

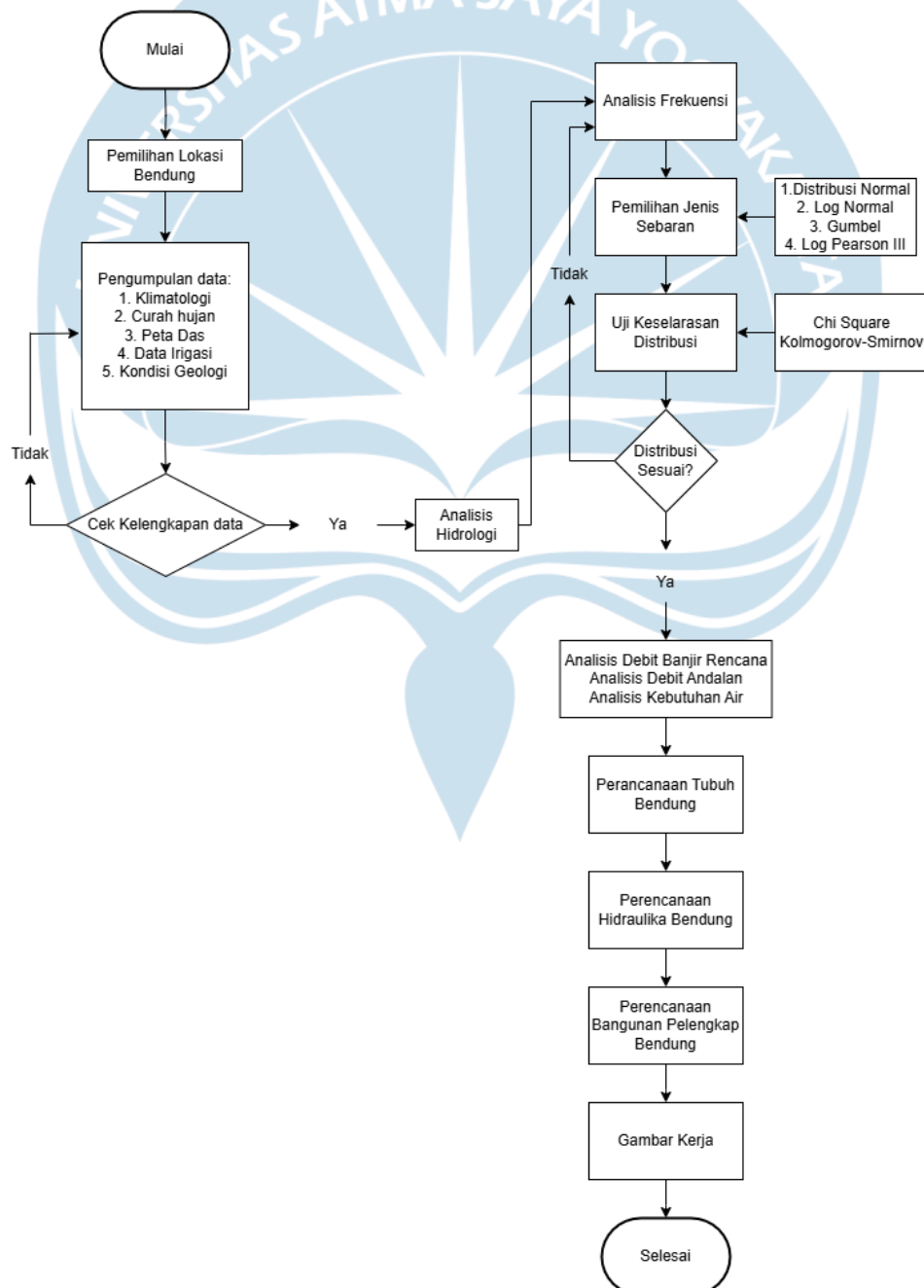
BAB II

PERENCANAAN BENDUNG

2.1 Metode Perancangan

Gambar 2.1 menunjukkan pendekatan perencanaan yang digunakan dalam desain Bendung Bedog. Pendekatan perencanaan ini berfokus pada aspek hidrologis, dengan menggunakan data yang telah dikumpulkan dan diolah untuk menghitung debit banjir maksimum dengan periode ulang 10 tahun, debit andalan, serta analisis kebutuhan air untuk pertanian. Tahapan perencanaan bendung dari sudut pandang hidrologis ditampilkan pada Gambar 2.1.

Gambar 2.1 *Flowchart* Perancangan Hidrolis Bendung



2.2 Pemilihan Lokasi Bendung

Kami mempertimbangkan sejumlah kriteria yang tercantum dalam "Modul 08: Perencanaan Bangunan Utama (Bendung) – Diklat Teknis Perencanaan Irigasi Tingkat Dasar" yang disusun oleh Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, Direktorat Jenderal Sumber Daya Air dalam menentukan lokasi bendung. Beberapa faktor yang menjadi pertimbangan antara lain dasar sungai dengan daya dukung yang memadai untuk pondasi bendung, lapisan batuan yang miring ke arah hulu, tidak adanya sesar aktif, dasar sungai di bagian hilir yang tahan terhadap erosi air, serta topografi di sekitar area irigasi yang tidak terlalu curam. Dari segi hidrolik, sungai dengan aliran lurus lebih diutamakan; apabila tidak, maka dapat dilakukan rekayasa teknis untuk mengubah aliran sungainya. Selain itu, bendung sebaiknya tidak dibangun pada sungai dengan tinggi timbunan kurang dari 6 meter atau kemiringan kurang dari 8 meter. Aksesibilitas menuju lokasi juga merupakan faktor penting untuk memastikan alat berat dan peralatan konstruksi dapat menjangkau lokasi dengan mudah.

Bendung direncanakan akan dibangun di Sungai Bedog, tepatnya pada koordinat $7^{\circ}42'41.9''$ LS dan $110^{\circ}21'03.1''$ BT di Desa Tegalrejo, Kecamatan Ngaglik, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Titik pengamatan berada di bagian hulu Sungai Bedog, yaitu di puncak Gunung Merapi. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.2, bendung ini akan melayani area irigasi seluas 16,211735 hektar di Desa Tegalrejo..



Gambar 2.2 Area irigasi Desa Tegalrejo

2.3 Daerah Aliran Sungai

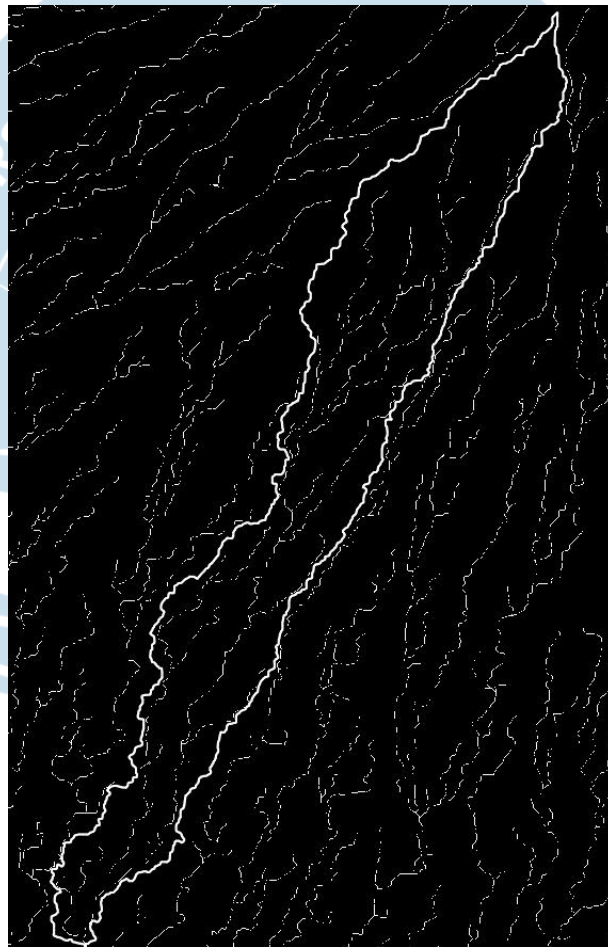
Daerah aliran sungai, yang juga dikenal sebagai cekungan drainase atau catchment area, adalah suatu wilayah geografis yang secara alami dikelilingi oleh perbukitan, pegunungan, atau dataran tinggi, di mana seluruh air permukaan dan curah hujan mengalir menuju satu sungai utama atau ke dalam suatu cekungan tertentu.

Salah satu perangkat lunak yang dapat digunakan untuk menentukan batas wilayah daerah aliran sungai (DAS) adalah QGIS. QGIS (*Quantum Geographic Information System*) adalah program Sistem Informasi Geografis (SIG) sumber terbuka yang memungkinkan pengguna untuk membuat, memodifikasi, mengelola, dan menganalisis data geografis. Anda dapat membuat peta DAS menggunakan QGIS dengan mengikuti langkah-langkah berikut:

1. Buka *Data Source Manager* dan impor data *Digital Elevation Model* (DEM) dalam format raster.
2. Untuk menggabungkan beberapa data DEM menjadi satu file, gunakan menu *Raster → Miscellaneous → Merge*.
3. Pilih *Source* setelah memverifikasi sistem koordinat data DEM di bagian *Properties*.
4. Untuk beralih ke sistem koordinat UTM jika sistem koordinat masih WGS 84, pilih *Raster → Projections → Warp (Reproject)* dari menu.
5. Ketik "*Fill Sinks (Wang & Liu)*" ke dalam kolom pencarian, pilih "*DEM data to be processed*," lalu jalankan prosedurnya.
6. Selanjutnya, cari "*Strahler Order*," pilih data yang sudah dimasukkan sebelumnya, dan jalankan. Tujuan dari *Strahler Order* adalah untuk mengidentifikasi jaringan sungai.
7. Untuk mempermudah melihat jaringan sungai, gunakan menu *Raster → Raster Calculator*.
8. Pilih titik yang akan menjadi titik akhir DAS dan catat koordinatnya untuk menampilkan DAS dari jaringan sungai yang telah dibuat.
9. Ketik koordinat titik yang telah ditentukan sebelumnya ke dalam kolom pencarian, ketik "*Upslope Area*," dan jalankan prosedurnya hingga DAS muncul sebagai data raster.
10. Gunakan opsi *Raster → Conversion → Polygonize* untuk mengonversi DAS dari format raster ke format vektor.

11. Klik kanan pada lapisan DAS dan pilih *Open Attribute Table* → *New Field* untuk menambahkan atribut ke DAS agar dapat divisualisasikan.

Langkah pertama dalam perencanaan bendung di Sungai Bedog, yang terletak di Kecamatan Sleman, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta, adalah mengidentifikasi data Daerah Aliran Sungai (DAS). Dalam konteks ini, analisis terhadap debit sungai dari DAS Bedog sangat penting, karena debit tersebut merepresentasikan tangkapan curah hujan yang pada akhirnya akan mengalir ke dalam sungai di wilayah DAS Bedog dan menuju lokasi bendung. Lokasi stasiun hujan yang akan digunakan sebagai titik acuan awal dalam analisis hidrologi DAS Bedog ditunjukkan pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 DAS Sungai Bedog



Gambar 2.4 Area DAS Sungai Bedog dan Titik Stasiun

2.4 Stasiun Curah Hujan

Stasiun curah hujan adalah alat yang digunakan untuk memantau jumlah curah hujan yang jatuh ke permukaan tanah, biasanya dalam satuan milimeter atau inci. Stasiun ini umumnya dilengkapi dengan alat penampung hujan (*rain gauge*) yang mengumpulkan air hujan. Setelah air terkumpul, stasiun tersebut menggunakan sensor atau peralatan khusus lainnya untuk mengukur jumlah atau intensitas curah hujan.

Data curah hujan yang digunakan untuk perencanaan Bendung Bedog diperoleh dari tiga stasiun hujan, yaitu Kemptu, Kenteng, dan Prumpung. Data tersebut mencakup periode tahun 1998 hingga 2007. Data yang digunakan dalam perhitungan adalah data dengan catatan paling lengkap dan curah hujan tertinggi selama periode sepuluh tahun tersebut. Pembagian wilayah Daerah Aliran Sungai (DAS) Bedog ditampilkan dalam Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Pembagian Luas Area DAS

Daerah	Luas	Persentase luas
	Ha	%
Sta. Kenteng	379,83	16,85
Sta. Prumpung	79,93	3,54
Sta. Kemptut	1798,53	79.75
Total area	2258	100

2.5 Analisis Hidrologi

Hidrologi adalah ilmu yang mempelajari air di Bumi, termasuk proses terbentuknya, sirkulasi, distribusi, karakteristik, serta interaksinya dengan lingkungan, khususnya dengan makhluk hidup (Triatmojo, 2008). Studi hidrologi yang digunakan dalam perancangan bendung ini difokuskan pada penilaian kebutuhan dan ketersediaan air. Tujuan dari studi ini adalah untuk mengetahui potensi dan volume air yang dapat dimanfaatkan.

Data klimatologi yang digunakan dalam studi ini diperoleh dari Stasiun Iklim di wilayah Daerah Irigasi Sleman. Data curah hujan selama sepuluh tahun diperlukan karena informasi tersebut sangat penting untuk menghitung kebutuhan air dan ketersediaan air (debit andalan).

2.6 Analisis Frekuensi

Curah hujan rencana dapat dihitung menggunakan berbagai metode distribusi statistik, seperti Gumbel, *Log-Pearson*, *Log-Normal*, dan lainnya. Untuk menentukan metode yang paling tepat, perlu dilakukan uji perhitungan dengan mengukur dispersi menggunakan rumus-rumus berikut:

1. Harga rata rata $\bar{X}$:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

2. Standar deviasi (S_x):

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

3. Koefisien Skewness (C_s):

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

4. Koefisien Curtosis (C_k):

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)x(n-2)x(n-3)xS^3}$$

5. Koefisien Variasi (Cv):

$$Cv = \frac{Sx}{\bar{X}}$$

Tabel 2.2 Faktor Uji Distribusi

Faktor Uji Distribusi	
Harga rata rata $\bar{X}$	86,972
Standar deviasi (Sx)	43,944
Koefisien <i>Skewness</i> (Cs)	0,6
Koefisien Kurtosis (Ck)	4,6
Koefisien Variasi (Cv)	0,71

Tabel 2.3 Faktor Uji Distribusi dalam Log

Faktor Uji Distribusi	
Harga rata rata $\bar{X}$	1,877
Standar deviasi (Sx)	0,266
Koefisien <i>Skewness</i> (Cs)	0,256
Koefisien Kurtosis (Ck)	3,367
Koefisien Variasi (Cv)	0,505

Faktor Uji Distribusi yang terdapat pada Tabel 2.2 dan Tabel 2.3 dapat digunakan sebagai acuan dalam memilih metode distribusi yang sesuai untuk menghitung curah hujan rencana melalui Uji Hasil Distribusi Statistik. Maka digunakan metode normal dan metode *Log Normal* karena angka yang memenuhi syarat.

Tabel 2.4 Uji Hasil Distribusi Statik

Jenis Distribusi	Syarat	Perhitungan	Kesimpulan
Normal	$Cs \leq 1,0495$	0,6	Aman
Gumbel	$Ck = 0$	4,6	Tidak aman
<i>Log Pearson III</i>	$Cs \neq 0$	3	Tidak aman
<i>Log Normal</i>	$Cs \leq 3,219$	0,2	Aman

2.7 Periode ulang Tahunan

Periode ulang adalah rata-rata waktu yang berlalu antara dua kejadian hujan dengan volume atau intensitas yang sebanding. Konsep ini sangat penting untuk menilai seberapa sering terjadi banjir atau curah hujan ekstrem yang dapat membahayakan infrastruktur seperti bendungan atau sistem pengendalian banjir. Penentuan parameter dalam perhitungan ini menggunakan pendekatan distribusi *Log-Normal*, yang memerlukan analisis statistik berdasarkan data historis yang memenuhi kriteria tertentu. Tabel 2.5 menyajikan ringkasan hasil perhitungan untuk periode ulang 2, 5, 10, 25, dan 50 tahun.

Tabel 2.5 Periode Ulang Tahun

Periode Ulang (Tahun)	Xrt Log X	K	S Log X	Log Xi	Xi (mm)
2	1,877	0	0,266	1,877	75,311
5	1,877	0,84	0,266	2,100	125,886
10	1,877	1,28	0,266	2,217	164,758
25	1,877	1,71	0,266	2,331	214,319
50	1,877	2,05	0,266	2,421	263,857

2.8 Perhitungan Debit Banjir Rencana dan Debit Andalan

Debit banjir dan debit andalan menjadi dua parameter kunci dalam perancangan struktur bendungan. Debit banjir mengacu pada aliran air tertinggi yang mungkin terjadi di suatu sungai berdasarkan catatan historis, sedangkan debit andalan merujuk pada aliran air terendah yang diperlukan untuk memenuhi kebutuhan irigasi pertanian dan pasokan air bagi penduduk setempat. Untuk menghitung kedua parameter ini, tersedia berbagai pendekatan analitis, di mana metode Haspers sering dipilih - khususnya untuk Daerah Aliran Sungai (DAS) Bedog yang memiliki luas 22,58 km². Metode Haspers sendiri melibatkan serangkaian tahapan komputasi khusus dalam penentuan debit air. Berikut merupakan perhitungan debit yang dilakukan:

1. Koefisien pengaliran (α) menggambarkan proporsi curah hujan yang berubah menjadi aliran permukaan di suatu daerah. Nilai ini dihitung menggunakan rumus berikut:

$$\alpha = \frac{1 + (0,012 \times A^{0,70})}{1 + (0,075 \times A^{0,70})}$$

Keterangan : A = luas DAS (km²)

2. Waktu konsentrasi hujan (t), didapat menggunakan rumus berikut:

$$t = 0,1 \times L^{0,8} \times i^{-0,30}$$

Keterangan : L = Panjang Sungai dari hulu ke titik bendung (km)

i = kemiringan Sungai (%)

3. Koefisien reduksi (β) merepresentasikan pengaruh beberapa variabel lingkungan, termasuk pola pemanfaatan lahan, vegetasi, dan sistem tampungan air, terhadap penurunan volume aliran permukaan serta perubahan proses infiltrasi air hujan ke dalam tanah maupun alirannya menuju sungai. Berikut merupakan rumus nya:

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,70 \times 10^{0,40t})}{t^2 + 15} \times \frac{A^{0,75}}{12}$$

4. Nilai curah hujan (r) untuk lama hujan tertentu (t) dan curah hujan harian maksimum (R_{24}), dihitung dengan persamaan berikut:

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

$$r = \frac{t \times R_{24}}{t + 1}$$

5. Nilai intensitas hujan ($I = q$), dihitung dengan persamaan

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

6. Debit banjir rencana dapat ditentukan dalam tabel 2.6, yang dihitung menggunakan rumus:

$$Q = \alpha \times \beta \times I \times A$$

Tabel 2.6 Perhitungan Nilai Debit Banjir Rencana

Periode Ulang (Tahun)	R_{24} (mm)	t (jam)	r (mm)	α	β	I (mm/jam)	Q (m ³ /s)
2	75,31	2,06	50,69	0,665	0,455	6,839	46,69
5	125,89	2,06	84,73	0,665	0,455	11,432	78,05
10	164,76	2,06	110,89	0,665	0,455	14,963	102,15
25	214,32	2,06	144,25	0,665	0,455	19,463	132,88
50	263,86	2,06	177,59	0,665	0,455	23,962	163,59

Dalam perancangan hidrolik bendungan, debit desain maksimum ditetapkan berdasarkan analisis periode ulang 50 tahun. Pemilihan periode ulang ini didasarkan pada karakteristik Sungai Bedog yang tergolong sebagai sungai berukuran menengah. Berdasarkan analisis data menggunakan metode *Haspers*, hasil perhitungan menunjukkan debit banjir rencana untuk periode ulang 50 tahun mencapai 163,59 m³/detik.

Perhitungan Debit Andalan

Untuk menentukan debit andalan pada bendung di sungai yang direncanakan, dilakukan analisis berdasarkan data curah hujan dan evapotranspirasi yang tersedia. Debit andalan merupakan debit yang dapat dipastikan tersedia dengan tingkat keandalan tertentu, biasanya diambil pada tingkat keandalan 80% (Q_{80}), yang artinya debit ini akan tercapai atau terlampaui pada 80% waktu selama periode tertentu. Data yang digunakan untuk perhitungan debit andalan mencakup curah hujan setengah bulanan serta evapotranspirasi potensial (ET_0). Dalam perhitungan debit andalan ini, digunakan metode Mock, yang menggabungkan neraca air (water balance) dengan komponen-komponen seperti curah hujan, evapotranspirasi, dan kelembaban tanah. Metode ini memperhitungkan surplus air yang tersedia setelah dihitung evapotranspirasi aktual dan perubahan kelembaban tanah.

Langkah – Langkah perhitungan:

1. Data klimatologi yang menghasilkan analisis evapotranspirasi. Dari data jumlah hari hujan dan evapotranspirasi, hitung nilai evapotranspirasi aktual. Mock menyarankan suatu metode untuk menghitung perbedaan antara evapotranspirasi aktual (E) dan potensial adalah:

$$\Delta E = ET_0 \times \frac{m}{20} (18 - n)$$

$$E = ET_0 - \Delta E$$

Keterangan :

m = Proporsi permukaan tanah yang tidak ditutupi oleh vegetasi (20%)

n = Jumlah hari hujan (bulan)

E = Evapotranspirasi actual (mm/bulan)

2. Menghitung nilai Penyimpanan Kelembaban Tanah (SMS) atau *Soil Moisture Storage*

$$SMS = ISM + Re - E$$

Keterangan :

ISM = Kelembapan tanah awal (mm/bulan)

Re = Curah hujan bulanan (mm/bulan)

3. Menghitung nilai Kelebihan air atau *Water Surplus* (WS)

$$WS = ISM + Re - E - SMS$$

4. Menghitung nilai infiltrasi (inf)

$$inf = WS \times IF$$

Keterangan :

IF = Faktor infiltrasi, digunakan 0,4

5. Menghitung nilai penyimpanan air tanah akhir bulan ($G.STOR_t$)

$$G.STOR_t = G.STOR_{(t-1)} \times Rc + ((1 + Rc)/2) \times inf$$

Keterangan :

$G.STOR_t$ = Volume air bulan ke – t (mm/bulan)

$G.STOR_{t-1}$ = Volume air bulan ke – t - 1 (mm/bulan)

Rc = Konstanta pengurangan aliran (digunakan 0,6)

6. Menghitung nilai limpasan dasar (Q_{base})

$$Q_{base} = inf - G.STOR_t + G.STOR_{(t-1)}$$

7. Menghitung nilai limpasan permukaan (Q_{direct})

$$Q_{direct} = WS \times (1 - IF)$$

8. Menghitung nilai limpasan hujan sesaat (Q_{storm})

$$Re \times PF$$

Keterangan :

PF = Persentase hujan menjadi limpasan, digunakan 0,05

9. Menghitung nilai total limpasan hujan (Q_{total})

$$Q_{total} = Q_{base} + Q_{direct} + Q_{storm}$$

10. Menghitung nilai debit Sungai (Q_s)

$$Q_s = Q_{total} \times A$$

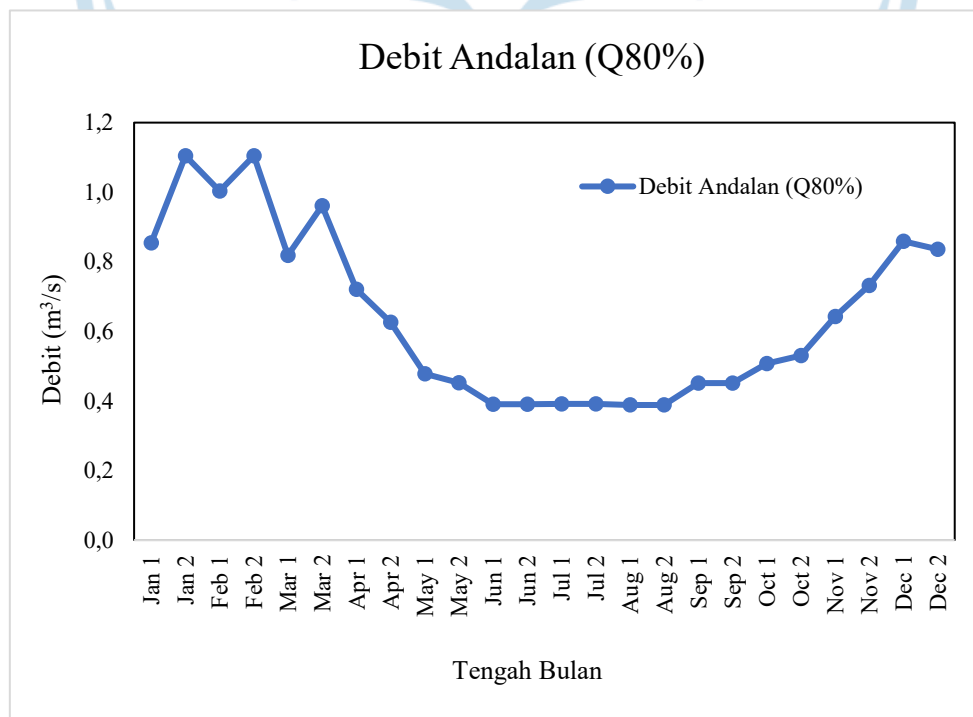
Keterangan :

A = Luas DAS (km^2)

Nilai debit yang diperoleh kemudian dipasangkan dengan probabilitas dari yang terendah hingga tertinggi dan diurutkan dari debit tertinggi ke terendah. Karena bendung direncanakan sebagai sumber air untuk irigasi, dalam penelitian ini dipilih debit dengan kemungkinan kejadian sebesar 80%. Dari hasil perhitungan tersebut, diperoleh debit andalan yang dapat dilihat dalam Tabel 2.7 dan Grafik 2.1 yang terlampir di bawah ini. Hasil analisis debit andalan menunjukkan bahwa hasil debit andalan dapat diandalkan untuk memenuhi kebutuhan air di wilayah studi selama 80% waktu dalam setahun. Berdasarkan analisis kebutuhan air irigasi yang telah dilakukan, diketahui bahwa nilai debit andalan tersebut mampu memenuhi kebutuhan air irigasi di daerah layanan, sehingga pembangunan bendung pada lokasi studi dapat dikatakan layak dari segi ketersediaan air.

Tabel 2.7 Hasil Perhitungan Debit Andalan

Debit 80% (m ³ /s)	Periode
0,854	Jan-01
1,104	Jan-02
1,003	Feb-01
1,105	Feb-02
0,818	Mar-01
0,961	Mar-02
0,721	Apr-01
0,626	Apr-02
0,478	May-01
0,452	May-02
0,391	Jun-01
0,390	Jun-02
0,391	Jul-01
0,391	Jul-02
0,388	Aug-01
0,388	Aug-02
0,451	Sep-01
0,451	Sep-02
0,508	Oct-01
0,530	Oct-02
0,642	Nov-01
0,732	Nov-02
0,859	Dec-01
0,835	Dec-02



Grafik 2.1 Grafik Debit Andalan (Q80%)

2.9 Kebutuhan Air Untuk Tanaman

2.9.1 Analisis Kebutuhan Air

Dalam konteks ini, kebutuhan air mengacu pada jumlah aliran air yang diperlukan untuk mengairi suatu area tertentu dalam sistem irigasi. Terdapat dua kategori utama kebutuhan air:

1. Kebutuhan Air untuk Tanaman (Penggunaan Konsumtif)

Ini adalah jumlah air yang dibutuhkan oleh tanaman untuk mendukung pertumbuhan bagian-bagian tanaman seperti batang, akar, dan daun. Faktor-faktor yang memengaruhi kebutuhan ini antara lain evapotranspirasi, koefisien tanaman (K_c), curah hujan efektif (R_e), perkolasi, dan persiapan lahan.

2. Kebutuhan Air untuk Irigasi

Ini adalah jumlah air yang dibutuhkan untuk merancang pola tanam dan mengevaluasi efisiensi saluran irigasi. Efisiensi saluran ini dipengaruhi oleh berbagai jenis kehilangan air pada saluran utama, seperti penguapan, perkolasi, kebocoran, dan penggunaan air oleh tanaman liar. Analisis kebutuhan air irigasi didasarkan pada data seperti curah hujan periodik dan parameter klimatologis, termasuk suhu rata-rata bulanan ($^{\circ}\text{C}$), kecepatan angin rata-rata (m/detik), kelembapan relatif rata-rata (%), dan intensitas penyinaran matahari rata-rata (%).

2.9.2 Kebutuhan Air di Sawah

Pemilihan jenis tanaman yang akan ditanam dalam jaringan irigasi serta perencanaan pola tanam merupakan dua aspek penting dalam konsumsi air di lahan sawah. Tujuannya adalah untuk memanfaatkan air irigasi secara efektif dan efisien guna mendukung pertumbuhan tanaman yang optimal. Pola tanam umumnya memiliki beberapa tujuan, antara lain:

1. Mencegah ketidakteraturan dalam pertanaman, dengan memastikan bahwa tanaman yang ditanam seragam dalam hal jenis, ukuran, dan pertumbuhannya.
2. Melaksanakan jadwal tanam sesuai dengan waktu yang telah direncanakan, sehingga tanaman ditanam pada waktu yang paling tepat untuk mendukung pertumbuhan dan hasil panen yang maksimal.
3. Menghemat air irigasi melalui pemilihan jenis tanaman dan waktu tanam yang tepat, sehingga penggunaan air dapat dioptimalkan dan pemborosan air dapat dikurangi.

Kebutuhan air di sawah ditentukan oleh kesetimbangan air yang dinyatakan dengan persamaan berikut:

1. Tanaman Padi :

$$NFR = Etc + NR + LR + PR + RE$$

Keterangan:

NFR = Kebutuhan air di sawah (mm)

Etc = Kebutuhan air untuk tanaman (mm)

NR = Kebutuhan air untuk pembibitan

LR = Kebutuhan air untuk pengolahan tanah (mm)

PR = Nilai perkolasi

RE = Curah hujan efektif

Hasil perhitungan kebutuhan air pada tanaman padi dan palawija dapat dilihat pada Tabel 2.8, sedangkan skema pola tanam tersedia pada Lampiran.

Tabel 2.8 Kebutuhan Air Tanaman Padi

Bulan	Kebutuhan Air Tanaman Padi (m ³ /hari)
Januari	1,48
Februari	5,62
Maret	4,64
April	10,94
Mei	12,73
Juni	11,02
Juli	20,94
Agustus	18,39
September	17,06
Oktober	6,09
November	3,71
Desember	0,97

2.9.3 Evapotranspirasi

Evapotranspirasi adalah mekanisme penguapan air yang terjadi dalam suatu daerah aliran sungai (DAS) sebagai akibat dari pertumbuhan vegetasi setempat (Schulz, 1976). Perhitungan evapotranspirasi dapat dilakukan menggunakan metode Penman yang telah dimodifikasi oleh Nedesco/Prosida. Metode ini menggunakan rumus teoritis empiris yang mempertimbangkan berbagai kondisi meteorologis, seperti curah hujan, suhu udara, kelembapan udara, dan aspek klimatologis lainnya.

Sebagai acuan, perhitungan evapotranspirasi tanaman dilakukan menggunakan tanah basah dengan nilai albedo sebesar 0,008. Untuk memperoleh nilai evapotranspirasi aktual, hasil perhitungan perlu dikalikan dengan koefisien tanaman. Dengan demikian, evapotranspirasi potensial diperoleh melalui metode Penman, kemudian disesuaikan dengan faktor tanaman.

Dengan mempertimbangkan data curah hujan efektif, nilai evapotranspirasi ini digunakan untuk memperkirakan kebutuhan air bagi pertumbuhan tanaman seperti padi dan palawija. Perhitungan evapotranspirasi secara lengkap dapat dilihat pada Lampiran.

2.9.4 Koefisien Tanaman (Kc)

Koefisien tanaman (Kc) memiliki nilai yang berbeda-beda tergantung pada jenis tanaman dan fase pertumbuhannya. Dalam perhitungan ini, koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengacu pada ketentuan yang ditetapkan oleh Nedesco/Prosida. Nilai koefisien tanaman untuk padi dan palawija dapat ditemukan pada Tabel 2.9 di bawah ini.

Tabel 2.9 Koefisien Tanaman Padi

Bulan	Nedesco/Prosida			
	Varietas Biasa	Varietas Unggul	Varietas Biasa	Varietas Unggul
0,5	1,2	1,2	1,1	1,1
1	1,2	1,27	1,1	1,1
1,5	1,32	1,33	1,1	1,05
2	1,4	1,3	1,1	1,05
2,5	1,35	1,3	1,1	0,95
3	1,24	0	1,05	0
3,5	1,12		0,95	

Bulan	Varietas Biasa	Unggul	Biasa	Unggul
4	0		0	

2.10 Elevasi Mercu Bendung

Untuk menghitung elevasi dari mercu, ditentukan berdasarkan elevasi titik sawah tertinggi yang akan dialiri, kemudian ditambahkan dengan kebutuhan air untuk sawah serta kehilangan tekanan yang disebabkan oleh bangunan dan kemiringan saluran yang akan dilalui air dalam proses pengairan sawah. Berikut ini adalah perincian perhitungan elevasi mercu.

1. Elevasi terjauh sawah yang akan diari	= +206 m
2. Kedalaman air di sawah	= 0,15 m
3. Kehilangan tinggi energi di saluran dan boks tersier	= 0,1 m
4. Kehilangan tinggi energi di bangunan sadap tersier	= 0,1 m
5. Variasi muka air untuk eksploitasi di jaringan primer	= 0,15 m
6. Panjang dan kemiringan saluran primer	= 0,1 m
7. Kehilangan tinggi energi pada bangunan ukur di jaringan primer	= 0,2 m
8. Kehilangan tinggi energi di pintu pengambilan saluran	= 0,1 m
9. Panjang dan kemiringan kantong lumpur	= 0,1 m
10. Kehilangan tinggi di pintu pengambilan utama	= 0,15 m
11. Persediaan untuk lain-lain bangunan	= 0,1 m
12. Tinggi cadangan untuk mercu	= 0,1 m
Tinggi elevasi mercu bendung (x)	= 207,4m
Elevasi dasar sungai pada dasar bendung (y)	= 203 m
Tinggi mercu bendung (x-y)	= 4,4 m

2.11 Perencanaan Tubuh Bendung

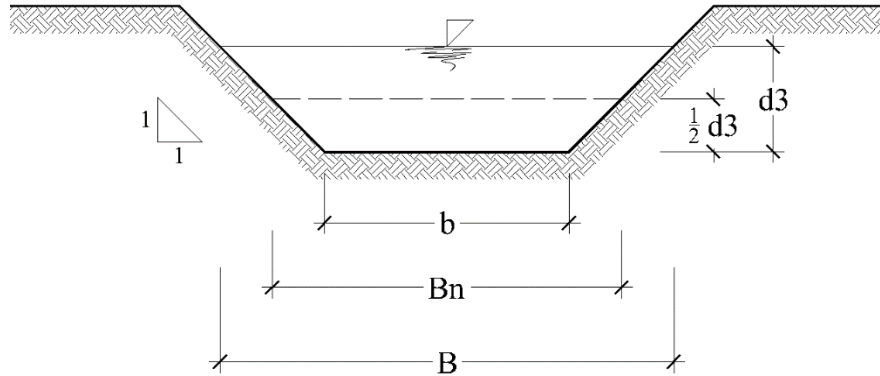
2.11.1 Data Perencanaan

1. Debit banjir rencana (Qd)	= 163,59 m ³ /dt
2. Lebar dasar sungai pada lokasi bendung	= 50 m
3. Elevasi dasar sungai pada dasar bendung	= + 203 m
4. Elevasi sawah bagian hilir tertinggi dan terjauh	= + 206 m
5. Elevasi muka tanah tepi sungai di lokasi bendung	= + 208 m
6. Kemiringan / slope dasar Sungai	= 0,0015

- | | |
|---------------------------------------|-------------------------------|
| 7. Jenis mercu bendung yang digunakan | = Tipe OGEE |
| 8. Pengambilan satu sisi | = $1,1 \text{ m}^3/\text{dt}$ |

2.11.2 Perhitungan Hidrolika Air Sungai

- Menentukan tinggi air maksimum pada Sungai



Gambar 2.5 Penampang Sungai

Dengan:

$$C = \frac{87}{(1 + \frac{V}{\sqrt{R}})} \quad (\text{Rumus Bazin})$$

$$V_3 = C \cdot \sqrt{R} \cdot I \quad (\text{Rumus Chezy})$$

$$A = b \cdot d_3 + 1,1 d_3^2$$

$$P = b + 2\sqrt{d_3^2 + 2,21d_3^2}$$

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

$$Q = A \times V_3$$

Keterangan:

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

A = Luas tampang basah saluran (m^2)

V_3 = Kecepatan aliran (m/dt)

R = Jari – jari hidrolis (m)

P = Keliling basah (m)

I = Kemiringan dasar sungai

C = Koefisien Chezy

γ = Kekasaran dinding saluran, diambil 1,3 untuk saluran tanah dengan kondisi biasa

b = Lebar dasar saluran (m)

d3 = Tinggi air sungai maksimum di hilir bendung (m)

Perhitungan tinggi air maksimum pada saat banjir rencana terjadi (Qd) memerlukan suatu perhitungan dengan cara trial and error menggunakan persamaan Chezy sampai didapat $Q \approx Q$ design. Data yang digunakan dalam perhitungan sebagai berikut,

- Kemiringan tepi sungai (m) = 1 : 1
- Lebar dasar sungai (b) = 50 m
- Debit banjir rencana (Qd) = 163,59 m³ /dt
- Kemiringan dasar sungai (I) = 0,0015
- Kekasaran dinding saluran (γ) = 1,6

Tabel 2.10 Perhitungan Tinggi Muka Air Maksimum di Hilir Bendung

d3	A	P	R	C	V	Q	Error
1,200	61,440	53,394	1,151	34,918	1,451	89,130	74,5
1,340	68,796	53,790	1,279	36,028	1,578	108,562	55,0
1,360	69,850	53,847	1,297	36,178	1,596	111,468	52,1
1,550	79,903	54,384	1,469	37,500	1,760	140,663	22,9
1,688	87,249	54,774	1,593	38,364	1,875	163,617	0,0

Dari perhitungan tersebut, didapatkan bahwa **d3 = 1,688 m**

Cek aliran jenis air dengan Bilangan Froude (Fr)

Fr = 1 (aliran kritis)

Fr > 1 (aliran super kritis)

Fr < 1 (aliran sub kritis)

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d3}} = \frac{1,875}{\sqrt{9,81 \cdot 1,688}} = 0,461 < 1 \text{ (aliran sub kritis di hilir)}$$

2. Perhitungan Bendung

a. Menghitung lebar bendung

Panjang bendung yaitu jarak antara pangkal – pangkalnya (abutment). Agar tidak mengganggu sifat pengaliran setelah dibangun bendung dan untuk menjaga agar tinggi air di depan bendung tidak terlalu tinggi, maka dapat dibesarkan sampai $B \leq 1,2 B_n$

b. Tinggi Jagaan

Untuk menentukan besarnya tinggi jagaan (freeboard) dapat ditentukan dari tabel 2.11 berikut:

Tabel 2.11 Tinggi Jagaan Minimum untuk Saluran Tanah

Q (m ³ /dt)	Tinggi Jagaan (m)
< 0,5	0,40
0,5 – 1,5	0,50
1,5 – 5,0	0,60
5,0 – 10,0	0,75
10,0 – 15,0	0,85
>15,0	1,00

Debit sungai pada data perencanaan adalah sebesar 163 m³/detik sehingga tinggi jagaan yang digunakan adalah 1,00 meter

1. Menghitung Lebar Sungai Rata-rata (Bn)

$$B_n = b + 2 \times \left(\frac{1}{2}\right) \times d^3$$

$$B_n = b + d^3$$

$$B_n = 50 + 1,688$$

$$B_n = 51,688$$

2. Menghitung lebar Maksimum Bendung

$$B = \left(\frac{6}{5}\right) \times B_n$$

$$B = \left(\frac{6}{5}\right) \times 51,688$$

$$B = 62,026 \text{ m} = 62 \text{ m}$$

3. Menghitung Lebar Pintu Penguras

- Lebar pintu penguras

$$\sum b_1 = \left(\frac{1}{10}\right) \times B$$

$$\sum b_1 = \left(\frac{1}{10}\right) \times 62$$

$$\sum b_1 = 6,187 \text{ m}$$

- Lebar maksimum pintu penguras

$$n = \frac{\sum b_1}{2}$$

$$n = \frac{6,2}{2}$$

$$n = 3 \text{ buah}$$

Maka diambil banyaknya pintu penguras adalah 3 buah

$$b_1 = \frac{\sum b_1}{3}$$

$$b_1 = \frac{6,2}{3} = 2,1 \text{ m}$$

Keterangan:

b_1 = lebar pintu penguras (m)

n = jumlah pintu penguras

4. Lebar Efektif Bendung

Lebar efektif bendung memegang peranan penting dalam pengaturan debit air yang efisien. Pengukuran ini bukan sekadar perhitungan sederhana; pengukuran ini memperhitungkan berbagai faktor, seperti lebar pilar penyangga dan pengaruh bahan serta teknik konstruksi. Dengan menilai elemen-elemen ini secara akurat, teknisi dapat menentukan kapasitas bendungan untuk mengelola debit banjir secara efektif. Memastikan bahwa lebar efektif dioptimalkan membantu menjaga tingkat air dan mencegah potensi banjir, sehingga menjaga daerah sekitar. Lebar efektif bendung dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut :

$$\begin{aligned} B_{eff} &= B - \sum b - \sum t + 0,80 \cdot \sum b \\ &= B - \sum t - 0,20 \cdot \sum b \end{aligned}$$

Keterangan:

B_{eff} = lebar efektif bendung (m)

B = lebar seluruh bendung (m)

$\sum t$ = jumlah tebal pilar (m)

$\sum b$ = jumlah lebar pintu bilas (m)

Lebar pilar (t) diambil = 1,5 m

Direncanakan 3 pintu pembilas dan 3 pilar

$$\begin{aligned} B_{eff} &= B - \sum t - 0,20 \cdot \sum b \\ &= 62,026 - (3 \times 1,5) - (0,2 \times 2,068 \times 3) \\ &= 56,285 \text{ m} = 56 \text{ m} \end{aligned}$$

Keterangan:

b_1 = lebar pintu penguras (m)

n = jumlah pintu penguras

t = lebar pilar (m)

B_{eff} = lebar efektif bendung (m)

$\sum t$ = jumlah efektif tebal pilar (m)

5. Menentukan tinggi bendung

Untuk menentukan tinggi air diatas mercu bendung digunakan cara coba-coba dengan menentukan harga (H_e) terlebih dahulu, dimana nilai $H_e = H_e'$

Data perencanaan:

Debit Rencana (Q_d) = 163 m³/dt

Tinggi mercu bendung (p) = 4,4 m

Lebar efektif bendung (B_{eff}) = 56 m

Dipakai bendung Type Ogee:

$$Q = C \cdot B_{eff} \cdot H_e^{3/2}$$

$$H_e^{3/2} = \frac{Q_d}{C \times B_{eff}}$$

$$C = C_1 \times C_2 \times C_3$$

$$H_e = \left(\frac{Q_d}{C \times B_{eff}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Keterangan:

- Q_d = debit banjir rencana (m^3/dt)
 B_{eff} = lebar efektif bendung (m)
 H_e = tinggi total air di atas bendung (m)
 C = koefisien pelimpasan (discharge coefficient)
 C_1 = dipengaruhi sisi depan bendung
 C_2 = dipengaruhi lantai depan
 C_3 = dipengaruhi air di belakang bendung

Nilai C , C_1 , C_2 , dan C_3 didapat dari grafik ratio of discharge coefficient (pada lampiran). Untuk menentukan tinggi air di atas bendung digunakan cara coba-coba (Trial and Error) dengan menentukan tinggi perkiraan H_e terlebih dulu.

Dicoba $H_e = 1,701$ m maka:

$$\frac{p}{H_e} = \frac{4,4}{1,701} = 2,587m$$

Dari grafik DC-12 didapatkan $C_0 = 1,3$ (dengan *upstream face vertical*).

$$\begin{aligned}
 H_d &= P + H_e - d_3 \\
 &= 4,4 + 1,521 - 1,558 \\
 &= 4,363 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\frac{H_d + d_3}{H_e} = \frac{4,363 + 1,558}{1,521} = 3,893 \text{ m}$$

Dari grafik DC 13 A diperoleh $C_1 = 1$

$$\frac{H_d}{H_e} = \frac{4,363}{1,521} = 2,869 \text{ m}$$

Dari grafik DC 13 B diperoleh $C_2 = 1$

Didapat $C = C_0 \times C_1 \times C_2 = 1,3$

$$H_e' = \left(\frac{Q_d}{C \times B_{eff}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{142}{1,3 \times 56,132} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,521 \text{ m}$$

Perhitungan selanjutnya dilakukan dengan menggunakan tabel 2.12.

Tabel 2.12 Perhitungan Tinggi Air di Atas Mercu Bendung

Rumus	Tinggi Perkiraan (He)		
	1,4	1,45	1,70
Qd	163,59	163,59	163,59
Hd = p+he-d3	4,413	4,413	4,413
$\frac{Hd}{He}$	2,594	2,594	2,594
$\frac{Hd + d3}{He}$	3,587	3,587	3,587
C0	1,3	1,3	1,3
C1	1	1	1
C2	1	1	1
Beff	56,285	56,285	56,285
C = C0 x C1 X C2	1,3	1,3	1,3
$He' = (\frac{Q}{C.L})^{\frac{2}{3}}$	1,666	1,666	1,701
Error	-0,266	-0,216	0,000

Maka diperoleh tinggi total air di atas puncak/mercu bendung (He) = 1,7 m

6. Tinggi air maksimum di atas mercu bendung

Untuk menentukan tinggi air maksimum di atas mercu bendung dipergunakan cara coba-coba (trial and error), sehingga diperoleh

$$h_{v0} = h_{v0}'$$

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

$$H_{v0}' = \frac{V_0^2}{2g}$$

$$A = B_{eff} \times d_0$$

$$H = h_e - h_{v0}$$

$$d_0 = H + p$$

Keterangan:

h_{v0} = tinggi kecepatan di hulu sungai (m)

H = tinggi air maksimum diatas mercu (m)

d_0 = tinggi muka air banjir di hulu bendung (m)

V_0 = kecepatan aliran di hulu bendung (m/dt)

g = gravitasi (9,81 m/dt)

Tabel 2.13 Perhitungan Tinggi Kecepatan Air Maksimum

Rumus	Taksiran hvo		
	0,007	0,008	0,012
$H = H_e - h_{vo}$	1,69	1,69	1,689
$d_0 = H + P$	6,09	6,09	6,09
$A = L_{eff} \cdot D_0$	343,001	342,945	342,720
$V_0 = Q_d/A$	0,477	0,477	0,477
$h_{vo}' = \frac{v_0^2}{2g}$	0,012	0,012	0,012
Error	0,005	0,004	0,000

Dimana:

$$Q_d = 163 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$d_0 = 6,09 \text{ m}$$

$$B_{eff} = 56,285 \text{ m}$$

$$P = 4,4 \text{ m}$$

$$H_e = 1,7 \text{ m}$$

Maka didapat:

$$h_{v0} = h_{v0}' = 0,012 \text{ m}$$

$$H = 1,69 \text{ m}$$

$$d_0 = 6,09 \text{ m}$$

$$A = 342,720 \text{ m}^2$$

$$v_0 = 0,477 \text{ m/dt}$$

3. Perhitungan Ketinggian Energi Tiap Detik

a. Tinggi energi pada aliran kritis

Menentukan hydraulic pressure of the weir (dc)

$$q = \frac{Q}{B'} = \frac{Q}{B_{eff}} = \frac{163,59}{56,285} = 2,906 \frac{\text{m}^2}{\text{dt}}$$

$$dc = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{2,906^2}{9,81}\right)^{\frac{1}{3}} = 0,951 \text{ m}$$

b. Menentukan harga Ec

$$vc = \frac{q}{dc} = \frac{2,906}{0,951} = 3,055 \text{ m/dt}$$

$$h_{vc} = \frac{vc^2}{2g} = \frac{3,055^2}{2 \times 9,81} = 0,476 \text{ m}$$

$$E_c = d_c + h_{vc} + p = 0,951 + 0,476 + 4,4 = 5,827 \text{ m}$$

Keterangan:

d_c = Tinggi air kritis di atas mercu (m)

v_c = Kecepatan air kritis (m/dt)

h_{vc} = Tinggi kecepatan kritis (m)

E_c = Tinggi energi kritis (m)

c. Tinggi energi (air terendah) pada kolam olakan

Untuk menentukan tinggi energi (air terendah) pada kolom olakan dicari dengan cara coba-coba (trial and error) dimana $E1 \approx E_c$.

Diketahui:

$$q = 2,906 \text{ m}^2/\text{dt}$$

$$E_c = 5,827 \text{ m}$$

Keterangan:

$$d1 = \frac{q}{v1} \quad hv1 = \frac{v1^2}{2g} \quad E1 = d1 + hv1$$

Tabel 2.14 Perhitungan Tinggi Energi (Air Terendah) Pada Kolam Olakan

Rumus	Perkiraan $v1$ (m/dt)			Catatan
	10,2	10,3	10,43	
$d1 = \frac{q}{v1}$	0,285	0,282	0,279	E1=E _c
$hv1 = \frac{v1^2}{2g}$	5,308	5,413	5,545	
$E1 = d1 + hv1$	5,593	5,695	5,823	
Error	0,23	0,13	0,00	

Maka diperoleh:

$$v1 = 10,43 \text{ m/dt}$$

$$E1 = 5,823 \text{ m}$$

$$d1 = 0,279 \text{ m}$$

$$hv1 = 5,545 \text{ m}$$

d. Tinggi energi (air tertinggi) pada kolam olakan

$$Fr = \frac{v1}{\sqrt{g \times d1}} = \frac{10,43}{\sqrt{9,81 \times 0,279}} = 6,308$$

$$d2 = \frac{d1}{2} \left[(1 + 8Fr^2)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] = \frac{0,279}{2} \left[(1 + 8 \cdot 6,308^2)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] = 2,351 \text{ m}$$

$$v2 = \frac{q}{d2} = \frac{2,906}{2,351} = 1,236 \text{ m/dt}$$

$$hv2 = \frac{v2^2}{2 \times g} = \frac{1,236^2}{2 \times 9,81} = 0,078 \text{ m}$$

$$E2 = d2 + hv2 = 2,351 + 0,078 = 2,429 \text{ m}$$

Keterangan:

Fr = bilangan Froude

d2 = tinggi air tertinggi pada kolam olakan (m)

v2 = kecepatan aliran (m/dt)

hv2 = tinggi kecepatan (m)

E2 = tinggi energi (m)

e. Tinggi energi di hilir bendung

Pada perhitungan sebelumnya, telah didapat d3 = 1,688 m

$$v3 = \frac{q}{d3} = \frac{2,906}{1,688} = 1,722 \text{ m/dt}$$

$$hv3 = \frac{v3^2}{2 \times g} = \frac{1,722^2}{2 \times 9,81} = 0,151 \text{ m}$$

$$E3 = d3 + hv3 = 1,688 + 0,151 = 1,839 \text{ m}$$

Keterangan:

v3 = kecepatan aliran di hilir bendung (m/dt)

d3 = tinggi air di hilir bendung (m)

hv3 = tinggi kecepatan di hilir bendung (m)

E3 = tinggi energi di hilir bendung (m)

f. Perhitungan panjang dalam penggerusan

a. Dalam penggerusan (scouring depth):

$$d0 = 6,09 \text{ m}$$

$$d3 = 1,688 \text{ m}$$

$$h = d0 - d3 = 6,09 - 1,688 = 4,401 \text{ m}$$

$$q = 2,906 \text{ m}^2/\text{dt}$$

d = diameter batu terbesar yang hanyut waktu banjir,

$$d = 300 \text{ mm}$$

Schoklish Formula:

$$T = \frac{4,75}{d^{0,32}} \times h^{0,2} \times q^{0,57} = \frac{4,75}{300^{0,32}} \times 4,401^{0,2} \times 2,906^{0,57} = 1,892 \text{ m}$$

Keterangan:

h = beda tinggi muka air di hulu dan di hilir (m)

d = diameter batu yang jatuh ke dalam kolam olak (mm)

T = kedalaman penggerusan (m)

b. Perhitungan Panjang penggerusan (scouring length):

$$v_1 = 10,343 \text{ m/dt}$$

$$H = 1,69 \text{ m}$$

$$p = 4,4 \text{ m}$$

Angelholzer Formula:

$$\begin{aligned} L &= (v_1 + \sqrt{2gH}) \sqrt{\frac{2p}{g} + H} \\ &= (10,343 + \sqrt{2 \times 9,81 \times 1,69}) \sqrt{\frac{2 \times 4,4}{9,81} + 1,69} \\ &= 17,020 \text{ m} \end{aligned}$$

Keterangan:

L = Panjang penggerusan (m)

v_1 = Kecepatan aliran pada punggung bendung (m/dt)

H = Tinggi air maksimum dari puncak mercu (m)

P = Tinggi mercu bendung (m)

g = Gravitasi (9,81 m²/detik)

Tabel 2.15 Tabel Ketinggian Energi Pada Tiap Titik

Titik-titik	d	v	hv	E
0	6,09	0,477	0,012	
1	0,279	10,43	5,545	5,823
2	2,351	1,236	0,078	2,429
3	1,688	1,722	0,151	1,839
c	0,951	3,055	0,476	5,827
H	1,689			
He	1,70			
p	4,4			
T	1,892			
L	17,020			

Elevasi Masing – Masing Titik:

- Elev. dasar sungai = + 203,00 m
- Elev. muka air normal (MAN) = 203+ p
= 203+ 4,4

	= 207,4 m
• Elev. muka air banjir (MAB)	= 203+ d_0
	= 203+ 6,09
	= 209,089 m
• Elev. energi kritis	= 203+ E_c
	= 203+ 5,823
	= 208,823 m
• Elev. energi di hilir bendung	= 203+ E_3
	= 203+ 1,839
	= 204,839 m
• Elev. dasar kolam olakan	= 203– T
	= 203– 1,892
	= 201,492 m
• Elev. sungai maksimum di hilir	= 203+ 1,688
	= 204,688 m

2.12 Hidraulika pada Bendung

2.12.1 Menentukan Bagian Muka (*Up Stream*) Bendung

Untuk menentukan bentuk penampang kemiringan bendung bagian hulu, ditetapkan berdasarkan parameter seperti H dan P, sehingga akan diketahui kemiringan bendung bagian up stream seperti ketentuan pada Tabel 2.16

Data:

$$H = 1,689 \text{ m}$$

$$p = 4,4 \text{ m}$$

$$\frac{p}{H} = \frac{4,4}{1,689} = 2,605 \text{ m}$$

Tabel 2.16 Nilai P/H terhadap Kemiringan Muka Bendung

P/H	Kemiringan
< 0.40	1 : 1
0.40 – 1.00	3 : 2
1.00 – 1.50	3 : 1
> 1.50	Vertikal

Dari tabel, untuk P/H = 2,605 m, diperoleh kemiringan muka bendung yang vertikal. Bentuk mercu yang dipilih adalah mercu Ogee.

Mercu Ogee tidak akan menimbulkan tekanan sub-atmosfer pada permukaan mercu ketika bendung mengalirkan air pada debit rencana. Hal ini karena mercu Ogee memiliki bentuk yang menyerupai tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam. Pada debit yang rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu..

Dari buku Standar Perencanaan Irigasi KP-02 Hal 57 Gambar 4.9, untuk bendung mercu Ogee dengan kemiringan vertikal, pada bagian upstream diperoleh nilai:

$$\begin{aligned}
 x_0 &= 0,175H = 0,175 \times 1,689 = 0,296 \text{ m} \\
 x_1 &= 0,282H = 0,282 \times 1,689 = 0,476 \text{ m} \\
 r_0 &= 0,5H = 0,5 \times 1,689 = 0,845 \text{ m} \\
 r_1 &= 0,2H = 0,2 \times 1,689 = 0,338 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2.12.2 Menentukan Bagian Belakang (*Down Stream*) Bendung

Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* mengembangkan persamaan sebagai berikut:

$$x^n = k \times H^{(n-1)} \times y$$

Keterangan:

Nilai k dan n tergantung kemiringan *up stream* bendung. Harga-harga k dan n adalah parameter yang ditetapkan dalam Tabel 2.17 x dan y adalah koordinat-koordinat permukaan *down stream*.

H adalah tinggi air di atas mercu bendung.

Tabel 2.17 Nilai k dan n Berbagai Kemiringan

Kemiringan permukaan	<i>k</i>	<i>n</i>
1 : 1	1,873	1,776
3 : 2	1,939	1,810
3 : 1	1,936	1,836
vertikal	2,000	1,850

Dari tabel di atas diperoleh:

$$k = 2,000$$

$$n = 1,850$$

Nilai k dan n disubstitusi ke dalam persamaan

Sehingga didapat persamaan downstream:

$$x^n = k \times H^{(n-1)} \times y$$

$$x^{1,850} = 2,000 \times 1,689^{(1,850-1)} \times y$$

$$x^{1,850} = 2,903 \times y$$

$$y = \frac{x^{1,850}}{2,903}$$

$$y = 0,320 \cdot x^{1,850}$$

Turunan persamaan tersebut:

$$y' = 1,85 \cdot 0,32 \cdot x^{1,850}$$

$$y' = 0,592 \cdot x^{1,850}$$

$$x^{0,850} = \frac{1}{0,592}$$

$$x_c = 1,851 \text{ m}$$

$$y = 0,320 \cdot x^{1,850}$$

$$y = 0,320 \cdot 1,875^{1,850}$$

$$y_c = 1,001 \text{ m}$$

Diperoleh koordinat titik singgung = (1,851; 1,001) m

Jadi perpotongan garis lengkung dan garis lurus terletak pada jarak:

$$y = 1,001 \text{ m dari puncak spillway}$$

$$x = 1,691 \text{ m dari sumbu spillway.}$$

1. Lengkung Mercu spillway Bagian Hilir

$$\text{Persamaan: } y = 0.320.1,875^{1,850}$$

$$\text{Elevasi muka air normal} = + 207,40 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar kolam olakan} = + 201,492 \text{ m}$$

$$x_c, y_c = (1,851; 1,001) \text{ m}$$

Tabel 2.18 Lengkung Mercu bagian Hilir/Down Stream (interval 0,1 m)

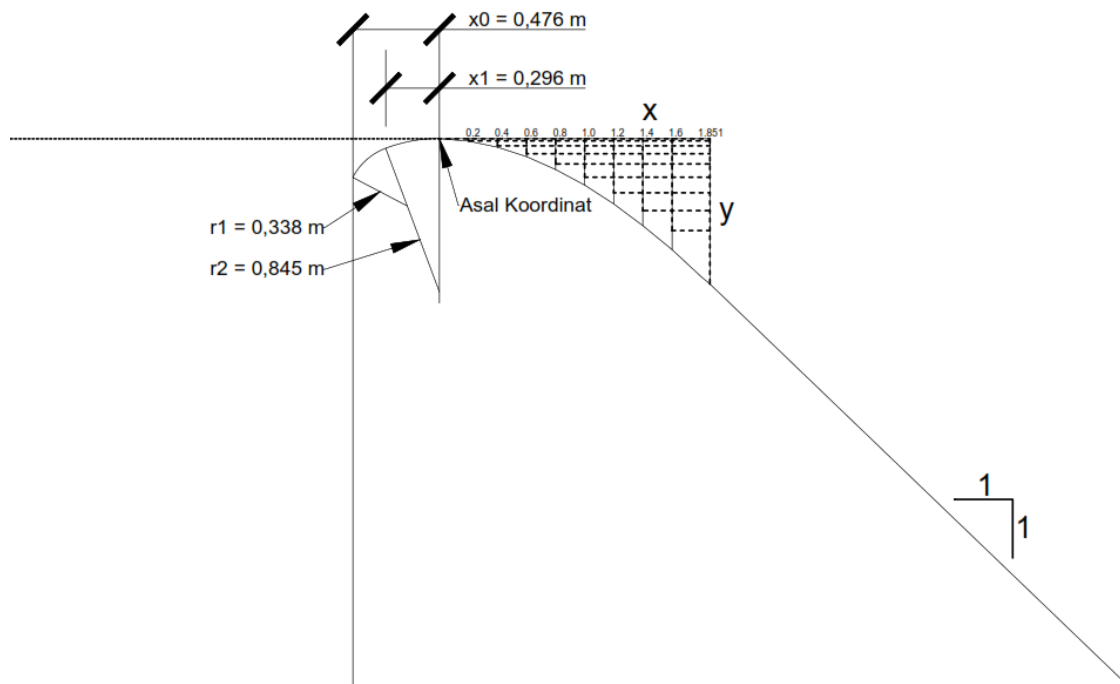
x	y	elevasi	Koordinat
0,0	0,000	207,400	0,0
0,1	0,005	207,395	0,1,-0,00452360632045234
0,2	0,016	207,384	0,2,-0,0163076091559078
0,3	0,035	207,365	0,3,-0,0345270221529768
0,4	0,059	207,341	0,4,-0,058788961183354
0,5	0,089	207,311	0,5,-0,0888340188891679
0,6	0,124	207,276	0,6,-0,124469978751779
0,7	0,166	207,234	0,7,-0,16554504118799
0,8	0,212	207,188	0,8,-0,211934313851632
0,9	0,264	207,136	0,9,-0,263532052593151
1,0	0,320	207,080	1,-0,320246802477767
1,1	0,382	207,018	1,1,-0,381998158879726
1,2	0,449	206,951	1,2,-0,448714503724804
1,3	0,520	206,880	1,3,-0,520331363192674
1,4	0,597	206,803	1,4,-0,596790179814422
1,5	0,678	206,722	1,5,-0,67803737125771
1,6	0,764	206,636	1,6,-0,764023593607568
1,7	0,855	206,545	1,7,-0,854703154330377
1,8	0,950	206,450	1,8,-0,950033537249435
1,9	1,050	206,350	1,9,-1,04997501296194
1,851	1,001	206,399	1,85124076557778,-1,0006706840961

Bagian Hilir Spillway dengan Kemiringan 1 : 1

$$\tan \theta = 1 \quad \theta = 45^\circ$$

$$\text{Persamaan: } y = \tan \theta = 1 ; \quad y = x$$

$$\text{Elev. dasar kolam olakan} = + 201,492 \text{ m}$$



Gambar 2.6 Rencana Bentuk Mercu Bendung

2.13 Intake dan Pintu Intake (Baja)

Bangunan pengambilan berfungsi untuk mengambil air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan. Pengambilan dibuat dekat dengan pembilas dan as bendung. Pembilas pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga jika terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu bergantung kepada kecepatan aliran masuk yang diinginkan. Kecepatan ini bergantung kepada ukuran butir bahan yang dapat diangkut

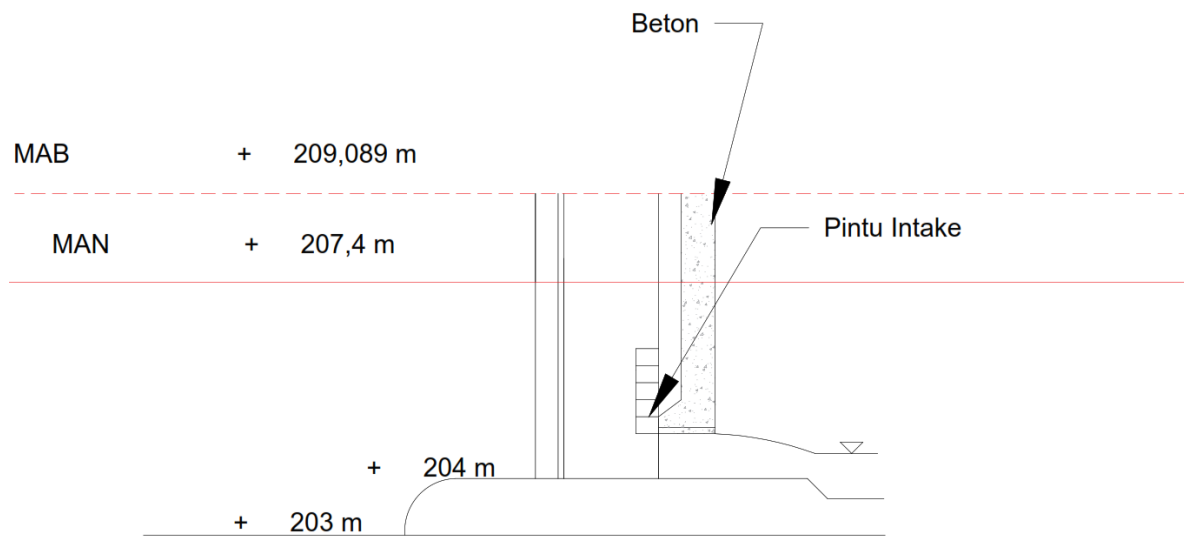
Elevasi ambang bangunan pengambilan ditentukan dari tinggi dasar sungai. Tinggi Ambang (p) intake tergantung jenis endapannya, dan direncanakan diatas dasar dengan ketentuan sebagai berikut:

$p = 0,50$ m jika sungai hanya mengangkut lanau atau lumpur

$p = 0,50 \sim 1,00$ m jika sungai juga mengangkut pasir dan kerikil

$p = 1,00 \sim 1,50$ m jika sungai juga menangkut batu-batuan dan bongkahan.

Hal tersebut di atas dimaksudkan agar sedimen-sedimen seperti lanau, pasir, kerikil, dan batu tidak ikut terbawa ke dalam saluran pengambilan.



Gambar 2.7 Skema Bentuk Bangunan Pengambil (Intake)

Ketentuan:

- Kecepatan aliran adalah 0,6 m/dtk sampai 1 m/dtk
- $c = 0,6$ untuk $b < 1$ m.....(1)
- $c = 0,7 - 0,72$ untuk $1,5 < b < 2,0$ (2)
- Ukuran penampang (KP 02 halaman 112 Bab 5)
 - $b : h = 1 : 1$
 - $b : h = 1 : 1,5$
 - $b : h = 1 : 2$

Dipilih perbandingan 1 : 1,5

- Tinggi ambang intake tergantung jenis endapannya, yaitu untuk endapan lumpur ($t = 0,5$ m), pasir + kerikil ($t = 0,5 \sim 1$ m) dan bebatuan ($t = 1 \sim 1,5$ m)

Debit pengambilan rencana (Q_{pr}) = 1,1 m³/dt

Kecepatan air diambil = 1,5 m/dt (pasir + kerikil)

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{1,1}{1,5} = 0,73 \text{ m}^2$$

$$h = \sqrt{\frac{A}{b}} = \sqrt{\frac{0,73}{1,5}} = 0,7 \text{ m} = \text{digunakan } h = 1$$

$$b = 1,5h = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ m} = \text{digunakan } b = 1,5$$

$$A = b \times h = 1,05 \times 0,7 = 0,73 \text{ m}^2$$

Untuk memenuhi syarat $b : h = 1,5 : 1$

Koefisien debit (c) = 0,7 untuk $1,5 < b < 2,0$ m

$$z = \frac{v^2}{c^2 \times 2 \times g} = \frac{1,5^2}{0,7^2 \times 2 \times 9,81} = 0,234 \text{ m}$$

Kontrol:

$$Q' = c \times A \sqrt{2 \times g \times z}$$

$$Q' = 0,7 \times (1,5 \times 1) \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,234}$$

$$Q' = 1,1 \text{ m}^3/\text{dtk} \geq Q_{pr} (1,1 \text{ m}^3/\text{dtk})$$

Keterangan:

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

b = lebar bukaan (m)

h = tinggi bukaan (m)

Q = debit pengambilan (m³/dt)

f.	Elevasi dasar bendung	: +203,00 m
g.	Elevasi ambang	: +204,00 m
h.	Elevasi muka air normal	: +207,40 m
i.	Elevasi muka air banjir	: +209,089 m

2.13.1 Perencanaan Pintu Pengambilan

Tinggi MAB dari elevasi dasar bendung = 6,089 m.

- a. Tinggi ambang di bawah pintu pengambilan diambil = 1,0 m.

$$h_2 = 209,089 - 204,0 = 5,089 \text{ m}$$

- b. Pintu sekat balok, digunakan Pintu sekat balok digunakan baja mutu Fe 360 dengan lebar masing-masing papan adalah 25 cm = 0,25 m

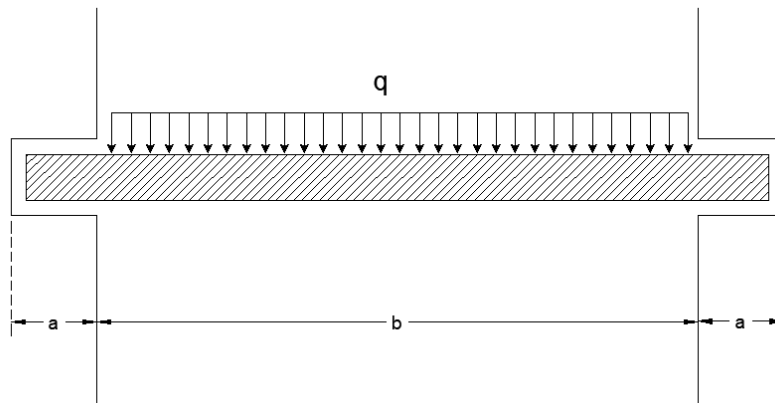
$$h_1 = -0,25 = 4,839 \text{ m}$$

Tekanan yang diterima pada masing-masing papan:

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma w \times (h_1 + h_2) \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 1 \times (4,839 + 5,089) \times 0,25 = 1,241 \text{ t/m}$$

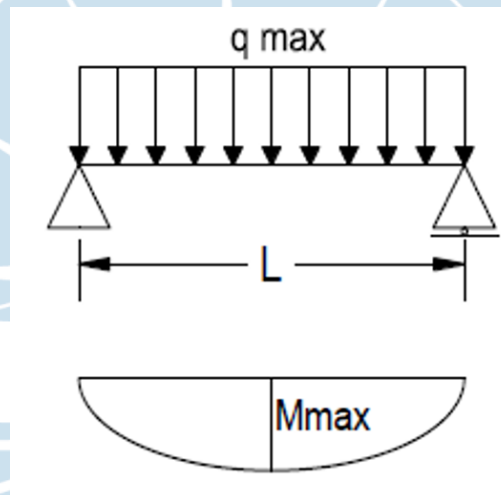
$$L = B + \frac{1}{2}a + \frac{1}{2}a = 1,05 + \frac{1}{2} \cdot 0,15 + \frac{1}{2} \cdot 0,15 = 1,199 \text{ m}$$



Gambar 2.8 Tampak Atas Perencanaan Pintu Pengambilan

c. Momen Lentur

Beban diasumsikan sebagai beban merata yang bekerja pada lebar pintu dengan perletakan dianggap sendi roll.



Gambar 2.9 Bidang Momen Beban Merata

$$M_c = \left(R_{av} \times \frac{1}{2}L \right) - \left(P \times \frac{1}{2}L \times \frac{1}{4}L \right)$$

$$M_c = \left(\frac{PL}{2} \times \frac{L}{2} \right) - \left(P \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{4} \right)$$

$$M_c = \left(\frac{PL^2}{4} \right) - \left(\frac{PL^2}{8} \right)$$

$$M_c = \left(\frac{PL^2}{8} \right)$$

$$M_c = \left(\frac{PL^2}{8} \right) = 0,223 \text{ tonm}$$

Baja mutu Fe 360 dengan $= 2400 \text{ kg/cm}^2 = 24000 \text{ ton/m}^2$

Baja terendam air dengan $= \frac{2}{3} \times 24000 \text{ ton/m}^2 = 16000 \text{ ton/m}^2$

$$\bar{\sigma} = \frac{M}{w} = \frac{Mx}{Iy} = \frac{M\left(\frac{1}{2}t\right)}{\frac{1}{12} \times h \times t^3} = \frac{M}{\frac{1}{6} \times h \times t^2}$$

$$t^2 = \frac{6 \times Mc}{h \times \bar{\sigma}}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times Mc}{h \times \bar{\sigma}}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,223}{0,25 \times 16000}} = 0,047 \text{ m} = 4,7 \approx 5 \text{ cm}$$

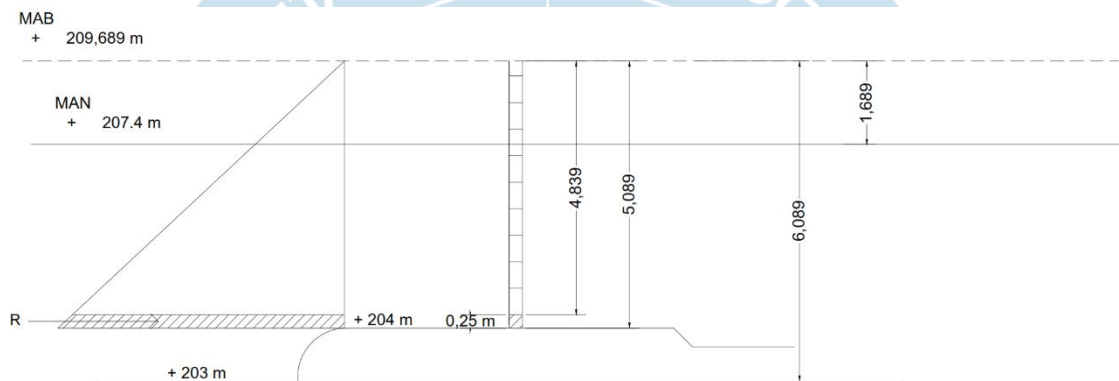
Keterangan:

P = tekanan air di depan pintu (ton/m)

L = panjang pintu pengambilan (m)

M = momen lendutan pada pintu (tm)

t = tebal pintu pengambilan (cm)



Gambar 2.10 Perencanaan Pintu Pengambilan

2.13.2 Dimensi Saluran Primer

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

$$b = 1,05 \text{ m}$$

$$v = 1,5 \text{ m/dtk}$$

Kemiringan talud = 1: 1

$$A = \frac{1}{2} (b + b + 2h)h$$

$$A = 1,22$$

$$h = 0,5$$

Tabel 2.19 Tinggi Jagaan

>15,0	1,00
Q (m ³ /dt)	Tinggi Jagaan (m)
< 0,5	0,40
0,5 – 1,5	0,50
1,5 – 5,0	0,60
5,0 – 10,0	0,75
10,0 – 15,0	0,85

Tinggi jagaan diambil 0,50 m ($0,5 \text{ m}^3/\text{dt} < Q_1 < 1,5 \text{ m}^3/\text{dt}$)

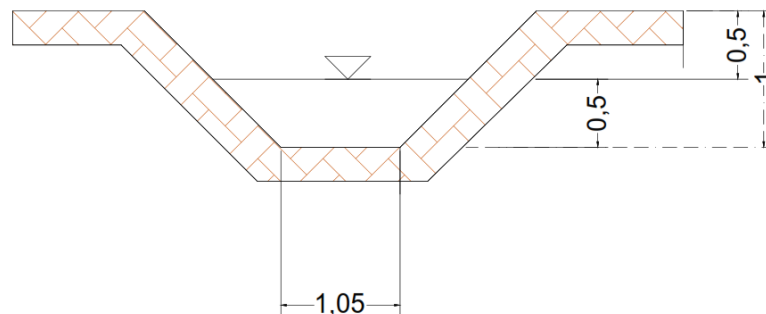
Tinggi saluran (H):

$$H = 0,5 + 0,5 = 1 \text{ m}$$

Keterangan:

V = Kecepatan aliran = 1,5 m/detik

A = Luas penampang (m²)



Gambar 2.11 Dimensi Saluran Primer

2.14 Pintu Pembilas

Bangunan pembilas berfungsi untuk mengurangi sebanyak mungkin benda-benda terapung dan fraksi-fraksi sedimen kasar yang masuk ke jaringan saluran irigasi. Lantai pembilas merupakan kantong tempat mengendapnya bahan-bahan kasar di depan pembilas pengambilan. Sedimen yang terkumpul dapat dibilas dengan membuka pintu pembilas secara berkala guna menciptakan aliran terkonsentrasi tepat di depan pengambilan.

Lebar sekat balok (b) = 1,5 m. Rumus kecepatan yang dipakai pada pintu pembilas:

$$Vc = 1,5 \times c \times \sqrt{d}$$

Keterangan:

- v_c = Kecepatan kritis yang diperlukan untuk pengurasan (m/dt)
 c = Koefisien (tergantung dari bentuk endapan). Harga koefisien 3,2~5,5
 d = Diameter butir / endapan maksimum

Jadi, kecepatan pembilasan sangat ditentukan oleh diameter butir maksimum yang lewat, di mana dianggap diameter material (d) adalah 0,3 m dan c yang diambil adalah 4,5.

Maka:

$$\begin{aligned} V_c &= 1,5 \times c \times \sqrt{d} \\ &= 1,5 \times 4,5 \times \sqrt{0,3} \\ &= 3,7 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

2.14.1 Pintu Terbuka Sebagian

Rumus:

$$V_c = c \times \sqrt{d \times g \times z} = c \times \sqrt{d \times g \times \left(H - \frac{1}{2}y\right)}$$

Dimana:

c = koefisien yang tergantung dari lebar pintu

Untuk $b < 1,00$ m, maka $c = 0,60$

Untuk $1,50 \text{ m} < b < 2,00$ m, maka $c = 0,70 - 0,72$

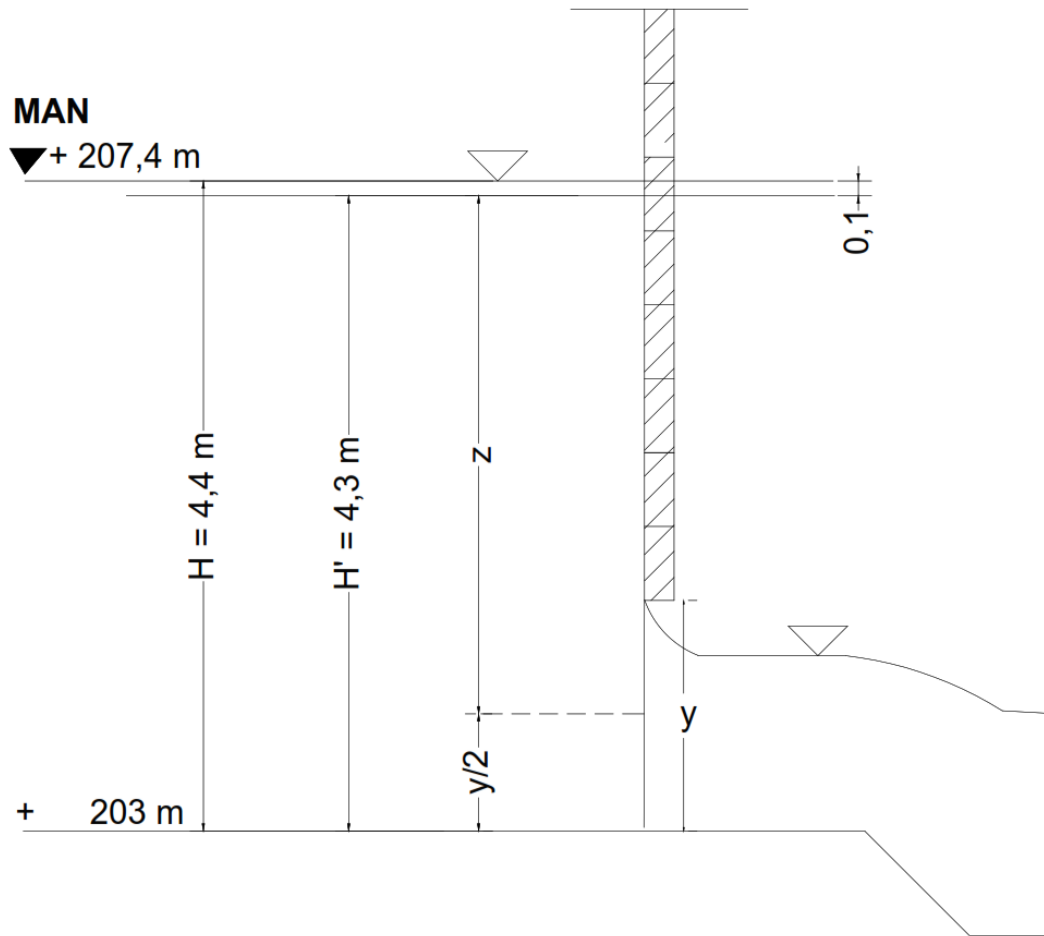
y = tinggi bukaan pintu

$$\begin{aligned} z &= H - \frac{1}{2}y \\ &= \frac{V_c^2}{c^2 \times 2 \times g} \\ &= \frac{3,697^2}{0,72^2 \times 2 \times 9,81} \\ &= 1,344 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= 2 \cdot (H - Z) \\ &= 2 \cdot (4,3 - 1,344) \end{aligned}$$

$$= 5,912 \text{ m}$$

$$\frac{1}{2}y = 2,96 \text{ m}$$



Gambar 2.12 Pintu Pembilas Terbuka Sebagian

Keterangan:

v_c = kecepatan pembilasan (m/dt)

c = koefisien pengaliran (0,72)

y = tinggi bukaan pintu (m)

H = MAN = tinggi minimum bukaan untuk pengurasan (m)

2.14.2 Pintu Terbuka Penuh

Bukaan penuh (tinggi bukaan untuk pengurasan):

Rumus:

$$Q = b \times d \times \mu \times \sqrt{2 \times g \times z}$$

Dimana:

$$A = b \times d$$

$$\mu = 0,75$$

$$g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$$

$$z = \frac{H}{3}$$

$$Q = A \times \mu \times \sqrt{2 \times g \times z}$$

$$= A \times 0,75 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times \frac{H}{3}}$$

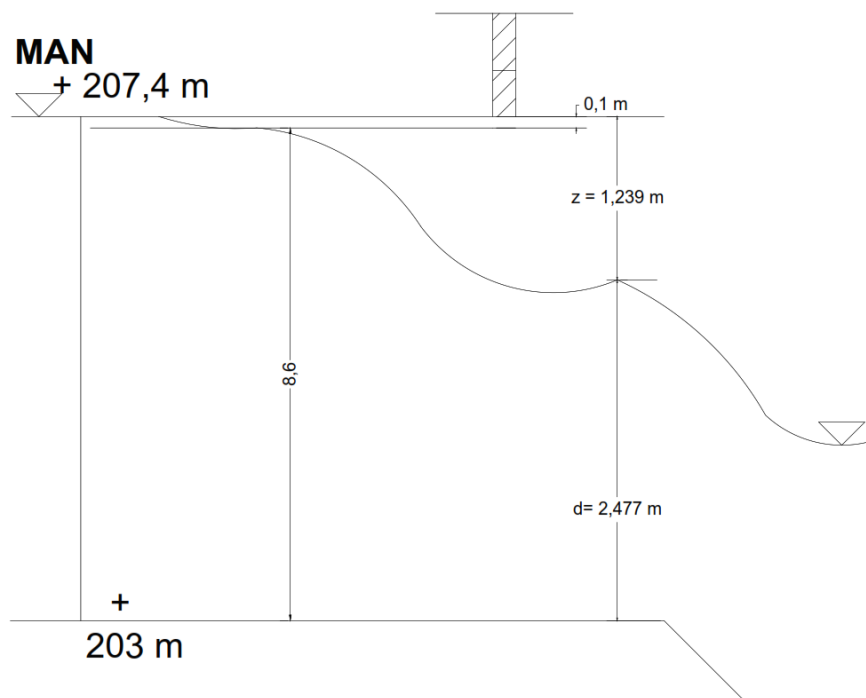
$$V_c = \frac{Q}{A} = A \times 0,75 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times \frac{H}{3}}$$

$$V_c = 0,75 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times \frac{H}{3}}$$

$$3,7 = 0,75 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times \frac{H}{3}}$$

$$H = 3,716 \text{ m} \approx 3,7 \text{ m (menyesuaikan d dan H)}$$

$$d = H - z = 3,716 - 1,239 = 2,477 \text{ m}$$



Gambar 2.13 Pintu Pembilas Terbuka Penuh

2.14.3 Pembebanan dan Perencanaan Dimensi Pintu Pembilas

Tinggi balok yang menerima beban paling besar diambil, $h = 0,25 \text{ m}$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3$$

$$\emptyset = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \emptyset/2) = 0,33$$

a. Akibat Tekanan Air

$$h_1 = \text{M.A.B} - \text{dasar sungai} = 6,089 \text{ m}$$

$$h_2 = 6,089 - 0,25 = 5,839 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{\gamma_{\text{air}} \times (h_1 + h_2)}{2} h \\ &= \frac{1 \times (6,089 + 5,839)}{2} 0,25 \\ &= 1,491 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

b. Akibat Tekanan Lumpur

$$h_3 = \text{tinggi bendung} = 4,4 \text{ m}$$

$$h_4 = 4,4 - 0,25 = 4,15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_s &= \frac{\gamma_{\text{lumpur}} \times K_a \times (h_3 + h_4)}{2} h \\ &= \frac{2,65 \times 0,33 \times (4,4 + 4,15)}{2} 0,25 \\ &= 0,94 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

c. Tekanan Total yang Terjadi Pada Pintu

$$P_{\text{total}} = P_w + P_s = 1,491 + 0,94 = 2,44 \text{ ton/m}$$

d. Momen Lentur

$$\text{Lebar sekat balok (b)} = 1,5 \text{ m}$$

$$L = a + b + a = 0,15 + 1,05 + 0,15 = 1,35 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \left(R_{av} \times \frac{1}{2} L \right) - \left(P \times \frac{1}{2} L \times \frac{1}{4} L \right) \\ &= \left(\frac{PL}{2} \times \frac{L}{2} \right) - \left(P \times \frac{1}{2} L \times \frac{1}{4} L \right) \\ &= \frac{PL^2}{4} - \frac{PL^2}{8} \\ &= \frac{PL^2}{8} \end{aligned}$$

$$M_c = \frac{2,44 \times 1,35^2}{8} = 0,554 \text{ tonm}$$

$$\text{Baja mutu Fe 360 dengan } = 240 \text{ kg/cm}^2 = 24000 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{M}{W} = \frac{Mx}{I_y} = \frac{M \times \frac{1}{2} t}{\frac{1}{12} \times h \times t^3} = \frac{M}{\frac{1}{6} \times h \times t^2}$$

$$t^2 = \frac{6M}{h \times \sigma}$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{h \times \sigma}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,554}{0,25 \times 24000}} = 0,074 \text{ m} = 7,44 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}$$

Keterangan:

P = tekanan air di depan pintu (t/m)

L = panjang pintu pengambilan (m)

M = momen lendutan pada pintu (tm)

t = tebal pintu pengambilan (cm)

2.15 Kantong Lumpur

Kantong lumpur merupakan bangunan yang berada di pangkal saluran induk dan berfungsi untuk menampung serta mengendapkan lumpur, pasir, dan kerikil. Ini bertujuan agar bahan endapan tersebut tidak terbawa saluran di hilirnya. Bangunan kantong lumpur dibersihkan tiap jangka waktu tertentu.

1. Data Umum Perencanaan

Debit pengambilan (Q1)	= 1,1 m ³ /dt
Lebar saluran (b)	= 1,05 m
Kecepatan pengambilan (V)	= 1,5 m/dt
Koefisien kekerasan dinding saluran (k)	= 40
Area/Luas	= 0,73 m ²
Kemiringan saluran	= 1: 1

Tabel 2.20 harga kekasaran koefisien *strickler* (k) untuk saluran irigasi bawah tanah

Debit rencana m ³ /dt	K m ^{1/3} /dt
Q > 10	45
5 < Q < 10	42,5
1 < Q < 5	40
Q < 1 dan saluran tersier	35

a. Tinggi tampang basah (A)

$$A = \frac{1}{2} \cdot h \cdot (2b + 2h)$$

$$1,2 = \frac{1}{2} \cdot h \cdot (2 \cdot 1,5 + 2h)$$

$$1,2 = 1,5h + h^2$$

$$h^2 + 1,5h - 1,2 = 0$$

dengan menggunakan rumus $abc = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$

maka didapatkan nilai $h = 0,276 \text{ m}$

b. Keliling Basah (P)

$$P = b + 2\sqrt{h} = 1,05 + 2\sqrt{0,276} = 0,819 \text{ m}$$

c. Jari-jari Hidraulis (R)

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,73}{0,819} = 0,896 \text{ m}$$

d. Kemiringan Saluran (I_n)

$$I_n = \left(\frac{V}{k \times R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = \left(\frac{1,5}{40 \times 0,896^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0,002 \text{ m}$$

e. Tinggi Jagaan (Free Board)

$$F = c + 0,075V \times h^{\frac{2}{3}} = 0,4 + 0,075 \times 1,5 \times 0,276^{\frac{2}{3}} = 0,405 \text{ m}$$

2. Perencanaan Dimensi Kantong Lumpur

a. Koefisien viskositas (ψ)

$$\Psi = \frac{0,0178}{1 + 0,377Tc + 0,00022Tc^2} = 0,00856$$

Keterangan:

w = kecepatan jatuh (m/dt)

ψ = koefisien viskositas (t/m³)

Tc = 25°

b. Kecepatan jatuh

$$\begin{aligned} w &= \frac{1}{18} D^2 \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\psi} g \\ &= \frac{1}{18} 0,01^2 \frac{(2,65 - 1)}{0,00856} 9,81 \\ &= 0,0105 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Keterangan:

W = kecepatan jatuh (m/dt)

D = diameter sedimen = 0,01 m

γ_s = berat jenis sedimen = 2,65 t/m³

γ_w = berat jenis air = 1,0 t/m³

c. Lebar kantong lumpur

Lebar kantong diasumsikan 4 kali lebih besar dari lebar saluran untuk memperkecil panjang kantong lumpur.

$$b = 1,05 \times 4 = 4,2 \text{ m}$$

d. Luas penampang basah

$$\begin{aligned}
 A &= (b + m \times h)h \\
 &= (4,2 + 1 \times 0,276)0,276 \\
 &= 1,2 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1,1}{1,2} = 0,9 \text{ m/dtk}$$

e. Panjang Kantong lumpur

$$L = \frac{V}{W} \times h = \frac{0,9}{0,0105} \times 0,276 = 23,41 \text{ m} \approx 23,4 \text{ m}$$

Panjang kantong lumpur = 23,4 m

3. Perencanaan Aliran Kritis

a. Tinggi aliran kritis (Y_c)

Berikut adalah rumus-rumus yang digunakan dalam perencanaan aliran kritis:

$$\text{Luas aliran kritis (Ac)} = (B + m Y_c) Y_c$$

$$\text{Permukaan kritis (Tc)} = B + 2 m Y_c$$

$$\text{Kedalaman hidrolis (dc)} = \frac{Ac}{Tc}$$

$$V_c = \sqrt{g \times dc} = \sqrt{g \times \frac{(B+m \times Y_c)Y_c}{B+2 \times m \times Y_c}}$$

$$V_c = \frac{Q_c}{Ac} = \frac{0,75Q}{Ac}$$

$$\frac{0,75Q}{Ac} = \sqrt{g \times \frac{(B + m \times Y_c)Y_c}{B + 2 \times m \times Y_c}}$$

$$\left(\frac{0,75Q}{Ac}\right)^2 = g \times \frac{(B + m \times Y_c)Y_c}{B + 2 \times m \times Y_c}$$

Maka syarat kritis $Fr = 1$

$$Fr = g \times \frac{((B + m \times Y_c)Y_c)^3}{0,5625Q^2 + (B + 2m \times Y_c)} = 1$$

Tinggi aliran kritis dicari dengan Trial and Error dengan mengontrol FR syarat dengan FR yang didapat dari hitungan Y_c yang dicoba.

Tabel 2.21 Tinggi Aliran Kritis

Bagian	Perkiraan Y_c					Ket.
	0,1540	0,1545	0,1550	0,1555	0,1560	
$(b+m.Y_c).Y_c$	0,6698	0,6720	0,6743	0,6765	0,6788	Fr = 1
$g((b+m.Y_c).Y_c)^3$	2,9476	2,9774	3,0075	3,0377	3,0682	
$0,5625Q^2(b+2.m.Y_c)$	3,0650	3,0657	3,0664	3,0671	3,0677	
Fr	0,962	0,971	0,981	0,990	1,000	
Error	0,038	0,029	0,019	0,010	0,000	

Jadi didapatkan $Y_c = 0,156 \text{ m}$

b. Kecepatan aliran kritis (v_c)

$$\begin{aligned}
 V_c &= \sqrt{g \times \frac{(B+m \times Y_c) Y_c}{B+2 \times m \times Y_c}} \\
 &= \sqrt{9,81 \times \frac{(4,2+1 \times 0,156) 0,156}{4,2+2 \times 1 \times 0,156}} \\
 &= 1,22 \text{ m/dtk}
 \end{aligned}$$

c. Luas penampang basah pada aliran kritis (A_c)

$$\begin{aligned}
 A_c &= (B + m . Y_c) Y_c \\
 A_c &= (4,2 + 1 . 0,156) 0,156 = 0,68 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

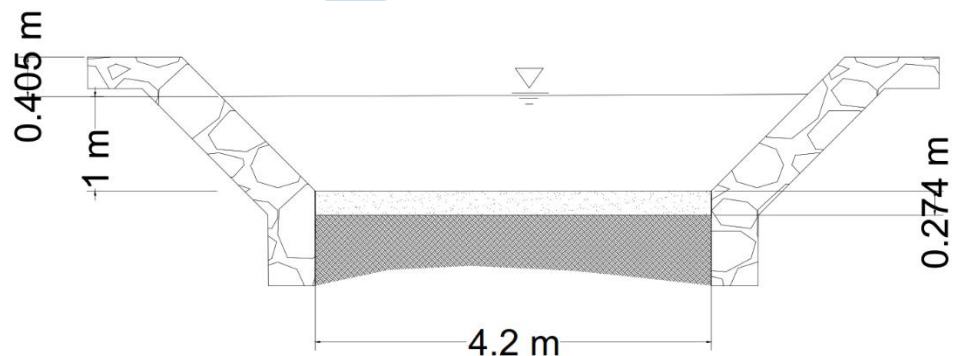
d. Keliling basah penampang pada aliran kritis (P_c)

$$\begin{aligned}
 P_c &= (B + 2 . Y_c) . \sqrt{m^2 + 1} \\
 P_c &= (4,2 + 2 . 0,156) . \sqrt{1^2 + 1} = 6,37 \text{ m}
 \end{aligned}$$

e. Jari-jari hidrolis pada aliran kritis (R_c)

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{0,68}{6,37} = 0,106 \text{ m}$$

f. Kemiringan memanjang (I_c)



Gambar 2.14 Kantong Lumpur

Menurut rumus strickler dengan kondisi seperti gambar adalah

$$K_c = 1/n = 1/0,02 = 50$$

$$Ic = \left(\frac{Vc}{Kc \cdot Rc^{2/3}} \right)^2$$

$$Ic = \left(\frac{1,22}{50 \cdot 0,106^{2/3}} \right)^2 = 0,012$$

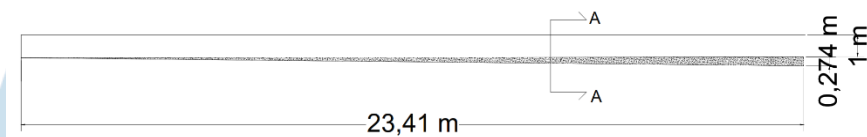
g. Kedalaman kantong (Dc)

$$Dc = Ic \times L$$

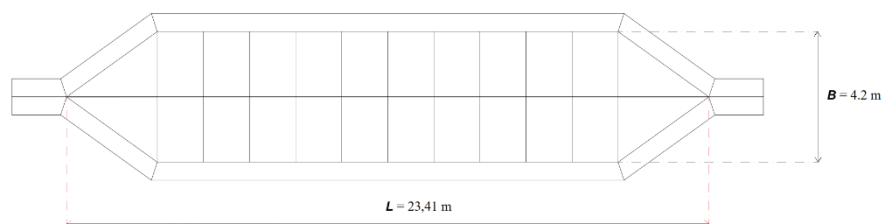
$$= 0,012 \times 23,41$$

$$= 0,274 \text{ m}$$

Jadi, pada perencanaan kantong lumpur didapat lebar kantong lumpur sebesar 4,2 m, panjang sebesar 23,41 m, dengan kedalaman 0,274 m.



Gambar 2.15 Penampang Memanjang Kantong Lumpur



Gambar 2.16 Penampang Melintang Kantong Lumpur