perencanaan kolam olak direncanakan menggunakan tipe *vlugter modifikasi* (MDO).
7. perencanaan lantai muka menggunakan metode *bligh* dan motode *lane*

8. Perhitungan stabilitas bendung meliputi semua gaya dengan control stabilitas.
9. Perhitungan stabilitas tembok penahan tanah meliputi tekanan tanah aktif dan pasif dan gaya gempa yang ditinjau dengan kontrol stabilitas guling, eksentrisitas, tegangan tanah, gaya geser.
10. Bendung Manjuto ini terletak di sungai Air Manjuto, kecamatan Muko-Muko, kabupaten Bengkulu Utara, Bengkulu

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Tinjauan pustaka merupakan kerangka teoritik yang dijadikan sebagai landasan dalam konsep penelitian dari berbagai tinjauan perencanaan desain bendung lain dan berbagai sumber dan pemacu dari penelitian dan redesain sebelumnya.

2.2 Redesain Bendung Tegal Pada Dasar Sungai (2003)

Perencanaan ini dilakukan oleh Windri dan Aprizon pada bendung Tegal di kali opak yang berokasi di dusun Tegal, kecamatan Imogiri, kabupaten Bantul, DIY. Bendung diencanakan pada dasar sungai dengan luas DAS 162,2 km², panjang sungai adalah 65 km dan kemiringan dasar adalah 0,0025.

Analisis hidrolik mencari debit hujan rencana menggunakan metode Haspers, FSR jawa sumatera dan Rasional Jepang, kemudian dihasilkan debit kala ulang 100 tahun (Q_{100}) sebesar 703,493 m³/det. Debit rencana yang dipakai untuk mengalir sawah sebesar 0,815 m³/det untuk mengalir sawah sebelah kanan sungai dengan luas 144,4 Ha dan 0.275 m³/det untuk mengalir daerah sebelah kiri sungai dengan luas 469,93 Ha.

Perencanaan bendung tegal ini dengan menggunakan tipe kolam olak vlugter dan mercu bentuk bulat. Dari hasil hitungan perencanaan bendung tegal ini maka dirancang lebar bendung adalah 119 m lebar efektif mercu adalah 113,5 m, tinggi mercu adalah 6,68 m, dengan jari – jari terkecil adalah 1m dan jari-jari terbesar adalah 2 m, panjang kolam olak adalah 9,4 m, panjang lantai muka adalah 45,87 m, perencanaan pintu pembilas sebanyak 2 buah lebar masing – masing adalah 1,5 m lebar pilar utama 1,5 m dan lebar pilar air adalah 1 m. untuk pintu pengambilan direncanakan dengan dua pintu yaitu disebelah kanan dan sebelah kiri, untuk pintu sebelah kiri dengan menggunakan gorong – gorong.

2.3 Redesain Bendung Tegal dengan Lokasi pada Kopur.

Perencanaan ini dilakukan oleh Nudiya Amburika dan Abdullah Ghofur pada bendung Tegal dikali Opak yang berlokasi di dusun Tegal, kecamatan Imogiri, kabupaten Bantul, DIY. Bendung direncanakan pada daerah dasar sungai dengan luas DAS adalah 160,2 km², Panjang sungai adalah 65 km dan kemiringan dasar sungai rata-rata adalah 0,00329

Analisis hidrologi untuk mencari debit hujan rencana menggunakan metode *Haspers*, FRS Jawa-Sumatra dan Rational Jepang kemudian dihasilkan debit kala ulang 100 tahun (Q_{100}) sebesar 869,33 m³/det. Debit rencana yang dipakai untuk mengalir sawah sebesar 0.85 m³/det untuk mengalir daerah sebelah kanan sungai dengan luas 144,4 Ha dan 0,275 m³/det untuk mengalir daerah sebelah kiri sungai dengan luas 469,93 Ha.

Perencanaan bendung tegal ini dengan menggunakan tipe kolam olak vlugter dan mercu bentuk bulat. Dari hasil hitungan perencanaan bendung tegal ini maka dirancang lebar bendung adalah 110 m lebar sudetan baru adalah 100 m, tinggi mercu adalah 6,887 m, dengan jari – jari terkecil adalah 1,9 m dan jari-jari terbesar adalah 3,8 m, panjang kolam olak adalah 7,907 m, panjang lantai muka adalah 40 m, perencanaan pintu pembilas sebanyak 1 buah lebar adalah 1,5 m lebar pilar utama 1,5 m dan untuk pintu pengambilan direncanakan dengan dua pintu yaitu disebelah kanan dan sebelah kiri, untuk pintu sebelah kiri dengan menggunakan gorong – gorong.

2.4 Desain Bendung Manjuto (1984).

Perencanaan bendung Manjuto yang terdahulu diambil dari PT. Batang Hari Bengkulu. Perencanaan dilakukan pada lokasi kecamatan Muko-Muko, kabupaten Bengkulu utara, Bengkulu. Bendung direncanakan pada kopur / sudetan sungai dengan luas DAS adalah 407 km², Panjang sungai adalah 83,2 km dan kemiringan dasar sungai rata-rata adalah 0,0172

Analisis hidrologi untuk mencari debit hujan rencana menggunakan metode *Haspers*, FRS Jawa-Sumatra dan Rasional Jepang kemudian dihasilkan debit kala ulang 100 tahun (Q_{100}). Debit rencana yang dipakai untuk mengalir sawah sebesar 10,13 m³/det untuk mengalir daerah sebelah kanan sungai dengan

luas 4.919 Ha dan 10,13 m³/det untuk mengalir daerah sebelah kiri sungai dengan luas 6.768 Ha.

Perencanaan dengan menggunakan kolam olak *vlugter* dan mercu bulat dengan lengkung bentuk *ogee*. Dari data perencanaan maka direncanakan lebar mercu bendung adalah 100m, lebar efektif 91 m, tinggi mercu adalah 8m dari dasar sungai dan jari-jari bendung 3 m, perencanaan pintu pembilas sebanyak 3 buah dengan lebar masing-masing adalah 2,5 m, lebar pilar utama adalah 1,5 m lebar pilar saluran pembilas dan saluran pengambilan adalah 1 m. jumlah pintu pengambilan ada 2 pintu dengan lebar masing-masing 2,2 m kearah saluran induk kiri.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

3.1.1 Bendung

Bendung merupakan suatu bangunan air dengan kelengkapan yang dibangun melintang sungai atau sudetan yang sengaja dibuat untuk meninggikan muka air, sehingga air dapat disadap dan dialirkan secara gravitasi ketempat yang membutuhkannya (Kreteria Perencanaan 02, 1986}.

3.1.2 Irigasi

Untuk mencukupi kebutuhan air di musim hujan dalam keperluan pertanian, maka tanaman memerlukan irigasi, sehingga air dapat dialirkan dari sumbernya dan dibagikan secara rata dan teratur dan kemudian di buang kembali. Dari hal tersebut diatas maka di perlukan bangunan air yaitu bendung sehingga secara teknis dapat dioptimalkan fungsinya. (Moch Memed, 2002).

3.2 Pemilihan Lokasi Bendung dan Bangunan Bendung

Pemilhan lokasi bendung hendaknya saling menguntungkan dari beberapa segi, baik itu perencanaan, pengamanan, pelaksanaan, pengoperasian, dampak pembangunan, dan sebagainya, sehingga diperlukan persaratan yang dominan dengan mempertimbangkan beberapa aspek yaitu (Moch. Memed, 2002):

- a. Aspek topografi,
- b. Aspek hidrolk dan morfologi,
- c. Aspek geologi,
- d. Aspek mekanika tanah,
- e. Aspek biaya pelaksanaan,
- f. Aspek hidrologi

Untuk lebih jelasnya akan dibahas masing-masing aspek pada sub-bab dibawah ini:

3.2.1 Aspek Topografi

keadaan topografi dari rencana daerah irigasi yang akan dialiri adalah semua rencana daerah irigasi dengan melihat elevasi tanah tertinggi sehingga dapat menentukan mercu bendung (Moch. Memed, 2002).

Kondisi topografi harus mempertimbangkan hal-hal antara lain (Moch. Memed, 2002):

- a. Bendung jangan terlalu tinggi, bila dibangun di palung sungai tidak boleh lebih dari 7 meter, agar tidak menyulitkan pelaksanaan.
- b. Trase saluran induk ditempatkan di tempat yang paling baik yaitu:
 1. pengaliran tidak terlalu dalam maksimal 8 meter, dan saluran tidak terlalu panjang,
 2. tanggul tidak terlalu tinggi.
- c. Penempatan *intake* yang tepat dilihat dari segi hidrolik dan angkutan sedimen.

Menurut Kreteria Perencanaan 02 tahun 1986 data topografi yang diperlukan sebagai berikut:

- a. peta dasar lebih disukai dengan skala 1 : 50.000, dan garis-garis ketinggian (kontur) harus di berikan setiap 25 m.
- b. Pada setuasi sungai di mana bangunan utama dibuat dengan skala 1:2000, jarak 1 km ke hulu dan 1 km ke hilir dari bangunan utama, dan melebar 250 m dari masing-masing tepi sungai. Peta itu juga tercangkup batas-bats penting seperti batas-batas desa, sawah dan saluran prasarananya.
- c. Gambar potongan memanjang sungai dengan potongan melintang setiap 50 m, skala vertikalnya 1 : 200. skala untuk potongan melintang 1 : 200 horizontal dan 1 : 200 vertikal, letal pencatat muka air otomatis (AWLR) dan papan duga harus ditunjukan.
- d. Pengukuran detail terhadap setuasi Bendung yang sebenarnya harus dipersiapkan, yang menghasilkan peta berskala 1 : 200 atau 1 : 500. peta memperlihatkan bagian-bagian lokasi bangunan utama secara lengkap.

3.2.2 Aspek hidrolik dan morfologi

Dalam aspek hidrolik ini adalah faktor yang harus dipertimbangkan yaitu meliputi (Moch Memed, 2002)

- a. Pola aliaran sungai: kecepatan, arah debit banjir hendaknya sedang dan kecil .
- b. Kedalaman dan lebar muka air debit banjir hendaknya sedang dan kecil.
- c. Tinggi muka air sesuai dengan debit rencana.
- d. Potensi dan distribusi angkutan sedimen juga harus diperhatikan.

Data-data sungai fisik yang di perlukan dari sungai adalah (Soenarno, 1972):

- a. Kandungan dan ukuran sedimen
- b. Tipe dan usuran sedimen besar,
- c. Distribusi usuran batir,
- d. Banyaknya sedimen dalam waktu tertentu,
- e. Pembagian sedimen secara vertikal dalam sedimen.

Selain data-data ini, data historis potongan memanjang sungai dan gejala terjadinya degradasi dan aggradasi sungai juga harus dikumpulkan. Apabila ternyata sungai terdiri dari batu, maka dapat dikatakan bahwa sungai itu stabil.

3.2.3 Aspek Geologi

Peta geologi permukaan harus meliputi geologi permukaan pada suatu daerah. Skala peta yang harus dipakai adalah (Kriteria Perencanaan 02, 1986):

- a. peta daerah dengan skala 1:100000 atau 1:50000,
- b. peta semi detail dengan skala 1:25000 atau 1:5000,
- c. peta detail dengan skala 1:2000 atau 1:100.

Peta-peta tersebut harus menunjukkan geologi daerah yang bersangkutan, daerah pengambilan bahan bangunan, detail-detail geologis yang harus diketahui berdasarkan pengamatan dari sumuran dan paretan uji, perubahan-perubahan yang terjadi dalam formasi tanah mau pun tebal dan derajat pelapukan tanah penutup (*overburden*) harus diperkirakan. Dalam banyak hal pemboran mungkin diperlukan untuk secara tepat mengetahui lapisan dari tipe batuan (Kriteria Perencanaan 02, 1986).

Penyelidikan geologi dilakukan ditempat sekitar bendung. Adapun hal-hal yang diperlukan dari penyelidikan geologi ini antara lain adalah (Soenarno, 1972):

- a. Macam dasar serta tebal lapisan-lapisannya. Hal ini diperlukan untuk mengetahui bentuk pondasi bendung dan dalamnya koperan (*footing*). Macam tanah dasarnya dapat di perkirakan besarnya *weighted creep ratio* yang akan digunakan untuk menentukan panjangnya lantai muka dan besarnya muka *up-lift pressure*.
- b. Letaknya lapisan yang rapat air.
- c. Ada atau tidaknya gejala-gejala rekahan yang membahayakan stabilitas bendung.

3.2.4 Aspek Mekanika Tanah

Mekanika tanah ini dilakukan disekitar rencana bendung. Hal-hal yang diperlukan dari penyelidikan tanah ini antara lain (Soenarno, 1972):

- a. jenis lapisan tanah hubungan tiap lapis serta jenis tanah seta jenis batuan dasar dengan cara uji *slump*,
- b. harga koefisien permabilitas (*k*) dengan cara sumur uji (*test pit*).
- c. Berat volume tanah,
- d. Sudut geser dalam dengan uji tekanan bebas antara dasar bendungan dan dasar,
- e. Tegangan izin tekanan tanah.

Bendung yang ditempatkan harus mempunyai pondasi yang cukup baik sehingga bangunan akan stabil. Faktor lain yang harus dipertimbangkan adalah potensi kegempaan, potensi gusuran. Cara terbaik untuk memperoleh data tanah pada lokasi bangunan pengelak ialah dengan mengali sumur dan parit uji, karena sumuran dan paritan akan memungkinkan diadakan pemeriksaan visual dan diperolehnya contoh tanah yang tidak terganggu. Kelulusan tanah harus diketahui agar gaya angkat dan perembesan dapat diperhitungkan (Kriteria Perencanaan 02, 1986).

3.2.5 Biaya Pelaksanaan

Beberapa alternatif lokasi harus dipertimbangkan sehingga biaya pelaksanaan dapat ditentukan dan cara pelaksanaan peralatan dan tenaga kerja, yang kesemuanya ini ditinjau dari segi biaya yang paling murah dan pelaksanaan yang tidak terlalu sulit (moch Memed, 2002).

3.2.6 Aspek Hidrologi

a. Data Banjir Rencana

Data banjir rencana adalah debit maksimum sungai dengan periode ulang tertentu dan dapat dialirkan tanpa membahayakan stabilitas bangunan. Data-data yang diperlukan untuk merencanakan bangunan utama adalah (Kreteria Perencanaan 02, 1986):

- data yang menghitung berbagai harga banjir rencana,
- data untuk meniali debit rendah andalan,
- data untuk membuat neraca air sungai secara keseluruhan.

Banjir dengan periode 100 tahun atau maksimal digunakan untuk bangunan pengelak, banjir dengan periode ulang 100 tahun diperlukan untuk mengetahui tinggi tanggul banjir dan mengontrol keamanan bangunan utama (kriteria Perencanaan 02, 1986).

Banjir dengan periode 100 tahun dari daerah dam sampai bangunan pengelak di gunakan untuk bangunan dihilir waduk dan aliran waduk. Banjir dengan periode 5 sampai 25 tahun digunakan elevasi tanggul hilir sesuai dari bangunan utama. Banjir dengan periode 25 tahun digunakan untuk saluran pengelak jika diperlukan selama pelaksanaan (kriteria Perencanaan 02, 1986).

Penentuan debit banjir rencana dapat dilakukan dengan bermacam-macam metode, tergantung dari tersedianya data-data yang ada dilapangan.

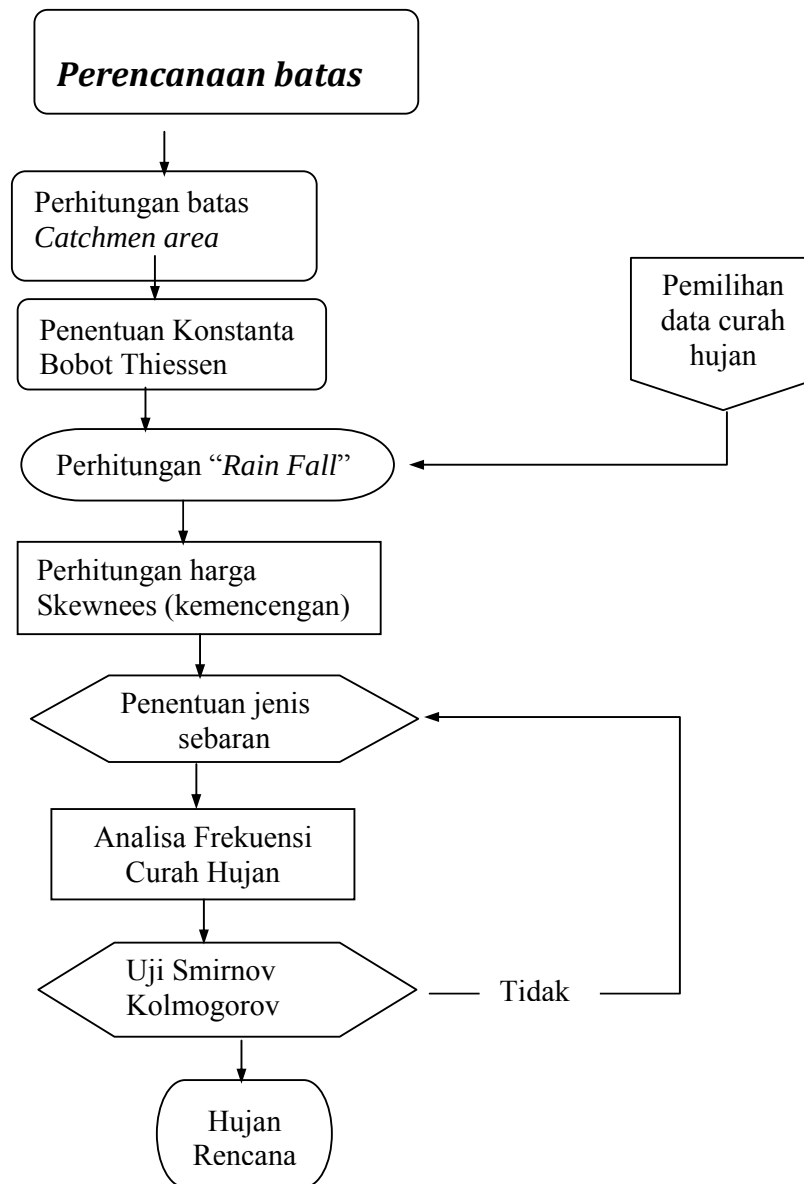
Tabel 3.1.Metode Debit Banjir Rencana

Catatan Banjir	Metode	Parameter Perencanaan
1a.Data cukup 20 th.atau lebih	Analisa frekuensi dengan distribusi Frekuaensi Ekstrim.	Debit puncak dengan kemungkinan tak terpenuhi 20% -- 4% -- 1% -- 0,1%.

1b.Data terbatas (> 20 th.)	Analisa frekuensi dengan Metode “debit diatas ambang” (<i>Peak over Thershoid Method</i>).	Seperti pd 1a dengan ketepatan yang kurang dari itu
2. Data tidak ada.	Hubungan empiris antara curah hujan- limpasan air hujan. Gunakan metode der Weduwen unt. Daerah aliran < 100 km ² , Metode Melchior atau metode lain yg sesuai untuk daerah aliran > 100 km ² .	Seperti pd 1a dgn ketepatan yang kurang dari itu.
3.Data tidak ada.	Metode kapasitas saluran Hitung banjir puncak dari tinggi air maksimum, potongan melintang & kemiringan sungai yg sudah diamati/ diketahui. Metode tidak tepat; hanya unt.mencek 1b & 2 atau unt.memasukkan data historis banjir dalam 1a.	Debit puncak kemungkinan tak terpenuhi diperkirakan.

Sumber :Standar perencanaan irigasi Departemen Pekerjaan Umum (KP-01)

Sungai Air Manjuto, tempat bendung Manjuto yang akan direncanakan , data/catatan debit banjir tidak ada, sehingga untuk mendesain debit banjir rencana digunakan data curah hujan selama 14 tahun, dari tahun 1981 sampai dengan tahun 1994, seperti untuk mendisain debit banjir rencana sesuai cara No..2



Gambar 3.2. Bagan Alir Perhitungan Hujan Rencana

b. Data Debit rendah Andalan

Perhitungan debit rendah andalan dengan periode ulang yang diperlukan (biasanya 5 tahun). Cara terbaik untuk memenuhi persyaratan ini adalah dengan melakukan pengukuran debit (atau membaca papan duga) tiap hari. Jika tidak tersedia data mengenai muka air dan debit, maka debit rendah harus dihitung berdasarkan curah hujan dan data limpasan air hujan dari daerah aliran sungai (Kriteria Perencanaan 02, 1986).

c. Neraca Air

Neraca air adalah hak atas air, penyesuaian air di hulu dan hilir sungai pada bangunan pengelak serta kebutuhan air di masa datang, harus ditinjau kembali (Kriteria Perencanaan 02, 1986). Neraca air (*water balance*) seluruh sungai harus dibuat guna mempertimbangkan perubahan alokasi/penjatahan air akibat dibuatnya bangunan utama.

3.2.7 Analisa Curah Hujan pada Daerah Aliran Sungai.

Pengukuran yang diperoleh dari masing-masing pengukuran hujan adalah data yang merupakan data curah hujan lokal (“*Point Rain fall*”), sedang untuk keperluan analisa diperlukan data huan daerah aliran (“*Area Rain fall*”). Semakin banyak stasiun hujan dalam suatu Daerah Aliran Sungai (DAS) maka akan menguntungkan ditinjau dari segi informasi yang diperoleh, tetapi akan merugikan apabila ditinjau dari segi operational dan pembiayaan. Untuk menentukan besarnya hujan rata-rata pada daerah aliran sungai (DAS) dapat digunakan 3 (tiga) cara, yaitu : cara rata-rata aljabar, *Poligon Thiessen* dan *Isohiet*.

1. Cara Rata-Rata Al-Jabar

Pada prinsipnya hitungan didapat dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran selama periode tertentu dan membaginya dengan banyaknya stasiun Pengukuran.

$$R^{\wedge} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_{zi} \dots\dots\dots(3.1)$$

dimana:

$R^{\wedge}$ = tinggi hujan rerata (mm),

R_{zi} = tinggi hujan pada masing-masing stasiun,

n = Jumlah stasiun pengamat'

2. Cara Poligon Thiessen.

Cara ini memperhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun yang bersangkutan untuk digunakan sebagai faktor dalam menghitung hujan rata-rata. *Poligon* didapat dengan cara menarik garis hubung antara masing-masing stasiun, kemudian menarik garis-garis sumbunya.

$$R^{\wedge} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot R_i}{A_z} \dots\dots\dots (3.2)$$

dimana:

$R^{\wedge}$ = Hujan rata-rata daerah (mm),

R_i = Hujan pada masing-masing stasiun (mm')

A_i = Luas daerah aliran sungai (km²)

A_z = Luas daerah *Poligon Thiessen* (km²),

n = Jumlah stasiun pengamat hujan.

3. Cara Isohiet ,

Isohiet adalah garis yang menghubungkan tempat-tempat yang mempunyai tinggi hujan sama. Cara ini menggunakan *Isohiet* sebagai garis-garis yang membagi daerah aliran sungai menjadi daerah-daerah kesatuan, yang luasnya sebagai faktor koreksi perhitungannya.

$$R^{\wedge} = B + \frac{i \cdot (2a + b)}{3a + b} \dots\dots\dots (3.3)$$

dimana:

$R^{\wedge}$ = Hujan rata-rata (mm')

a = panjang dari *Isohiet* yang tertinggi (km),

b = Panjang dari *Isohiet* yang terendah (km),

i = Interval *Isohiet* (mm)

Untuk menentukan besarnya hujan rata-rata pada daerah aliran Air Manjuto, digunakan 4 (empat) stasiun curah hujan.

3.3 Analisa Frekuensi Hujan Rencana.

Analisa frekuensi hujan rencana adalah kejadian hujan yang diharapkan terjadi rerata sekali tiap n tahun.

1. Pemilihan sebaran (Normal, *Gumbel type I*, Log normal dan Log Pearson III).

$$S = \left\{ \frac{\sum (R - R^{\wedge})^2}{(n-1)} \right\}^{0,5} \dots\dots\dots (3.4)$$

$$C_s = \frac{n \cdot \sum (R - R^{\wedge})^3}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot S^3} \dots\dots\dots (3.5)$$

$$C_k = \frac{n \cdot \sum (R - R^{\wedge})^4}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot S^4} \dots\dots\dots (3.6)$$

$$C_v = \frac{S}{R^{\wedge}} \dots\dots\dots (3.7)$$

$$\frac{C_s}{C_v} = \dots\dots\dots (3.8)$$

a. Metode Sebaran Normal

Syarat : $C_s > 0$

$$P(R^{\wedge} - S) = 16 \% \dots\dots\dots (3.9)$$

$$P(R^{\wedge} + S) = 84 \% \dots\dots\dots (3.10)$$

$$P(R^{\wedge}) = 50\% \dots\dots\dots (3.11)$$

$$(R^{\wedge} - S) \text{ dan } (R^{\wedge} + 2S) \text{ adalah } 68,27\% \dots\dots\dots (3.12)$$

$$(R^{\wedge} - 2S) \text{ dan } (R^{\wedge} + 2S) \text{ adalah } 95,44\% \dots\dots\dots (3.13)$$

dimana :

P = Probabilitas,

S = Deviasi standar,

Cs = Asimetri (*Skweness*),

Ck = *Kurtois*

Cv = Koefisien variasi,

$\bar{R}$ = Hujan rata-rata (*mean*).

Plotting pada kertas probabilitas sebaran Normal yang mana sebagai ordinatnya adalah $\bar{R}$ dan $(100m)/(n+1)$ sebagai absis.

b. Metode Sebaran Log Normal

Metode ini memakai cara *Iwai Kadoya* dari Jepang. Perhitungannya disesuaikan, dan menggunakan rumus-rumus sebagai berikut :

Syarat : $Cs/Cv = 3,00$

$$= c. \log \frac{(x_i + b)}{(x_o + b)} \dots\dots\dots(3.14)$$

$$\log x_o = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log x_i \dots\dots\dots(3.15)$$

$$b = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n b_i ; \quad m = \frac{n}{10}$$

$$b_i = \frac{x_s \cdot x_t \cdot x_o^2}{2 \cdot x_o - (x_s + x_t)} \dots\dots\dots(3.16)$$

$$x_o = \log (x_o + b)$$

$$x_o = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log (x_i + b) \dots\dots\dots(3.17)$$

$$\frac{1}{c} = \left(\frac{2n}{n} - 1 \right)^{0,5} \cdot (x^2 - x_0^2)^{0,5} \dots\dots\dots(3.18)$$

$$x^2 = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \log(x + b)^2 \dots\dots\dots(3.19)$$

dimana :

S = Deviasi standart,

xs = Harga pengamatan dengan nomor urut M yang terbesar,

xi = Harga pengamatan dengan nomor urut M yang terkecil.

n = Banyaknya data

M ~ n/10 = Angka bulat (dibulatkan ke angka terdekat),

Log (xo + b) = Harga rata-rata dari log (xi + b)

Dengan harga (i = 1, 2, 3,.....n)

Dan dinyatakan dengan (xo, b, c, xo)

Kadangkala jika harga b sangat kecil, maka untuk mempermudah hitungan, harga b dapat diambil = 0. Jika tahapan-tahapan tersebut di atas telah didapat, maka curah hujan yang mungkin (*“Probability Rain fall”*) yang sesuai dengan kemungkinan lebih sembarang dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$\text{Log}(x + b) = \text{log}(x_0 + b) + 1/C \dots\dots\dots(3.20)$$

c. Metode Gumbel Type I

Syarat : Cs = 1,1396

Ck = 5,4002

$$R_n = R + K.S \dots\dots\dots(3.21)$$

Dimana:

Rn = hujan rata-rata dalam n tahun (mm),

R = hujan rata-rata (mm)

S = deviasi standart

K = distribusi nilai ekstrim

d. Metode Log Pearson III

Syarat $C_s > 0$

$$\log x = \log x/n \dots\dots\dots(3.22)$$

$$\log q = \log x + Q.S. \dots\dots\dots(3.23)$$

2. Metode Hasper

$$R_t = R + S.U \dots\dots\dots(3.24)$$

Dimana :

R_t = hujan dengan kala ulang tertentu (mm),

R = hujan rata-rata dari curah hujan daerah (mm)

S = deviasi standart,

U = Variabel standar untuk kala ulang tertentu.

Pada perencanaan Bendung Manjuto, dipakai analisa Frekuensi hujan rencana dengan *Metode Hasper* dan salah satu dari metode Sebaran Normal, Log Normal, *Gumbel* dan *Log Pearson Type III*.

3.4 Analisa Debit Banjir Rencana

Dalam penetapan debit banjir rencana, hendaklah ditetapkan tidak terlalu kecil, agar jangan sering terjadi bahaya banjir yang dapat merusak bangunan atau daerah sekitarnya oleh banjir yang lebih besar dari rencana. Akan tetapi juga tidak boleh terlalu besar, sehingga bangunan tidak ekonomis. Untuk itu besarnya debit banjir rencana ditetapkan dengan masa ulang tertentu. Pemilihan masa ulang harus didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan hidro ekonomis yaitu :

- besarnya kerugian yang akan terjadi bila bangunan rusak,
- umur ekonomis bangunan , dan
- biaya pembangunanya.

Penentuan debit banjir rencana akan mudah diselesaikan apabila telah mempunyai data banjir. Karena sulitnya mendapatkan data banjir yang cukup, perhitungan debit banjir selalu dilakukan dengan cara analisa terhadap curah hujan dan banjir yang diakibatkannya.

1. Metode Rasional Jepang.

Anggapan hujan terpusat yang dipakai untuk penyelesaian dalam metode ini dipakai hujan selama 24 jam (satu hari):

Rumus-rumus yang digunakan:

$$Q_{\text{maks}} = \frac{1}{3,6} \cdot R_m \cdot f \cdot A \dots\dots\dots(3.25)$$

Dimana

Q_{mak} = debit maksimum (m^3/dt)

R_m = intensitas hujan jam-jaman maksimum selama terjadi banjir,

A = luas DAS (km^2),

f = koefisien *run-off*

$$R_m = R_o \cdot (t/T)^{2/3} \dots\dots\dots(3.26)$$

$$R_o = R_{24/t} \dots\dots\dots(3.27)$$

$$T = L / W \dots\dots\dots(3.28)$$

$$W = 72 \cdot (H/L)^{0,6} \dots\dots\dots(3.29)$$

Dimana:

R_{24} = curah hujan selama 24 jam (mm).

R_o = rata-rata hujan jam-jaman (mm),

T = “*Flood Reaching time*”

L = panjang sungai (km)

H = Beda tinggi antara lokasi Bendung dengan titik terjauh bagian hulu.

2. Metode Der Weduwen

Rumus yang dipakai untuk analisa debit banjir rencana adalah dengan menggunakan rumus Pascher:

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots(3.30)$$

$$\beta = 120 + \frac{(t+1)}{(t+9)} \frac{A}{120} + A \dots\dots\dots(3.31)$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} (67,65/t + 1,45) \dots\dots\dots(3.32)$$

$$\alpha = 1 - (4,10/\beta \cdot q_n + 7) \dots\dots\dots(3.33)$$

$$t = 0,125 \cdot L \cdot Q_n^{-0,125} \cdot I^{-0,25} \dots\dots\dots(3.34)$$

Dimana:

Q_n = Debit banjir (m^3/dt) dengan periode ulang n tahun.

R_n = Curah hujan maksimum (mm/hr)

β = Koefisien penggenangan luas curah di daerah aliran sungai.

Q_n = Luasan curah hujan ($m^2/dt.km^2$) dengan periode ulang tahunan,

A = Luas DAS (km^2) sampai dengan $100 km^2$

L = Panjang sungai (km)

t = Lamanya hujan (jam),

I = Kemiringan sungai atau medan

α = Angka pengaliran.

3. Metode Hasper

Perhitungan debit banjir rencana dengan metode ini dikerjakan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

$$C = 1 + (0,012 \cdot A^{0,7} / 1 + (0,075 \cdot A^{0,7} \dots\dots\dots(3.34)$$

$$t = 0,1 \cdot L^{0,8} \cdot S^{-0,3} \dots\dots\dots(3.35)$$

$$\beta = 1 + (t + 3,7 \cdot 10^{-0,4} \cdot t / t + 15) \cdot (A^{0,75} / 12) \dots\dots\dots(3.36)$$

menghitung R_1 (mm).

- kalau $t < 2$ jam, maka :

$$R_1 = t \cdot R_{24maks} / t + 1 - 0,0008(260 - R_{24maks}) (2 - t)^2 \dots\dots\dots(3.37)$$

- kalau $2 \text{ jam} < t < 19 \text{ jam}$, maka :

$$R_1 = (t \cdot R_{24maks}) / (t + 1) \dots\dots\dots(3.38)$$

- Kalau $19 \text{ jam} < t < 30 \text{ hari}$, maka :

$$R_1 = 0,707 \cdot R_{24maks} \cdot (t + 1)^{1/2} \dots\dots\dots(3.39)$$

(t) dalam hari dan R_{24maks} dalam (mm)

$$R = (R_1 / 3,6 \cdot t) \dots\dots\dots(3.40)$$

$$Q = C \cdot \beta \cdot R \cdot A \dots\dots\dots(3.41)$$

Dimana:

Q = Debit banjir (m^3/dt)

f = *Faktor reduksi*

C = Koefisien run-off

R = Luasan curah hujan ($m^3/dt/km^2$) dengan periode ulang tahunan

A = Luas DAS (km^2)

t = Lama hujan (jam)

4. Metode Melchior

Rumus-rumus yang dipakai :

$$F = 0,25 \cdot \pi \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(3.42)$$

$$I = (H / 0,9 L) \dots\dots\dots(3.43)$$

Dimana:

F = Luas *ellips* yang mengelilingi daerah aliran.

a = Sumbu pendek *ellips*,

b = Sumbu panjang *ellips* = $1,5 \cdot a$,

I = Kemiringan rata-rata sungai

H =Beda tinggi diukur dari titik terjauh sampai ke titik pengamatan.

L = Panjang sungai (km).

$$T = 0,186 \cdot L \cdot Q^{-0,2} \cdot I^{-0,4} \dots\dots\dots(3.44)$$

$$V = 1,31 (Q \cdot S^2)^{0,2} \dots\dots\dots(3.45)$$

$$Q_0 = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots(3.46)$$

$$\beta_1 = \alpha \cdot \beta \dots\dots\dots(3.47)$$

Dimana :

T = waktu konsentrasi (jam),

V = kecepatan aliran (m/dt),

R_1 = hujan maksimum sehai ($m^3/dt.km^2$)

A = luas daerah aliran (km^2).

β = koefisien pengurangan luas daerah aliran

α = koefisien limpasan air hujan (*run off*).

β_1 = angka reduksi.

5. Metode Triangle Unit Hidrograf.

Rumus-rumus yang dipakai :

$$T_c = (0,87 \cdot L^2/H)^{0,385} \dots\dots\dots(3.48)$$

$$L_p = 0,6 \cdot T_c \dots\dots\dots(3.49)$$

$$T_p = D/2 + L_p \dots\dots\dots(3.50)$$

$$T_r = 1,67 \cdot T_p \dots\dots\dots(3.51)$$

Dimana :

T_c = waktu konsentrasi (jam).

T_p = waktu puncak (jam).

T_r = waktu resesi

L = panjang kali dari titik pengamatan (km).

H = beda tinggi antara titik terjauh dengan titik pengamatan (m).

Besarnya hujan yang terjadi tiap jam dihitung berdasarkan data hujan maksimum harian dikalikan distribusinya (*Tadashi Tamimoto*).

$$q_p = 2,08 \cdot W \cdot A / T_p \dots\dots\dots(3.52)$$

$$S = (1000/cn - 10) \cdot 2,54 \dots\dots\dots(3.53)$$

Dimana:

Q_p = Debit puncak

S = Infiltrasi maksimum yang mungkin terjadi (cm)

W = Tinggi aliran permukaan (cm)

A = Luas DAS (km^2)

6 . Metode FSR Jawa – Sumatra

Rumus-rumus yang dipakai :

$$SIMS = H/MSL \dots\dots\dots(3.54)$$

$$APBAR = ARF \cdot PBAR \dots\dots\dots(3.55)$$

$$V = 1,02 - 0,0275 \cdot \text{Log AREA} \dots\dots\dots(3.56)$$

$$MAF = 8 \cdot 10^{-6} (\text{AREA})^V \cdot (\text{APBAR})^{2,445} (\text{MSL})^{0,117} \cdot (1 + \text{LAKE})^{0,85} \dots\dots(3.57)$$

$$Q_i = GF \cdot MAF \dots\dots\dots(3.58)$$

Dimana :

AREA = Luas DAS (km^2)

PBAR = Hujan harian maksimum.

APBAR = Hujan maksimum rata-rata tahunan yang mewakili DAS selama 24 jam.

MSL = Jarak antara titik pengamatan dengan batas terjauh daerah sungai yang tertinggi (km).

LAKE = Danau

MAF = Banjir maksimum tahunan rata-rata.

Qi = Debit banjir periode ke-1

GF = “*Growth Faktor*”

L = Panjang sungai (km)

ARF = Faktor reduksi areal

SIMS = Indeks kemiringan (m/km)

H = Beda tinggi titik pengamatan dan ujung sungai.

Penentuan debit banjir rencana sangat diperlukan, terutama untuk mendimensi tubuh bendung, pintu dan tinggi tanggul. Pada Bendung Manjuto berdasarkan curah hujan harian maksimum tahunan dengan luas daerah aliran sungai (DAS) yang ada, maka digunakan metode perhitungan : *Metode Hasper* , *Metode Rasional Jepang*, dan *Metode FSR Jawa-Sumatra*.

3.5 Analisa debit Andalan

Yang dimaksud Debit Andalan adalah debit minimum sungai untuk kemungkinan terpenuhi, yang sudah ditentukan dan dapat dipakai untuk irigasi, kemungkinan terpenuhi ditetapkan 80% (kemungkinan debit sungai lebih rendah dari debit andalan 20%). Dengan perkataan lain debit andalan adalah debit yang diandalkan untuk memenuhi kebutuhan air irigasi, jadi debit andalan harus lebih besar dari debit untuk kebutuhan air irigasi.

Sedangkan cara perhitungannya digunakan cara empiris, yaitu dengan Metode “*Water Balance*” dari *Dr.F.J.Mook*, dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_{and} = Q_n \cdot A \dots \dots \dots (3.62)$$

Dimana:

Q_{and} = Debit andalan (m^3/dt).

Q_n = “*Run off*” atau limpasan (mm),

$$A = \text{Luas DAS (km}^2\text{)}.$$

Data-data yang diperlukan untuk perhitungan debit andalan dengan menggunakan metode “*water balance*” adalah sebagai berikut :

1. Data curah hujan (harian atau mingguan)

Digunakan data curah hujan bulanan pada daerah irigasi Manjuto, Kabupaten Muko-Muko, Bengkulu Utara.

2. Data Evapotranspirasi

$$E = E_p - E_1 \dots\dots\dots (3.63)$$

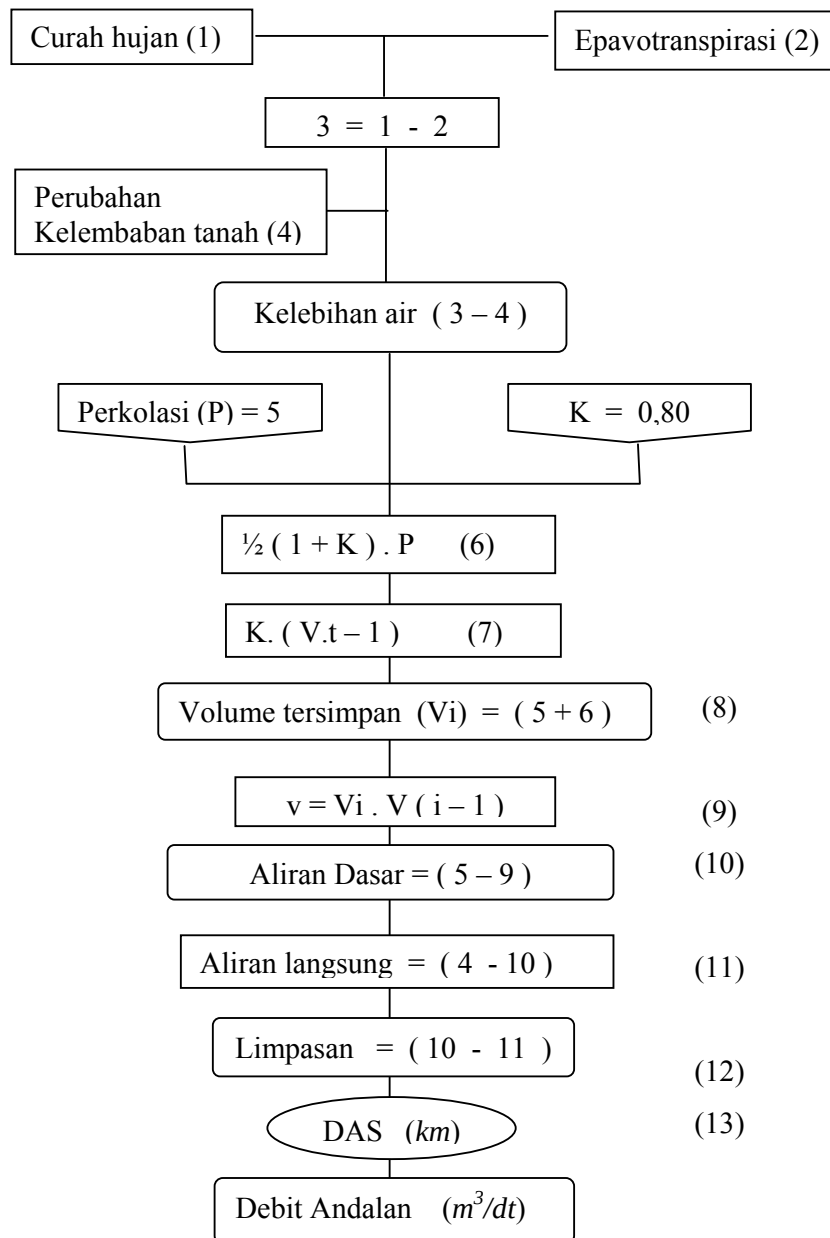
$$E_1 = (m/20) \cdot (18 - n) \dots\dots\dots (3.64)$$

Dimana: E = Evapotranspirasi potensial dari perhitungan PENMAN.

m = perbandingan permukaan yang tidak tertutup dengan tanaman,
diambil 0,80

n = Jumlah hari hujan

3. Koefisiensi resesi, $K = 0,80$ (asumsi)
4. Data lengas tanah, maksimum diambil = 300 mm
5. Data resapan tanah
6. Data perkolasi, untuk lengas tanah yang defisit, harga perkolasi dianggap 5% dari curah hujan.



Gambar 3.3 : Bagan aliran kerja dari perhitungan cara “Water Balance”

3.6 Penentuan Tinggi Muka Air Sungai (h)

Untuk menentukan tinggi muka air sungai di hulu dan di hilir bendung digunakan rumus-rumus sebagai berikut :

$$Q = A . V \dots\dots\dots(2.65)$$

Dimana:

Q = Debit sungai (m^3/dt)

A = Luas tampang basah sungai (m^2)

V = Kecepatan aliran (m/dt)

Dianggap penampang sungai berbentuk trapesium. Demikian pula besarnya kecepatan aliran sungai dapat dicari pendekatannya dengan menggunakan rumus *De Chezy* . dapat pula dengan menggunakan rumus *Strikler's* . Sedangkan untuk menghitung *koefisien Chezy*, digunakan rumus

$$\text{"Basin":m (2.59) dan (2.60)} = \frac{87}{1 + \partial b / \sqrt{R}}$$

$$V = C \cdot R \cdot I$$

$$C = \frac{\sqrt{87}}{1 + \partial b / \sqrt{R}} \rightarrow \partial b = 1$$

3.7 Mercu Bendung

1. Elevasi Mercu Bendung

Contoh penentuan elevasi mercu bendung seperti Tabel 3.1 berikut Gambar .

Tabel 3.1. *perkiraan penentuan elevasi mercu bendung* .:

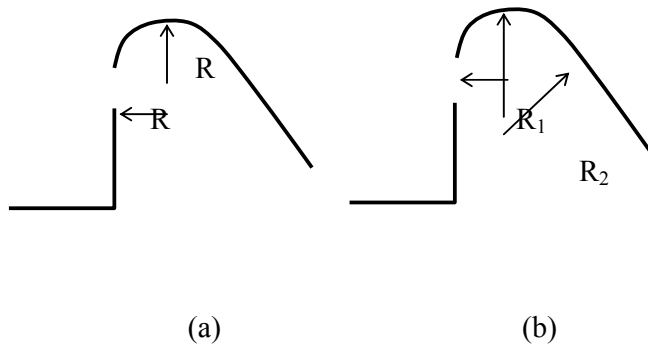
No.	Uraian	Ketinggian (m')
1.	Elevasi tanah Sawah yang akan diairi	X
2.	Tinggi air di sawah	0,10
3.	Kehilangan tekanan	0,10
	- Dari sal.tersier ke sawah,	0,10
	- Dari sal.sekunder ke tersier,	0,10
	- Dari saluran primer ke sekunder	0,10
	- Akibat kemiringan saluran	0,15
	- Akibat bangunan ukur	0,40
	- Dari intake ke sal.induk/kantong sedimen	0,20
	- Bangunan lain seperti kantong sedimen	0,25
4	Explotasi	0,10
	Elevasi mercu Bendung	$X + 1,50 \text{ m}'$

2. Bentuk Mercu bendung

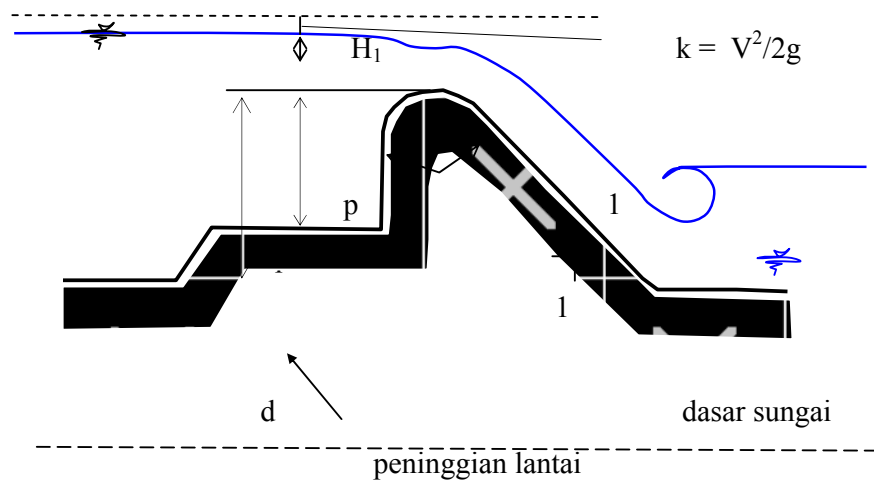
Bentuk mercu bendung untuk bendung pelimpah umumnya digunakan 2 tipe, yaitu :

a. Tipe bulat

- mercu bulat dengan satu jari-jari (R)
- mercu bulat dengan dua jari-jari (R_1 & R_2),
- mercu tipe Ogee
- mercu ambang lebar.



Gambar 3.4. Bentuk-bentuk mercu bendung bulat

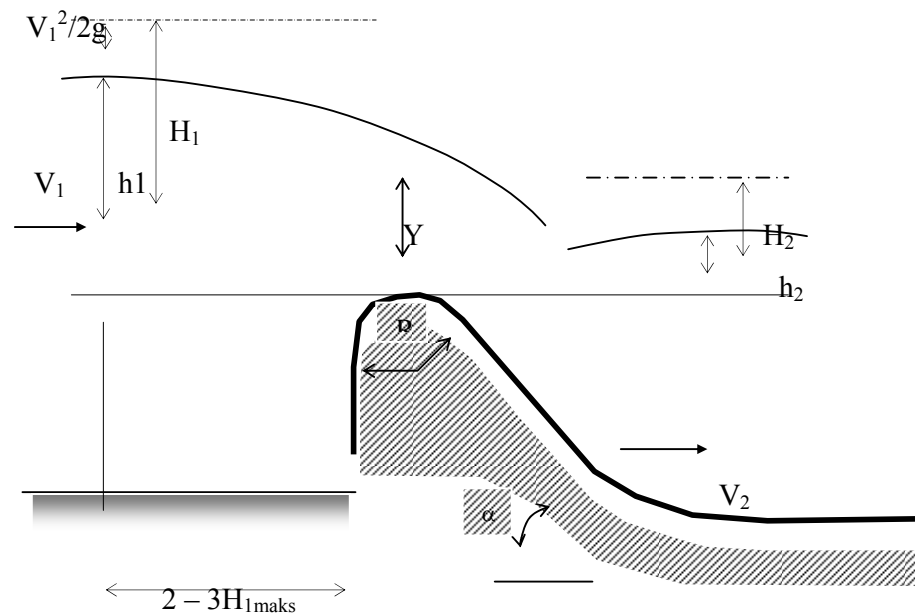


Menurut “Bundschu” :

$$Q = m.b.d. \sqrt{g.d} \dots\dots\dots(3.66)$$

$$m = 1,49 - 0,0185 - \left(\frac{h}{R}\right)^2 \dots\dots\dots(3.67)$$

$$k = \text{tinggi kecepatan aliran} = \frac{4}{7} m^2 \cdot h^3 \left(\frac{1}{h+p} \right)^2 \dots(3.68)$$



Gambar 3.5 .Bendung dengan mercu bulat

Untuk jari-jari mercu bendung pasangan batu $R = 0,3 \text{ s/d } 0,7 H_{1\text{maks}}$

Mercu bendung dari beton $0,1 \text{ s/d } 0,7 H_{1\text{maks}}$

Persamaan tinggi energi-debit untuk bendung ambang pendek dengan pengontrol segi-empat adalah :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot b \cdot H_1 \sqrt{2/3 \cdot g \cdot H_1} \dots\dots\dots(3.69)$$

Dimana :

Redisain Bendung Manjuto

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

$$C_d = \text{Koefisien debit } (C_d = c_o \cdot c_1 \cdot c_2)$$

$$g = \text{Percepatan gravitasi, m}^2/\text{dt}^2 \text{ (9,8)}$$

$$b = \text{Panjang mercu bendung, m'}$$

$$H_1 = \text{Tinggi energi di atas mercu, m'}$$

Untuk menentukan R_1 dipakai metode “*Kregten*” menggunakan rumus pendekatan:

$$\text{Bila } H/R_1 = 3,8 ; R_1 > 1,0 \text{ m}$$

$$R_1 < 1,0 \text{ m, maka diambil } R_1 = 0,5 H; R_2 = 2H$$

b. Mercu Ogee

Mercu *ogee* berbentuk tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana.. Dengan demikian diharapkan tidak terjadi pengaruh “kavitasi” pada permukaan lapis aus bendung, permukaan bendung dapat bertahan lebih lama.

Persamaan umum yang digunakan :

$$\frac{Y}{h_d} = \frac{1}{K} \left[\frac{X}{h_d} \right]^n \dots\dots\dots(3.70)$$

Dimana :

x = koordinat-koordinat permukaan hilir arah sumbu X (lihat Gambar 3.6),

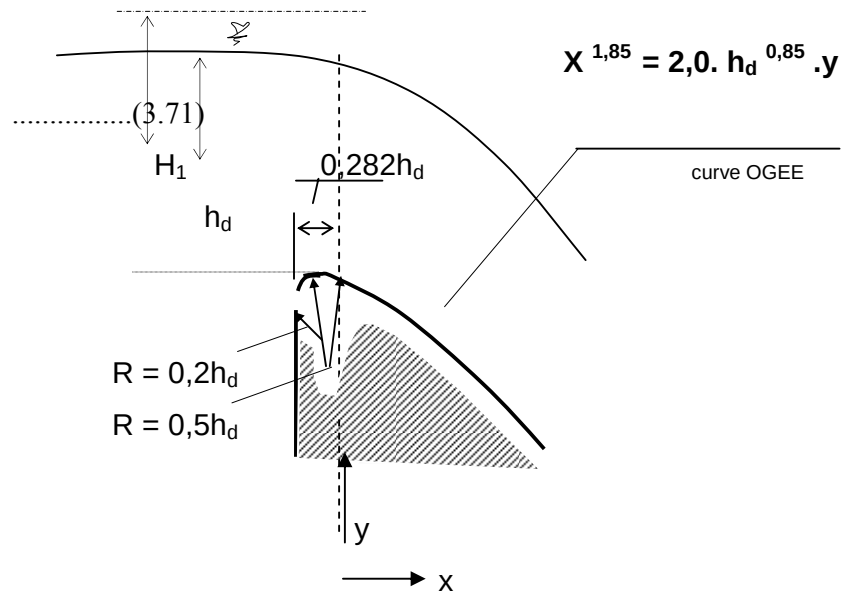
Y = koordinat-koordinat permukaan hilir arah sumbu y (lihat Gambar 3.6),

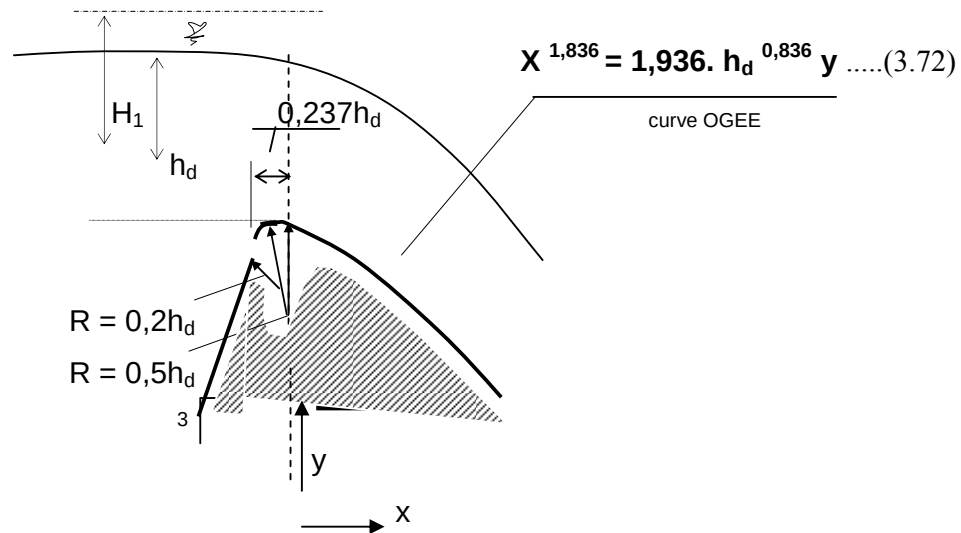
h_d = tinggi energi rencana di atas mercu (m')

K dan n = adalah parameter tergantung kepada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang (lihat Tabel 3.2)

Tabel 3.2. Kemiringan permukaan

Kemiringan permukaan Hulu bendung	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

Ogee.1

Ogee.2

Gambar 3.6. Mercu Ogee.

3. Lebar Efektif Mercu Bendung

Panjang mercu bendung efektif Be = panjang mercu bendung bruto Bb dikurangi dengan lebar pilar dan pintu pembilas utama.

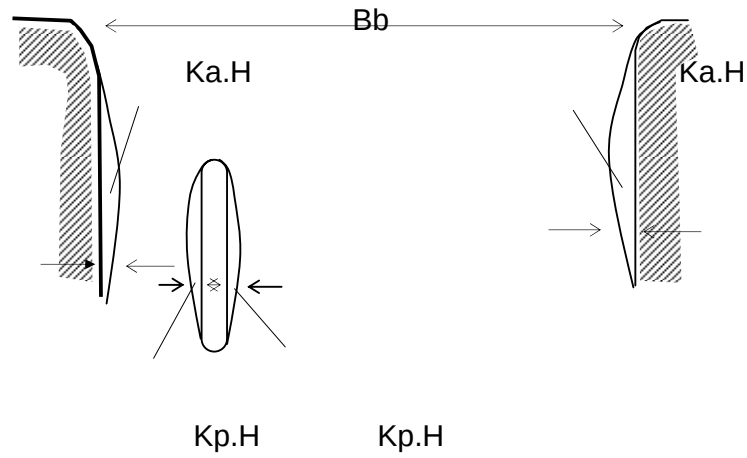
$$Bb = S - \sum b_p - \sum t_p - t_u \dots\dots\dots(3.73)$$

$$Be = Bb - 2(n k_p + k_a) H \dots\dots\dots(3.74)$$

Dimana:

- Be = Panjang mercu efektif (m'),
- Bb = Panjang mercu bruto (m'),
- S = Lebar sungai rerata pada saat banjir rencana (m'),
- $\sum b_p$ = Jumlah lebar pintu pembilas (m'),
- $\sum t_p$ = Jumlah lebar pilar-pilar pintu pembilas (m')
- t_u = Lebar pilar utama bendung. (m')
- n = Jumlah pilar pembilas
- k_p = Koefisien kontraksi pilar
- k_a = Koefisien kontraksi pangkal bendung

$H = \text{tinggi energi} \rightarrow h + k$ dimana $h = \text{tinggi air}$, $k = v^2/2g$



$$B_e = B_b - 2 (n k_p + k_a) H$$

Gambar 3.7 : Lebar efektif mercu

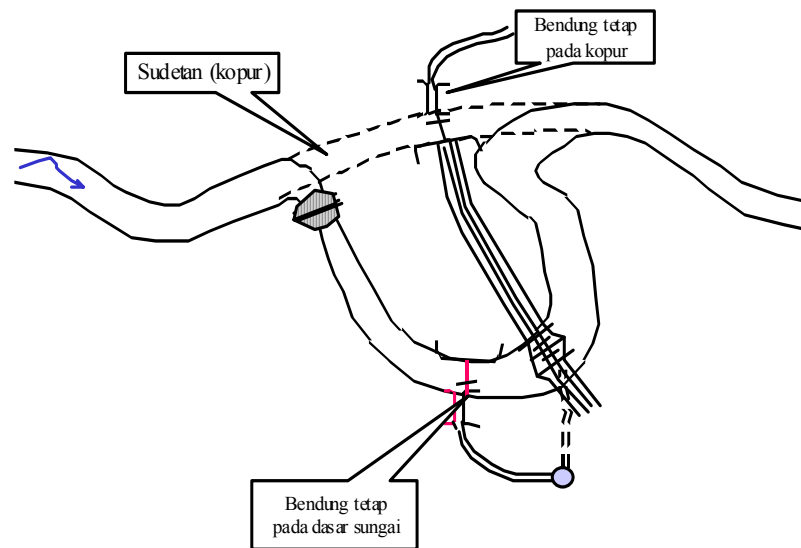
3.8 Pemilihan Lokasi bendung

Dari pengalaman-pengalaman yang sudah ada tidak pernah dijumpai pemilihan lokasi yang memenuhi semua persyaratan yang dituntut, karena keadaan alam tidak pernah ditentukan sesuatu keadaan dimana lokasi yang paling menguntungkan 100% dan pada akhirnya lokasi bendung ditentukan oleh keadaan yang paling dominan dan paling menguntungkan baik dalam hal biaya maupun kemudahan pelaksanaannya.

Keadaan topografi suatu daerah dan data hidrolis sungai merupakan bagian harus diketahui, sebelum lokasi bendung ditetapkan. Untuk dapat menentukan dimana tempatnya bendung akan dibangun, biasanya memperhatikan beberapa syarat-syarat, yaitu :

1. Sebelum daerah yang direncanakan agar dapat diairi secara grafitasi.
2. Tinggi bendung dari dasar sungai agar tidak lebih dari 7,0 meter.
3. Saluran primer diusahakan agar tidak melewati *trase* yang banyak rintangannya (kesulitannya).

4. Bendung harus diusahakan dibangun pada bagian sungai yang lurus, karena pada waktu banjir banyak mengangkut sedimen berat dan batu-batu bongkah.



Gambar 3.8 : Lokasi/tempat pelaksanaan bendung tetap

5. Keadaan pondasi harus cukup baik dengan diadakannya di sepanjang as-sungai untuk mengetahui tanahnya.
6. Harus diusahakan sedemikian rupa hingga letak bangunan pengambilan dapat menjamin kelancaran masuknya air ke saluran.
7. Tidak menimbulkan genangan air yang luas di hulu bendung sehingga tanggul banjir dapat dibuat sependek mungkin.

Pembuatan atau pelaksanaan bendung tetap ini dapat dibedakan :

- a. Bendung tetap pada dasar sungai. Bendung ini dilaksanakan/dibangun dipalung sungai (dikerjakan pada dasar sungai)
- b. Bendung tetap pada kopur / bendung tetap pada sudetan.

Bendung dibangun disamping sungai atau dipelurusan sungai, hal ini dapat dijelaskan pada Gambar 3.8.

Metode pelaksanaan akan dipertimbangkan juga dalam pemilihan lokasi yang cocok pada tahap awal penyelidikan. Pada gambar 5 dan 6 diberikan 2 alternatif pelaksanaan yang biasa diterapkan yaitu :

- A) pelaksanaan di tengah-tengah sungai,
- B) pelaksanaan pada sodetan/kopur disamping sungai.

Letak yang dipilih harus cocok dengan metode pelaksanaan dan pekerjaan-pekerjaan sementara yang dibutuhkan.

Pekerjaan-pekerjaan sementara yang harus dipertimbangkan adalah :

- saluran pengelak,
saluran pengelak akan dibuat jika konstruksi dilaksanakan di dasar sungai yang dikeringkan. Kemudian aliran sungai akan dibelokkan untuk sementara.
- Tanggul penutup
Tanggul penutup diperlukan untuk menutup saluran pengelak atau lengan sungai lama setelah pelaksanaan dam pengelak selesai.
- Kopur.
Jika pekerjaan dilakukan di luar dasar sungai di tempat kering dan sungai akan dipintas (disodet), maka ini disebut kopur, lengan sungai lama kemudian harus ditutup
- Tanggul.
Tanggul (*coffeerdam*) adalah bangunan sementara di sungai untuk melindungi ruang kerja,
- Tempat kerja (*construction pit*) pada saat pelaksanaan..
Tempat kerja adalah tempat di mana bangunan akan dibuat. Biasanya ruang kerja cukup dalam dan perlu dijaga agar tetap kering dengan jalan memompa air di dalamnya keluar ruang kerja .

Dengan demikian dalam pemilihan lokasi pelaksanaan bendung harus diadakan penyelidikan dan perhitungan pada posisi mana yang paling menguntungkan baik biaya maupun tingkat kesulitan pelaksanaannya.

3.9 Tinggi Air Sungai Sebelum Ada Bendung.

Rumus-rumus yang dipakai :

- Rumus (3.69)

$$A = (b + mh).h \dots\dots\dots(3.75)$$

$$P = b + 2h \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots(3.76)$$

$$V = K. R^{2/3} . I^{1/2} \dots\dots\dots(3.77)$$

Dimana:

A = Luas potongan basah aliran (m^2)

P = Keliling basah (m).

V = Kecepatan aliran (m/dt)

b = Lebar dasar (m)

h = Tinggi air/kedalaman air sungai(m)

m = Kemiringan talud sungai

K = Angka kekasaran *Strikler's*

R = Jari-jari hidrolis

I = Kemiringan rerata dasar sungai

3.10 Tinggi Muka Air Setelah Ada Bendung

Rumus-rumus yang dipakai adalah :

- Rumus 3.66

- Rumus 3.67

- Rumus 3.68

- Rumus 3.69

3.11 Kolam Olak / Peredam Energi

Fungsi peredam energi ialah untuk meredam energi air akibat pembendungan, agar air dihilir bendung tidak menimbulkan penggerusan setempat yang membahayakan struktur.

Dalam mendesainnya harus diperhitungkan terhadap senergi potensial, kinetik dan terhadap kemungkinan terjadinya proses perubahan morfologi sungai, antara lain proses degradasi dasar sungai di hilir bendung. Selain itu juga harus diperhitungkan terhadap debit desain, tinggi terjunan, penggerusan setempat, degradasi dasar sungai, benturan dan abrasi sedimen serta benda padat lainnya.

Tipe Bangunan Peredam Energi Bendung

Bangunan energi bendung terdiri atas berbagai macam tipe antara lain :

- Lantai hilir mendatar, tanpa atau dengan ambang akhir dan dengan atau tanpa balok lantai.
- Cekung masif dan cekung bergigi,
- Berganda dan bertangga
- Kolam locat air
- Kolam bantalan air dan lain-lain

Disamping itu peredam energi dikenal dengan istilah lain :

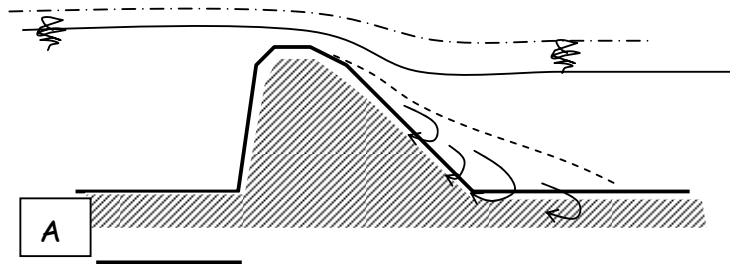
- *Vlughter*,
- USBR
- SAF
- *Schooklitch*
- MDO, MDS dan MDI.

Dalam memilih tipe bangunan peredam energi sangat bergantung kepada berbagai faktor antara lain:

- Tinggi pembendungan,
- Keadaan geoteknik tanah dasar misalnya jenis batuan, lapisan, kekerasan tekan, diameter butir dsb.nya.
- Jenis angkutan sedimen yang terbawa aliran sungai,
- Kemungkinan degradasi dasar sungai yang akan terjadi di hilir bendung.
- Keadaan aliran yang terjadi di bangunan peredam energi seperti aliran tidak sempurna/tenggelam, loncat aliran yang lebih rendah atau lebih tinggi dan sama dengan kedalaman muka air hilir.

Kasus A :

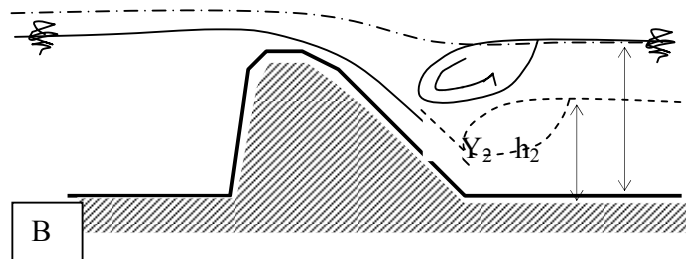
Menunjukkan aliran tenggelam yang menimbulkan sedikit saja gangguan di permukaan berupa timbulnya gelombang.



Gambar 3.9 : Peredam energi kasus A

Kasus B :

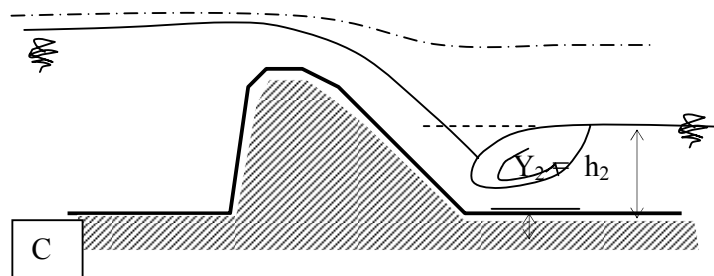
Menunjukkan loncatan tenggelam yang lebih diakibatkan oleh kedalaman air hilir yang lebih besar, daripada oleh kedalaman *konyugasi*.



Gambar 3.10 : Peredam energi kasus B

Kasus C :

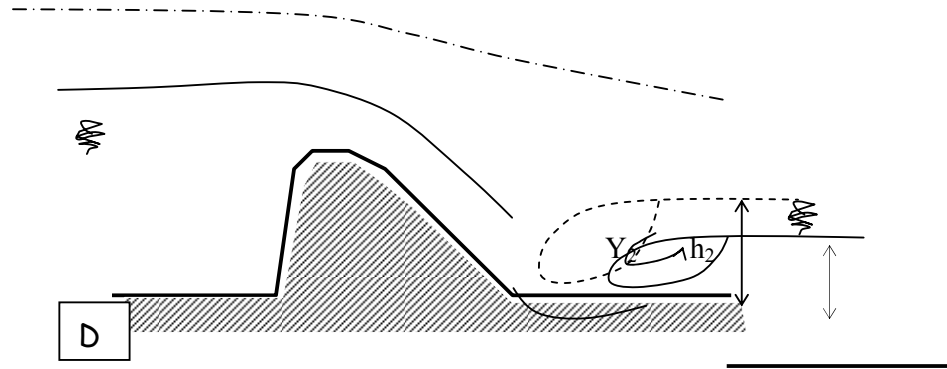
Keadaan loncat air di mana kedalaman air hilir sama dengan kedalaman *konyugasi* loncat air tersebut.



Gambar 3.11 : Peredam energi kasus C

Kasus D :

Terjadi apabila kedalaman air hilir kurang dari kedalaman *konyugasi*, dalam hal ini loncatan akan bergerak ke hilir.



Gambar 3.12 : Peredam energi kasus D

Kasus D adalah keadaan yang tidak boleh terjadi, karena loncatan air akan menghempas bagian sungai yang tak terlindungi dan umumnya menyebabkan penggerusan luas.

Untuk menemukan debit yang akan memberikan keadaan terbaik untuk peredaman energi, semua debit harus dicek dengan muka air hilirnya. Jika degradasi mungkin terjadi, maka harus dibuat perhitungan dengan muka air hilir terendah yang mungkin terjadi untuk mengecek apakah *degradasi* mungkin terjadi.

Degradasi harus dicek jika :

- Bendung dibangun pada sodetan (kopur).
- Sungai itu sungai aluvial dan bahan tanah yang dilalui rawan terhadap erosi
- Terdapat waduk di hulu bangunan.

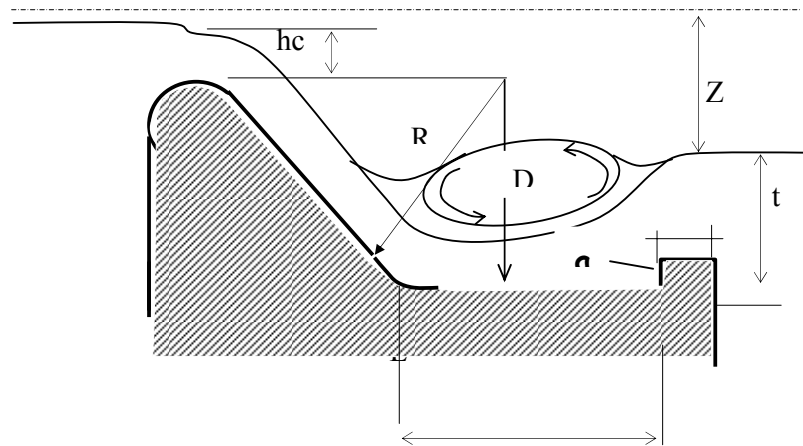
Bila *degradasi* sangat mungkin terjadi, tetapi tidak ada data pasti yang tersedia, maka harga sembarang degradasi 2 m' harus digunakan data perencanaan kolam olak. Dalam hal ini kita harus berhati-hati untuk memberikan kemungkinan pelaksanaan guna memperbaiki *degradasi* masa mendatang yang ternyata melebihi perkiraan semula.

Dalam semua tahap kemungkinan keadaan aliran yang terjadi di bangunan peredam energi maka keadaan yang paling tidak menguntungkan yaitu keadaan kedalaman air hilir kurang dari kedalaman *konyugasi*, dalam hal ini loncatan akan bergerak ke hilir. Dan ini akan menyebabkan penggerusan setempat yang akan terjadi lebih luas dan besar.

(a). Kolam olak menurut Vlugter

Bentuk dan hidrolis ruang olak akan dipengaruhi oleh :

- tinggi muka air udik di atas mercu = H
- Perbedaan muka air hulu dan hilir = Z ; dimana $Z < 4,5 \text{ m}$



Gambar 3.13 : Kolam olak menurut Vlugter

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(3.78)$$

$$q = \frac{Q}{Be} \dots\dots\dots(3.79)$$

$$\text{Jika } 0,5 < \left(\frac{Z}{h_c} \right) < 2,0 \rightarrow t = 2,4 h_c + 0,4 Z \dots\dots\dots(3.80)$$

$$\text{Jika } 2,0 < \left(\frac{Z}{h_c} \right) < 15,0 \rightarrow t = 3,0 h_c + 0,1 Z \dots\dots\dots(3.81)$$

$$a = 0,28 h_c \sqrt{\frac{h_c}{Z}} \dots\dots\dots(3.82)$$

$$D = R = L$$

Kolam *vlugter*, telah terbukti tidak andal untuk dipakai pada keadaan tinggi air hilir di atas dan di bawah tinggi muka air yang sudah diuji di laboratorium. Penyelidikan menunjukkan bahwa tipe bak tenggelam, yang perencanaannya mirip dengan kolam *vlugter* tidak lagi dianjurkan jika debit selalu mengalami fluktuasi, misalnya pada bendung di palung sungai.

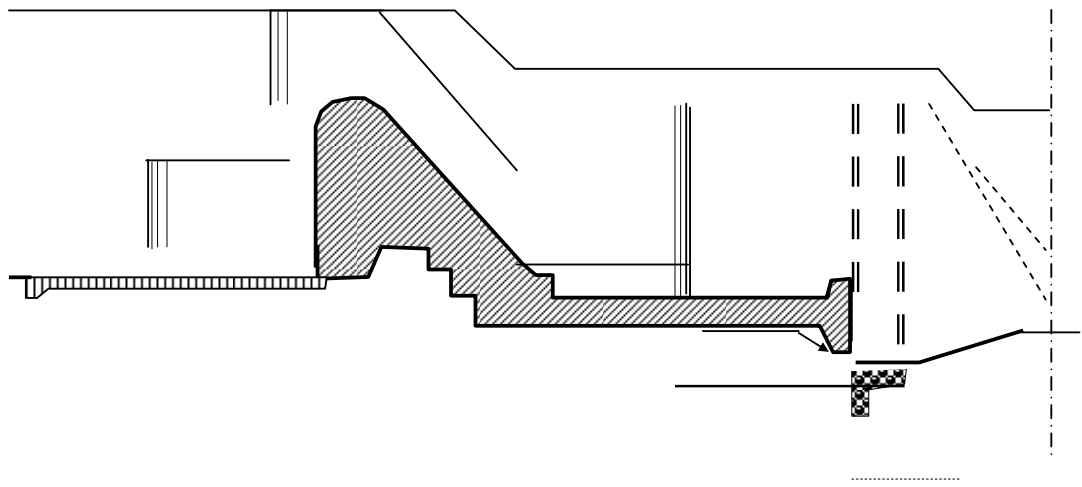
(b). Kolam olak tipe MDO dan MDS .

Tipe MDO dan MDS merupakan tipe pengembangan oleh Ir.Moch.memed, Dipl.HE, dkk. Di Laboratorium hidrolika, DPMA, 1970. Tipe ini dipilih untuk peredam energi energi bendung yang berlokasi di sungai-sungai dengan angkutan sedimen dominan berupa kerikil dan pasir. Berdasarkan berpuluh-puluh design bendung dengan peredam peredam energi tipe *vlugter*, setelah diperiksa dengan uji model fisik ternyata ukurannya tidak pernah cocok dan harus dimodifikasi. Salah satu tipe penggantinya yaitu tipe MDO.

Bangunan peredam energi tipe MDO dimana lantai hilir datar dengan ambang akhir adalah bagian di hilir bendung yang merupakan kolam olak terdiri atas lantai hilir mendatar, tanpa lengkungan pada transisi antara bidang hilir tubuh bendung dan lantai horizontal. Dibagian ujung lantai dilengkapi dengan ambang akhir berkotak-kotak., dibatasi tembok pangkal bentuk tegak dibagian kanan-kirinya, yang berfungsi untuk meredam energi air agar tidak menimbulkan penggerusan setempat yang membahayakan bangunan-bangunan hilir. Pemecahan energi air ditimbulkan terutama oleh gesekan air dengan air, lantai dan dinding bangunan, sehingga air yang keluar ke sungai dari bangunan diratakan oleh ambang akhir yang berkotak-kotak.

Bentuk hidraulik:

- Mercuri bendung bertipe bulat,
- Tubuh bendung bagian hilir tegak sampai dengan kemiringan 1 : 1 ,
- Tanpa lengkungan dipertemuan kaki bendung dan lantai,
- Lantai hilir berbentuk datar tanpa kemiringan,
- Berambang akhir bentuk kotak-kotak di bagian akhir lantai hilir,
- Harus dilengkapi dengan tembok sayap hilir bentuk miring dan ujungnya dimasukkan kedalam tebing,
- Terdiri atas 2 bentuk yaitu lantai datar tanpa olakan (MDO) dan dengan olakan (MDS).
- Untuk menambah keamanan tepat di hilir ambang akhirdan di kaki tembok sayap dipasang rip-rap dari batu berdiameter antara 0,30 s/d 0,40 meter.
- Tinggi air diatas mercuri bendung maksimum 4 meter,
- Tinggi bendung dari dasar sungai bagian hilir dibawah 10 m'
- Bila tinggi melampaui keadaan diatas maka perlu dilakukan pemeriksaan dengan uji model fisik.



Gambar 3.14: Bentuk peredam energi tipe MDO & MDS

(c). Kolam Olak Scholitsch

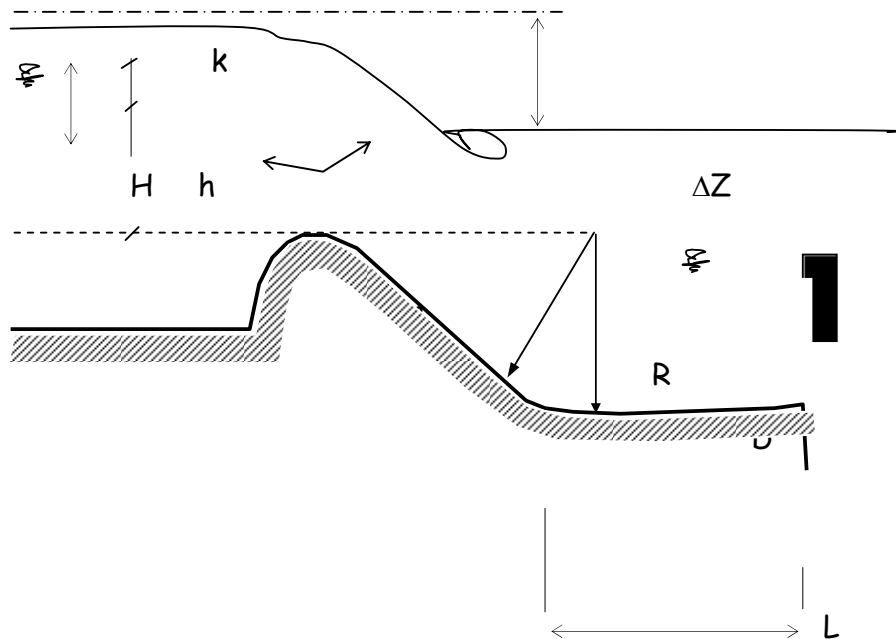
Bentuk hidroulisnya *schoklitsch* sifatnya sama saja dengan tipe *vlugter*, lihat Gambar 3.15

Berdasarkan percobaan, bentuk hidrolis kolam olak dipengaruhi oleh faktor-faktor:

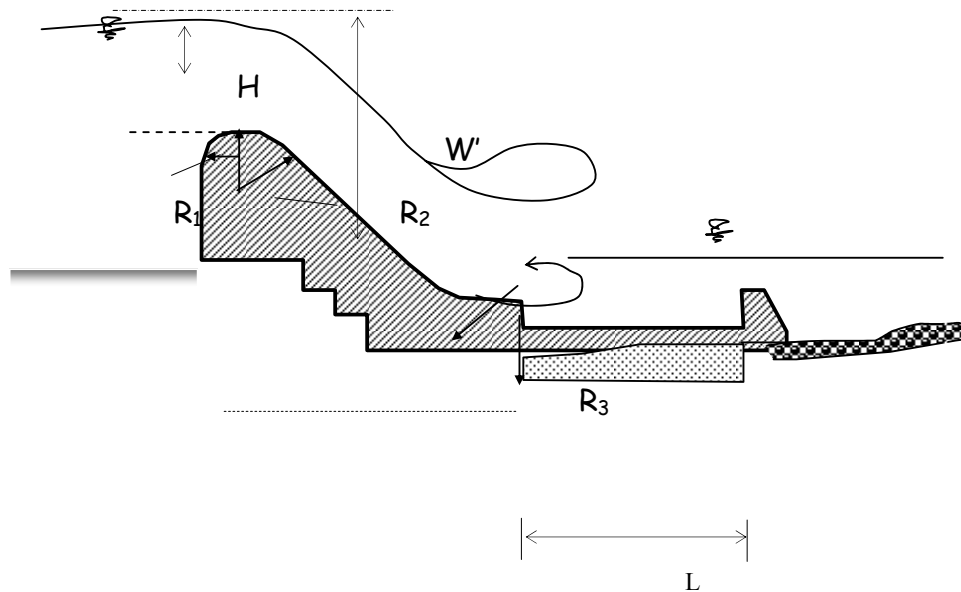
- tinggi muka air hulu diatas mercu = H
- perbedaan tinggi antara permukaan air hulu dengan muka air hilir = ΔZ

Dimensinya tipe ini sama sifatnya dengan tipe *vlugter* dan dipakai apabila pada tipe *vlugter* harga R atau D terlalu besar, sehingga penggalian untuk lantai kolam olak beserta koperannya terlalu dalam.

Apabila R sekitar 8 m' atau lebih, atau apabila Δh sekitar 4,50 m' atau lebih, maka dipakai tipe *Schoklitsch*.



Gambar 3.15 : Kolam olak tipe Schoklitsch



Gambar 3.16. : Kolam olak tipe Schoklitsch

$$R_1 = 1/2H$$

$$R_2 = H$$

$$R_3 \geq 0,15 w'$$

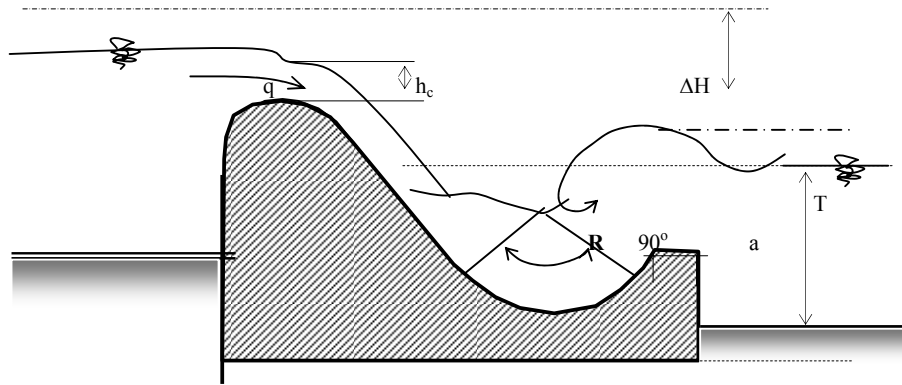
$$L = \alpha \cdot w'$$

(d). Peredam Energi Cekung

Bangunan peredam energi tipe cekung atau *bucket type* pada bendung teap di sungai torensial banyak digunakan. Tipe ini dipilih untuk digunakan pada bendung-bendung yang berlokasi pada sungai dengan kemiringan dasar sungai yang curam dengan angkutan sedimen batu gelundung yang terbawa aliran sewaktu banjir.

Jika kedalaman konyugasi hilir dari loncat air terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal hilir, atau kalau diperkirakan akan terjadi kerusakan pada lantai kolam yang panjang akibat batu-batu besar yang terangkut lewat atas bendung, maka dapat dipakai peredam energi yang relatif pendek tapi dalam. Perilaku hidrolis peredam energi tipe ini terutama bergantung kepada terjadinya kedua pusaran, satu pusaran permukaan bergerak ke arah berlawanan dengan arah jarum jam di atas bak, dan sebuah pusaran permukaan bergerak ke arah putaran

jarum jam dan terletak di belakang ambang ujung . Dimensi–dimensi umum sebuah bak yang berjari-jari besar diperlihatkan pada Gambar 3.17..



Gambar 3.17: Peredam energi tipe cekung/ bak tenggelam.

Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan sejak lama dengan sangat berhadil pada bendung-bendung rendah dan untuk bilangan-bilangan Froude rendah.

Parameter-parameter dasar ini sebagai jari-jari bak, tinggi energi dan kedalaman air telah dirombak kembali menjadi parameter-parameter tanpa dimensi dengan cara membagi dengan kedalaman kritis,

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(3.78)$$

Dimana

h_c = Kedalaman air kritik, m'

q = Debit per lebar satuan, $m^3/dt.m'$

g = Percepatan gravitasi, m^3/dt

Untuk $\Delta H/h_c$ di atas 2,4 garis tersebut merupakan “*envelope*” batas tinggi air hilir yang diberikan oleh USBR bagi batas minimum tinggi air hilir (bak bercelah), “*sweep-out limit*”, batas minimum tinggi air hilir yang dipengaruhi oleh jari-jari bak dan batas tinggi air hilir untuk bak tetap.

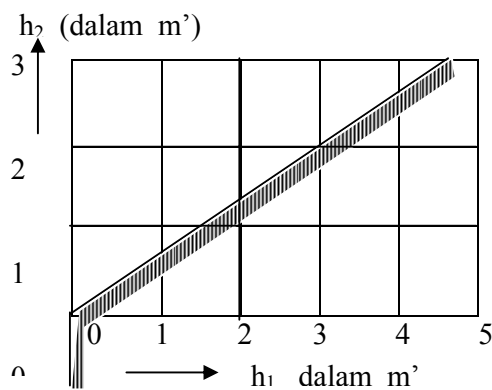
Dibawah $\Delta H/h_c = 2,4$ garis tersebut menggambarkan kedalaman *konyugasi* suatu loncat air.

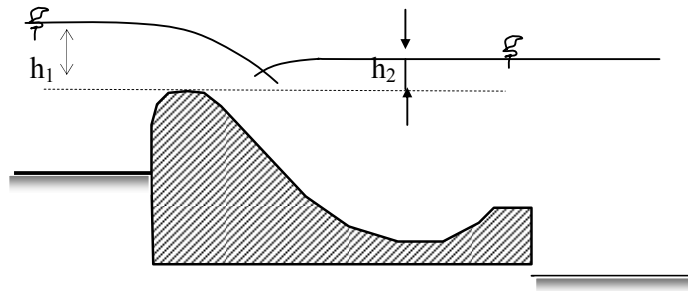
$$\text{Untuk harga } \frac{\Delta H}{h_c} < 2,4 \rightarrow \frac{T_{\min}}{h_c} = 1,88 \left[\frac{\Delta H}{h_c} \right]^{0,215} \dots\dots\dots (3.79)$$

$$\text{Untuk harga } \frac{\Delta H}{h_c} > 2,4 \rightarrow \frac{T_{\min}}{h_c} = 1,7 \left[\frac{\Delta H}{h_c} \right]^{0,33} \dots\dots\dots (3.80)$$

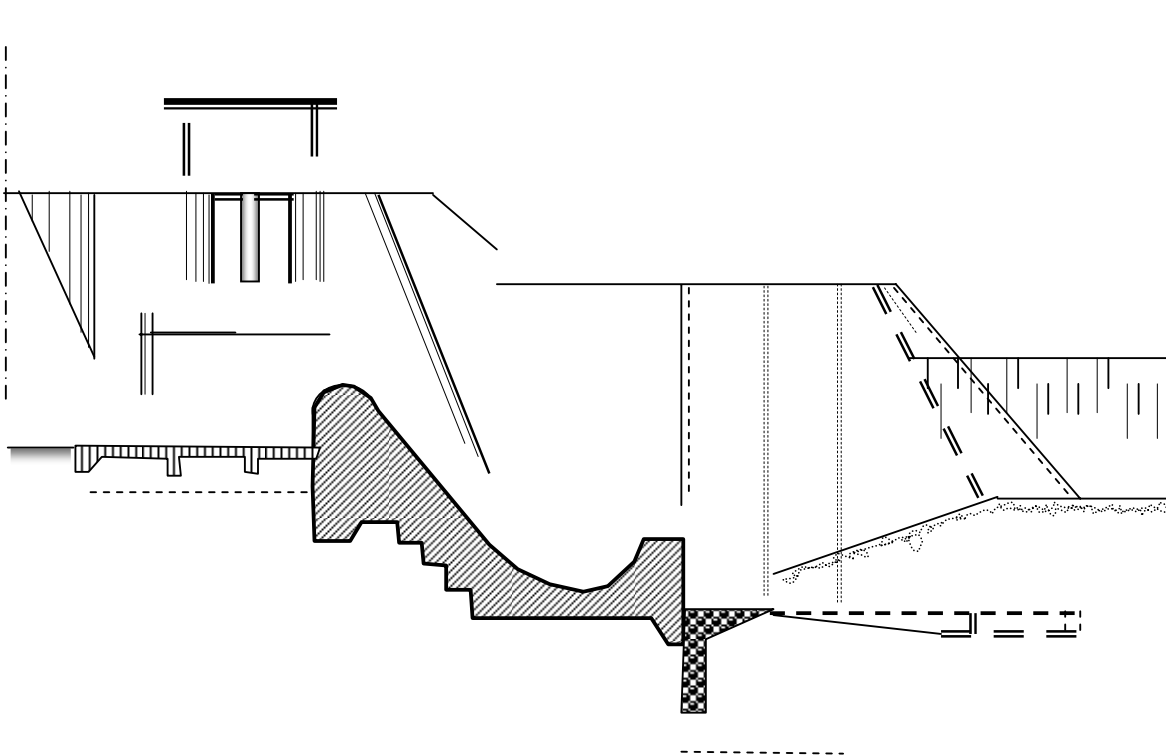
Pengalaman telah menunjukkan bahwa banyak bendung rusak akibat gerusan lokal yang terjadi tepat di sebelah hilirnya dan kadang-kadang kerusakan ini diperparah lagi oleh degradasi dasar sungai. Oleh karena itu, dianjurkan untuk menentukan kedalaman air hilir berdasarkan perkiraan *degradasi* dasar sungai yang akan terjadi dimasa datang.

Dari penyelidikan model terhadap bak tetap, IHE menyimpulkan bahwa pengaruh kedalaman tinggi air hilir terhadap bekerjanya bak sebagai peredam energi, ditentukan oleh perbandingan h_2 / h_1 (lihat Gambar 3.19). Jika h_2/h_1 lebih tinggi dari $2/3$, maka aliran akan menyelam ke dalam bak dan tidak ada efek peredaman yang bisa diharapkan.





Gambar 3.18 : Batas maksimum tinggi air hilir



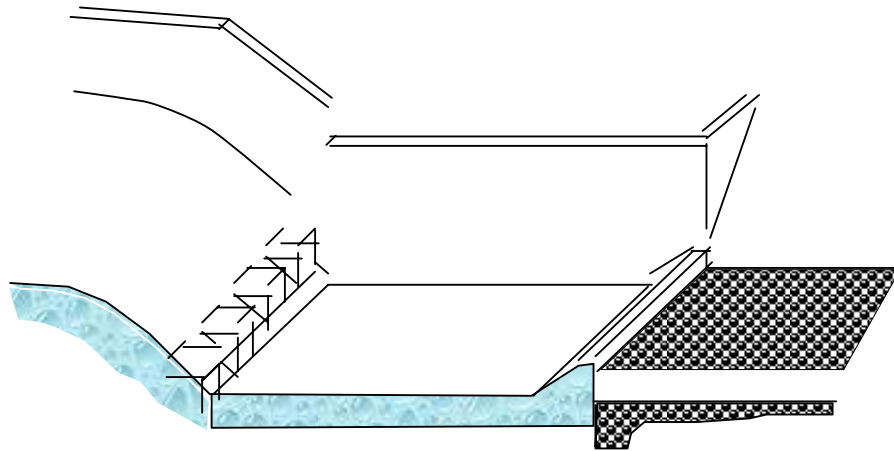
Gambar 3.19 : Bendung dengan peredam energi tipe cekung

(e).Peredam Energi kolam olak USBR.

Bentuk Hidrolis dan Kriteria :

a. USBR. I : (Basin Dimensions)

Untuk $Fr < 1,7$ bentuk ini tidak memerlukan ruang kolam olak khusus



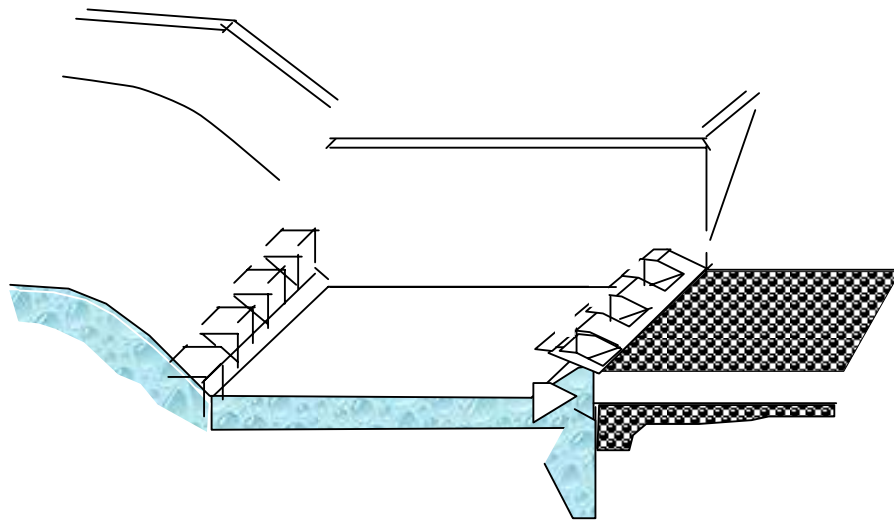
Gambar 3.20 : Tipe USBR. Basin I.

b. Tipe USBR. Basin II.

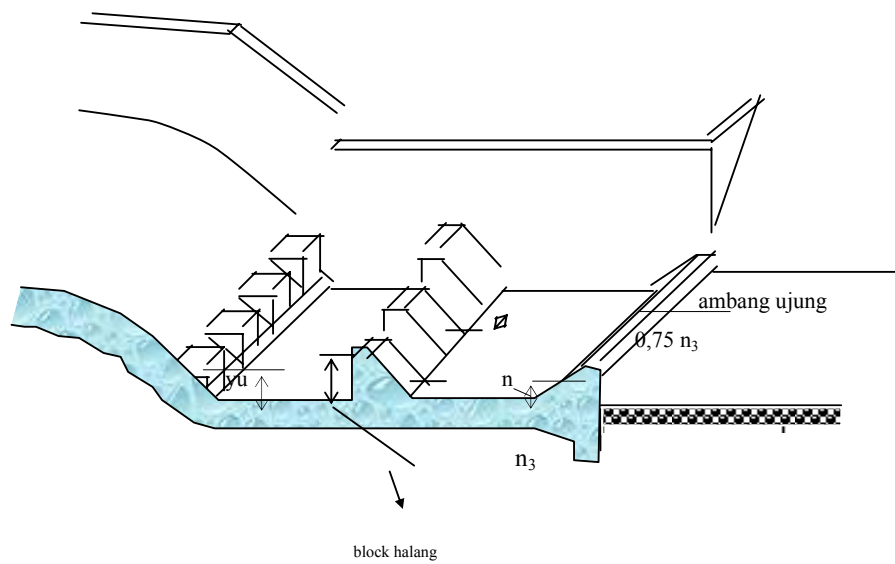
Untuk harga $Fr = 1,7$ s/d $2,5$. Disini ruang olak berupa ruangnya mempunyai panjang sama dengan *length of the hydraulic jump*. Disini tidak diperlukan adanya *baffle block* dan *sill block*, dimana maksud kedua block tersebut adalah untuk :

- Lebih mematahkan energi
- Memperpendek panjang ruang olak

(lihat Gambar 3.21)



Gambar 3.21 : Tipe USBR. Basins II.



Gambar 3.22 : Tipe USBR. Basins III

$$n = \frac{Y_u (18 + Fr_u)}{18} \dots\dots\dots(3.81)$$

$$n = \frac{Y_u (4 + Fr_u)}{6} \dots\dots\dots(3.82)$$

Panjang kolam olak dapat sangat diperpendek dengan menggunakan blok-blok halang dan blok-blok muka (Gambar 3.22) menyajikan dimensi kolam USBR tipe III yang dapat dipakai njika bilangan Froude tidak lebih dari 4,5.

(f). Kolam Olak tipe Bucket

Tipe ini ada 3 macam :

- (a) . *Solid Bucket*
- (b) . *Slotted Bucket*
- (c) . *Sky jump*

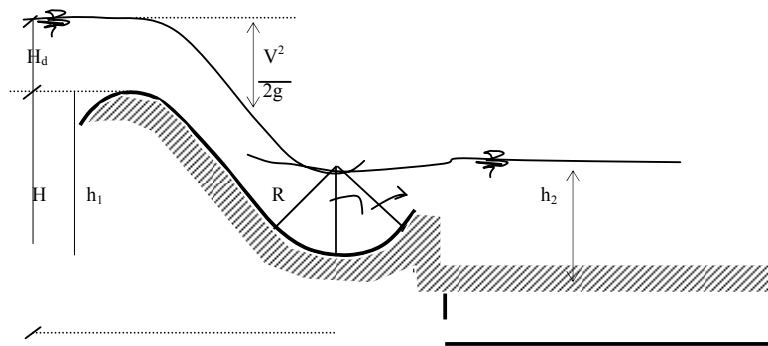
Dari ketiga macam bentuk ini bentuk hidrolisnya hampir sama saja dengan *vlugter*. Adapun sedikit perbedaan pada ujung ruang olakan yaitu :

- Untuk *Solid Bucket* : digunakan bila loncatan air membawa material/batu-batu yang dianggap akan menghancurkan lantai ruang olak, maka ruang olak dibuat agak melingkar sampai pada bagian depan *cut off*. Selain itu keadaan air di atas ruang olakan adalah tinggi.
- Untuk *Slotted Bucket* : bila loncatan air yang rendah maupun yang tinggi dan deras akan lebih baik karena pada ujung ruang olakan dibuat pemecah arus.
- *Sky Jump*__: untuk yang ketiga ini adalah bila keadaan loncatan air sangat tinggi dan keadaan air dibelakang ruang olakan kecil, sehingga perlu loncatan air di belakang ruang olakan ini diperhitungkan.

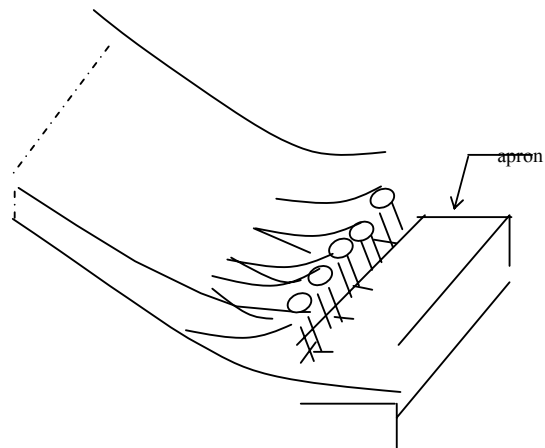
Secara umumnya dari ketiga bentuk ini hampir sama saja dengan tipe *vlugter*, tapi tipe *bucket* ini akan lebih baik digunakan bila letak ruang olakan pada daerah batuan yang sangat kokoh dan kuat.

Selain itu juga konstruksi lantai ruang olakan akan lebih tahan terhadap banjir yang membawa batu-batu.

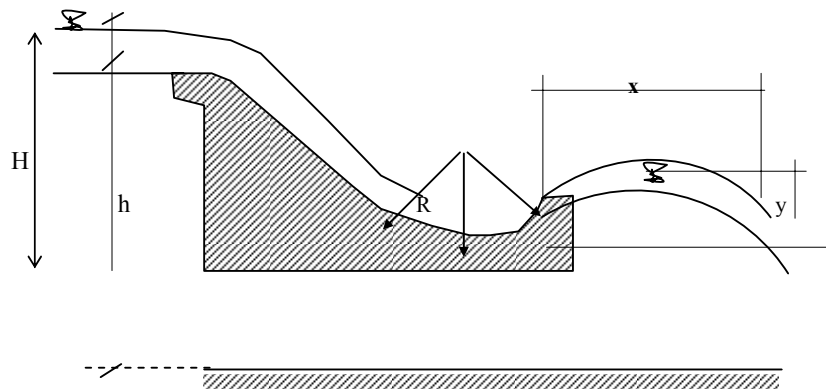
Redisain Bendung Manjuto



Gambar 3.23 : Kolam olak Solid Bucket



Gambar 3.24 : Kolam olak Slotted Bucket.



Gambar 3.25 : Kolam olak Sky jump

Dimana : V = Kecepatan aliran air

R = Hidrolis dari ruang olakan

X = Jarak loncatan air

Y = Tinggi loncatan air

F = Froude number.

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - 0,5 H_d)} \dots\dots\dots (3.83)$$

$$R = 0,6 \quad H \cdot H_d \dots\dots\dots (3.84)$$

$$R = 0,305 \cdot 10P \dots\dots\dots (3.85)$$

$$P = \frac{V + 6,4 H_d + 4,88}{3,6 H_d + 19,5} \dots\dots\dots (3.86)$$

$$F_1 = \sqrt{0,9 \frac{R}{D_1}} + 1,98 \dots\dots\dots (3.87)$$

$$F_1 = 1,3 \cdot R^{1/4} - 19,5 \dots\dots\dots (3.88)$$

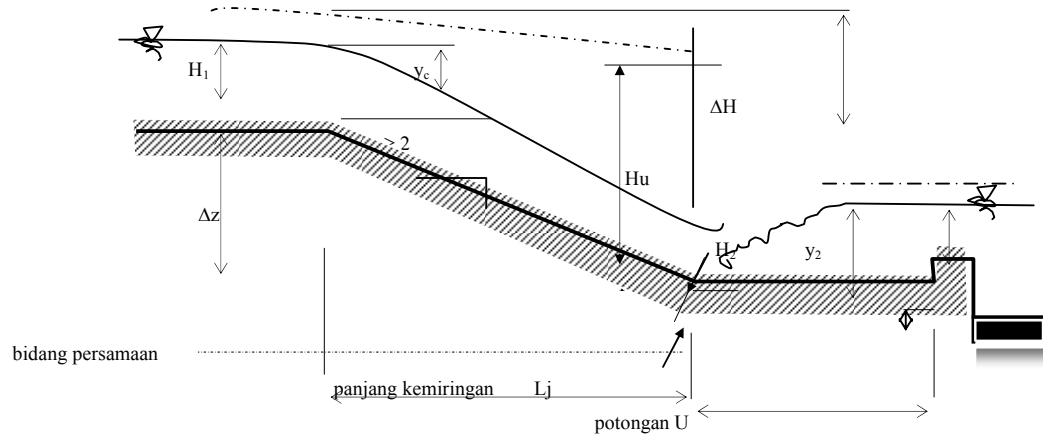
Sedangkan untuk menghitung jarak loncatan air (x) dan tinggi loncatan air terhadap lip adalah (y) maka :

$$X = \frac{V^2 \sin 2\theta}{g} \dots\dots\dots (3.89)$$

$$y = h \sin^2 \theta \dots\dots\dots (3.90)$$

$$F_1 = -0,000091 \frac{R}{H} \theta^3 + 7,8 \dots\dots\dots (3.91)$$

$$F_1 < 7,8 \quad F_1 = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D_1}} \dots\dots\dots (3.92)$$

(g). Kolam Olak tipe Kolam Loncat air

Gambar 3.26 : Parameter-parameter Loncat Air

$$V_1 = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} H_1 + Z \right)} \quad \dots\dots\dots(3.93)$$

Dimana :

V_1 = Kecepatan awal loncatan, m'/dt

g = Percepatan gravitasi, m'/dt².

H_1 = Tinggi energi di atas ambang, m'

Z = Tinggi jatuh, m'

Dengan $q = V_1 \cdot y_1$, dan rumus untuk kedalaman konyugasi dalam loncat air adalah :

$$\frac{y_2}{y_u} = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{8Fr^2 - 1} \right) \quad \dots\dots\dots(3.94)$$

Dimana

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Y_u}} \quad \dots\dots\dots(3.95)$$

Dimana :

y_2 = Kedalaman air diatas ambang ujung , m'

y_u = Kedalaman air di awal loncat air, m'

Fr = Bilangan *Froude*

Kedalaman *konyugasi* untuk setiap q dapat ditentukan dan diplot. Untuk menjaga agar loncatan tetap dekat dengan muka miring bendung dan diatas lantai, maka lantai harus diturunkan hingga kedalaman air hilir sekurang-kurangnya sama dengan kedalaman *konyugasi*.

Untuk aliran tenggelam, yakni jika muka air hilir lebih tinggi dari $2/3$ di atas mercu, tidak diperlukan peredam energi.

Panjang kolam loncat air dibelakang Potongan U (Gambar 3.26) biasa kurang dari panjang bebas loncatan tersebut karena adanya ambang ujung (*end sill*). Ambang yang berfungsi untuk memantapkan aliran umumnya ditempatkan pada jarak

$$L_j = 5 (n + y_2) \dots\dots\dots (3.96)$$

Dimana:

L_j = panjang kolam , m'

n = tinggi ambang

y_2 = kedalaman air diatas ambang, m'

Dalam **pemilihan kolam olak** ada pemikiran sebagai berikut:

- (1). Bendung disungai yang mengangkut bongkah atau batu-batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok untuk kolam olakan tipe bak tenggelam/ “*submerget bucket*”
- (2). Bendung di sungai yang mengangkut batu-batu besar tetapi di sungai itu banyak mengandung alluvial, dengan dasar sungai tahan gerusan, maka digunakan kolam loncat air tanpa blok halang.
- (3). Bendung di sungai yang hanya mengangkut bahan-bahan sedimen halus, maka dapat direncanakan kolam loncat air yang diperpendek yang menggunakan blok-blok batang.

Untuk mengetahui panjang gerusan yang terjadi dihilir bendung dan tinggi air dihilir sungai setelah ada bendung dapat menggunakan rumus-rumus hidrolika sebagai berikut:

$$Es = y_1 + \frac{(\alpha \cdot q^2)}{(2 \cdot g \cdot y_1^2)} \dots\dots\dots(3.97)$$

$$v_1 = \sqrt{2 \cdot g (0,5 \cdot z + p)} \dots\dots\dots(3.98)$$

$$y_1 = \frac{q}{v_1} \dots\dots\dots(3.99)$$

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \dots\dots\dots(3.100)$$

$$y_2 = y_1 \cdot 0,5 \sqrt{(1 + 8 Fr)} - 1 \dots\dots\dots(3.101)$$

$$Lw = 6 (y_2 - y_1) \dots\dots\dots(3.102)$$

$$LB = Lw - a - (\sin 45^\circ \cdot R) \cdot 2 \dots\dots\dots(3.103)$$

Dimana :

Es = energi spesifik (m)

y₁ = tinggi tenaga potensial (m)

y₂ = tinggi loncat air (m)

Fr = Froude Number

P = tinggi mercu bendung (m)

Lw = panjang loncat air (m)

LB = panjang gerusan yang terjadi (m)

3.12 Rip – Rap Bendung (pelindung dasar sungai dihilir Bendung)

Untuk mengatasi terjadinya kerusakan pada kolam olakan akibat gerusan air maka dipakai rip-rap sebagai salah satu alternatif. (peredam energi dihilir bendung sehingga dapat melindungi tanah dasar sungai dihilir peredam energi (kolam olak) Bendung.

Redisain Bendung Manjuto

Jenis rip-rap , dapat dibedakan :

- Timbunan bongkah batu alam
- Susunan balok-balok beton berbentuk segi empat, segi panjang dan sebagainya.

Rip-Rap batu:

Panjang rip-rap dan jarakantara tubuh bendung dengan letak rip-rap dapat digunakan rumus-rumus:

$$L = 1,5 (h + t) - n.h \dots\dots\dots(3.104)$$

$$d = 0,1 (0,6 . h + 3.t - 1) \dots\dots\dots(3.105)$$

$$D_m = \left(\frac{C}{1,65} \right) \cdot \left(\frac{V^2}{2.g} \right) \dots\dots\dots(3.106)$$

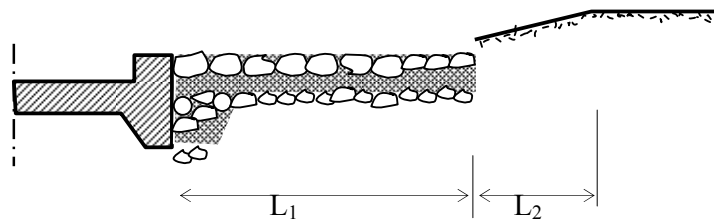
$$D_m = 0,79 \frac{V^2}{2.g} \dots\dots\dots(3.107)$$

Dimana:

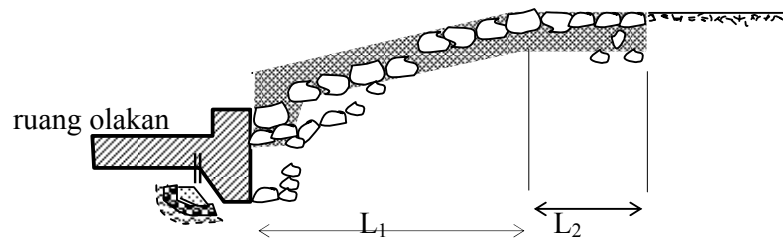
- L = Panjang rip-rap (m),
- h = Beda tinggi air di atas mercu terhadap dasar sungai, (m),
- n = Kemiringan tubuh bendung,
- d = Tebal rip-rap, (m),
- Dm = Diameter batu , (m),
- C = Konstanta,
- V = Kecepatan aliran diatas mercu (m/dt),
- g = Percepatan grafitasi (m/dt²),
- t = Tebal rip-rap bagian bawah/dasar , (m),

Bentuk dan ukuran rip-rap bongkahan batu:

- Bentuk batu relatif bulat, padat, keras dengan berat jenis 2,4 t/m³
- Diameter batu beerkisar 0,30 m,
- Volume batu yang cukup
- Kedalaman sekitar 2,0 m untuk bagian hilir ambang akhir dan sekitar 1,5 m untuk bagian di kaki tembok sayap hilir.



Gambar 3.27. Pemasangan rip-rap bentuk rata



Gambar 3.28. Pemasangan rip-rap bentuk miring

Cara lain dalam menentukan dimensi *rip-rap* sebagai berikut dimana yang menentukan disini adalah kedalaman gerusan yang terjadi di hilir kolam olak. *Rip-rap* adalah pasangan batu kali tanpa perekat (batu kosongan) berfungsi sebagai selimut lindung dasar sungai dihilir kolam olak.

Panjang rip-rap

$$L_L = 4.R \dots \dots \dots (3.108)$$

Dimana :

L_L = panjang lapis Rip-Rap (m)

R = kedalaman gerusan (m)

$$R = 0,47 \left[\frac{Q}{F} \right]^{1/3} \dots \dots \dots (3.109)$$

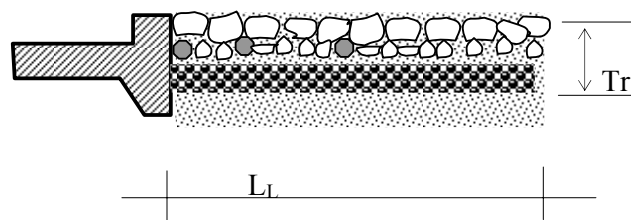
$$F = 1,76 D_m^{0,5} \dots\dots\dots(3.110)$$

$$\text{Tebal lapisan Rip-Rap} = Tr = (2 - 3) \times d_{40} \dots\dots\dots(3.111)$$

Dimana:

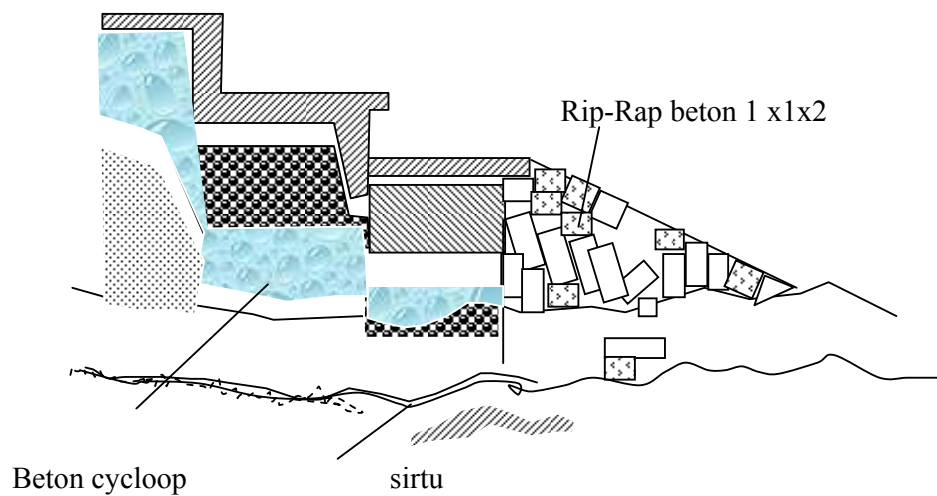
Q = debit banjir, (m^3/dt)

D_m = diameter butiran (mean) , (m).



Bangunan Rip-Rap Beton

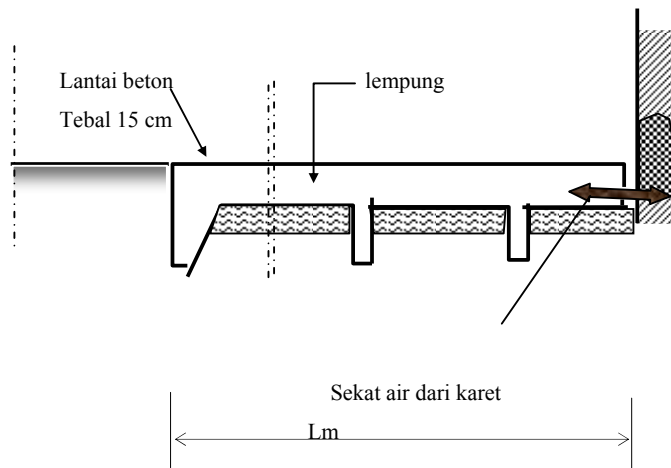
Rip-rap beton bentuk persegi panjang ukuran $1 \times 1 \times 2 \text{ m}^3$.



Gambar 3.29 : Contoh penggunaan rip-rap beton di Bendung Walahar, Jabar.

3.13 Lantai Hulu / Lantai Muka :

Lantai muka /lantai hulu/lantai udik berfungsi untuk memperpanjang jalur rembesan. Karena gaya keatas dibawah lantai diimbangi oleh tekanan air diatasnya, maka lantai dapat dibuat tipis. Persyaratan penting lantai ini harus kedap air, demikian pula sambungannya dengan tubuh bendung. Sifat kedap air ini dapat dicapai dengan *foil* plastik atau lempung kedap air ditempatkan dibawah lantai dan skat karet yang menghubungkan lantai muka dan tubuh bendung. (lihat Gambar 3.30)



Gambar 3.30 : Bangunan Lantai muka/ lantai hulu

Tebal lantai muka bila terbuat dari beton bertulang 0,10 m' dan apabila terbuat dari pasangan batu kali tebalnya 0,20 – 0,25 meter.

Untuk menentukan panjang lantai muka (L_a) dilakukan dengan 2 cara :

a.cara "*Lane*"

b.cara "*Bligh*"

Dengan tinjauan pada keadaan air banjir dan keadaan air ekstrim dimana keadaan elevasi muka air di hulu bendung sama dengan elevasi mercu bendung.

a. Teori “lane” :

Untuk mengetahui panjang lantai muka dengan mengikuti cara Lane, dengan mencari data angka rembesan Lane yang sesuai dengan keadaan tanah dibawah pondasi bendung:

$$L_m + \sum L_v + 1/3 \sum L_h = C_L \cdot \Delta H \dots\dots\dots(3.112)$$

Dimana:

L_m = panjang lantai muka (m')

$\sum L_v$ = jumlah panjang jalan air arah vertikal (m')

$\sum L_h$ = jumlah panjang jalan air arah horizontal (m')

C_L = angka rembesan Lane

ΔH = beda elevasi muka air hulu dan hilir bendung (m')

Syarat : - garis jalannya air (garis “creep”) yang arahnya miring , bersudut $>45^\circ$ dianggap vertikal.

- sedangkan yang bersudut $< 45^\circ$ dianggap horizontal.

b. Teori bligh

Berpendapat bahwa besarnya perbedaan tekanan di jalur pengaliran adalah sebanding dengan panjangnya jalan air (*creep line*).

$$CR \leq \frac{L}{\Delta H}$$

Dimana :

CR = Creep ratio untuk bligh (lampiran)

L = Panjang garis aliran minimum (m)

ΔH = Selisih tinggi muka air pada kondisi normal (m)

jika $CR < CR$ yang diijinkan maka dibutuhkan lantai muka.

$$L_m = L - L' \dots\dots\dots(3.113)$$

Dimana :

L_m = Panjang lantai muka yang dibutuhkan (m)

L = Panjang garis aliran minimum (m)

L' = Panjang garis aliran yang terjadi ditubuh bendung (m)

3.14 Panjang Tanggul Banjir /"Efec Back Water "

Maksud dari perhitungan efek "back water" adalah untuk menentukan panjang dan tinggi tanggul yang diperlukan di saat debit sungai mulai naik elevasi permukaan airnya disekitar pembendungan yang dibangun

Untuk menentukan panjangnya "back water" akibat debit banjir rencana, maka dilakukan dengan :

- (1) cara pendekatan dan
- (2) cara "integrasi grafis"

1. cara pendekatan

$$z = h \left(1 - \frac{x}{L} \right)^2 \dots\dots\dots(3.114)$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{a} \geq 1 \quad \text{maka } L = \frac{2h}{I} \dots\dots\dots(3.115)$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{a} \leq 1 \quad \text{maka } L = \frac{a + h}{I} \dots\dots\dots(3.115)$$

Dimana :

a = Kedalaman air di sungai tanpa /sebelum ada bendung, m'

h = Tinggi air berhubung adanya bendung (dimuka bendung), m

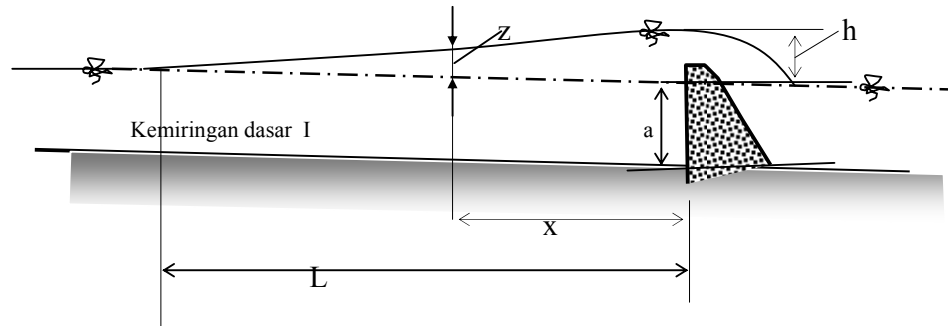
L = Panjang total di mana kurve pengempangan terlihat, m

z = Kedalaman air pada jarak x meter dari bendung,

x = Jarak dari bendung ketitik yang ditinjau, m

I = Kemiringan sungai

Tanggul banjir sebaiknya selalu jauh dari dasar air rendah sungai, atau dilindungi dari bahaya erosi akibat aliran yang cepat.



Gambar 3.31 : Kurve pengempangan , panjang pengaruh “back water”

Tinggi jagaan tanggul banjir sebaiknya direncana 0,25 m , di atas elevasi pangkal bendung (*abutment*) guna menciptakan keamanan ekstra. Selama terjadi banjir yang luar biasa besar. Kemiringan tanggul menurut harga yang dianjurkan untuk tanah homogen (seragam) dengan pondasi yang stabil.

Tabel : 3. 3 : Harga-harga kemiringan talud untuk tanggul tanah homogen (menurut USBR, 1978).

Klasifikasi tanah ¹⁾	Kemiringan hulu	Kemiringan hilir
GW, GP, SW, SP	Tak kedap air, tak cocok	
GC, GM, SC, SM	1 : 2,5	1 : 2
CL, ML.	1 : 3	1 : 2,5
CH, MH	1 : 3,5	1 : 2,5

1) Menurut Unified Soil Classification System (lihat KP – 06 Parameter Bangunan)

2. Cara Integrasi grafis :

Cara ini sangat cocok untuk menghitung penambahan garis muka air pada saluran prismatik maupun non prismatik, dengan berbagai bentuk dan kemiringan saluran

Rumus-rumus yang dipakai:

$$S = \left[\frac{1 - \frac{\alpha \cdot Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}}{I - S_f} \right] \Delta H \dots \dots \dots (3.116)$$

$$S_f = \left[\frac{n^2 \cdot Q B^{\frac{4}{3}}}{A^{\frac{10}{3}}} \right] \Delta H \dots\dots\dots (3.117)$$

$$S = \left[\frac{1 - \frac{\alpha \cdot Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}}{1 - \frac{\alpha Q P^{\frac{4}{3}}}{A^{\frac{10}{3}}}} \right] \Delta H \dots\dots\dots (3.118)$$

$$S = F(h) \cdot \Delta H \dots\dots\dots (3.119)$$

Dimana

S_f = kemiringan garis energi

S = jarak antara dua potongan,

I = kemiringan dasar saluran

n = koefisien Manning,

P = keliling basah

α = koefisien coriolis ($= 1$)

B = lebar muka air,

A = Luas tampang basah saluran,

Q = debit rencana.

3.15 Bangunan Pengambilan / *Intake*

3.15.1 Definisi

Bangunan pada bendung yang berfungsi sebagai penyadap aliran sungai, mengatur pemasukan air dan sedimen serta menghindarkan sedimen dasar sungai dan sampah masuk ke *intake*. Merupakan satu kesatuan dengan bangunan Pembilas. Kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (kebutuhan air irigasi) / “*Dimension Requirement*” guna memenuhi kebutuhan selama umur bangunan.

$$Q = C_d \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2gz} \dots\dots\dots (3.120)$$

Dimana:

Q = debit pengambilan, m^3/dt ,

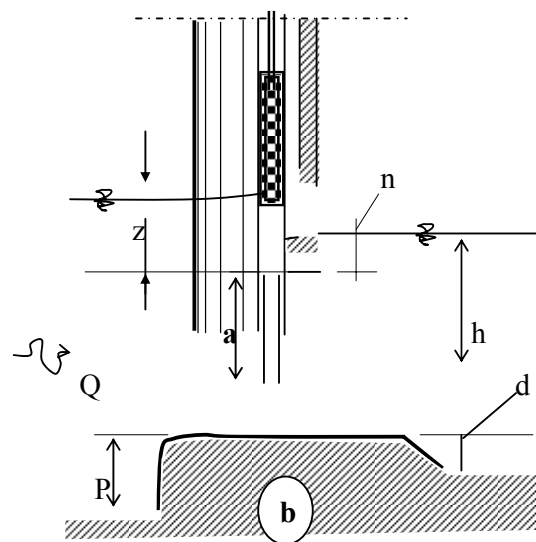
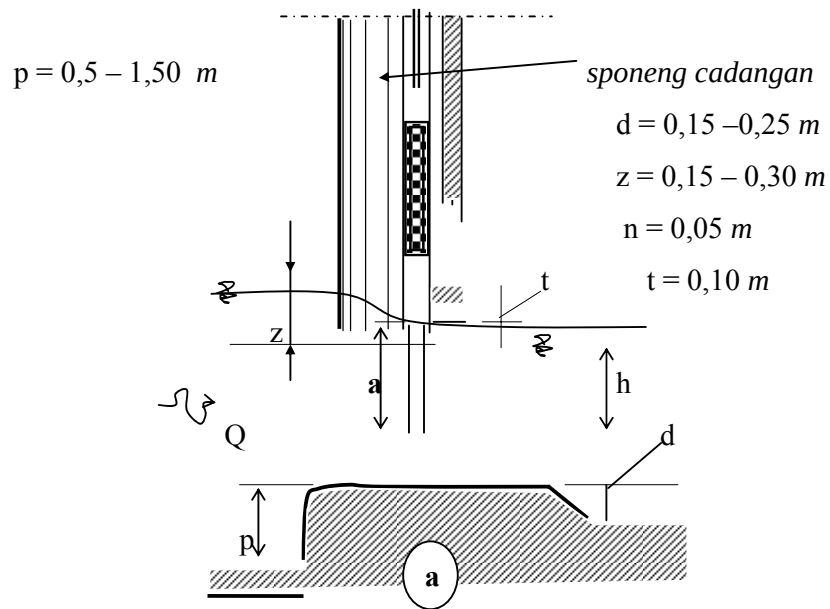
C_d = koefisien debit, untuk bukaan di bawah permukaan air dengan kehilangan tinggi energi kecil, $C_d = 0,8$.

b = lebar pintu = lebar bukaan, m.

a = tinggi bukaan, m .

g = percepatan gravitasi, m/dt^2

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan, m



Gambar 3.32 : Tipe pintu pengambilan

Perencanaan lebar ambang pengambilan dimaksudkan agar air yang masuk pintu pengambilan tidak terganggu, atau tidak menimbulkan pusaran-pusaran air sewaktu membelok ke pintu pengambilan. Umumnya diambil lebar ambang = 1,5 kali lebar ambang hasil perhitungan. 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 krikil,
- 1,50 m kalau sungai mengangkut batu-batu bongkah.

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

3.15.2 Tata letak

Lebih disukai jika pengambilan ditempatkan di ujung tikungan luar sungai atau pada ruas luar, guna memperkecil masuknya sedimen, harus diatur seperti berikut :

- Sedekat mungkin dengan bangunan pembilas
- Merupakan satu kesatuan dengan pembilas,
- Tidak menyulitkan penyesapan aliran.
- Tidak menimbulkan pengendapan sedimen dan turbulensi aliran di hulu intake.

3.15.3 Macam Intake

a. Intake biasa :

intake dengan pintu berlubang satu atau lebih dan dilengkapi dengan dinding banjir dan kelengkapan lainnya seperti rumah-rumah pintu dsb.nya.

b. Intake Gorong-Gorong :

tanpa pintu dibagian hulu. Pintu-pintu diletakkan di bagian hilir gorong-gorong. Lubang intake lebih dari satu dengan lebar masing-masing lubang kurang dari 2,50 m.(contoh pada bendung Karang Talun Yogyakarta).

c. *Intake Frontal*

Intake diletakkan di tembok pangkal, jauh dari bangunan pembilas bendung.

d. *Dua intake di satu sisi bendung*

Di mana pintu *intake* untuk sisi yang lain diletakkan di pilar utama bendung /dipilar pembilas bendung. Pengaliran kesisi lain itu melalui gorong-gorong didalam tubuh bendung (dibawah mercu bendung)..

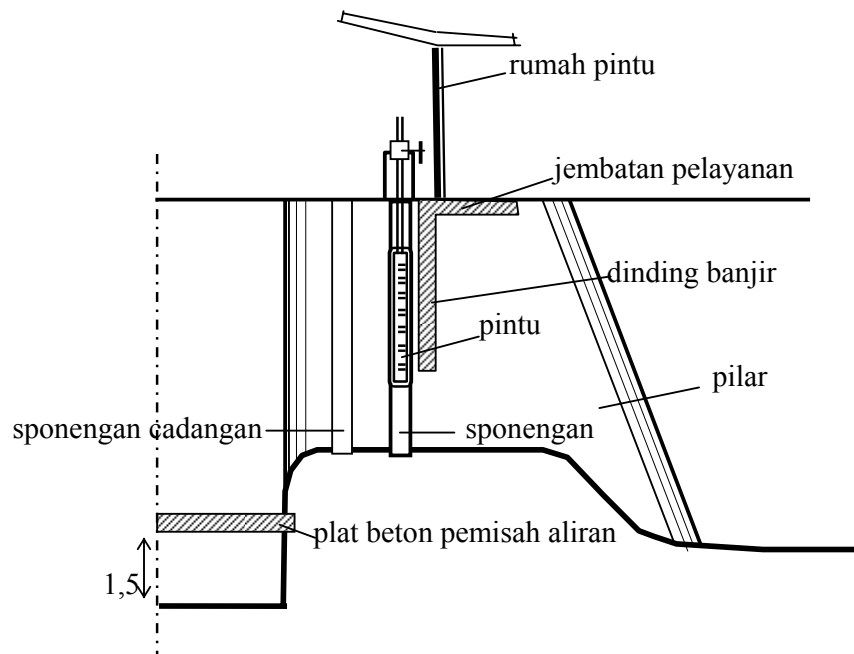
3.15.4 Arah *Intake*, Komponen dan Letak *Intake* :

a). Arah *Intake* : terhadap sumbu sungai sebagai berikut :

- Tegak-lurus membentuk sudut 90 derajat terhadap sumbu sungai,
- Menyudut membentuk sudut antara 45 s/d 60 derajat terhadap sumbu sungai.,
- Keadaan tertentu yang diterapkan berdasarkan hasil uji model hiraulik di laboratorium.

Komponen utama bangnan intake terdiri dari:

- Ambang/lantai, dinding bangunan tembok sayap,
- Pintu dan perlengkapannya dilengkapi dengan dinding banjir,
- Pilar penempatan pintu bila pintu lebih dari satu buah,
- Jembatan peyanan.
- Rumah pintu
- Saringan sampah
- *Sponeng* dan *sponengan* cadangan dll



Gambar 3.33 : Dinding banjir dan sponengan pintu dan jembatan layanan

3.16 Bangunan Pembilas

Bangunan pembilas salah satu perlengkapan pokok bendung yang terletak didekat dan menjadi satu kesatuan dengan bangunan *intake*/pengambilan. Berfungsi untuk menghindarkan angkutan muatan sedimen dasar dan mengurangi angkutan muatan sedimen yang masuk ke *intake*.

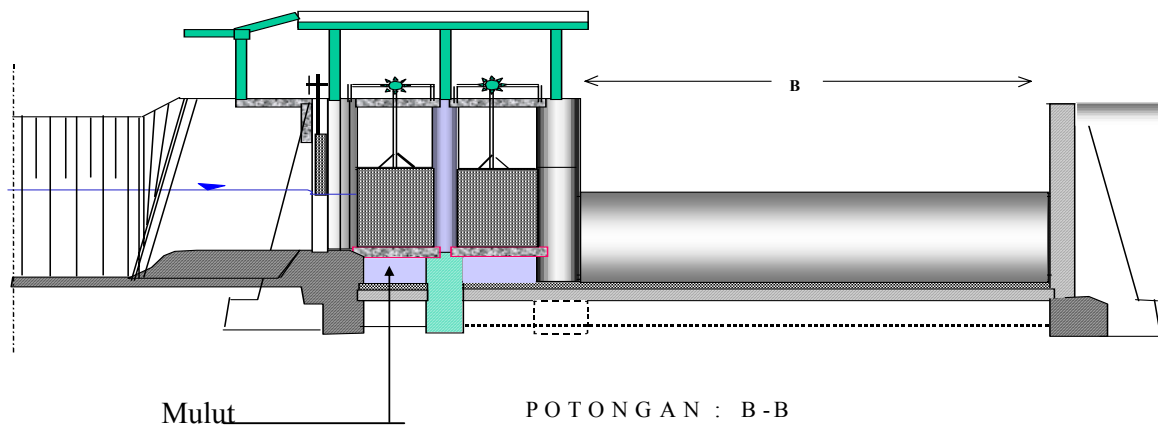
1. Macam Bangunan Pembilas :

- Bangunan pembilas konvensional disebut juga pembilas periodik, Pembilasan dilaksanakan secara periodik mingguan atau bulanan tergantung sedimen yang dibawa aliran sungai. Mulut bilasan mengarah ke hulu sungai ditempatkan segaris dengan sumbu bendung.
- Bangunan tipe pembilas *kontinyu*/pembilas bawah/ “*undersluice*” Pembilasan dilakukan secara terus-menerus (*kontinyu*). Mulut bilasan mengarah ke hulu sungai ditempatkan segaris dengan sumbu bendung.
- Bangunan pembilas “*Shunt undersluice*”. Pembilasan secara *kontinyu* dan mulut pembilasan mengarah ke samping bukan ke arah hulu/udik. Dipakai pada sungai yang selalu membawa batu-batuan.

2. Komponen dan Bentuk Bangunan

Komponen bangunan pembilas undersluice terdiri dari

- Undersluice* dan perlengkapannya (plat beton bertulang).
- Pintu pembilas dan perlengkapannya,
- pilar-pilar penempatan pintu,
- Tembok baya-baya/*guid wall*,
- Jembatan pelayanan,
- Rumah pintu,
- Sponeng* pintu dan sponeng cadangan
- Tembok pangkal,
- Tangga, dan lain-lain.



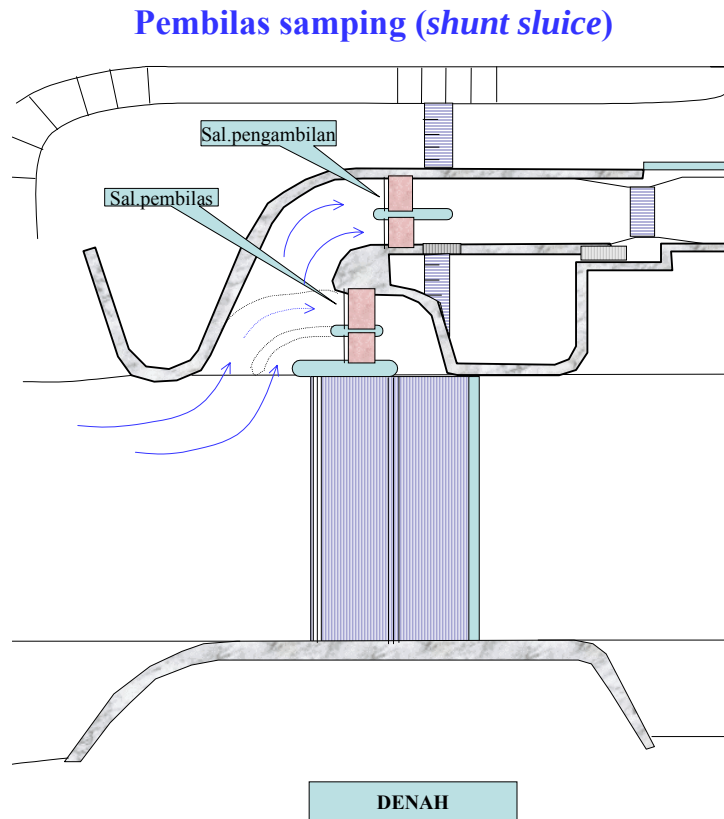
Gambar 3.34 : Mulut pembilas kontinyu/undersluice

Bangunan *undersluice* terdiri dari :

- Lubang terowongan
- Plat beton bertulang
- Lantai dengan lapisan tahan aus
- Tembok penyangga bila lubang lebih dari satu buah.
- Mulut *undersluice*,
- Pintu bilas atas dan bawah,
- Saringan batu dan sebagainya.

Pintu terdiri dari bahan pintu sorong dari kayu rangka baja atau plat besi rangka baja, lebar maksimum pintu kayu rangka baja 2,5 m sedangkan plat besi rangka baja 2,0 meter.

Syarat Pembilas bawah /pembilas *kontinyu* terlaksana dengan baik bila debit minimum sungai lebih besar dari debit pengambilan ($Q_{\text{min-sungai}} > Q_{\text{pengambilan}}$)



Gambar 3.35 : Bangunan pembilas samping (shunt sluice)

3.17 Saluran Penangkap pasir

Sungai-sungai di Indonesia banyak mengandung lumpur dan pasir. Agar air pada saluran tidak membawa pasir atau lumpur, maka dibuat saluran penangkap pasir dengan dimensi tertentu untuk mengendapkan pasir atau lumpur tersebut. Apabila saluran penangkap pasir sudah penuh oleh pasir atau lumpur, maka saluran tersebut dibersihkan setiap jangka waktu tertentu dengan cara membilas sedimennya kembali ke sungai melalui bangunan pembilasan dengan aliran terkonsentrasi yang berkecepatan tinggi.

Adapun langkah-langkah perencanaannya sebagai berikut.:

- 1). Menentukan partikel rencana yang akan terangkut ke jaringan irigasi, dengan ukuran

berkisar $< 70 \cdot 10^{-6}$ meter.

Redisain Bendung Manjuto

2). Menentukan volume kantong lumpur yang diperlukan:

$$\text{Vol} = 0,0005 \cdot Q_n \cdot T \dots\dots\dots(3.121)$$

Dimana

V = Volume kantong lumpur (m^3).

Q_n = Debit pengambilan (m^3/dt)

T = Jarak waktu pembilasan (dt)

3). Membuat perkiraan awal luas rata-rata permukaan kantong lumpur, dengan menggunakan rumus :

$$L \cdot B = Q/W \dots\dots\dots(3.122).$$

Dimana

L = Panjang kolam, (m)

B = Lebar rata-rata profil pembawa (m)

W = Kecepatan endap partikel rencana (m/dt)

Q = Debit pengambilan x 120% (m^3/dt).

4). Menentukan kemiringan energi kantong lumpur selama eksploitasi normal, untuk ini dipakai rumus:

$$V_n = K_S \cdot R_n^{2/3} \cdot I_n^{1/2} \dots\dots\dots(3.123)$$

$$Q_n = V_n \cdot A_n \dots\dots\dots(3.124)$$

Dimana

V_n = Kecepatan rata-rata selama eksploitasi normal (m/dt).

Q_n = Kebutuhan pengambilan rencana (m^3/dt).

5). Menentukan kemiringan energi selama pelaksanaan pembilasan dengan kolam dalam keadaan kosong, untuk ini dipakai rumus :

$$V_s = K_s \cdot R_s^{2/3} \cdot I_s^{1/2} \dots\dots\dots(3.125)$$

$$Q_s = V_s \cdot A_s \dots\dots\dots(3.126).$$

Dimana

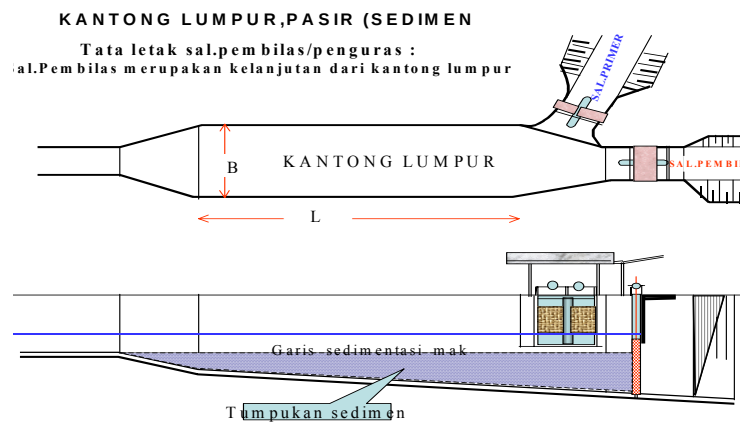
V_s = Kecepatan rata-rata selama pembilasan (m/dt)

Q_s = Debit pembilasan (m^3/dt). = 1,2 . Q_n .

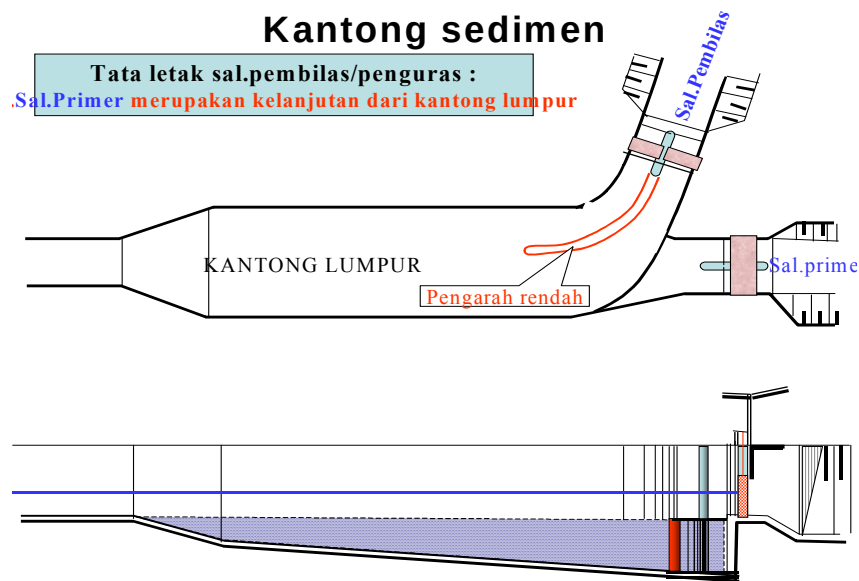
K_s = Koefisien kekasaran ($\text{m}^{1/2}/\text{dt}$)

I_s = Kemiringan energi selama pembilasan.

- 6). Menentukan dimensi elevasi kantong lumpur.
- 7). Cek pembilasan, apakah pembilasan masih mungkin dilaksanakan pada waktu debit banjir di sungai Q1/5 (debit banjir dengan periode ulang 5 kali dalam setahun).
- 8). Jika no.7 oke (tidak ada masalah), cek efisiensi pengendapan partikel sedimen dengan diagram (“*camp*”).
- 9). Jika ditinjau dengan arah saluran penguras terhadap arah saluran kantong pasir terdapat 2 (dua) macam tipe kantong pasir :
 - a).Saluran penguras/pembilas searah dengan saluran kantong pasir
 - b).Saluran kantong pasir searah dengan saluran primer.



Gambar 3.36 : Tipe kantong lumpur searah dengan saluran pembilasnya/penguras.



Gambar 3.37 : Tipe kantong pasir searah dengan saluran primer

3.18 Stabilitas Konstruksi Bendung

Untuk mengontrol stabil tidaknya konstruksi bendung yang direncanakan, perlu diketahui gaya-gaya yang bekerja pada bendung tersebut:

1). **Gaya berat bendung sebagai penahan**, diperhitungkan konstruksi tubuh bendung diambil berat dan momennya satu meter panjang bendung, dipandang tiap-tiap pias yang mudah diperhitungkan.

2). **Tekanan air tanah :**

Tekanan air tanah yang bekerja dibawah bendung, ditinjau di atas dasar permukaan air minimum, yaitu setinggi muka air dihilu bendung sama dengan elevasi mercu bendung (dimana debit mencapai keadaan minimum).

Redisain Bendung Manjuto

3). Gaya “Up Lift Pressure” / Gaya angkat :

“Up Lift Pressure” menurut Lane. Dengan anggapan bahwa air yang terbendung sebelumnya sebelumnya terisi sedimen dan terjadi banjir maksimum.

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H \dots\dots\dots(3.127)$$

Dimana:

U_x = Gaya angkat pada titik X , kg/m^2

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

4). Gaya tekanan lumpur

Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung :

$$P_s = \frac{\gamma_s \cdot h^2}{2} \left[\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right] \dots\dots\dots(3.128)$$

Dimana:

P_s = Gaya yang terletak pada 2/3 kedalaman dari lumpur yang bekerja secara horizontal.

γ_s = Berat lumpur, kN

h = Dalam nya lumpur, m

ϕ = Sudut gesekan dalam, derajat

kadang-kadang dipakai $\rightarrow P_s = 1,67 h^2 \dots\dots\dots(3.129)$

5). Gaya gempa :

Pengaruh gempa di daerah rencana Bendung berdasarkan peta-seismisitas gempa di Indonesia menurut peraturan tahun 1983.

$$K = f \cdot G \dots\dots\dots(3.130).$$

Dimana:

K = Gaya horizontal akibat gempa.

f = Koefisien gempa sesuai dengan daerah yang bersangkutan.

G = Berat bendung.

6). Gaya tekanan tanah :

a. Tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \dots\dots\dots(3.131)$$

b. Tekanan tanah pasif

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \dots\dots\dots(3.132)$$

Dimana:

 ϕ = sudut gesek dalam**KONTROL STABILITAS BENDUNG :****1). Kontrol terhadap Penggulingan**

$$S_f = \frac{M_T}{M_G} > 1,5 \dots\dots\dots(3.133)$$

Dimana:

 S_f = Angka keamanan, M_T = Momen tahan (arah berlawanan jarum jam) M_G = Momen guling**2). Terhadap penggeseran :**

$$S_f = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} > 1,5 \dots\dots\dots(3.134)$$

Dimana:

 S_f = Angka keamanan f = Koefisien geser ($f = \tan \theta$) $\sum V$ = Jumlah gaya-gaya vertikal $\sum H$ = Jumlah gaya-gaya horizontal**3). Terhadap eksentrisitas**

$$e = (B/2) - \frac{(M_T - M_G)}{\sum V} \dots\dots\dots(3.135)$$

Dimana:

 B = Panjang badan bendung , m

4). Terhadap daya dukung tanah di bawah bendung :

$$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) < \sigma_{\text{tanah}} \dots\dots\dots(3.136)$$

$$\sigma_{\text{tanah}} = \sigma_{\text{ult}} / n \dots\dots\dots(3.137)$$

$$\sigma_{\text{ult}} = 30 \cdot n \dots\dots\dots(3.138)$$

Dimana:

σ_{ult} = Daya dukung ultimate (ton/m²)

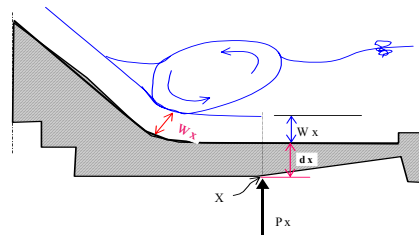
B = Lebar pondasi, m,

n = Nilai SPT

e = Eksentrisitas

5). Kontrol terhadap patah tarik → tebal kolam olak = dx:

TEBAL LANTAI KOLAM OLAK PADA TITIK X



$$dx \geq Sf. \frac{Px - Wx}{\gamma b h} \dots\dots\dots(3.139)$$

BAB IV

DATA PERANCANGAN

Metode perencanaan yang dilaksanakan : Persiapan, studi literature, pengumpulan data, analisis data, analisis dimensi, gambar rencana, bahasan dan penarikan kesimpulan.

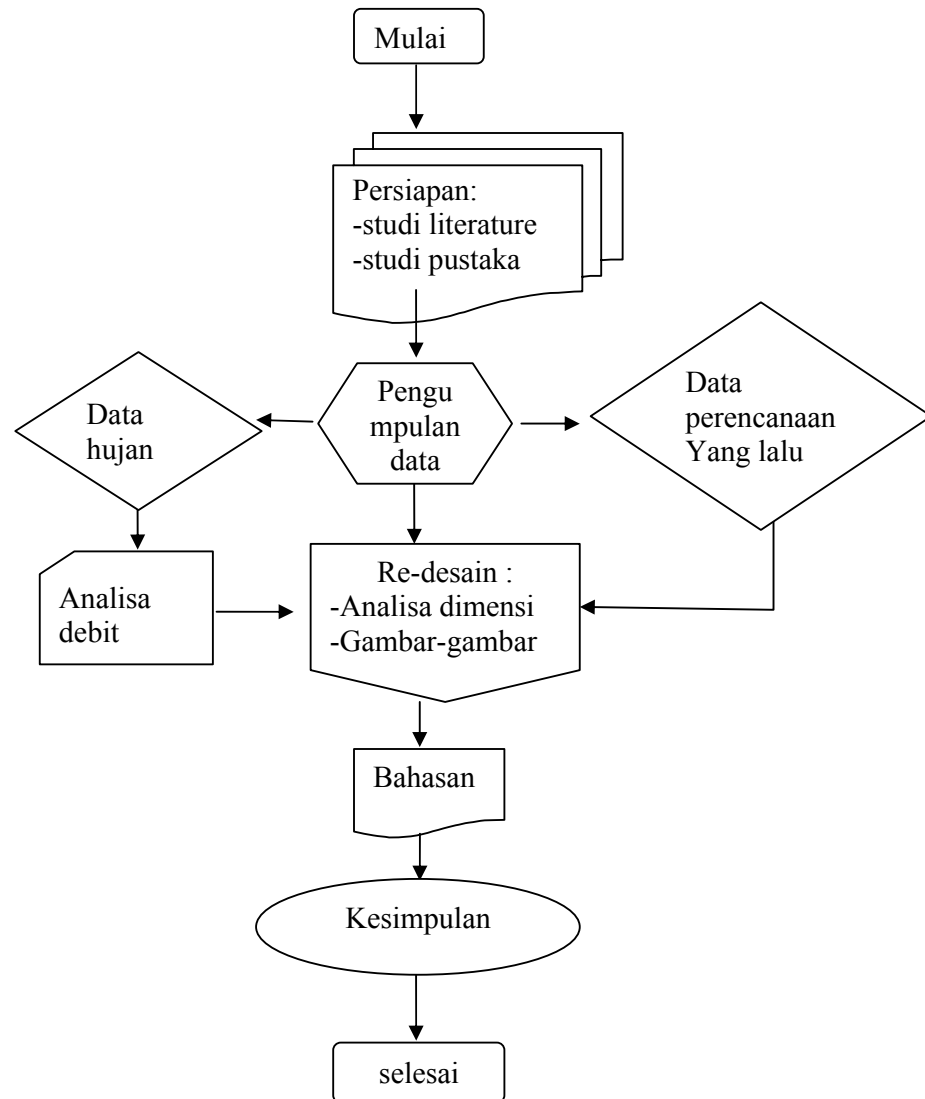
Tahapan perencanaan bendung Manjuto ini dilakukan melalui beberapa tahapan/proses, dengan ini penulis membuat bagan alir (flow chart). Sedangkan data-data : data hidrologi, topografi, data geologi, data morfologi Air Manjuto didapat dari instansi terkait maupun dari Perencanaan yang sudah ada, yang dirangkum dalam tabel 4.1

Tabel 4.1 Data Bendung Manjuto

No	Komponen	Desain yang ada / lalu
1	Lebar bendung	100 m'
2	Debit 100 th	1.780 m ³ /dt
3	Panjang Lantai muka	46 m'
4	Kolam olak tipe	Cekung (Bak Tenggelam)
5	Sal.Pengambilan kiri Q	10,13 m ³ /dt
6	Sal.Pngambilan kanan Q	10,13 m ³ /dt
7	Elevasi mercu bendung	+26,05 m'
8	Elevasi lantai muka	+25,90 m'
9	Elevasi muka air banjir hulu	+33,25 m'
10	Elvasi Banjir hilir Bendung	+25,60 m'
11	Elevasi Sayap Bendung	+35,60 m'
12	Panjang Tanggul Banjir	138 m'
13	Tinggi tanggul max	16 m'
14	Debit rata-rata harian	54 m ³ /dt
15	Debit minimum Sungai	20 m ³ /dt
16	Benuk Mercu Bendung	Bulat Dengan Satu Jari-jari
17	Panjang Sungai	82,3 km'
18	Saluran Pembilas	2 Pintu , 5,5 m (tipe kontinyu)

Redisain Bendung Manjuto

19	Saluran Pengambilan	3 Pintu , 8,0 m'
20	Luas DAS	407 km ²
21	Kemiringan dasar sungai rata-rata	0,0172
22	Kecepatan Endap Sedimen Sungai	
	Manjuto Yang Paing Halus	0,0045 m/dt



Gambar 4.1 : Bagan alir perencanaan bendung manjuto

BAB V

ANALISIS HIDROLOGI

5.1 Umum

Analisis hidrologi dalam lingkup perencanaan bendung Manjuto dimaksudkan untuk memberikan informasi tentang debit sungai Air Manjuto yang dimaksudkan pada suatu keadaan tingkat tertentu mampu memberikan pengairan ke sawah – sawah disekitar sungai tersebut. Untuk itu analisis hidrologi juga harus didapatkan informasi banjir rencana dengan kaa ulang tertentu untuk keperluan penunjang desain bendung dan pasilitas bangunan pelengkap lainnya.

Untuk pencapaian sasaran utama analisis hidrologi seperti yang diuraikan di atas maka system matika kegiatan analisis hidrologi maka disusun urutan kegiatan,yaitu mulai penyusunan rencana aktifitas, penyeleksian stasiun stasiun hujan yang dipakai, pengumpulan data dasar termasuk referensi – referensi dan pemilihan metode yang sesuai untuk menghasilkan informasi yang diperlukan.

Data hujan yang di peroleh pada stasiun pengamatan harus diteliti sehingga kekurangan – kekurangannya dapat dipenuhi, selanjutnya dapat dipakai untuk membuat analisis curah hujan. Perlu di ketahui bahwa curah hujan maksimum pada stasiun pengamatan mempengaruhi besarnya banjir tidak sama. Oleh karena itu harus dibuat analisis curah hujan guna mendapat hujan rata – rata maksimum.

Dalam perencanaan suatu bendung, yang harus di perhatikan adalah menentukan besarnya debit rencana. Debit rencana ini sudah tentu tidak diambil kecil sehingga air banjir di tempat bangunan sering meluap kalau didalam saluran pembuangannya terjadi banjir yang lebih besar dari pada banjir rencana sehingga dapat merusak bangunan atau daerah – daerah di sekitar bangunan. Sebaliknya banjir rencana juga tidak boleh diambil terlalu besar sehingga menyebabkan ukuran bangunan menjadi tidak ekonomis.

Di Sungai Air Manjuto tempat dibangun Bendung Manjuto data/catatan banjir tidak ada sehingga untuk mendisain debit banjir rencana di gunakan data hujan selama 14 tahun dari tahun 1981 sampai tahun 1994.

5.2 Analisa Curah hujan Pada Daerah Aliran Sungai

Debit banjir yang direncanakan untuk perencanaan bendung yaitu dengan periode 5, 10, 25, 50, 100 tahun. Untuk itu dalam perhitungannya didasarkan pada data curah hujan yang mewakili daerah pengaliran. Data curah hujan diambil dari 4 (empat) stasiun pengamatan yaitu : stasiun Kemumu, Lalang Luas, Pasar Lais, Pasar Sebelat.

Data – data tersebut adalah :

- Data curah hujan maksimum bulanan, dan
- Data curah hujan maksimum tahunan.

Salah satu pendekatan dengan mengambil hujan rata - rata di daerah untuk suatu periode tertentu. Untuk mengetahui besarnya hujan rata - rata Daerah Aliran Sungai (DAS) Bendung Manjuto, dapat digunakan beberapa cara sebagai bahan perbandingan yakni dengan rata- rata aljabar dan ARF.

5.2.1 Cara Rata – rata Aljabar

Cara rata - rata aljabar merupakan suatu cara yang paling sederhana untuk menentukan besarnya tinggi hujan rata - rata.

Pada prinsipnya hujan rata - rata ini dapat dilakukan dengan menjumlahkan curah hujan pada masing – masing stasiun hujan yang dipilih selama masa periode tertentu dan membaginya dengan jumlah stasiunnya.

Rumus:

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

Tabel 5.1 Perhitungan rata-rata *aljabar*

Tgl - Bln	Th	Stasiun				R (mm)	R (DAS)
		BD12 Kemumu	BD13 Lalang Luas	BD7 Pasar Lais	BD 4 P.Sebelat		
11-Aug		175	2	9	131	79.25	
1-Oct		9	218	1	0	57	
19-Sep		0	6	130	0	34	
18-Feb	81	0	0	0	140	35	79.25
8-Jan		108	0	12	0	30	
24-Nov		3	197	0	0	50	
8-Jan		99	14	128	0	60.25	
26-Sep	82	14	0	70	109	48.25	60.25
16-Feb		108	57	0	20	46.25	
2-Oct		6	234	30	0	67.5	
27-Sep		0	0	57	53	27.5	
6-Jun	83	0	0	21	140	40.25	67.5
28-Jan		107	59	0	17	45.75	
20-Dec		1	187	0	0	47	
17-Jul		0	90	74	0	41	
26-okt	84	15	0	3	144	40.5	47
11-Aug		175	2	9	131	79.25	
1-Sep		67	161	3	18	62.25	
19-Sep		0	6	130	0	34	
18-Feb	85	0	0	0	140	35	79.25
8-Jan		108	0	12	0	30	
24-Mar		72	209	6	0	71.75	
8-Jan		99	14	128	0	60.25	
26-Sep	86	14	0	70	109	48.25	71.75
16-Feb		108	57	0	20	46.25	
2-Mar		5	263	3	0	67.75	
27-Sep		0	0	57	53	27.5	
6-Jun	87	0	0	21	140	40.25	67.75
28-Jan		107	59	0	17	45.75	
20-Sep		0	630	10	5	161.25	
17-Jul		0	90	74	0	41	
26-okt	88	15	0	3	144	40.5	161.25
22-Jan		174	0	0	12	46.5	
17-Jan		0	241	5	14	65	
15-des	89	7	30	75	0	28	65

Redisain Bendung Manjuto

19-Sep		5	0	39	54	24.5	
5-Nov		550	0	0	8	139.5	
25-Oct		33	165	0	0	49.5	
18-Feb		0	10	41	40	22.75	
24-Sep	90	0	10	0	81	22.75	139.5
25-des		165	0	0	22	46.75	
13-Apr		0	229	0	3	58	
26-nop		0	0	27	26	13.25	
12-Feb	91	33	10	15	86	36	58
5-Jun		135	60	2	79	69	
6-Jan		0	246	2	0	62	
3-Nov		20	40	109	13	13	
17-Sep	92	12	0	2	132	36.5	69
4-Nov		164	49	1	67	70.25	
22-Oct		19	185	10	0	53.5	
29-Mar		20	33	59	0	28	
7-Jul	93	0	0	0	136	34	70.25
17-des		40	0	15	34	22.25	
30-Nov		20	89	0	47	39	
2-des		20	0	58	107	46.25	
5-des	94	0	11	44	108	40.75	46.25

Maximum rerata = 1082

$$R = \frac{1082}{14} = 77,286 \text{ mm}$$

5.2.2 Cara ARF (*Areal reduction factor*)

Untuk mendapatkan rata-rata tahunan dari hujan maximum di daerah aliran dapat di hitung dari rata – rata tahunan curah hujan maksimum pada stasiun pengukuran yang mewakili daerah aliran (*Point Rainfall*) dikalikan dengan *faktor reduksi areal* (ARF).

$$R = Ri \times ARF$$

ARF = Areal reduction factor

AREA = Luas DPS Sungai Air Manjuto → 407 km²

Tabel 5.2. Perhitungan hujan maksimum tahunan dengan APBAR

No	Tahun	Stasiun Lalang Luas	ARF	R DAS (mm/hr)
1	1981	218	0.83	180.94
2	1982	197	0.83	163.51
3	1983	234	0.83	194.22
4	1984	187	0.83	155.21
5	1985	161	0.83	133.63
6	1986	209	0.83	173.47
7	1987	263	0.83	218.29
8	1988	630	0.83	522.9
9	1989	241	0.83	200.03
10	1990	165	0.83	136.95
11	1991	229	0.83	190.07
12	1992	246	0.83	204.18
13	1993	185	0.83	153.55
14	1994	89	0.83	73.87
			Total =	2700.82

Tabel 5.3 Rekapitulasi Hujan harian maksimum tahunan.

No	Tahun	Rata - rata aljabar (mm)	Poin Rainfall (mm)
1	1981	79.25	180.94
2	1982	60.25	163.51
3	1983	67.5	194.22
4	1984	47	155.21
5	1985	79.25	133.63
6	1986	71.75	173.47
7	1987	67.75	218.29
8	1988	161.25	522.9
9	1989	65	200.03
10	1990	139.5	136.95
11	1991	58	190.07
12	1992	69	204.18
13	1993	70.25	153.55
14	1994	46.25	73.87
Total		1082	2700.82

Untuk keperluan analisis frekuensi curah hujan rencana perencanaan Bendung Manjuto dipakai hujan harian maksimum tahunan dari Rata – rata Aljabar

5.3 Analisis Hujan Rencana

Analisis frekuensi hujan adalah kejadian yang di harapkan terjadi rata – rata sekali pada setiap pada setiap n tahun.

Pada perencanaan Bendung Manjuto ini frekuensi hujan rencana akan di pakai metode *Hasper* dan salah satu dari metode Normal, *Gumbel*, Log Normal dan *Log Pearson III*. Untuk menentukan salah satu dari metode di atas terlebih dahulu dipilih persyaratan sebenarnya. Dengan menggunakan hasil perhitungan cara Rata – rata *Aljabar* sebagai dasar.

Tabel 5.4 Perhitungan Hujan Rata – rata

m	Xi	x	(Xi - x)	(Xi - x) ²	(Xi - x) ³	(Xi - x) ⁴
1	46.25	77.286	-31.036	963.233296	29894.90857	927818.3825
2	47	77.286	-30.286	917.241796	27779.58503	841332.5123
3	58	77.286	-19.286	371.949796	7173.423766	138346.6507
4	60.25	77.286	-17.036	290.225296	4944.278143	84230.72244
5	65	77.286	-12.286	150.945796	-1854.52005	22784.63333
6	67.5	77.286	-9.786	95.765796	937.1640797	9171.087684
7	67.75	77.286	-9.536	90.935296	867.1589827	8269.228059
8	69	77.286	-8.286	68.657796	568.8984977	4713.892952
9	70.25	77.286	-7.036	49.505296	348.3192627	2450.774332
10	71.75	77.286	-5.536	30.647296	169.6634307	939.2567521
11	79.25	77.286	1.964	3.857296	7.575729344	14.87873243
12	79.25	77.286	1.964	3.857296	7.575729344	14.87873243
13	139.5	77.286	62.214	3870.5818	240804.3759	14981403.44
14	161.25	77.286	83.964	7049.9533	591942.2785	49701841.48
Ttl	1082			13957.357	758223.886	66723331.81

$$\bar{X} = \frac{1082}{14} = 77,286$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{13957,357}{14-1}} = 32,766$$

$$Cs = \frac{n(X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{14 \times 758223,886}{(14-1)(14-2) \times 32,766^3} = 1,394$$

$$Ck = \frac{n^2(\bar{X} - X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = \frac{14(66723331,81)}{(14-1)(14-2)(14-3) \times 32,766^4} = 0,472$$

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = 0,424$$

Tabel 5.5 pemilihan sebaran

Sebaran	Syarat	Hasil hitungan	Keterangan
Normal	$C_s > 0$	$C_s = 1,394$	Tidak dicoba
Gumbel	$C_s = 1,1396$	$C_s = 1,394$	Tidak dicoba
	$C_k = 5,4002$	$C_k = 0,472$	Tidak dicoba
Log Normal (2 parameter)	$\frac{C_s}{C_v} = 3$	$\frac{C_s}{C_v} = 4,562$	Tidak dicoba
Log Pearson III	$C_s > 0$	$C_s = 1,394$	Tidak dicoba

Keterangan :

Sebaran yang terbaik adalah yang memberikan penyimpangan maksimum titik yang diplot terhadap garis teoritis sekecil mungkin. Sebaran *Log Pearson* bias di pakai bila ketiga jenis sebaran yang lain tidak dimungkinkan, maka disini diambil sebaran *Log Pearson III*.

Plotting data diatas kertas probability “Log Normal” (R sebagai ordinat dengan skala $\text{Log } \frac{m}{n-1}$ sebagai absis).

5.3.1 Metode *Log Pearson III*

Tabel 5.6 perhitungan curah hujan dengan menggunakan metode *Log Pearson*

No	X_i	$\log x$	$(\log x - \overline{\log x})$	$(\log x - \overline{\log x})^2$	$(\log x - \overline{\log x})^3$
1	46.25	1.66511174	-0.195253263	0.038123837	-0.007443804
2	47	1.67209786	-0.188267142	0.035444517	-0.006673038
3	58	1.76342799	-0.096937006	0.009396783	-0.000910896
4	60.25	1.77995705	-0.080407949	0.006465438	-0.000519873
5	65	1.81291336	-0.047451643	0.002251658	-0.000106845
6	67.5	1.82930377	-0.031061227	0.0009648	-2.99679E-05
7	67.75	1.8309093	-0.0294557	0.000867638	-2.55569E-05
8	69	1.83884909	-0.021515909	0.000462934	-9.96045E-06
9	70.25	1.84664633	-0.013718671	0.000188202	-2.58188E-06
10	71.75	1.85582191	-0.004543095	2.06397E-05	-9.37681E-08
11	79.25	1.89899927	0.038634271	0.001492607	5.76658E-05
12	79.25	1.89899927	0.038634271	0.001492607	5.76658E-05

13	139.5	2.14457421	0.284209208	0.080774874	0.022956963
14	161.25	2.20749972	0.347134723	0.120502516	0.041830608
Jml	1082	26.0451109		0.298449051	0.049180286

- Nilai Rata – rata variat log X

$$\begin{aligned}\overline{\text{Log}X} &= \frac{\sum \log x}{n} \\ &= \frac{26,0451}{14} = 1,860\end{aligned}$$

- Deviasi standar dari variant Log X

$$\begin{aligned}(\overline{S\text{Log}X}) &= \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{0,298}{14-1}} = 0,151\end{aligned}$$

- Koefisien kemencengan dari variat Log X

$$\begin{aligned}Cs &= \frac{n \sum (\text{Log}X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2) \times \overline{S \log X}^3} \\ &= \frac{14 \times (0,0492)}{(14-1)(14-2) \times (0,151)^3} = 1,282\end{aligned}$$

Dengan Cs = 1,282 untuk masa ulang 5 tahun didapat nilai K = 0,719 mencari nilai K ada di lampiran.

Persamaan garis lurus

$$\begin{aligned}\text{Log}X_5 &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,860 + 0,179(0,151) \\ &= 1,887\end{aligned}$$

$$X_5 = 77,090 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Log}X_{10} &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,860 + 1,338(0,151) \\ &= 2,062\end{aligned}$$

$$X_{10} = 115,345 \text{ mm}$$

Redisain Bendung Manjuto

$$\begin{aligned} \text{Log}X_{25} &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,860 + 2,108(0,151) \\ &= 2,178 \end{aligned}$$

$$X_{25} = 150,660 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Log}X_{50} &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,860 + 2,666(0,151) \\ &= 2,263 \end{aligned}$$

$$X_{50} = 183,231 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Log}X_{100} &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,860 + 3,210(0,151) \\ &= 2,345 \end{aligned}$$

$$X_{100} = 221,309 \text{ mm}$$

Tabel. 5.7 Ploting data *log pearson III*

T	K	Log X	Xt	$P = \frac{1}{T}$ %
5	0.179	1.887	77.090	20
10	1.338	2.062	115.345	10
25	2.108	2.178	150.660	4
50	2.666	2.263	183.231	2
100	3.210	2.345	221.309	1

Di dapat 5 titik untuk mengambar garis reoritas (Xt sebagai ordinat dengan skala log : $\frac{1}{T}$ sebagai absis menggunakan skala atas)

Uji Sebaran

1. Uji Chi Kuadrat

Data dibagi menjadi 5 Sub-bagian, interval peluang $P = 0,2$. Besarnya peluang untuk tiap-tiap sub-group adalah :

Tabel 5.8 Uji Chi-Kuadrat

Kemungkinan	Ef	Of	Ef - Of	$(Ef - Of)^2 / Ef$
$P < 2$	2	2	0	0
$0,2 < P < 0,4$	2	2	0	0
$0,4 < P < 0,6$	2	2	0	0
$0,6 > P > 0,80$	2	2	0	0
$P > 0,8$	2	2	0	0
Jumlah	10	10		$X^2 = 0$

$$Dk = K - (P + 1) \quad (3.6)$$

$$= 5 - (2 + 1) = 2 \text{ (Derajat kebebasan)}$$

$$\alpha = 5\% \text{ (derajat nyata)}$$

Di dapatkan dari lampiran 1 : $X^2_{cr} = 5,911$

$$X^2 < X^2_{cr} = 5,911 \text{ (OK)}$$

2. Uji Smirnov-Kolmogorov

$$n = 10 ; \alpha = 0,05$$

dari lampiran 2 di dapatkan $\Delta_{Kritik} = 0,41$

dari gambar didapatkan $\Delta_{maks} = 0,1$

$$\Delta_{maks} < \Delta_{Kritik} \text{ (OK)}$$

Berdasarkan hasil kedua pengujian di atas, bisa disimpulkan bahwa data hujan di atas mengikuti sebaran Log Pearson III.

5.3.2 Metode Haspers

$$\text{Rumus} \quad = R_1 = R + S.U$$

Dimana

R_1 = Hujan rencana dengan kala ulang tertentu

R = Hujan rata – rata diambil = 77,286 mm

S = Standar deviasi = 32,766

U = Variable standar untuk kala ulang tertentu (lampiran..)

Untuk selanjutnya dengan menggunakan rumus : $R_1 = R + S.U$

$$R_5 = 77,286 + 32,766 \times 0,64 = 98,256 \text{ mm}$$

$$R_{10} = 77,286 + 32,766 \times 1,26 = 118,571 \text{ mm}$$

$$R_{25} = 77,286 + 32,766 \times 2,1 = 146,095 \text{ mm}$$

$$R_{50} = 77,286 + 32,766 \times 2,75 = 167,393 \text{ mm}$$

$$R_{100} = 77,286 + 32,766 \times 3,43 = 189,673 \text{ mm}$$

Tabel 5.9 Rekapitulasi Hujan Rencana

Periode Ulang T	Log Pearson III	Hasper
5	77.090	98.256
10	115.345	118.571
25	150.660	146.095
50	183.231	167.393
100	221.309	189.673

5.4 Analisis Debit Banjir Rencana (Design Flood)

Debit banjir rencana adalah debit terbesar atau debit banjir dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu.

Perencanaan akan sedikit lebih mudah apabila data debit banjir suatu sungai tersebut ada, dikarenakan data pada perencanaan ini tidak ada data debit sungai maka dalam menentukan besarnya suatu debit sungai digunakan metode hubungan empiris antara curah hujan dan aliran air sungai. Besarnya aliran didalam sungai ditentukan terutama oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran air sungai maka dari itu untuk menganalisis suatu debit banjir rencana digunakan hubungan antara curah hujan dengan limpasan air hujan.

Dalam Analisis perencanaan bendung Manjuto di sungai Air Manjuto, perencanaan debit banjir yang berdasarkan pada curah hujan maksimum tahunan menggunakan beberapa metode, dalam perencanaan ini mencoba menganalisis debit banjir dengan tiga metode

Yaitu :

1. Metode Hasper
2. Metode FSR jawa – sumatera
3. Metode Rational Jepang

Redisain Bendung Manjuto

5.4.1 Metode Hasper

Hitungan debit banjir rencana metode Hasper

$$A = 407 \text{ km}^2$$

$$L = 83,2 \text{ km}$$

Skema perhitungan

1. Menghitung koefisien aliran

$$C = \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0.7}}{1 + 0,075 \cdot A^{0.7}} \quad (3.34)$$

$$C = \frac{1 + 0,012 \times 407^{0.7}}{1 + 0,075 \times 407^{0.7}} = 0,299$$

2. Waktu konsentrasi

$$t = 0,1 \times L^{0.8} \times S^{-0.3} \quad (3.35)$$

$$= 0,1 \times 83,2^{0.8} \times 19,09^{-0.3}$$

$$= 1,418 \text{ jam}$$

3. Koefisien reduksi

$$1/\beta = 1 + \frac{1 + (3,7 \times 10^{-4} \times t)}{(t^2 + 15)} \times \frac{A^{\frac{3}{4}}}{12} \quad (3.36)$$

$$1/\beta = 1 + \frac{1 + (3,7 \times 10^{-4} \times 1,418)}{(1,418^2 + 15)} \times \frac{407^{\frac{3}{4}}}{12}$$

$$1/\beta = 1,444$$

$$\beta = 0,693$$

4. Menghitung Intensitas hujan (Rt), dalam mm

Untuk $t < 2$ jam, maka untuk $t = 5$ tahun

$$R_{24} = 98,256 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Rt &= \frac{t \times R_{24maks}}{t + 1 - 0,0008(260 - R_{24maks})(2 - t)^2} \\ &= \frac{1,418 \times 98,256}{1,418 + 1 - 0,0008(260 - 98,256)(2 - 1,418)^2} \\ &= 58,685 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

5. Menghitung hujan maksimum

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{Rt}{3,6.t} & (3.40) \\
 &= \frac{58,685}{3,6 \times 1,418} \\
 &= 11,496 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{km}^2
 \end{aligned}$$

6. Debit banjir maksimum untuk kala ulang T tahun dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 Q &= C \times R \times A \times \beta & (3.41) \\
 Q_5 &= C \times R \times A \times \beta \\
 &= 0,299 \times 11,496 \times 407 \times 0,693 \\
 &= 969,493 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.10 debit rencana maksimum cara Haspers

Periode Ulang	R ₂₄ (mm)	R _t (mm/jam)	R (m ³ /dt/km ²)	Q (m ³ /dt)
5	98,256	58,685	11,496	969,493
10	118,571	70,654	13,841	1167,233
25	146,095	86,783	17,000	1433,685
50	167,393	99,194	19,432	1638,728
100	189,673	116,946	22,909	1932,009

5.4.2 Metode Manual Banjir Rencana Jawa – Sumatera

Untuk mendapatkan debit banjir dengan kala ulang tertentu maka dapat dikelompokkan menjadi 2 tahap perhitungan yaitu:

- Perhitungan debit puncak banjir tahunan rata – rata
(*Mean Annual flood* = MAF)
- Penggunaan faktor pembesar (*Growth Factor* = GF) terhadap nilai MAF, untuk menghitung debit banjir sesuai dengan period ulang yang diinginkan. GF dapat dilihat pada lampiran

Parameter yang digunakan

- 1) AREA = Luas Daerah Aliran Sungai (km²)
- 2) PBAR = Hujan terpusar maksimum rata – rata tahunan dalam 1 hari

- 3) APBAR = Hujan maksimum rata –rata tahunan yang mewakili daerah aliran
- APBAR = PBAR x AFR
- 4) AFR = Faktor Reduksi Luas = 0,830
- 5) SIMS = Indeks Kemiringan (m/km)
- 6) LAKE = Indeks Danau (0 – 0,25)

Perhitungan :

$$\begin{aligned}
 \text{AREA} &= 407 \text{ km}^2 \\
 \text{PBAR} &= R_5 = 98,256 \text{ mm} \\
 \text{SIMS} &= 17,88 \\
 \text{LAKE} &= 0 \text{ (untuk bendung)} \\
 V &= 1,02 - 0,0275 \text{ Log AREA} \\
 &= 1,02 - 0,0275 \text{ Log } 407 \\
 &= 0,9487 \\
 \text{APBAR} &= 98,256 \times 0,830 \\
 &= 81,553 \text{ mm} \\
 \text{MAF} &= (8 \times 10^{-6}) \times \text{AREA}^V \times (\text{APBAR})^{2,445} \times (\text{SIMS})^{0,117} \times \\
 &\quad (1 + \text{LAKE})^{-0,85} \\
 &= (8 \times 10^{-6}) \times (407)^{0,9487} \times (81,553)^{2,445} \times (17,88)^{0,117} \\
 &\quad \times (1 + 0)^{0,85} \\
 &= 156,996 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

GF (faktor pembesar dalam periode ulang T) dilihat pada lampiran, maka debit banjir rencana untuk kala ulang 5 tahun sebesar :

$$\begin{aligned}
 Q_5 &= GF_5 \times \text{MAF}_5 \\
 &= 1,231 \times 156,996 \\
 &= 193,262 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.11 Debit Rencana maksimum cara Jawa – Sumatera

T	GF	R24 (mm)	APBAR	MAF(m3/dt)	Q(m3/dt)
5	1.231	98.256	81.576	156.996	193.262
10	1.471	118.571	98.442	248.570	365.646
25	1.748	146.095	121.293	414.099	723.845
50	2.171	167.393	138.976	577.575	1253.915
100	2.561	189.673	157.474	783.964	2007.733

5.4.3 Metode Rasional Jepang

$$Q_{maks} = \frac{1}{3,6} \times R_m \times f \times A \dots \dots \dots (3.9)$$

Dengan:

R_m = Intensitas hujan jam – jaman maksimum selama banjir

$$W = 72 \times \left(\frac{H}{L} \right)^{0,6} = 72 \times 17,2^{0,6} = 396,871 \text{ km/jam}$$

$$\begin{aligned} T &= L / W \\ &= 83,2 / 396,871 \\ &= 0,2096 \end{aligned}$$

$$R_o = \frac{R_{24}}{t} = \frac{98,256}{24} = 4,094$$

$$R_m = R_o \times \left(\frac{t}{T} \right)^{2/3} = 4,094 \times \left(\frac{24}{0,2096} \right)^{2/3} = 96,537$$

$$\begin{aligned} Q_5 &= \frac{1}{3,6} \cdot R_m \cdot f \cdot A \dots \dots \dots (3.25) \\ &= \frac{1}{3,6} \cdot 96,537 \times 0,65 \times 407 \\ &= 7094,140 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Tabel 5.12 Debit banjir rencana maksimum cara Rational Jepang

T	W	T (mm)	R24 (mm)	Ro (mm)	Rm (mm)	Q (m ³ /det)
5	396.871	0.2096	98.256	4.094	96.537	7094.140
10	396.871	0.2096	118.571	4.940	116.497	8560.895
25	396.871	0.2096	146.095	6.087	143.539	10548.143
50	396.871	0.2096	167.393	6.975	164.465	12085.871
100	396.871	0.2096	189.673	7.903	186.355	13694.527

Tabel 5.13 Rekapitulasi Debit Rencana

T	Haspers	MAF	Rational
5	969,493	193.262	7094.140
10	1167,233	365.646	8560.895
25	1433,685	723.845	10548.143
50	1638,728	1253.915	12085.871
100	1932,009	2007.733	13694.527

Dalam perhitungan selanjutnya yaitu perencanaan teknis bendung maka debit rencana yang digunakan adalah debit 100 tahun dengan metode Haspers sebesar = **1932,009 m³/dt**, karena mendekati kenyataan .

BAB VI

PERENCANAAN TEKNIS ULANG BENDUNG TETAP

6.1 Pendahuluan

Dalam perencanaan ulang ini mengacu pada data-data yang terdapat pada Bendung Manjuto yang direncanakan sebagai bendung Tetap ("Weir") yang membentang di Kabupaten Muko-Muko, Propinsi Bengkulu Utara. Bendung ini dibangun dengan maksud untuk memperoleh tinggi muka air minimal yang tetap, sehingga diharapkan dapat memenuhi kebutuhan air pada daerah irigasi Air Manjuto. Bendung dirancang Bendung tetap pada dasar sungai.

Data yang tersedia pada Perencanaan Bendung Manjuto ini adalah :

- Lebar sungai di sekitar rencana bendung 100 m.
- Elevasi dasar sungai rata rata disekitar rencana bendung + 18,90 m
- Elevasi muka tanah kanan dan kiri adalah +25,90 m
 - o Debit pengambilan kiri (Q pengambilan kiri) = 10,13 m³/dt
 - o sebelah kanan Q pengambilan kanan = 10,13 m³/dt
- Debit banjir desain Q₁₀₀ sebesar 1932,0 m³/dt, yang diperoleh dari analisis debit banjir dengan metode Rasional Jepang)
- Elevasi mercu bendung +26,35 m yang diperoleh dengan memperhatikan faktor ketinggian elevasi sawah tertinggi yang akan diairi. Cara perhitungan dilakukan seperti berikut :

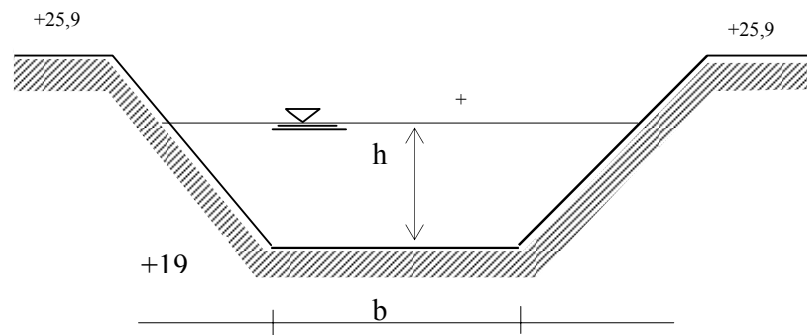
a. Elevasi Sawah Tertinggi	: +24,55m'
- b. Tinggi air disawah di ambil	: 0,10 m
- c. Kehilangan tekanan dari saluran tersier ke sawah	: 0,10 m
- d. Kehilangan tekanan dari saluran sekunder ke tersier	: 0,10 m
- e. Kehilangan tekanan dari saluran primer ke sekunder	: 0,10 m
- f. Kehilangan tekanan akibat kemiringan saluran	: 0,15 m
- g. Total kehilangan tekanan akibat bangunan ukur	: 0,40 m
- h. Kehilangan tekanan dari intake ke saluran induk	: 0,20 m
- i. Kehilangan tekanan di bang. lain seperti kantong lumpur	: 0,25m

.- j.. Kehilangan tekanan untuk eksploitasi	: 0,10 m
Kehilangan tekanan dari hilir saluran induk ke pintu “ <i>intake</i> ”	: 0,15 m
. Elevasi muka air di hulu “<i>Intake</i>”	: +26.30 m’
Kehilangan tekanan dari mercu bendung ke hulu “ <i>intake</i> ”	0,05 m’
Elevasi Mercu Bendung	: +26.35 m’

6.2 Tinggi Muka Air Sungai Sebelum Ada Bendung

Hal ini dimaksudkan untuk mengetahui kedalaman sungai pada keadaan debit tertentu (debit rencana). Untuk memudahkan perhitungan, dibuat beberapa anggapan mengenai keadaan sungai sebagai berikut :

- Penampang sungai dianggap berbentuk trapesium dengan kemiringan talud 1 : 1
- Lebar dasar sungai rata-rata 100 m (b)
- Kemiringan rata-rata dasar sungai (I) = 0,0172



Gambar 6.1. Penampang basah sungai

Rumus :

$$Q = AV$$

$$V = C\sqrt{RI}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{Jb}{\sqrt{R}}}$$

Persamaan kecepatan aliran:

$$V = \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \times 0,0172}$$

$$V = \frac{11,41 \sqrt{R}}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{R}}} = \frac{11,41 \times 1,71}{1,5} = 9,82$$

$$V = \frac{4,35 \times R}{0,85 \times \sqrt{R}} = 9,8 \text{ m/dt}$$

$$A = (b + m \cdot h) h = (100 + 1 \times h) h = 100h + h^2$$

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

$$= 100 + 2 \cdot h \sqrt{1 + 1^2} = 100 + 2,83h$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{100h + h^2}{100 + 2,83h} = 2,93$$

Perhitungan selanjutnya di sajikan dalam tabel, berikut :

Tabel 6.1 Perhitungan tinggi muka air banjir sebelum ada bendung

h (m)	A (m)	P (m)	R=A/P	4.35 R	0.85 + R ^{0,5}	V (m/dt)	Q (m ³ /dt)
1	120	121.83	0.982	4.284	1.84246	6,08	729,50
1.5	180.75	123.245	1.460	6.379	2.06102	8,11	1465,88
2	204	105.66	1.93	8.444	2.24329	9,85	2009,58
2.5	256,25	107,08	2.409	10.4803	2.40218	11,41	2923,81
3	309	108,5	2.8707	12.4880	2.54434	12,83	3964,5
3.5	362,25	109,91	3,3	14.4685	2.67375	14,13	5118,6

Dari hasil perhitungan di atas dibuat interpolasi :

$$\frac{466,12}{543,7} = \frac{X - 1,5}{0,5} \rightarrow X = 1,93 \rightarrow \text{maka harga } h = 1,93 \text{ m'}$$

$$Q_{100} (\text{Design}) = 1932,0 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$h = 1,93 \text{ m}$$

Kontrol untuk $h = 1,93 \text{ m}$

Redisain Bendung Manjuto

$$A = 100h + h^2 = 100 \times (1,93) + (1,93)^2 = 196,73 \text{ m}^2$$

$$P = 100 + 2,83h = 100 + 2,83(1,93) = 105,46 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 1,87 \text{ m}$$

$$Q = A V = 196,73 \times 9,8 = 1927,95 \text{ m}^3/\text{dt} \approx Q_{100} = 1932,0 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Elevasi dasar sungai dihilir} = + 18,90$$

$$\text{Tinggi air banjir (h)} = \underline{\quad 1,93 \quad} +$$

$$\text{Elevasi air dihilir bendung} = + 20,83 \text{ m}'$$

6.3 Perencanaan Tubuh Bendung

6.3.1 Lebar Efektif Mercu Bendung

Dari data debit minimum sungai = $20,0 \text{ m}^3/\text{det}$. Jumlah debit pengambilan kiri + kanan = $10,13 + 10,13 = 20,26 \text{ m}^3/\text{det}$. dalam analisa debit pengambilan = $1,2 \times 20,26 = 24,312 \text{ m}^3/\text{det}$. Debit minimum sungai $20,0 \text{ m}^3/\text{det} <$ dari debit pengambilan, maka dipakai system pembilas periodik. Maka debit saluran pembilas = debit pengambilan = $10,13 \text{ m}^3/\text{det}$. Kecepatan aliran pembilasan dirancang = $1,5 \text{ m}^3/\text{det}$. Diasumsikan bahwa dengan kecepatan tersebut sudah dapat menghanyutkan sedimen pasir di depan pintu. $\rightarrow$ Dirancang tinggi bukaan pintu bilasan $a = 1,75 \text{ m}$

$$Q = b_p \times a \times V = b_p \times 1,75 \times 1,5$$

$$12,16 = 2,625 b_p \rightarrow b_p = 4,60 \text{ m}$$

Direncanakan menggunakan 2 pintu @ $2,25 \text{ m}'$ dengan pilar, lebar pilar $1,0 \text{ m}'$. dengan demikian lebar saluran pembilas $b_p = (2 \times 2,25) + (1 \times 1,0) = 5,5 \text{ m}'$

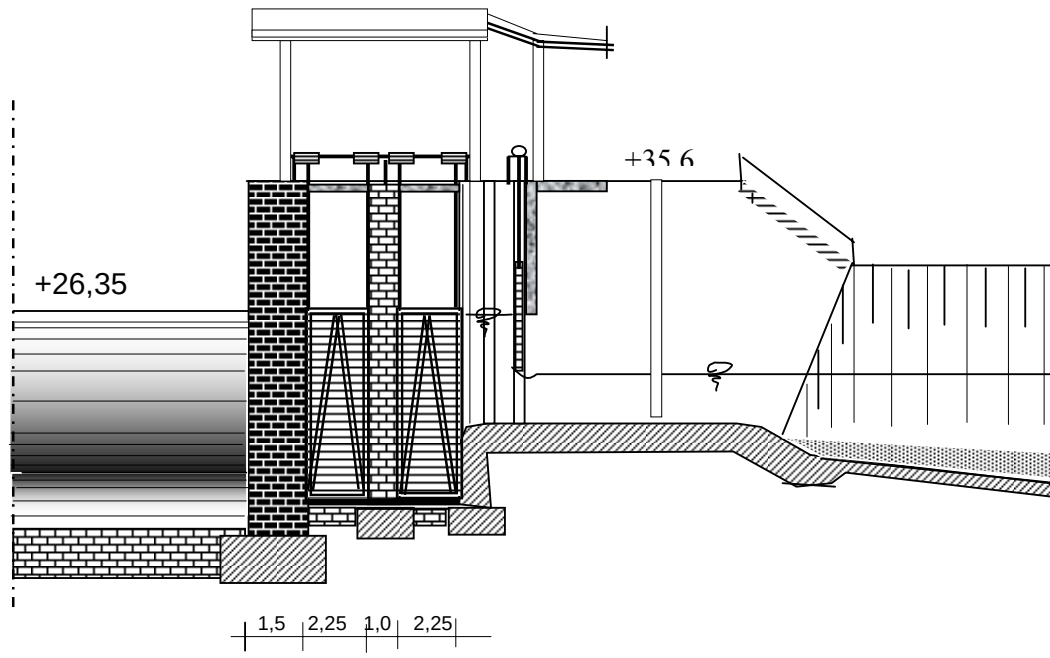
$$\text{- Lebar sungai} = S = 100 \text{ m}'$$

$$\text{- Lebar saluran pembilas } b_p = 5,5 \text{ m}'$$

$$\text{- Pilar Bendung (pilar utama) direncanakan } S_y = 1,5 \text{ m}'$$

Jadi lebar mercu bendung adalah

$$B_e = S - b_p - S_y = 100 - 5,5 - 1,5 = 93,0 \text{ m}'$$



Gambar 6.2 : Sketsa potongan melintang saluran pembilas periodik (tanpa skala)

6.3.2 Penampang Mercu Bendung

Mercu bendung dirancang bentuk Ogee -2 kepala bulat dengan 2 jari-jari R_1 dan R_2

Tinggi air banjir diatas mercu bendung $d = 2/3 H$; dimana $H = h + k$;

$$Q_{\text{banjir}} = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot B \cdot e \sqrt{2/3g} H^{1,5}$$

$$1932,0 = 1,33 \cdot \frac{2}{3} \cdot 9,3 \cdot (2/3 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot H^{1,5}$$

$$1932,0 = 82,46 \cdot 2,56 \cdot H^{1,5}$$

$$9,15 = H^{1,5}$$

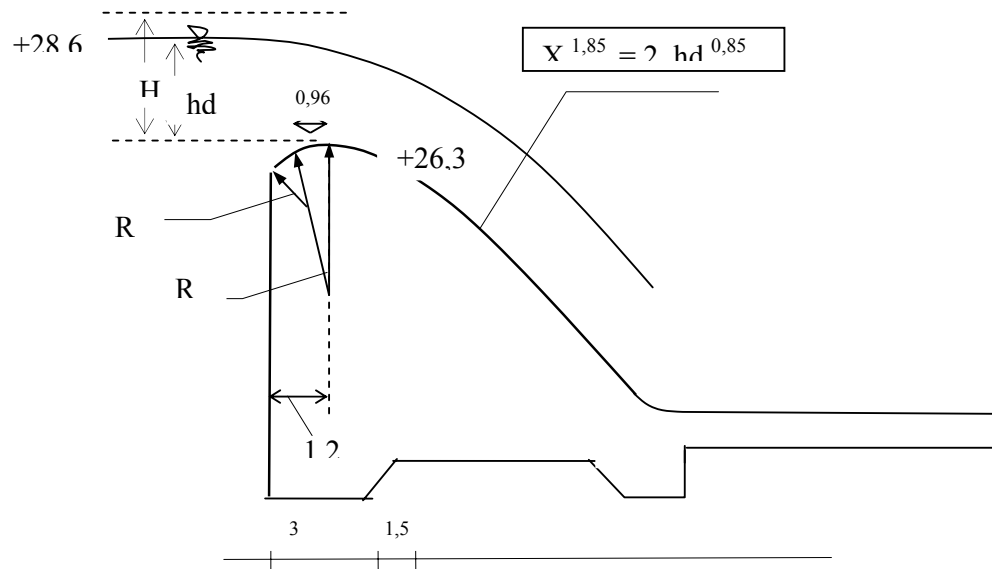
$$H = 4,40 \text{ m'}$$

$$hd = 4,40 - 1,9 = 2,5 \text{ m'}$$

Direncanakan perencanaan ulang ini menggunakan Mercu Ogee, maka

Untuk menentukan $R_1 = 0,2 hd = 0,2 \times 2,5 = 0,50 \rightarrow R_1 = 0,5 \text{ m'}$

dan $R_2 = 0,5 hd = 1,25 \text{ m'}$



Gambar 6.3 : Mercu OGEE

Persamaan curve Ogee

$$X^{1.85} = 2.0 \cdot hd^{0.85} \cdot Y$$

$$X = 1.0 \text{ m}' \rightarrow 1 = 2.0 \cdot 5.49^{0.85} \cdot Y \rightarrow Y = 0.12 \text{ m}'$$

$$X = 1.5 \rightarrow 2.12 = 8.5 Y \rightarrow Y = 0.25 \text{ m}'$$

$$X = 2.0 \text{ m}' \rightarrow 3.61 = 8.5 Y \rightarrow Y = 0.42 \text{ m}'$$

$$X = 2.5 \text{ m}' \rightarrow 5.45 = 8.5 Y \rightarrow Y = 0.64 \text{ m}'$$

$$X = 3.0 \rightarrow 7.63 = 8.5 Y \rightarrow Y = 0.90 \text{ m}'$$

$$X = 3.5 \rightarrow 10.15 = 8.5 Y \rightarrow Y = 1.19 \text{ m}'$$

$$X = 4.0 \text{ m}' \rightarrow 13.0 = 8.5 Y \rightarrow Y = 1.53 \text{ m}'$$

$$X = 4.5 \text{ m}' \rightarrow 16.16 = 8.5 Y \rightarrow Y = 1.90 \text{ m}'$$

$$X = 5 \text{ m}' \rightarrow 19.64 = 8.5 Y \rightarrow Y = 2.31 \text{ m}'$$

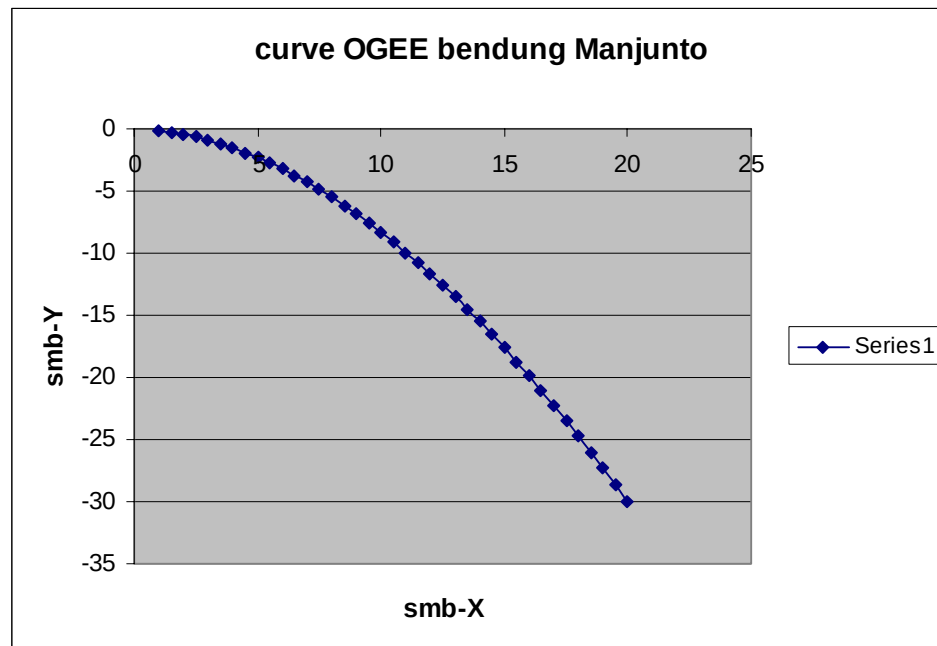
$$X = 5.5 \text{ m}' \rightarrow 23.43 = 8.5 Y \rightarrow Y = 2.76 \text{ m}'$$

$$X = 6.0 \text{ m}' \rightarrow 27.52 = 8.5 Y \rightarrow Y = 3.24 \text{ m}'$$

$$X = 6.5 \text{ m}' \rightarrow 31.91 = 8.5 Y \rightarrow Y = 3.75 \text{ m}'$$

Redisain Bendung Manjuto

$X = 7,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$36,6 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 4,31 \text{ m}'$
$X = 7,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$41,58 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 4,89 \text{ m}'$
$X = 8,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$46,85 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 5,51 \text{ m}'$
$X = 8,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$52,41 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 6,17 \text{ m}'$
$X = 9,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$58,26 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 6,85 \text{ m}'$
$X = 9,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$64,39 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 7,58 \text{ m}'$
$X = 10,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$70,80 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 8,33 \text{ m}'$
$X = 10,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$77,48 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 9,16 \text{ m}'$
$X = 11,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$84,45 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 9,94 \text{ m}'$
$X = 11,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$91,68 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 10,79 \text{ m}'$
$X = 12,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$99,19 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 11,67 \text{ m}'$
$X = 12,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$106,98 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 12,59 \text{ m}'$
$X = 13,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$115,03 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 13,53 \text{ m}'$



Gambar 6.4 : Curve Ogee

$X = 13,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$123,34 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 14,51 \text{ m}'$
$X = 14,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$131,93 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 15,52 \text{ m}'$
$X = 14,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$140,78 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 16,56 \text{ m}'$
$X = 15,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$149,89 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 17,63 \text{ m}'$
$X = 15,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$159,26 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 18,74 \text{ m}'$
$X = 16,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$168,90 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 19,87 \text{ m}'$
$X = 16,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$178,79 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 21,03 \text{ m}'$
$X = 17,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$188,94 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 22,23 \text{ m}'$
$X = 17,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$199,35 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 23,45 \text{ m}'$
$X = 18,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$210,02 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 24,71 \text{ m}'$
$X = 18,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$220,94 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 25,99 \text{ m}'$
$X = 19,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$232,11 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 27,31 \text{ m}'$
$X = 19,5 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$243,54 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 28,65 \text{ m}'$
$X = 20,0 \text{ m}'$	$\rightarrow$	$255,22 = 8,5 Y$	$\rightarrow$	$Y = 30,03 \text{ m}'$

6.3.3 Tinggi Muka Air Setelah Ada Bendung

Dipakai rumus :

$$\text{"Verwoerd"} : k = (4/27) \cdot m^2 \cdot h^3 \cdot \left\{ \frac{1}{(h+p)} \right\}^2$$

$$\text{"Kreghten"} : m = 1,49 - 0,018 \left\{ 5 - \frac{h}{R} \right\}^2$$

$$Q_{\text{banjir}} = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot B \cdot \frac{2}{3} \cdot g \cdot H^{1,5}$$

Dimana : p = Elevasi mercu Bendung - Elevasi dasar sungai

$$= +26,35 - +18,9 = 7,45 \text{ m}$$

$$B = 93,0 \text{ m}$$

$$1932,0 = 1,33 \cdot 93 \cdot d^{1,5} \sqrt{9,81}$$

$$d^{1,5} = 4,99 \text{ m}'$$

$$d = 2,93 \text{ m}$$

$$H = \frac{3}{2} \times 2,93 = 4,4 \text{ m}$$

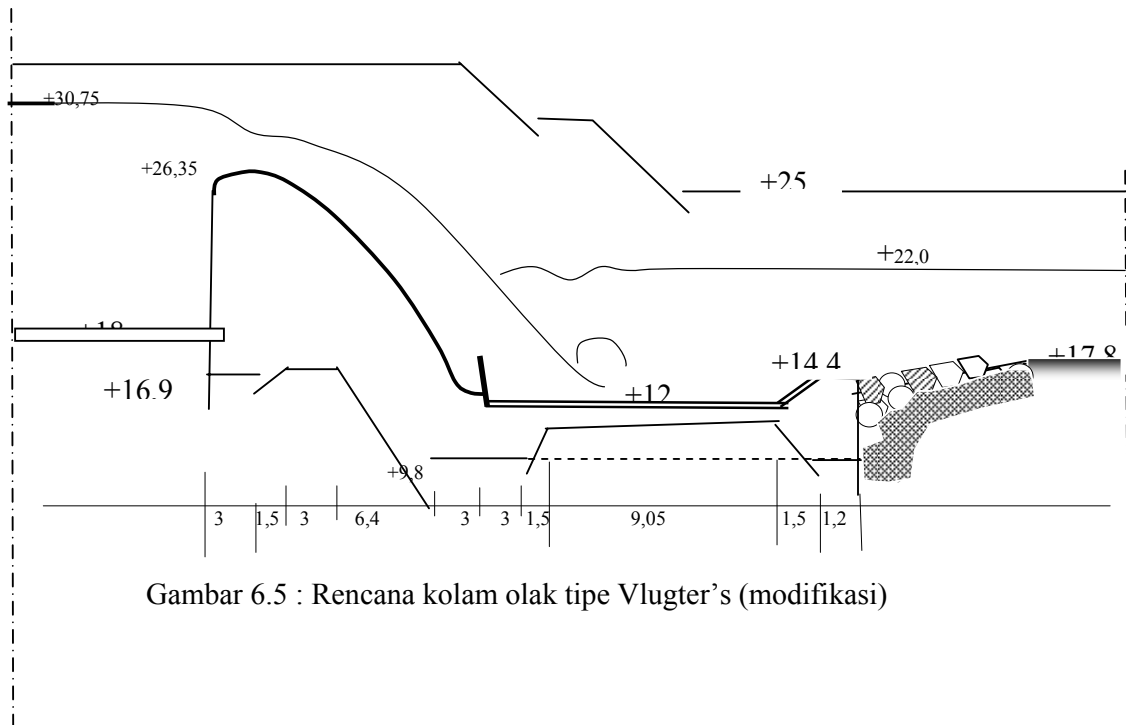
$$\text{Elevasi muka air setelah ada bendung} = 26,35 + 4,4 = +30,75 \text{ m}$$

- Elevasi air dihilir bendung = +21,99
- Kehilangan energi dihilir bendung = +0,10
- Elevasi tinggi energi dihilir bendung = +22,09
- $\Delta Z = +30,75 - +22,09 = 8,66 \text{ m}$

6.3.4 Kolam Olakan (peredam energi air banjir)

Dirancang Kolam Olak menurut kolam olak tipe Vlugter:

$$q = \frac{Q}{Be} = \frac{1932,0}{93} = 20,77 \text{ m}^3/\text{dt.m}$$



Gambar 6.5 : Rencana kolam olak tipe Vlugter's (modifikasi)

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{20,77^2}{9,81}} = 2,8 \text{ m'}$$

$$2,0 \leq \frac{\Delta Z}{h_c} \leq 15,0 \rightarrow 2,0 < \frac{8,66}{2,8} < 15,0$$

$$\frac{8,66}{2,8} = 3,1 \rightarrow 2,0 < \frac{8,66}{2,8} < 15,0$$

Tinggi air hilir dari dasar ambang kolam :

$$t = 3 h_c + 0,1 \Delta Z = 3 (2,8) + 0,1 (8,66) = 9,25 \text{ m}$$

Jadi elevasi dasar kolam olak adalah : $+22,09 - 9,25 = +12,84 \text{ m}$

Tinggi ambang ujung kolam :

$$a = 0,28 \cdot h_c \sqrt{h_c / \Delta Z} = 0,28 \cdot (2,8) \sqrt{0,33} = 0,6 \text{ m}$$

elevasi ambang *coffer* kolam olak $+12,84 + 0,6 = +13,44 \text{ m}'$

Modifikasi MDO $\rightarrow$ elevasi *coffer* $= 12,84 + 1,6 = +14,44$

Lebar ambang ujung $= 2 \times a = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

Panjang kolam Olak (L) :

$$L = D = R = \text{Elevasi mercu bendung} - \text{Elevasi kolam olak} = +26,35 - 12,80 =$$

$$L = 13,55 \text{ m}'$$

6.3.5 Lantai Muka

Pada kondisi air banjir :

- elevasi muka air hulu $= + 30,75$

- elevasi muka air hilir $= + 22,09$

$$\Delta H = 8,66 \text{ m}$$

Pada kondisi air normal / kondisi tidak ada air di hilir Bendung :

- elevasi muka air hulu $= + 26,35$

- elevasi ambang kolam olak $= + 12,80$

$$\Delta H = 13,55 \text{ m}$$

Untuk memperhitungkan panjang lantai muka maka di tinjau selisih tinggi muka air pada keadaan normal (tinggi air sama dengan mercu bendung) yang dianggap lebih membahayakan terhadap kestabilan tubuh bendung.

Bligh dan *Lane* menetapkan besarnya *Creep ratio* untuk berbagai jenis tanah. Untuk Bendung Manjuto ini telah diselidiki jenis tanahnya yaitu lempung lunak (Lampiran 11 dan Lampiran 12).

Creep Ratio untuk *Bligh* (CR) $= 6,0$

Creep Ratio untuk *Lane* (CL) $= 3,0$

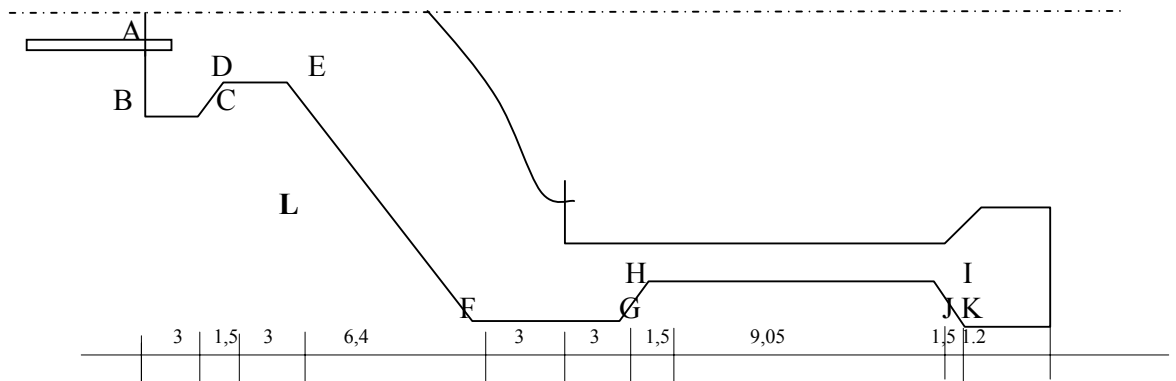
1. Cara Bligh

$$CR \leq \frac{L}{\Delta H}$$

$$\Delta H = 30,75 - 22,09 = 8,66 \text{ m'}$$

$$L = CR \times \Delta H = 6 \times 8,66 = 51,96 \text{ m'}$$

Panjang garis aliran yang terjadi dibawah tubuh bendung di hitung berdasarkan



Gambar 6.6 : rencana ukuran pondasi bendung

$$L' = AB + BC + CD + DE + EF + FG + GH + HI + IJ + JK + KL =$$

$$L' = 2 + 3 + \sqrt{1,5^2 + 1,5^2} + 3 + \sqrt{6,4^2 + 6,4^2} + 6 + \sqrt{1,5^2 + 1,5^2} + 9,05 + \sqrt{1,5^2 + 1,5^2} + 1,2 + 4,6 = 2 + 3 + 2,12 + 3 + 9,05 + 6 + 2,12 + 9,05 + 2,12 + 1,2 + 4,6 = 44,26 \text{ m}$$

Panjang rantai muka yang dibutuhkan adalah :

$$L_m = L - L'$$

$$L_m = 51,96 - 44,26 = 6,88 \text{ m} \approx 7,7 \text{ m}$$

Panjang rantai muka 7,7 m

2. Cara Lane

$$L = L_V + \frac{1}{3} L_H \geq C_L \cdot \Delta H$$

Dari gambar 6.6 dapat dihitung panjang aliran yang berada dibawah tubuh bendung .

$$\Sigma L_V = AB + CD + EF + GH + IJ + KL$$

$$\Sigma L_V = 2 + \sqrt{1,5^2 + 1,5^2} + \sqrt{6,4^2 + 6,4^2} + \sqrt{1,5^2 + 1,5^2} + \sqrt{1,5^2 + 1,5^2} + 4,64 = 2 + 2,12 + 9,05 + 2,12 + 2,12 + 4,64 = 22,05 \text{ m}$$

$$\Sigma L_H = BC + DE + FG + HI + JK =$$

$$\Sigma L_H = 3 + 3 + 6 + 9,05 + 1,2 = 22,25 \text{ m}$$

Panjang garis yang tersedia :

$$L' = L_V + \frac{1}{3} L_H = 22,05 + \frac{1}{3} \times 22,25 = 29,47 \text{ m}$$

Panjang garis minimum yang diperoleh :

$$CL = 3,0$$

$$L = C_L \cdot \Delta H$$

$$= 3 \times 8,66 = 25,98 \text{ m}$$

Panjang lantai muka yang diperlukan:

$$L_m = L - L'$$

$$= 25,98 - 29,47 = - 3,5 \text{ m}$$

Keadaan air banjir :

$$L_m (\text{lane}) < L_m (\text{Bligh}) = 7,7 \text{ m}$$

$$\text{Panjang lantai muka} = 7,7 \text{ m}$$

Keadaan air normal , dimana dihilir Bendung tidak ada air:

$$\Delta H = 13,55 \text{ m}$$

1. Cara *Bligh* :

$$L = C_r \cdot \Delta H$$

$$L = 6 \times 13,55 = 81,3 \text{ m}$$

$$L_m = 81,3 - 44,26 = 37,04 \text{ m}$$

2. Cara *Lane*

$$L = 3 \times 13,55 = 40,65 \text{ m}$$

$$L_m = 40,65 - 29,47 = 11,18 \text{ m}$$

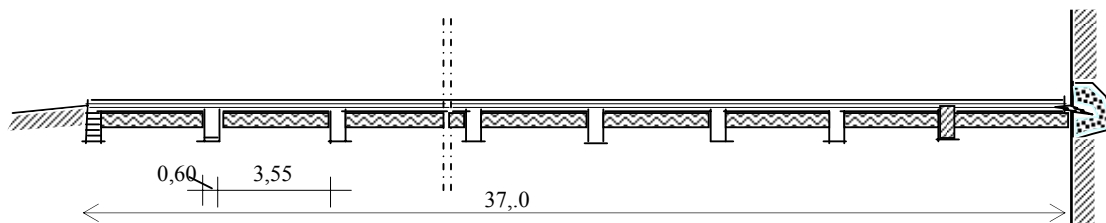
Ternyata Cara Bligh > cara Lane , maka panjang lantai muka dipakai yang terbesar

$$= 37,04 \text{ m} \sim 37,0 \text{ m}.$$

Panjang lantai muka diambil terpanjang baik dalam keadaan banjir maupun dalam keadaan normal :

Jadi panjang lantai muka = 37,0 meter dengan 9 koperan dengan lebar @ 0,60 m

Dan jarak antar koperan = 3,55 m seperti Gambar 6.7



Gambar 6.7 : Panjang Lantai muka yang diperlukan

6.3.6 Rip-rap (Lapis lindung dasar sungai dihilir bendung)

Jika menggunakan Rip-rap bongkah batu alam :

Panjang rip-rap dan jarak antara tubuh bendung dengan letak rip-rap dapat digunakan rumus-rumus:

$$L = 1,5 (h + t) - n.h$$

$$d = 0,1 (0,6 . h + 3.t - 1).$$

$$D_m = \left(\frac{C}{1,65} \right) . \left(\frac{V^2}{2.g} \right)$$

$$D_m = 0,79 \frac{V^2}{2.g}$$

Rip-rap yaitu susunan bongkahan batu alam yang berfungsi sebagai lapisan perisai untuk mengurangi kedalaman pengerusan setempat dan untuk melindungi tanah dasar dihilir peredam energi bendung.

Perhitungan :

Rumus USBR (Desain hidraulik Bendung Tetap, Moch.Memed,Dipl.H.E)

Kecepatan aliran dasar hilir :

$$Q = B \times h \times v \rightarrow 1932 = 113,5 \times 2,85 \times v \rightarrow v = 6,0 \text{ m/dt}$$

$$\text{Jadi diameter batu rip-rap adalah : } d = 0,79 \frac{v^2}{2.g} = 0,79 \times \frac{6^2}{19,62} = 1,09 \text{ m}$$

Karena sulit mendapatkan batu dengan diameter 1,09 meter , dirancang menggunakan balok-balok beton Ukuran $1,0 \times 1,0 \times 2,0 \text{ m}^2$

$$y_1 = \frac{q}{v_1} = \frac{44,93}{8,76} = 5,13 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g.y_1}} = \frac{8,76}{\sqrt{9,81 . 5,13}} = 1,24$$

$$y_2 = y_1 . 0,5 \sqrt{(1 + 8Fr)} - 1 = 7,46 \text{ m}$$

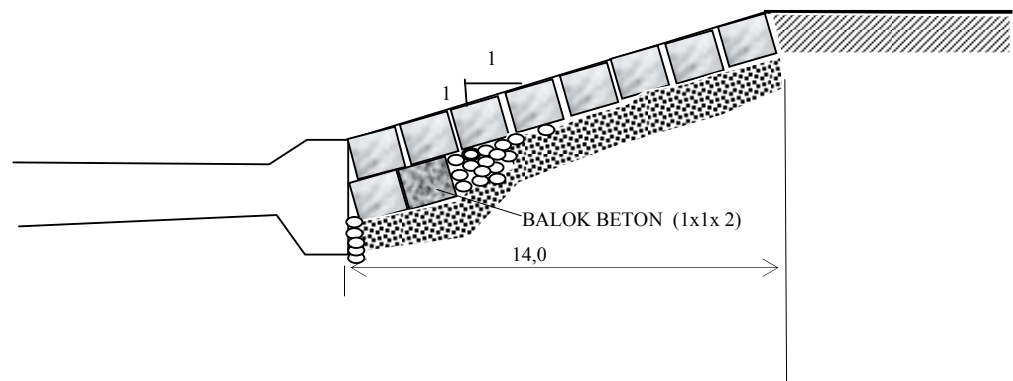
$$L_w = 6(y_2 - y_1) \dots\dots\dots(3.102) \\ = 6(7,46 - 5,13) = 13,98 \text{ m} \approx 14,0 \text{ m}$$

Redisain Bendung Manjuto

$$LB = Lw - a - (\sin 45^\circ \cdot R) \cdot 2$$

Dari hitungan diatas dirancang:

- panjang rip-rap = 14,0 m
- kedalaman rip-rap 2,0m untuk bagian hilir ambang akhir dan 1,5 m untuk bagian di dasar sungai hilir.



Gambar 6.8 : Rip-Rap

6.4 Bangunan Intake

Bangunan intake adalah suatu bangunan pada bendung yang berfungsi sebagai penyadap aliran sungai, mengatur pemasukkan air dan sedimen serta menghindarkan sedimen dasar sungai masuk ke intake. Terletak di bagian sisi bendung dan merupakan satu kesatuan dengan bangunan pembilas. Pada Bendung Manjuto ini intake dirancang di dua sisi bendung untuk dua daerah irigasi yang terletak di kedua sisi bendung,

Debit rencana pengambilan (Q) :

$$Q_p \text{ kanan} = 1,2 \times 10,13 = 12,16 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_p \text{ kiri} = 1,2 \times 10,13 = 12,16 \text{ m}^3/\text{dt}$$

6.4.1 Bangunan Pengambilan Sebelah Kanan.

- Elevasi ambang pengambilan ditentukan berdasarkan elevasi mercu bendung, rencanakan tinggi ambang dari dasar sungai 4,0 m, maka elevasi ambang pengambilan direncanakan :

$$+18,90 + 4,0 \text{ m} = +22,90 \text{ m}$$

- Elevasi ambang pengambilan diambil 0,2 m diatas kantong pasir dalam keadaan penuh guna mencegah terjadinya pengendapan sedimen di dasar intake.

$$+ 22,9 - 0,2 = +23,1 \text{ m}$$

- Elevasi kantong pasir dalam keadaan penuh (rencana) + 23,1 m

6.4.2 Profil Saluran Primer Kanan dan Kiri

- Q pengambilan = $10,13 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Q pengambilan yang diperhitungkan = $1,2 \times 10,13 \text{ m}^3/\text{dt} = 12,16 \text{ m}^3/\text{dt}$

Pada salauran pengambilan (saluran Primer) diambil ketentuan sebagai berikut :

$$m = 2 \quad b/h = 4,5 \rightarrow b = 4,5h$$

$$k = 45 \text{ m}^{1/3}/\text{dt} ; V = 0,70 \text{ m}/\text{dt}$$

$$\begin{aligned} A &= (b + mh) h \\ &= (4,5h + 2h)h = 6,5h^2 \end{aligned}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$12,16 = 6,5h^2 \cdot 0,70$$

$$h = 1,64 \text{ m}$$

$$b = 4,5 \cdot (1,64) = 7,38 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= b + 2h \sqrt{1 + m^2} \\ &= 7,38 + 2 \cdot 1,64 \sqrt{(1 + 2^2)} \\ &= 14,71 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A = 17,48 \text{ m}^2$$

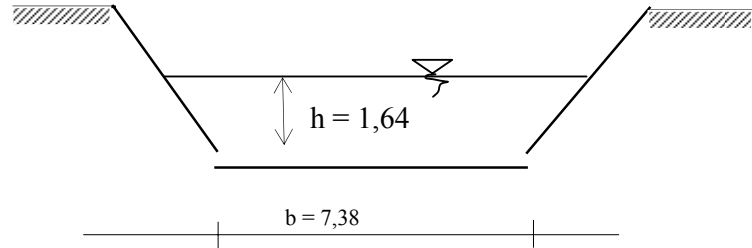
$$R = \frac{A}{P} = \frac{17,48}{14,71} = 1,19 \text{ m}$$

Berdasarkan Standarisasi saluran (KP – 03, hal 15)

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

$$0,70 = 45 \cdot 1,19^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$I = 0,00019 = 1,9 \cdot 10^{-4}$$



Gambar 6.9 Potongan Melintang Saluran Primer kanan dan kiri (sama)

Pintu Air Pengambilan :

- Kehilangan energi pada pintu pengambilan, $n = 0,05$; $z = 0,1$ m
- Kecepatan aliran di pintu pembilas : 1,5 m/dt
- Kecepatan Aliran pada ambang :

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot z} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1} = 1,4 \text{ m/dt} < 1,5 \text{ m/dt} \rightarrow \text{sedimen dapat mengendap}$$

- b_i = lebar bersih bukaan (m)
- μ = koefisien debit = 0,8

$$a = +25,8 - +24,8 - z - n = +0,85$$

$$Q_n = \mu \cdot b \cdot a \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

$$12,16 = 0,8 \times b_i \times 1 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1}$$

$$b_i = 10,86 \text{ m} \rightarrow \text{dipakai / direncanakan lebar pintu kayu jati} = 2,2 \text{ m}$$

$$\text{, maka banyak pintu} = \frac{10,86}{2,2} = 5 \text{ pintu}$$

Dengan 4 pilar @ 0,8 m. Jadi lebar saluran pengambilan = $b_p = 5 \times 2,2 + 4 \times 0,8 = 14,2 \text{ m}$

6.4.3 Dimensi Lebar Ambang Pengambilan

$$Q_n = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

dimana : $Q_n = 0,978 \text{ m}^3/\text{dt}$

$$\mu = 0,9$$

$$z = 0,05 \text{ m}$$

$$Q_n = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

$$12,16 = 0,9 \times b \times 1 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot 0,05}$$

$$b = 19,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar ambang pengambilan (B) dibuat } 1,5 \times b_p = 1,5 \times 14,2 = 21,3 \text{ m}$$

6.5 Perencanaan Bangunan Pembilas Utama

Pada saat banjir pintu pembilas ini ditutup, dan banjir akan lewat di atasnya, maka tinggi pintu pembilas harus setinggi mercu bendung. Sistem pembilasan direncanakan sebagai pembilas tidak kontinyu, karena sungai mengangkut batu-batu bongkah.

- Elevasi dasar bangunan pengambilan = + 23,1
- Elevasi rata-rata sungai = + 18,9
- Debit pengambilan = $1,2 \times 10,13 = 12,16 \text{ m}^3/\text{det.}$

dipakai 2 pintu @ 2,25 m' = 4,5 m'

pilar 1 buah 1,0 m

.....

Jadi lebar saluran pembilas = 5,5 m' (lihat Gambar 6.2)

Ukuran pintu pembilas Utama

Lebar pintu = 2,25 m

Tinggi pintu = 4,0 m

Tinggi satu balok diambil = 0,2 m

Muka air banjir + 33,73

Gaya tekanan air dihitung dengan rumus :

$$P_1 = \gamma_w \cdot h$$

Gaya tekanan lumpur dihitung dengan rumus :

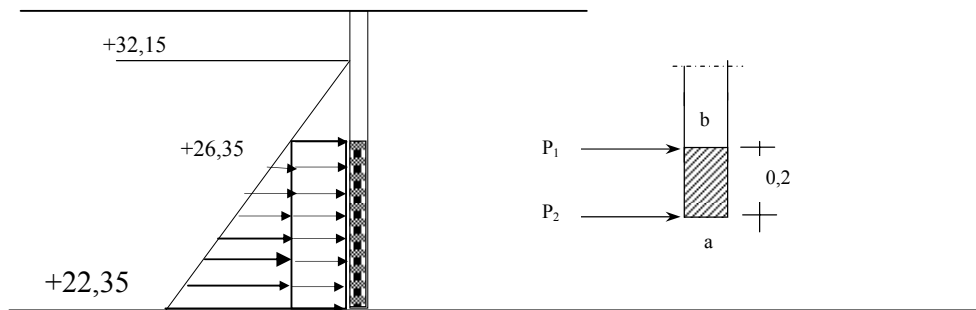
$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

Dimana :

$$\gamma_s = \text{berat jenis lumpur} = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = \text{sudut geser lumpur} = 30^\circ$$

$$h = \text{tinggi lumpur} = 1,00 \text{ m}$$



Gambar 6.10 : Diagram tekanan pada pintu air pembilas

Tekanan air dan lumpur:

- dibagian b :

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \gamma_w \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right) \\
 &= 1 \times (4,36 - 0,2) + \frac{1}{2} \times 1,6 \times (1 - 0,2)^2 \times 0,333 \\
 &= 4,16 + 0,17 = 4,33 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

- dibagian a :

$$\begin{aligned}
 P_2 &= \gamma_w \cdot h_2 + \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right) \\
 &= 1 \times 4,36 + \frac{1}{2} \times 1,6 \times 1^2 \times 0,333 \\
 &= 4,36 + 0,27 = 4,63 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Jadi tekanan :

$$P = \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) t = \left(\frac{4,33 + 4,63}{2} \right) \times 0,2 = 0,896 \text{ t/m}$$

Momen Maksimum Pintu :

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{8} \times q \times b^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 0,896 \times 1,5^2 = 0,324 \text{ tm} \\
 &= 32368 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

Digunakan kayu jati $\sigma_d = 80 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_d = \frac{M}{W}$$

$$80 = \frac{32368}{\frac{1}{6} \times 20 \times d^2} \rightarrow d = 11 \text{ cm}$$

Jadi tebal papan pintu (d) = 11 cm

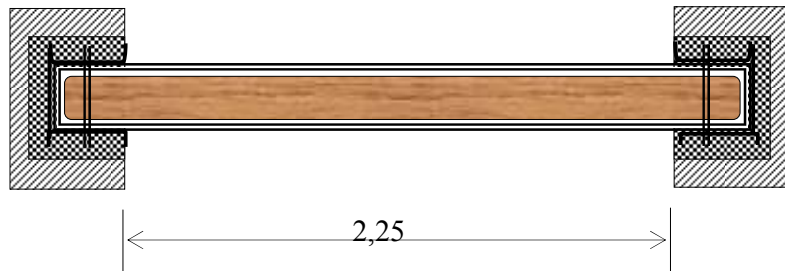
Hitungan Sponeng

Tebal papan (d) = 11 cm

$$c = 5 + \frac{d}{2} = 5 + \frac{11}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

$$a = c \times \frac{c}{10} + 3 = 10,5 \times \frac{10,5}{10} + 3 = 14,025 \text{ cm}$$

$$b = d + \frac{d}{10} + 3 = 11 + \frac{11}{10} + 3 = 15,1 \text{ cm}$$



Gambar 6.11 Tampak atas pintu Pembilas Utama

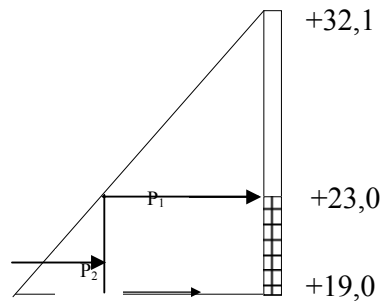
Hitungan Stang pintu pembilas

Lebar pintu = 2,25 m

Untuk menentukan Stang diperhitungkan terhadap :

- Tekanan air setinggi air banjir + 27,86

- Tekanan akibat berat sendiri pintu, maka koefisien gesek = 0,3 m



Tekanan air pada pintu $P_1 = 3,86 \times 1000 = 3860 \text{ kg/m}^2$

Tekanan air pada $P_2 = 4,36 \times 1000 = 4360 \text{ kg/m}^2$

Tekanan air $= \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{3860 + 4360}{2} = 4110 \text{ kg/m}^2$

Jumlah tekanan pada pintu :

$1,5 \times 3,86 \times 4,11 = 23,797 \text{ ton}$

Bj kayu $= 0,9 \text{ t/m}^3$

Berat sendiri kayu $= 0,11 \times 0,5 \times 1,71 \times 0,9 = 0,085 \text{ ton}$

Berat sendiri besi $= 0,7 \text{ ton}$

Kekeuatan tarik $= 23,797 \times 0,4 + (0,085 + 0,7) = 10,3 \text{ ton}$

Untuk 1 stang $= \frac{10,3}{2} = 5,15 \text{ ton}$

Kekuatan tekan $= \text{tekanan pada pintu} \times \text{koef geser} - \text{berat sendiri pintu}$
 $= 23,797 \times 0,4 - (0,085 + 0,7) = 8,73 \text{ ton}$

Untuk 1 stang $= \frac{8,73}{2} = 4,4 \text{ ton}$

Perhitungan pada tarik :

$P = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 6$

$5150 = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 6 \rightarrow d = 33 \text{ mm}$

Perhitungan pada tekan

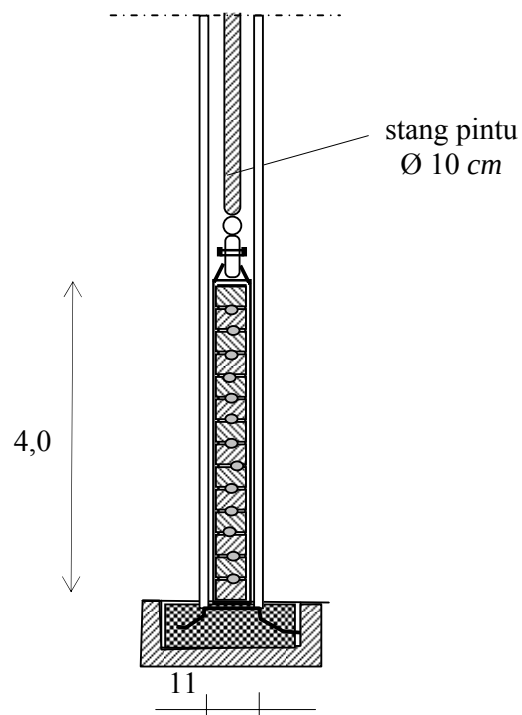
Angka keamanan 5

$$E = 2 \times 10^6 \text{ ; } I = 1/64 \pi d^4$$

$$5 \times P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \rightarrow 5 \times 4400 = \frac{31^3 d^4 \times 10^6}{64 \times 640^2}$$

$$d^4 = \frac{5 \times 4400 \times 64 \times 640^2}{31 \times 2 \times 1000000} = 9301,9 \rightarrow d = 9,8 \approx 10 \text{ cm}$$

Jadi ukuran stang pintu dengan diameter (d) = 10 cm



Gambar 6.11.b Tampak samping pintu bilas dari kayu jati dengan rangka besi

6.6 Perencanaan Saluran Penangkap Pasir

6.6.1 Saluran Penangkap Pasir Sebelah Kanan dan Kiri

A. Pada saat eksploitasi normal, kantong pasir dalam keadaan penuh.

- Volume kantong lumpur

$$Q_n = 12,16 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$T = 7 \text{ hari} = 3600 \times 24 \times 7 \text{ dt}$$

$$V = 0,0005 \times Q_n \times T$$

$$= 0,0005 \times 12,16 \times (3600 \times 24 \times 7) = 3677,18 \text{ m}^3 \approx 3680 \text{ m}^3$$

- Penentuan I_n (pada keadaan normal)

$V_n = 0,3 \text{ m/dt} \rightarrow V_n \leq 0,4 \text{ m/dt}$, untuk mencegah tumbuhnya vegetasi dan supaya partikel-partikel yang lebih besar tidak mengendap di hilir kantong lumpur.

$Q_n = 12,16 \text{ m}^3/\text{dt}$, Dari Tabel 3.1 Kp-03, maka didapat ketentuan sebagai berikut :

$$m = 1 ; n = b/h = 4,2-4,9 \rightarrow \text{interpolasi } b/h = 4,403 \rightarrow b = 4,403 h$$

$$k = 45 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$$

$$Q_n = A_n \times V_n$$

$$A_n = \frac{Q_n}{V_n} = \frac{12,16}{0,4} = 30,4 \text{ m}^2$$

$$A_n = (b + mh) h$$

$$30,4 = (4,403 h + 2 h) h$$

$$30,4 = 6,403 h^2$$

$$\rightarrow h = 2,18 \text{ m} \text{ maka } b = 9,6 \text{ m}$$

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

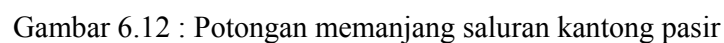
$$= 9,6 + 2 \times 2,18 \times \sqrt{1 + 2^2} = 19,35 \text{ m}$$

$$\text{kemiringan saluran kantong pasir} = \text{In} = 0,43 \cdot 10^{-4}$$

- **Penentuan I_s** , (kemiringan energi selama pembilasan, kantong dalam keadaan kosong)

$$V_s = 1,5 \text{ m/dt (dirancang)}$$

$$K_s = 45 \text{ m}^{1/3}/\text{dt} \text{ (untuk pembilasan)}$$



$$A_s = \frac{Q_s}{V_s} = \frac{12,16}{1,5} = 8,40 \text{ m}^2$$

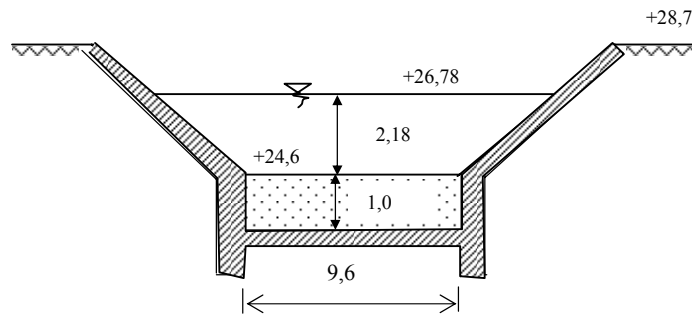
$$h_s = \frac{A_s}{B} = \frac{8,40}{9,6} = 0,875 \text{ m} \rightarrow 1,0 \text{ m}$$

$$P_s = b + 2h_s$$

$$P_s = 9,6 + 2 \times 1,0 = 11,6 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{A_s}{P_s} = \frac{8,40}{11,60} = 0,724$$

$$I_s = \frac{V_s^2}{(R_s^{2/3} + K_s)^2} = \frac{1,5^2}{(0,81 + 45)^2} = \frac{2,25}{2098,56} = 0,0011$$



Gambar 6.13 Penampang kantong lumpur sebelah kanan dan kiri

Agar pembilasan dapat dilakukan dengan baik, kecepatan aliran harus tetap dijaga agar selalu sub kritis, $Fr < 1$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{1,5}{\sqrt{9,8 \times 0,4}} = 0,758 < 1 \rightarrow \text{oke}$$

Dari diagram Shield (lampiran 9)dapat di peroleh diameter partikel maksimum yang akan terbilas.

$$\tau = \rho \times g \times h_s \times I_s$$

$$= 1000 \times 9,8 \times 1,0 \times 0,0011 = 10,80 \text{ N/m}^2$$

Partikel-partikel yang lebih kecil dari 15 mm akan bergerak hanyut..

Panjang kantong lumpur

Panjang saluran kantong pasir/lumpur dengan asumsi butir terkecil yang diangkut

d_{0,07} dengan kecepatan endap $W = 2,5 \text{ mm/dt}$

$$\frac{h_n}{W} = \frac{L}{V_n} = \frac{2,18}{0,0025} = \frac{L}{0,4}$$

$L = 348,8 \text{ m} \rightarrow \text{dirancang panjang kolam penangkap pasir } 350 \text{ meter}$

6.6.2 Bangunan Pembilas/Penguras Kantong Pasir

Bangunan pembilas direncanakan menggunakan sistem pembilasan tidak kontinyu.

$$b \times h_s = b_{nf} \times h_f$$

Bangunan pintu pembilas

Dibuat bukaan satu pintu, dengan lebar pintu (b_{nf})

$$b = 9,6 \text{ m}$$

$$h_s = 1,0 \text{ m}$$

$$b \times h_s = b_{nf} \times h_f$$

Dirancang menggunakan pintu :

$$b_{nf} = 3 \text{ pintu @ } 2,0 \text{ m} = 6 \text{ m}$$

$$9,6 \times 1,0 = b_{nf} \times h_f$$

$$9,6 = 6 h_f$$

$$h_f = 1,6 \text{ m}$$

Jadi kedalaman tambahan adalah : $h_f - h_s = 1,6 - 1,0 = 0,6 \text{ m}$

Kecepatan aliran pada saluran pembilas diambil 1,5 m/dt, kemiringan talud diambil 1:1. Kemiringan yang diperlukan dapat ditentukan dengan rumus strickler dengan

$$K_s = 45 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}.$$

$$\text{- Elevasi dasar sungai} = + 18,90$$

$$\text{- Elevasi m.a. banjir} = + 22,09$$

Saluran dari pasangan batu , $V_{maks} = 2,0 \text{ m/dt}$

Dari perencanaan bangunan pembilas di dapatkan data sebagai berikut: b_f

$$= 6,0 \text{ m}$$

$$h_f = 1,6 \text{ m}$$

$$K_s = 45 \text{ m}^{1/3} / \text{dt}$$

$$m = 1$$

$$A_f = b_{hf} \times h_f$$

$$= 6 \times 1,6 = 9,6 \text{ m}^2$$

$$A_f = (n + mh)h$$

$$9,6 = (3 + 1.h)h$$

$$9,6 = 3h + h^2 \rightarrow h = 1,95 \text{ m}$$

$$b = 3 \times 1,95 = 5,85 \text{ m} \rightarrow \mathbf{b = 6,0 \text{ m}}$$

$$A_f = (3 + 1 \cdot 1,95) 1,95 = 9,65$$

$$P_f = b_f + 2 \cdot h_f \sqrt{1 + m^2} = 6 + 2 \cdot 1,95 \times 1,414 = 11,52 \text{ m}$$

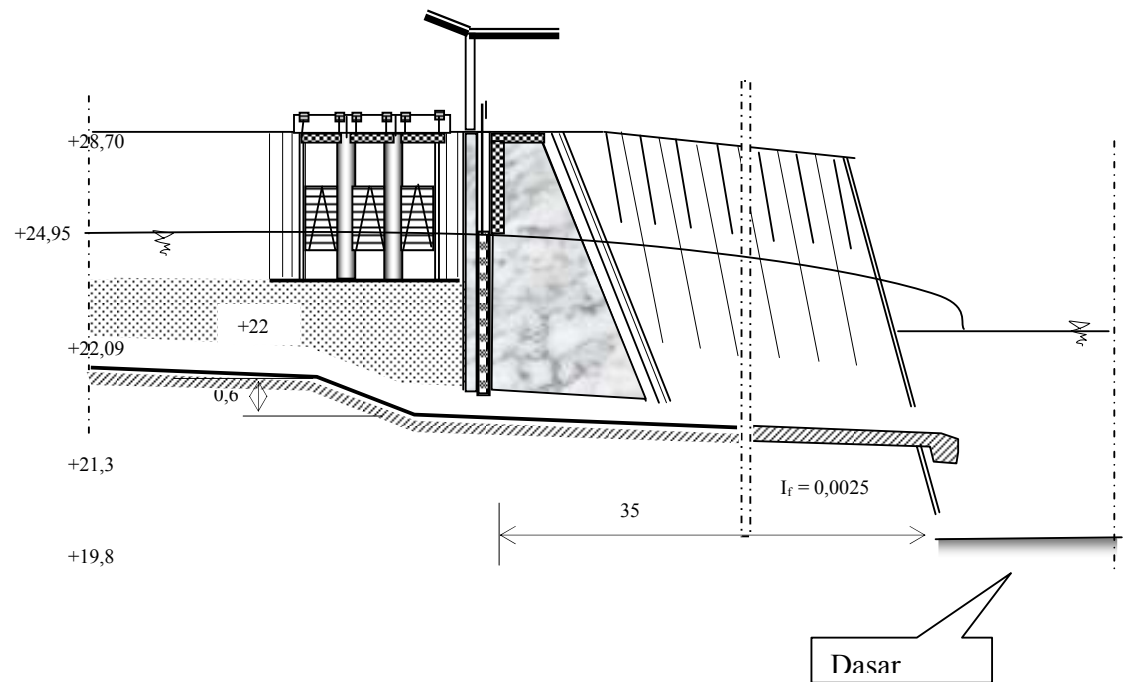
$$R_f = \frac{A_f}{P_f} = 0,84 \text{ m}^2$$

$$V_f = K_s \cdot R_f^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

$$2 = 45 \times 0,84^{2/3} \times i_f^{1/2}$$

$$i_f = 0,0025$$

Jadi kemiringan saluran penguras kantong pasir $I_f = 0,0025$



Gambar 6.14 Potongan memanjang akhir sal.pembilas pada sungai

6.7 Perencanaan Tanggul

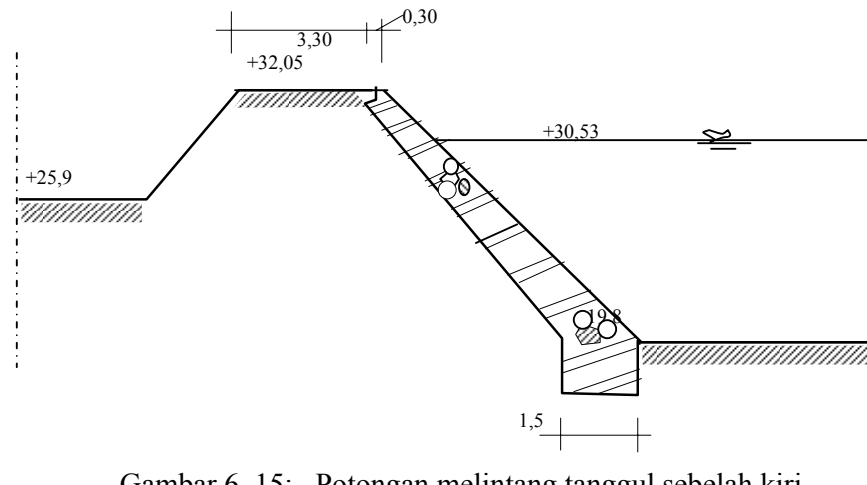
1. Tanggul sebelah kiri dan kanan

- ♦ Elevasi muka tanah pada tebing sungai +25,9
- ♦ Tinggi energi hulu = elevasi m.a setelah pembendungan

$$= \text{elevasi mercu} + H$$

$$= +26,35 + 4,40 = +30,75 > 25,9 \text{ m}$$

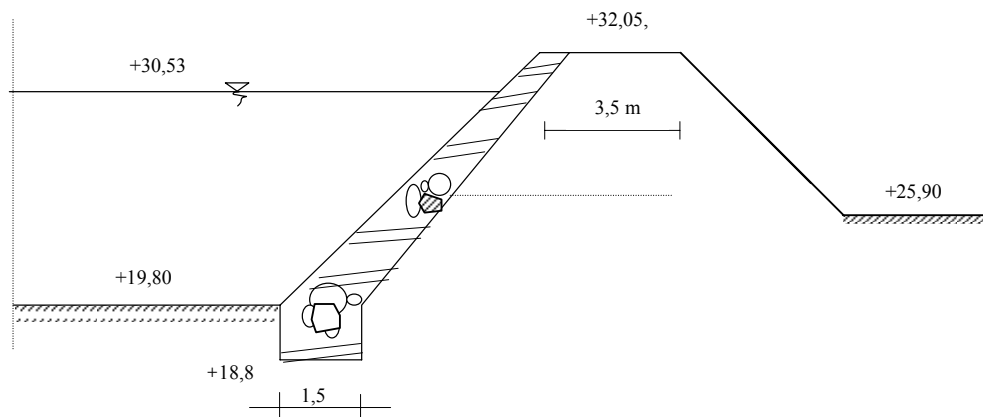
$$\rightarrow \text{diperlukan tanggul}$$
- ♦ Tinggi jagaan tanggul diambil $F = 2,0 \text{ m}$
- ♦ Jadi, elevasi muka tanggul $= +30,75 + 2,0 = +32,75 \text{ m}$



Gambar 6.15: Potongan melintang tanggul sebelah kiri

2. Tanggul sebelah kanan

- ♦ Elevasi muka tanah pada sungai +25,90
- ♦ Tinggi energi hulu = elevasi m.a setelah pembendungan
 $= \text{elevasi mercu} + H$
 $= +26,35 + 4,18 = +30,53 > 25,90 \text{ m}$
 $\rightarrow \text{diperlukan tanggul}$
- ♦ Tinggi jagaan tanggul diambil $F = 1,5 \text{ m}$
- ♦ Jadi, elevasi muka tanggul $= +30,53 + 1,5 = +32,05 \text{ m}$



Gambar 6. 16 Potongan melintang tanggul sebelah kanan

6.8 Stabilitas Bendung

1. Stabilitas bendung selama debit rendah:

- ♦ Elevasi air hulu bendung = elevasi mercu bendung = +26,35 m
- ♦ Elevasi muka air hilir = elevasi ambang kolam olak = + 12,80 m

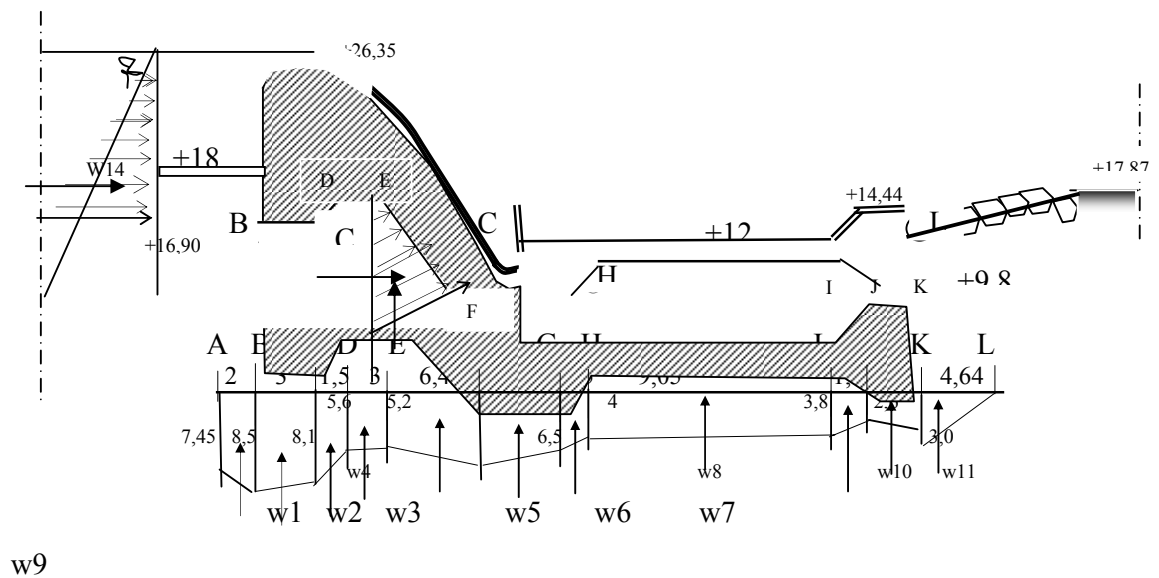
Gaya - gaya yang bekerja pada bendung adalah :

- a. Gaya "Up-Lift" pressure
- b. Gaya berat tubuh bendung
- c. Gaya gempa
- d. Gaya tekanan hidrostatik

6.8.1 Gaya "Up-Lift Pressure"

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{\sum L} \Delta H$$

Ditinjau pada keadaan air dengan elevasi sama dengan elevasi mercu bendung



Gambar_6.17 : Diagram tekanan air keatas

$$\Delta H = +26,35 - +12,8 = 13,50 \text{ m}$$

$$\Sigma L = L_v + \frac{1}{3} L_h = 22,05,17 + \frac{1}{3} .22,25 = 29,47 \text{ m}$$

$$H_A = 26,35 - 18,9 = 7,45$$

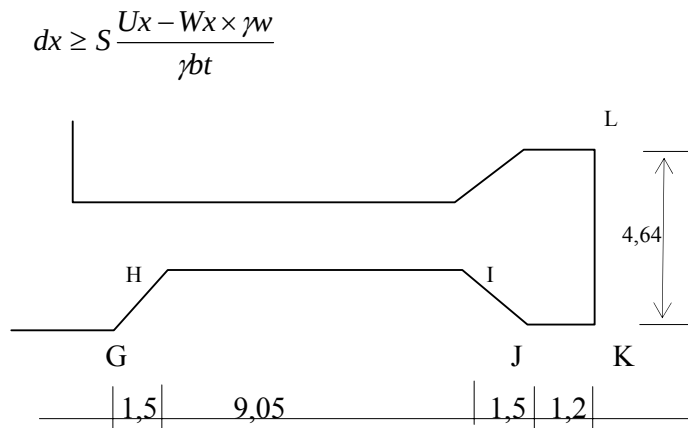
Redisain Bendung Manjuto

$$\begin{aligned}
 U_A &= H_A - \frac{L_A}{\Sigma L} \times 13,5 = 7,45 - \frac{0}{29,47} \times 13,5 = 7,45 \text{ kg/m}^2 \\
 U_B &= H_B - \frac{L_B}{\Sigma L} \times 13,5 = 9,45 - \frac{2}{29,47} \times 13,5 = 8,5 \text{ kg/m}^2 \\
 U_C &= H_C - \frac{L_C}{\Sigma L} \times 13,5 = 9,45 - \frac{3}{29,47} \times 13,5 = 8,1 \text{ kg/m}^2 \\
 U_D &= H_D - \frac{L_D}{\Sigma L} \times 13,5 = 7,95 - \frac{5,12}{29,47} \times 13,5 = 5,6 \text{ kg/m}^2 \\
 U_E &= H_E - \frac{L_E}{\Sigma L} \times 13,5 = 7,95 - \frac{6,12}{29,47} \times 13,5 = 5,2 \text{ kg/m}^2 \\
 U_F &= H_F - \frac{L_F}{\Sigma L} \times 13,5 = 14,35 - \frac{15,2}{29,47} \times 13,5 = 7,4 \text{ kg/m}^2 \\
 U_G &= H_G - \frac{L_G}{\Sigma L} \times 13,5 = 14,35 - \frac{17,2}{29,47} \times 13,5 = 6,5 \text{ kg/m}^2 \\
 U_H &= H_H - \frac{L_H}{\Sigma L} \times 13,5 = 12,85 - \frac{19,32}{29,47} \times 13,5 = 4,0 \text{ kg/m}^2 \\
 U_I &= H_I - \frac{L_I}{\Sigma L} \times 13,5 = 12,85 - \frac{22,34}{29,47} \times 13,5 = 3,8 \text{ kg/m}^2 \\
 U_J &= H_J - \frac{L_J}{\Sigma L} \times 13,5 = 14,35 - \frac{24,46}{29,47} \times 13,5 = 2,6 \text{ kg/m}^2 \\
 U_K &= H_K - \frac{L_K}{\Sigma L} \times 13,5 = 14,35 - \frac{24,86}{29,47} \times 13,5 = 3,0 \text{ kg/m}^2 \\
 U_L &= H_L - \frac{L_L}{\Sigma L} \times 13,5 = 13,5 - \frac{29,47}{29,47} \times 13,5 = 0,0 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap patah tarik

Guna menghindari terjadinya patah tarik pada bagian hilir bendung dimana tebal kolam olak di hitung dengan rumus :

Redisain Bendung Manjuto



Gambar 6.18 : Kontrol tebal lantai kolam olak

Berat jenis Bendung $2,4 \text{ t/m}^2$

- ♦ Sejarak 21,12 m dari hilir

$$d_H = 2,0 \text{ m} : U_H = 4,0 \text{ T/m}^2 ; S = 1,5$$

$$W_H = 0$$

$$4,0 - 0$$

$$2,0 < 1,5 \times \frac{\quad}{2,4}$$

$$2,4$$

$$2,0 \text{ m} < 2,5 \text{ m} \rightarrow \text{tidak aman}$$

Tebal lantai kolam olak dirancang 2,5 m

- ♦ Sejarak 3,8 m dari hilir

$$d_I = 2,0 \text{ m} : U_I = 3,8 \text{ T/m}^2 ; S = 1,5$$

$$W_x = 0$$

$$3,8 - 0$$

$$2,0 < 1,5 \times \frac{\quad}{2,4} \rightarrow 2,0 \text{ m} < 2,38 \text{ m} \rightarrow \text{tidak aman}$$

$$2,4$$

Tebal kolam olak di titik I dirancang 2,38 m

Tabel 6.3. Perhitungan momen dan gaya Up-Lifft keadaan normal (lihat gambar 6.19)

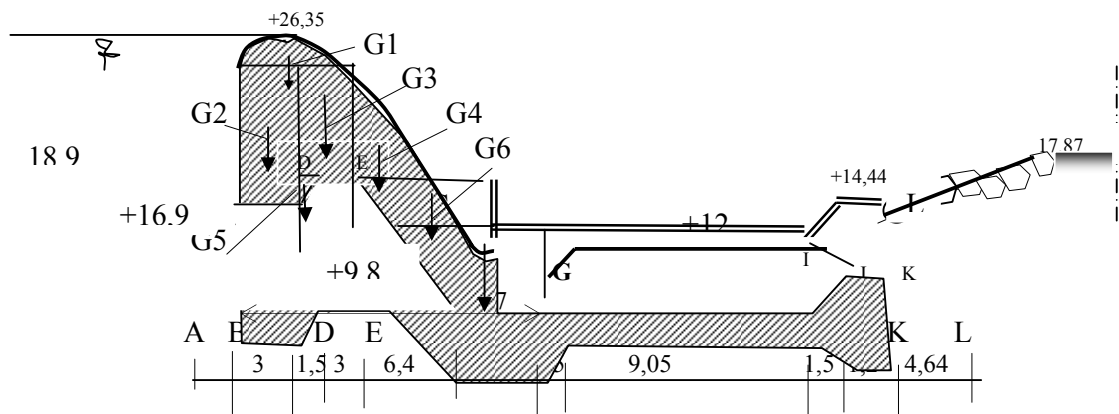
Gaya	Luas $\times$ Tekanan	Gaya (Ton)		Lengan (m)	Momen G_h (Tm)	Momen G_v (Tm)
		H $\rightarrow$	V $\uparrow$			
W1	0,5 (7,4+8,5)2		15,9	20,9		332,31
W2	0,5(8,5+8,1)3		24,9	18,4		458,16
W3	0,5(8,1+5,6)1,5		10,28	16,15		166,02
W4	0,5(5,6+5,2)3		16,2	13,9		225,18
W5	0,5(5,2+7,4)6,4		40,32	9,2		370,94
W6	0,5(7,4+6,5)6		41,7	3		125,1
W7	0,5(6,5+4,0)1,5		7,88	1,5		-11,82
W8	0,5(4,0+3,8)9,05		35,3	6,03		-212,86
W9	0,5(3,8+2,6)1,5		4,8	11,3		-54,24
W10	0,5(2,6+3,0)1,2		3,36	12,65		-42,50
W11	0,5(4,0x4,64)		9,28	14,8		-137,34
W12	0,5x4,5x9,05x0,5	10,2		2,1	21,42	
W13	0,5x4,5x9,05x0,5		10,2	8,1		82,62
W14	0,5 x 9,45x9,45	44,65		8,05	359,43	
		$\Sigma H=54,85$	$\Sigma V=220,12$		$\Sigma M_H=380,85$	$\Sigma M_V=1301,57$

6.8.2 Gaya Berat Bendung

Pada perhitungan kestabilan konstruksi tubuh bendung diambil berat dan momennya tiap 1 m lebar dengan dipandang pada pias potongan (I-I) sampai potongan (II-II). Berat jenis pasangan batu ($\gamma_{\text{batu}} = 2,3 \text{ t/m}^3$).

Tabel 6.4 Perhitungan berat konstruksi bendung dan momen Vertikal

Gaya	Berat Konstruksi (G) (Ton) ↓	Jarak thd G (m)	Momen (Tm)
G1	$0,25 \times 3,14 \times 3,75^2 \times 2,3 = 25,4$	16,15	-410,21
G 2	$3 \times 5,7 \times 2,3 = 39,33$	18,4	-723,67
G 3	$4,5 \times 4,2 \times 2,3 = 43,47$	14,65	-636,84
G 4	$0,5 \times 9,4 \times 4,2 \times 2,3 = 45,40$	9,27	-420,86
G 5	$0,5 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,3 = 2,59$	16,4	-42,48
G 6	$0,5 (9,4+6) 3,2 \times 2,3 = 56,67$	7,7	-436,36
G 7	$0,5(9+6) 3,2 \times 2,3 = 55,2$	4,5	-248,4
	$\Sigma G = 268,06$		$\Sigma MG = -2918,82$



Gambar 6.19 : gaya-gaya berat sendiri bendung

6.8.3 Gaya Akibat Gempa

Untuk menghitung gaya akibat gempa, maka dipakai rumus :

$K = k \times G$ (Soewarno,Ir, 1972, PERHITUNGAN BENDUNG TETAP,
Direktorat Jenderal Pengairan)

Dimana : K = Gaya akibat gempa, diambil arah horizontal ($\rightarrow$)

k = koefisien gempa

G = berat tubuh bendung:

- tanah dasar termasuk aluvium

- $n = 1,56$; $m = 0,89$

- zone (z) = 1

- periode ulang 100 *thn* (ac) = 160

$$ad = n \times (ac \times z)^m = 1,56 \times (160 \times 1)^{0,89} = 142,821 \text{ cm/dt}^2$$

$$k = ad / g = \frac{142,821}{9,81 \times 10^2} = 0,146$$

Tabel 6.5 Perhitungan gaya dan momen akibat gempa

Gaya	G (Ton)	k	K (Ton) $\longrightarrow$	Lengan (m)	Momen (Tm)
G1	25,4	0,146	3,71	12,8	47,49
G 2	39,33	0,146	5,74	7,75	44,49
G 3	43,47	0,146	6,35	8,5	54,0
G 4	45,40	0,146	6,63	7,8	51,71
G 5	2,59	0,146	0,38	5,9	2,24
G 6	56,67	0,146	8,27	4,8	39,70
G 7	55,2	0,146	8,06	1,6	12,9
			$\Sigma G = 39,14$		$\Sigma MG = 252,53$

6.8.4 Rencana Pembebanan

Tabel 6.6 Beban Rencana dalam keadaan air normal

No	Jenis Beban	Gaya (Ton)		Momen (Tm)	
		H (Ton)	V (Ton)	MGh (Tm)	MGv (Tm)
1	Berat sendiri	-	268,06	-	-2918,82
2	Tekanan Up-Lift	54,85	220,12	380,85	1301,57
3	Beban Tetap	54,85	47,94	380,85	-1617,25
4	Beban Gempa	39,14	-	252,53	-
5	Beban Sementara	93,99	47,94	633,38	1617,25

Stabilitas bendung keadaan normal, ditinjau terhadap :

1. Penggulingan

Beban tetap:

$$SF = \frac{\sum M_{Gv}}{\sum M_{Gh}} > 1,5$$

$$SF = \frac{1617,25}{380,85} = 4,25 > 1,5 \rightarrow \text{aman (malah agak boros)}$$

Beban Sementara :

$$SF = \frac{\sum M_{Gv}}{\sum M_{Gh}} > 1,5$$

$$SF = \frac{1617,25}{633,38} = 2,55 > 1,5 \rightarrow \text{aman}$$

1. Penggeseran

f = Koefisien geser = 0,75

a. Beban Tetap : $SF = \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \geq 1,5$

$$SF = \frac{47,94 \times 0,75}{54,85} = 0,87 < 1,5$$

$$SF = 0,87 < 1,5 \dots\dots\dots \text{tidak aman}$$

b Beban Sementara : $SF = \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \geq 1,5$

$$SF = \frac{47,94 \times 0,75}{93,99} = 0,4$$

$$= 0,4 < 1,5 \dots\dots\dots \text{tidak aman}$$

Kesimpulan : ukuran badan bendung harus diperbesar sedikit lagi supaya aman

2. Kontrol terhadap kern / eksentrisitas

a. Beban Tetap :

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} < \frac{1}{6}B \\ &= \frac{10,5}{2} - \frac{(873,478 - 426,678)}{114,053} < \frac{1}{6}10,5 \\ &= 1,333 < 1,75 \dots\dots\dots \text{Aman} \end{aligned}$$

b. Beban sementara :

$$\begin{aligned} &= \frac{10,5}{2} - \frac{(873,478 - 568,88)}{114,053} < \frac{1}{6}10,5 \\ &= 1,67 < 1,75 \dots\dots\dots \text{Aman} \end{aligned}$$

3. Kontrol terhadap tekanan tanah yang timbul

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

Beban tetap :

$$\sigma = \frac{114,053}{10,5} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 1,333}{10,5} \right)$$

$$\sigma_{\text{maks}} = 19,136 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma} = 24,62 \text{ T/m}^2 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 2,596 \text{ T/m}^2 > 0$$

Beban Sementara :

$$\sigma = \frac{114,053}{10,5} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 1,67}{10,5} \right)$$

$$\sigma_{\text{maks}} = 21,224 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma} = 24,62 \text{ T/m}^2 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 0,5 \text{ T/m}^2 > 0$$

4. Kontrol tegangan ijin tanah

$$C = 0,5 \text{ kg/cm}^2 = 5 \text{ t/m}^2 ; \gamma_t = 1,66 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 33^\circ \rightarrow N_\gamma = 30 ; B = \text{Lebar pondasi} = 10,5 \text{ m}$$

$$N_c = 38 ; D_f = \text{kedalaman pondasi} = 5,5 \text{ m}$$

$$N_q = 20$$

$$q_{\text{ult}} = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

$$= 5 \times 45 + 1,66 \times 5,5 \times 30 + 0,5 \times 10,5 \times 1,66 \times 29 = 524,05 \text{ T/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{tanah}} = \frac{q_{\text{ult}}}{3} = \frac{524,05}{3} = 174,683 \text{ T/m}^2 > 24,62 \text{ T/m}^2 \text{ OK}$$

6.9 Stabilitas Tembok Penahan Tanah Sayap Bendung

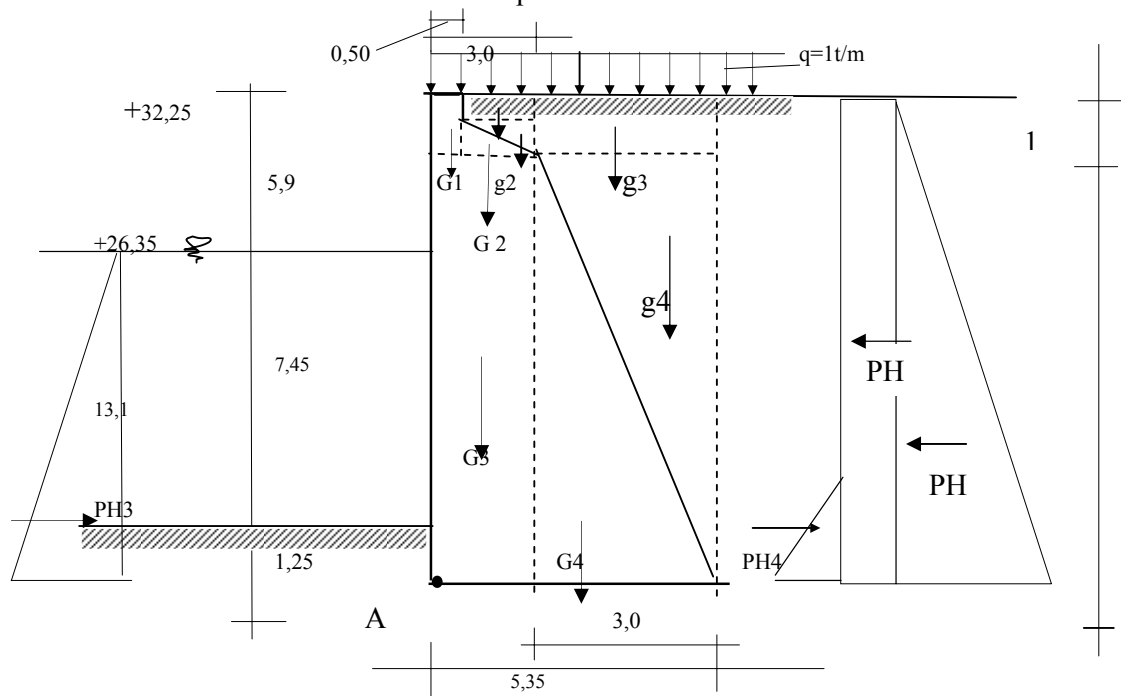
Data tanah yang diperlukan untuk mengontrol stabilitas tembok penahan tanah adalah

- Berat volume pasangan batu (γ_{bt}) = 2,2 t/m³
- Berat volume tanah basah (γ_b) = 1,660 t/m³
- Derajat kekenyangan air = 56,41 %
- Sudut geser dalam butir tanah (ϕ) = 33°

- Sudut geser antara dinding dan tanah (Φ') = 27°

Analisis gaya-gaya yang bekerja

- a. Akibat tekanan tanah aktif dan pasif



Gambar 6.20 Gaya dan Diagram tekanan tembok penahan tanah

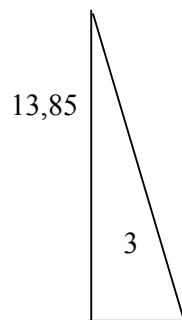
Tabel 6.7 Gaya verikal dan momen total

Bagian	Gaya vertical (W) Ton	Lengan terhadap titik A (m)	Momen (Tm)
G1	$0,5 \times 1,5 \times 2,2 = 1,65$	0,25	0,4125
G2	$0,5 \times 1 \times 1,85 \times 2,2 = 2,035$	1,175	2,39
G3	$2,35 \times 13,1 \times 2,2 = 67,73$	1,175	79,58
G4	$0,5 \times 13,1 \times 3 \times 2,2 = 43,23$	3,35	144,82
g1	$0,5 \times 1,85 \times 1,66 = 1,54$	1,425	2,20
g2	$0,5 \times 1 \times 1,85 \times 1,66 = 1,54$	1,73	2,67
g3	$3 \times 1,5 \times 1,66 = 7,47$	3,85	28,76
g4	$0,5 \times 13,1 \times 3 \times 1,66 = 32,62$	4,35	141,9
	$\Sigma W1 = 156,275$		$\Sigma M_A = 402,73$

Titik berat semua beban vertical terhadap titik A

$$e1 = \frac{\Sigma M}{\Sigma W} = \frac{402,73}{156,375} = 2,57 \text{ m (tanpa beban gempa)}$$

Perhitungan koefisien tanah :



Gambar 6.21 Miring tanah dan sudut tembok bagian bawah

$$\alpha = \arctan \frac{13,85}{3} = 79,91^\circ$$

- Koefisien tanah aktif (Ka)

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \Phi') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \Phi') \cdot \sin(\Phi - \delta)}{\sin(\alpha - \Phi') \cdot \sin(\alpha + \delta)}} \right]^2}$$

- Koefisien tanah pasif (Kp)

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \Phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \Phi') \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \Phi') \cdot \sin(\Phi + \delta)}{\sin(\alpha + \Phi') \cdot \sin(\alpha + \delta)}} \right]^2}$$

Dimana :

Ka = Koefisien tekanan tanah aktif

Kp = Koefisien tekanan tanah pasif

α = Sudut dinding bagian bawah

Φ = Sudut gesek dalam antar butir tanah

Φ' = Sudut gesek antara tanah dan dinding

δ = Kemiringan tanah

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\sin^2(79,91 + 33)}{\sin^2 79,91 \cdot \sin(79,91 - 27) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(33 + 27) \cdot \sin(33 - 0)}{\sin(79,91 - 27) \cdot \sin(79,91 + 0)}} \right]^2} \\ &= \frac{0,848}{0,9693 \cdot 0,7977 \cdot 3,1505} = 0,348 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \frac{\sin^2(79,91 - 33)}{\sin^2 79,91 \cdot \sin(79,91 + 27) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(33 + 27) \cdot \sin(33 + 0)}{\sin(79,91 + 27) \cdot \sin(79,91 + 0)}} \right]^2} \\ &= \frac{0,65}{0,9693 \cdot 0,9568 \cdot 0,0855} = 8,197 \end{aligned}$$

Tabel. 6.8 Gaya Horizontal dan Momen

Bagian	Berat Horizontal (PH) Ton	Lengan thd A (m)		Momen (Tm)		Ttk Berat Gaya Total
		y	x	My	Mx	
PH ₁	$1,0 \times 14,85 \times 0,348 = 4.259$	-	7.43	-	31,62	X = 0
PH ₂	$0,5 \times 1,66 \times 14,85^2 \times 0,348$ = 63,7	-	4.9	-	312,13	$Y = \frac{\sum Mx}{\sum PH}$ 228,6
PH ₃	$0,5 \times 1,66 \times 2^2 \times 10,2$ = -33,86	-	3,4	-	-115,124	
	$\sum PH = 34,1$				$\sum Mx = 228,6$	34,1 Y = 6,7

Tabel. 6.9 Gaya Horizontal dan Momen

	Berat Tembok (W1)	Lengan thd A (m)		Momen (Tm)		Ttk Berat Tembok
		Y	X	My	Mx	
G1	$0,5 \times 1,5 \times 2,2 = 1,65$	14,1	0,5	23,27	0,825	$X1 = \frac{\sum My}{\sum W1}$ $\frac{1669,52}{188,1}$ = 8,88 $Y1 = \frac{\sum Mx}{\sum W1}$ $\frac{309,77}{188,1}$ = 1,65
G2	$14,6 \times 2,35 \times 2,2 = 75,48$	13,43	1,12	1013,7	84,54	
G3	$2,35 \times 13,1 \times 2,2 = 67,73$	6,55	1,175	443,63	79,58	
G4	$0,5 \times 13,1 \times 3 \times 2,2 = 43,23$ 188,1	4,37	3,35	188,92	144,82	
	$\sum W1 = 188,1$			$\sum My = 1669,52$	$\sum Mx = 309,77$	
	Berat Tanah (W2)					Titik Berat Tanah

g1	$0,5 \times 1,85 \times 1,66 = 1,54$	14,35	1,425	22,1	2,2	$X_2 = \frac{333,88}{51,22}$ $\frac{234,79}{= \frac{234,79}{51,22}}$ $= 4,58$
g2	$0,5 \times 1 \times 1,85 \times 1,66 = 1,54$	13,77	1,74	21,21	2,68	
g3	$3 \times 1,5 \times 1,66 = 7,47$	6,55	1,175	48,93	8,78	
g4	$0,5 \times 13,1 \times 3 \times 1,66 = 32,62$	4,37	3,35	142,55	109,28	
	$\Sigma W_2 = 43,17$			$\Sigma M_y = 234,79$	$\Sigma M_x = 122,94$	

b. Akibat gaya gempa

Gaya gempa (K) bekerja pada tembok penahan tanah, diuraikan sebagai berikut :

$$K = f \cdot \Sigma W \text{ tembok}$$

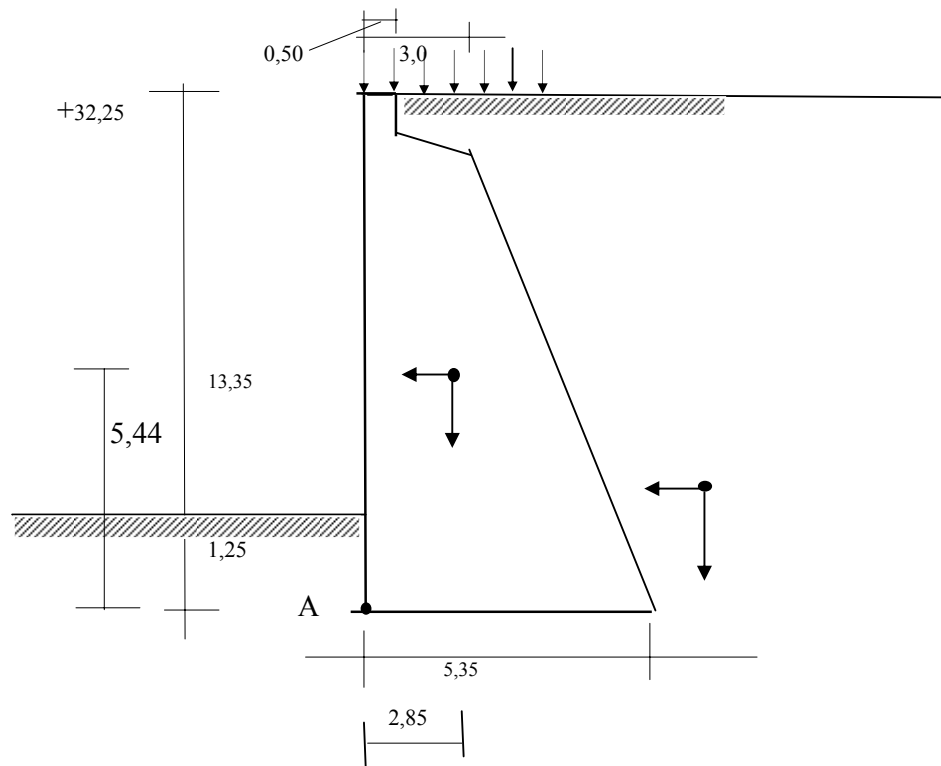
$$K = 0,06 \cdot 136,29 = 8,1774 \text{ Ton.}$$

Apabila gaya gempa dihitung terhadap adanya tekanan tanah di belakang tembok, maka besarnya adalah :

$$\begin{aligned}
 K_{\text{total}} &= f \cdot \Sigma W_{\text{total}} \\
 &= 0,06 (136,29 + 51,22) \\
 &= 11,2506 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Kontrol Stabilitas

- Tinjauan terhadap geser di titik A



Gambar 6.22 : Titik berat beban yang bekerja

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{W1.X1 + W2.X2}{Kgempa.Y1 + PH.y} > 1,5 \\
 &= \frac{136,29.3,619 + 51,22.6,519}{8.1774.5.133 + 20.318.10.866} = \frac{827.1367}{262.7499} \\
 &= 3,148 > 1,5 \rightarrow \text{Aman}
 \end{aligned}$$

Apabila dihitung berdasarkan gaya gempa total akibat pengaruh tanah :

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\text{MomenTanahTotal}}{\text{MomenGempa} + \text{MomenPHtotal}} > 1,5 \\
 &= \frac{827,1367}{11,2506.5,133 + 220,771} \\
 &= 2,9697 > 1,5 \rightarrow \text{Aman.}
 \end{aligned}$$

- Tinjauan terhadap eksistensi (e)

Tabel 6.10 Gaya-gaya dan momen yang terjadi

Notasi Gaya	Besarnya Gaya (Ton)	Jarak terhadap sumbu		Momen (Tm)
		X (m)	Y(m)	
$\Sigma W1$	136,29	-	3,619	493.234
$\Sigma W2$	51,22	-	6,519	333.903
$\Sigma V = 187.51$		$\Sigma M_v = 827.137$		
ΣPH	20,318	10,866		220.775
K	8,1774	5,133		41.975
$\Sigma H = 28.4954$		$\Sigma MH = 262.75$		

Koordinat gaya-gaya terhadap titik A :

$$x = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma V} = \frac{827.137}{187.514} = 4.4112$$

$$y = \frac{\Sigma MH}{\Sigma H} = \frac{262,75}{28,4954} = 9.2208$$

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{\Sigma H \cdot y - \Sigma V(x - 1/2B)}{\Sigma V} \leq \frac{B}{6} \\
 &= \frac{28,4954 \cdot 9,2208 - 187,51(4,4112 - 1/2 \cdot 8,5)}{187,51} \\
 &= 1.24 < 1,417 \rightarrow \text{Aman.}
 \end{aligned}$$

- Tinjauan terhadap tegangan tanah

$$\begin{aligned}
 T_{\max} &= \frac{\Sigma V}{F} + \frac{\Sigma Mt}{W} < 1,5 \text{ Tijin} \\
 &= \frac{187,51}{1/2 \cdot 8.5 \cdot 12.24} + \frac{827,137}{1/6 \cdot (6,5)(12,24)^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3,605 + 5,096 = 8.701 \text{ T/m}^2 \\
 &= 0,8701 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,5 \cdot 0.86 = 1.29 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{\min} &= \frac{\Sigma V}{F} - \frac{\Sigma Mt}{W} > 0 \\
 &= \frac{187,51}{1/2.8.5.12.24} - \frac{827,137}{1/6.(6,5)(12,24)^2} \\
 &= -1.491 \text{ T/m}^2 \\
 &= 0,1491 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Tinjauan terhadap gaya geser

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\Sigma V}{\Sigma H} = \frac{187,51}{28,4954} > 1,5 \\
 &= 6,5804 > 1,5 \rightarrow \text{Aman.}
 \end{aligned}$$

6.10 Resume Hasil hitungan:

Hasil hitungan re-desain dibandingkan dengan perencanaan yang sudah ada dapat dilihat pada table 6.10 berikut ini :

Tabel 6.10 Hasil hitungan perencanaan Bendung Manjuto .

No.	Komponen Bendung	Desain yang lalu	Rencana desain sekarang
1	Bendung dibuat /dilaksanakan	Di kopur /ditepi sungai	Dipalung/dasar sungai.
2	Tipe Bendung	Bendung Tetap Pada Kopur/Sudetan	Bendung Tetap pada Dasar Sungai .
3	Lebar bendung (total)	100 m'	100 m'
4	Debit banjir 100 th	1780 m ³ /dt	1932 m ³ /dt
5	Panjang lantai muka	46,0 m'	37,0 m
6	Kolam olak tipe	Cekung (bak tenggelam)	Modifikasi Vlugter's
7	Debit sal. pengambilan kiri	10,13 m ³ /dt	10,13 m ³ /dt
8	Debit sal. pengambilan kanan	10,13 m ³ /dt	10,13 m ³ /dt
9	Elevasi mercu bendung	+26,05 m'	+26,35 m'
10	Elevasi lantai muka	+25,9 m'	+18,90 m
11	Panjang Rip-Rap	-	14,0 m
12	Elevasi muka air banjir hulu	+33,25 m'	+33,73 m
13	Elevasi Banjir hilir bendung	+25,60 m'	+22,09 m
14	Elevasi sayap bendung	+35,60 m'	+35,60 m
15	Panjang tanggul banjir	138 m'	225,0 m
16	Tinggi tanggul maks.	16 m'	16,35 m'
17	Debit rata-rata harian	54 m ³ /dt	-
18	Debit minimum sungai	20 m ³ /dt	20 m ³ /dt
19	Bentuk Mercu Bendung	Bulat dengan 1 jari-jari	Bulat tipe Bentuk Ogee
20	Panjang sungai.	82,3 km'	82,3 km'
21	Saluran Pembilas	2 pintu , 5,5 m' (tipe kontinyu).	2 pintu (tipe periodik)
22	Saluran pengambilan	3 pintu , lebar saluran . = 8,0 m	5 pintu, lebar saluran . = 14,2 m

23	Kemiringan dasar sungai	0,0172	0,0172
24	Luas DAS	407 km^2	407 km^2
25	Kecepatan endap sedimen sungai yang paling halus	0,0045 m/dt	0,0045 m/dt

VII PEMBAHASAN

7.1 Tinjauan Lokasi Bendung :

Bendung pada perencanaan redesain , kami buat pada palung /dasar sungai karena desain awal pada kopur / pelurusan sungai dan jika diperhatikan pada pata topografinya masih dimungkinkan untuk direncanakan pada dasar/palung sungai. Pengambilan kiri-kanan Bendung jika Bendung dibuat pada kopur memerlukan tambahan biaya penutupan sungai atau membuat talang untuk menyeberangkan air pengambilan memerlukan biaya dan pekerjaan yang cukup besar.

7.2 Mercu bendung

Mercu bendung pada rencana awal , memakai mercu bulat dengan satu jari-jari, sedangkan pada perencanaan redesain menggunakan mercu tipe Ogee mengingat sungai Manjuto debit rerata harian nya cukup besar yaitu $54 \text{ m}^3/\text{dt}$,mka jika memakai mercu bulat dengan kemiringan kaki *down stream* 45° , aliran air pada *down stream* akan timbul atau akan terjadi peristiwa *kapitasi* yaitu peristiwa terjadi ruang kosong diantara aliran air dengan permukaan aus Mercu bendung, jika hal ini terjadi akan terdengar letupan-letupan , lama kelamaan akan terjadi kerusakan pada lapis permukaan *down stream*, misalnya lapis aus akan terlepas satu persatu yang akhirnya mercu bendung tidak dapat berfungsi sebagaimana mestinya. (kerusakan yang lebih besar). Jika menggunakan mercu tipe Ogee dimana kaki *down stream* dilaksanakan dengan mengikuti lengkung (Curve Ogee) aliran aair banjir mengikuti lengkung *down stream* sehingga peristiwa *kapitasi* tidak akan terjadi. Lapisan aus Bendung akan bertahan dalam waktu yang lama.

7.3 Kolam Olakan (peredam Energi)

Pada perencanaan yang lalu , bendung Manjuto kolam olak (peredam energi) direncanakan kolam olak tipe cekung (kolam olak tipe bak tenggelam). Sedangkan pada perencanaan redesain ini direncanakan kolam olak tipe Vlugter dengan modifikasi oleh Ir.M .Memed Cs di Desain Hidraulik Bandung Tetap, Bandung. Yaitu dengan menggunakan kolam tipe Vlugter tetapi dengan

memperdalam dasar kolam olak sehingga terjadi kombinasi antara kolam olak Vlugter dengan bak tenggelam, dengan diharapkan lebih mudah (sederhana) dalam pelaksanaannya.

7.4. Tinjauan Terhadap Rip-rap.

Pada perencanaan Bandung manjuto yang lalu menggunakan rip-rap batu kali dengan diameter lebih besar dari 30 cm. Dalam perencanaan rip-rap pada re desian ternyata dalam perhitungan diperlukan batuan yang lebih besar yang dirasa sulit untuk mendapat batuan dengan diameter mencapai 2,0 meter lebih sehingga lebih mudah dengan menggunakan balok-balok beton tumbuk berukuran $1,0 \times 1,0 \times 2,0 \text{ m}^3$. pelaksanaan lebih mudah dan mudah dikerjakan ditempat.

7.5. Saluran Pembilas Utama

Saluran pembilas Utama pada perencanaan yang lalu direncanakan saluran pembilas tipe kontinyu (*under sluice*) , sedangkan pada perencanaan re desain Bendung Manjuto direncanakan menggunakan tipe periodik karena ternyata debit minimum sungai $20 \text{ m}^3/\text{dt}$ lebih kecil dari debit saluran pengambilan yaitu $2 \times 12,16 = 24,32 \text{ m}^3/\text{dt}$, sehingga lebih efektif jika menggunakan pembilasan tipe periodik, tidak mengganggu para petani dalam pelaksanaan pembilasan pada saat debit sungai dalam.

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dan desain diambil kesimpulan data perencanaan yaitu sebagai berikut.

- a. Lokasi bendung pada as sungai dengan lebar sungai 100 m, elevasi dasar dihilu +18,90, lebar efektif mercu 93 m jari – jari mercu R1 /R2 adalah 0,5 m/1,25 m, elevasi mercu bendung + 26,35 m.
- b. Debit banjir kala ulang 100 tahun adalah 1932 m³/dt. Tinggi air banjir 1,93 m
- c. Jenis kolam olak yaitu tipe *Vlughter* modifikasi (MDO) dengan panjang olakan 13,55 m dan tebal kolam olakan 2,3-1,3 m
- d. Jumlah pintu pembilas 2 buah, lebar pintu pembilas 2,25 m
- e. Panjang rip – rap/gerusan 14 m dan diameter rip – rap 1,09
- f. System pembilasan periodik

8.2 Saran

1. Dalam menganalisis debit banjir rencana disarankan agar memiliki data hujan sehingga lebih mudah untuk diselesaikan jika tidak memiliki data debit.
2. Dalam menentukan besarnya debit rencana disarankan jangan mengambil terlalu kecil yang nantinya mengakibatkan meluapnya air

bila terjadi banjir besar sehingga dapat merusak dan daerah sekitar bendung.

3. Debit banjir rencana juga jangan diambil terlalu besar sehingga menyebabkan ukuran bendung terlalu besar dan tidak ekonomis dan debit banjir rencana jangan diambil terlalu kecil supaya menghindari luapan banjir dikarenakan dimensi bendung yang kecil
4. Untuk mencegah terjadinya rembesan dibawah bendung maka perlu memperpanjang jalur air dibawah bendung dengan membuat lantai muka.
5. Dalam merencanakan Tebal kolam olah disarankan untuk melakukan control terhadap patah tarik guna menghindari terjadinya patah tarik pada bagian hilir bendung.
6. Saran untuk pendisain dan mahasiswa disamping saran di atas bahwa desain yang baik adalah desain yang mempertimbangkan keamanan dan kenyamanan pada wilayah sekitar lokasi bendung serta bangunan tersebut ekonomis.
7. Perlu adanya meredesain bendung Manjuto ini dengan metode yang berbeda sehingga dapat dilihat lagi kelemahan dan kekurangan desain satu sama lain.