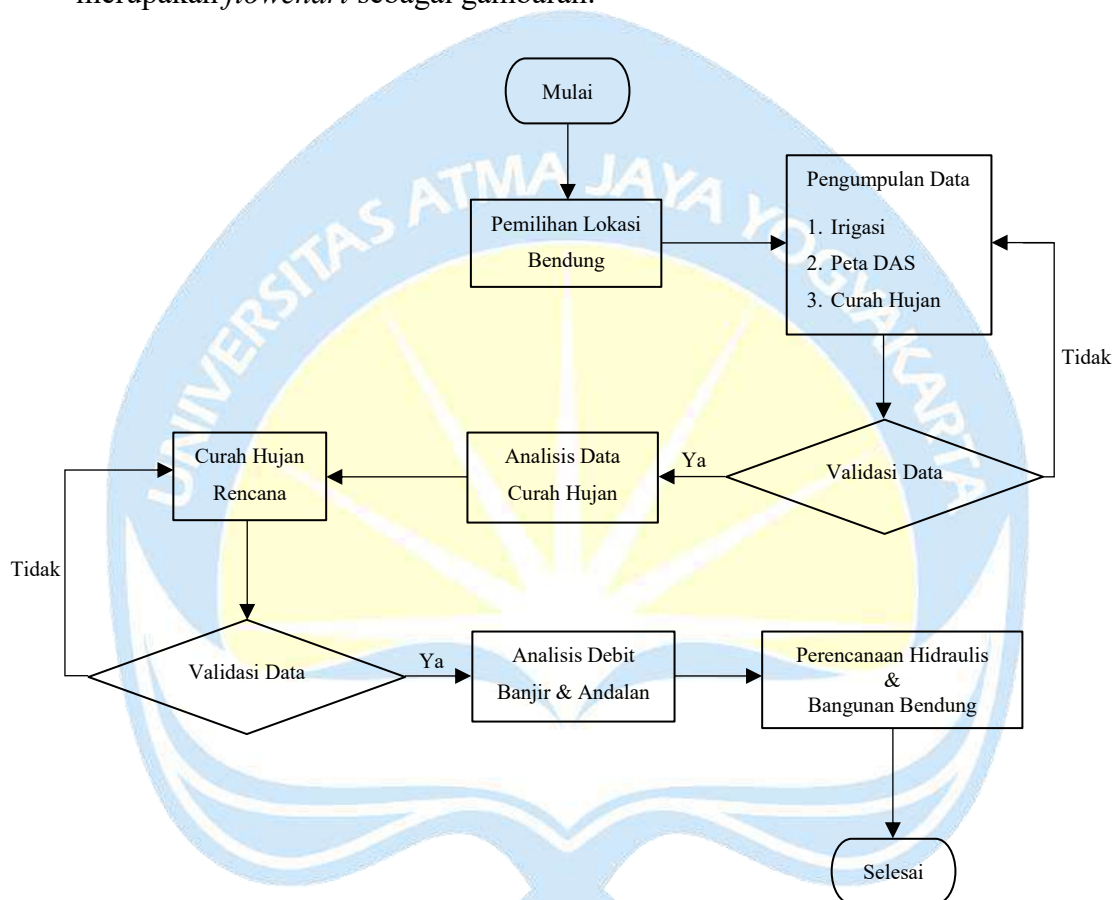


BAB II

PERANCANGAN BENDUNG

2.1 Metode Perancangan

Metode perancangan bendung dapat dilihat pada Gambar 2.1 Perancangan bendung hanya difokuskan pada aspek hidrologi dan hidrolika. Berikut merupakan *flowchart* sebagai gambaran:



Gambar 2.1 Metode Perancangan Bendung

2.2 Metodologi

Bendung merupakan sebuah struktur air yang dibangun tegak lurus dengan arah aliran sungai, bendung sendiri memiliki fungsi untuk meninggikan muka air sungai dengan tujuan untuk membuat air dalam sungai dapat dialirkan sebagai air irigasi, pengendalian banjir, dan lain-lain hal. Bendung dapat dibagi menjadi beberapa jenis, berikut merupakan beberapa jenis bendung:

1. Bendung Tetap:

Bendung tetap merupakan salah satu struktur air yang dibangun secara melintang pada sebuah aliran sungai. Ciri khas dari bendung tetap sendiri adalah bentuk dan tinggi bendung yang permanen, tidak dapat diubah maupun disesuaikan.

2. Bendung Gerak:

Bendung Gerak merupakan bangunan air yang bentuk dan tinggi dari bendung bisa diubah, Bendung ini dilengkapi dengan pintu-pintu yang dapat digerakkan secara radial maupun vertikal, sehingga memungkinkan pengaturan aliran air secara fleksibel.

Pada perancangan Bendung Tamantirto akan dirancang dengan jenis bendung tetap, dikarenakan bendung tetap lebih sederhana, memiliki biaya pembangunan yang lebih murah dibanding bendung Gerak, dan sistematika bendung atau operasional yang sederhana.

2.2.1 Lokasi Bendung

Bendung Tamantirto akan dibangun di Sungai Bedog pada Desa Tamantirto, Kecamatan Kasihan, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta dengan koordinat $7^{\circ}49'42''$ LS $110^{\circ}20'20''$ BT. Lokasi bendung ini dipilih dengan memperhatikan kondisi topografi dan kebutuhan irigasi. Rencana lokasi bendung dapat dilihat pada Gambar 2.2 yang diperoleh dari *Google Earth*.



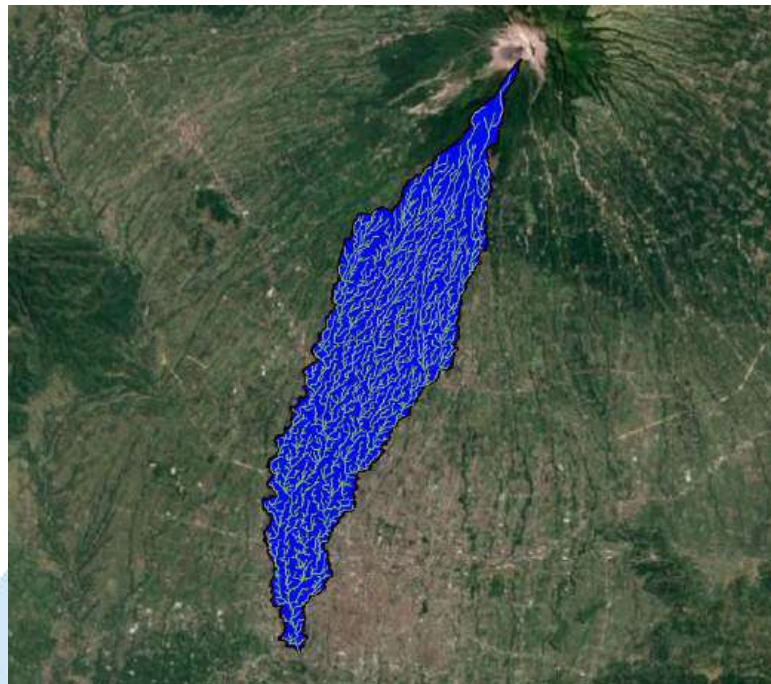
Gambar 2.2 Lokasi Perancangan Bendung
(Sumber: *Google Earth*)

2.2.2 Delineasi Daerah Aliran Sungai (DAS)

Menurut Kadir et al. (2020), DAS adalah suatu wilayah daratan yang merupakan satu kesatuan dengan sungai dan anak-anak sungainya, yang berfungsi menampung, menyimpan dan mengalirkan air yang berasal dari curah hujan ke danau atau ke laut secara alami, yang batas di darat merupakan pemisah topografis dan batas di laut sampai dengan daerah perairan yang masih terpengaruh aktivitas daratan. Dalam perencanaan bendung di Sungai Bedog, Kecamatan Kasihan, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta perlunya dibuat Daerah Aliran Sungai (DAS) terlebih dahulu untuk mengetahui debit aliran sungai dan area tangkapan air hujan. Proses penentuan Daerah Aliran Sungai (DAS) menggunakan perangkat lunak QGIS dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Buka *Data Source Manager* pada perangkat lunak QGIS dan masukan peta *Digital Elevation Model* (DEM) yang didapatkan dari *website* Badan Informasi Geospasial dalam format raster.

2. Periksa dan ubah sistem koordinat data DEM yang awalnya WGS 84 menjadi UTM dengan memilih menu *Raster* → *Projections* → *Warp (Reproject)* lalu memilih Target CRS menjadi UTM.
3. Lakukan “*Fill Sinks (Wang & Liu)*” pada data DEM yang dipilih, lalu jalankan prosesnya.
4. Selanjutnya, gunakan “*Stahler Order*” pada data DEM yang bertujuan untuk mengidentifikasi jaringan pada sungai.
5. Untuk memfokuskan analisis pada sungai utama, gunakan menu *Raster* → *Raster Calculator* lalu ketik pada *Raster Calculator Expression* misalkan “nama file >= 5” setelah itu jalankan.
6. Untuk menampilkan area DAS, pilih titik yang akan dibangun Bendung dan catat koordinatnya.
7. Dalam menu pencarian, cari “*Upslope Area*” masukan koordinat titik yang telah dicatat sebelumnya. Lalu pada kolom *Method* pilih “*Deterministic 8*” dan jalankan program hingga DAS muncul dalam format *Raster*.
8. Konversi data DAS dari format *Raster* ke *Vector* (Poligon) dengan menggunakan menu *Raster* → *Conversion* → *Polygonize (Raster to Vector)*.
9. Untuk menghitung luas area DAS, pilih layer DAS yang telah berbentuk *Vector* (Poligon) kemudian pilih *Open Attribute Table* → *New Field* lalu pilih area untuk menampilkan luas DAS.



Gambar 2.3 Daerah Aliran Sungai Bedog



Gambar 2.4 Daerah Elips Sungai Bedog

Berdasarkan hasil olah data diperoleh luas DAS sebesar 132,04 km² dengan panjang sumbu mayor elips (a) tidak melebihi 1,5 kali panjang sumbu minor elips (b), di mana panjang sumbu mayor adalah 30,05 km dan panjang sumbu minor adalah 6,7 km seperti pada Gambar 2.4.

2.3 Irigasi

Irigasi adalah metode yang dilakukan untuk mendapatkan air dari suatu sumber dengan cara mendistribusikan air secara teratur untuk keperluan pertanian.

Menurut Mawardi dan Memed (2010), irigasi memiliki fungsi utama untuk menyediakan air yang dibutuhkan selama musim hujan guna menunjang kegiatan pertanian. Fungsi ini mencakup pembasahan lahan, mendukung proses pemupukan, pengaturan suhu tanah, serta pencegahan terhadap gangguan hama tanah. Secara umum, tanaman yang memanfaatkan sistem irigasi dapat dikelompokkan menjadi tiga kategori utama, yaitu padi, tebu, dan tanaman palawija seperti jagung, kacang-kacangan, bawang merah, cabai, serta tanaman sejenis lainnya.

2.3.1 Evapotranspirasi

Evapotranspirasi adalah kehilangan air total akibat penguapan dari muka tanah dan transpirasi tanaman. Evapotranspirasi dapat dicari dengan menggunakan metode Thornthwaite karena terbatasnya data. Metode Thornthwaite hanya memerlukan data suhu rata-rata pada suatu daerah yang akan dihitung Evapotranspirasi tanamannya. Hasil perhitungan evapotranspirasi dapat dilihat pada Lampiran 1.

2.3.2 Perkolasi

Perkolasi adalah Gerakan air dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah. Menurut Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013a) Laju perkolasi sangat bergantung kepada sifat-sifat tanah. Pada tanah-tanah lempung berat dengan karakteristik pengolahan (*puddling*) yang baik, laju perkolasi dapat mencapai 1-3 mm/hari. Pada tanah-tanah yang lebih ringan; laju perkolasi bisa lebih tinggi.

2.3.3 Pergantian Lapisan Air

Setelah penyiapan lahan, dilakukan penggantian lapisan sebanyak 2 kali, masing-masing 50 mm/15 hari atau 3,3 mm/hari selama 2 bulan.

2.3.4 Pola Tata Tanam

Pola tata tanam merupakan susunan penanaman komoditas pertanian secara berurutan dalam satu tahun pada lahan yang sama. Skema penanaman

dimulai dengan persiapan lahan pada bulan November. Tanaman yang ditanam pada sawah adalah padi sebanyak dua kali dalam satu tahun, kemudian ditutup dengan palawija berupa jagung. Hasil perhitungan pola tata tanam dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Pola Tata Tanam

Bulan		E _{t0} (mm/hari)	P	Re	WLR	C1	C2	C	IR	Etc	NFR
			mm/hari								
Januari	1	4,9	3	3,311	3,33	1,05	1,05	1,05		5,16	8,18
	2	4,9	3	3,482	3,33	0,95	1,05	1		4,91	7,76
Februari	1	4,8	3	6,224		0	0,95	0,475		2,30	-0,92
	2	4,8	3	4,085			0	0		0,00	-1,09
Maret	1	4,8	3	4,085		LP	LP	LP	14,730	LP	10,65
	2	4,8	3	5,955		1,1	LP	LP	14,758	LP	8,80
April	1	4,9	3	4,378	3,33	1,1	1,1	1,1		5,36	7,32
	2	4,9	3	4,378	3,33	1,05	1,1	1,075		5,09	7,20
Mei	1	4,7	3	1,847	3,33	1,05	1,05	1,05		4,97	9,46
	2	4,7	3	0,566	3,33	0,95	1,05	1		4,61	10,50
Juni	1	4,6	3	0,566		0	0,95	0,475		2,19	4,62
	2	4,6	3	0,169			0	0		0,00	2,83
Juli	1	4	3	0,007		0,5		0,5		2,14	4,95
	2	4	3	0,007		0,59	0,5	0,545		2,47	5,13
Agustus	1	4,3	3	0,005		0,96	0,59	0,775		3,51	6,31
	2	4,3	3	0,000		1,05	0,96	1,005		5,14	7,30
September	1	4,5	3	0,000		1,02	1,05	1,05		5,37	7,76
	2	4,5	3	0,003		0,95	1,02	1,02		5,48	7,62
Oktober	1	5,1	3	0,015		0	0,95	0,95		5,10	7,85
	2	5,1	3	0,015			0				2,98
November	1	5,4	3	4,732		LP	LP	LP	13,567	LP	8,83
	2	5,4	3	4,175		1,1	LP	LP	13,567	LP	9,39
Desember	1	5,3	3	4,175	3,00	1,1	1,1	1,1		5,79	7,61
	2	5,3	3	4,335	3,00	1,05	1,1	1,075		5,66	7,32

Keterangan : E_{T0} = Evapotranspirasi tanaman acuan

P = Perkolasi

Re = Curah hujan efektif

WLR = Penggantian lapisan air

C = Pola penanaman

IR = Kebutuhan air irigasi

Etc = Evapotranspirasi Tanaman

NFR = Kebutuhan air bersih di sawah

2.3.5 Kebutuhan Air Irigasi

Kebutuhan air irigasi adalah jumlah air yang harus tersedia untuk memenuhi keperluan tanaman pada suatu daerah irigasi, termasuk kebutuhan untuk evapotranspirasi, perkolasi, rembesan, serta kehilangan air di jaringan irigasi. Nilai ini menjadi dasar penentuan debit yang harus dialirkan melalui *intake* bendung agar kebutuhan air pada lahan selalu terpenuhi.

Berdasarkan pada pola tata tanam, didapatkan kebutuhan air bersih di sawah (NFR) sebesar 10,65 mm/hari. Selanjutnya, menghitung kebutuhan debit pengambilan (DR) dengan efisiensi irigasi 65% menggunakan rumus 2.1.

$$DR = \frac{NFR}{\text{efisiensi irigasi} \times \text{faktor konversi}} \quad (2.1)$$

$$DR = \frac{10,65}{65\% \times 8,64}$$

$$DR = 1,896 \text{ l/s/ha}$$

Setelah mendapatkan kebutuhan debit pengambilan (DR), dilakukan perhitungan untuk mencari kebutuhan debit pada lahan seluas 103 hektar dengan mengalikan kebutuhan debit pengambilan dan luas lahan sehingga didapatkan kebutuhan debit yang harus dialirkan pada lahan seluas 103 hektar adalah 195,235 l/s atau 0,195 m³/s.

2.4 Analisis Hidrologi

Curah hujan merupakan nilai total kumulatif dari air hujan yang jatuh pada sebuah permukaan tanah selama periode tertentu, curah hujan sendiri diukur dalam satuan tinggi milimeter (mm).

2.4.1 Penentuan Stasiun Curah Hujan

Dalam menentukan stasiun curah hujan yang dapat mencerminkan intensitas hujan pada dalam DAS, berikut merupakan hal yang perlu diperhatikan sebagai aspek pemilihan stasiun curah hujan:

1. Lokasi dari stasiun yang dipilih harus terletak dekat atau dalam DAS dengan minimal data curah hujan selama periode 10 tahun.

2. Ketersediaan dan kelengkapan data (tidak terdapat data yang hilang).

Pada Tabel 2.2 terlampir matriks pemilihan stasiun curah hujan beserta ketersediaan data curah hujan dan jumlah tahun pencatatannya. Data yang dimiliki direpresentasikan dengan warna hijau.

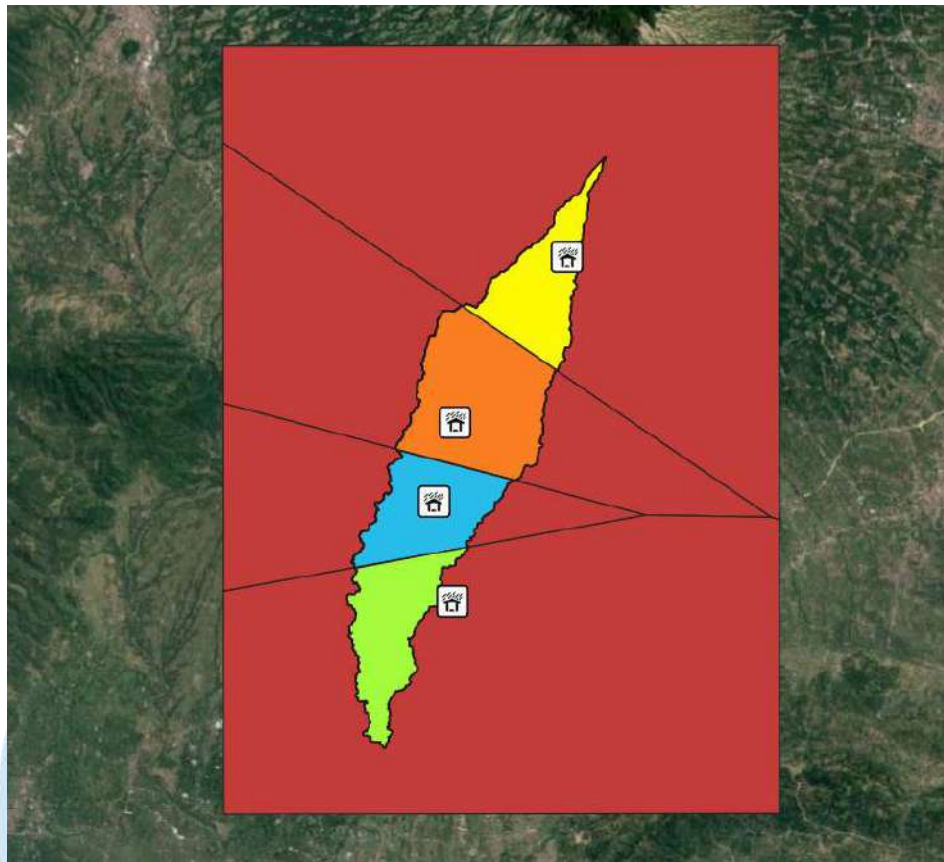
Berdasarkan ketentuan dan matriks data stasiun curah hujan, diperoleh stasiun yang akan digunakan adalah Stasiun Angin-Angin, Stasiun Kaliurang, Stasiun Gemawang, dan Stasiun Beran. Dikarenakan stasiun tersebut sudah memasuki kriteria terletak pada DAS, memiliki data periode 10 tahun, tidak ada data yang hilang. Pada Gambar 2.5 tertera pembagian lokasi dan area cakupan dari stasiun hujan. pembagian luas DAS dilakukan dengan metode Thiessen.

Tabel 2.2 Kelengkapan Data Curah Hujan tiap Stasiun Curah Hujan

Tahun	Stasiun						
	Klimatologi	Godean	Kalibawang	Angin-Angin	Kaliurang	Gemawang	Beran
2014							
2015							
2016							
2017							
2018							
2019							
2020							
2021							
2022							
2023							

Keterangan:

	= Data tersedia
	= Data tidak tersedia
	= Data dipakai



Gambar 2.5 Pembagian Daerah Tangkapan Stasiun Hujan

Pada Tabel 2.3 merupakan rekapitulasi perhitungan luas DAS dalam persentase terhadap area cakupan stasiun curah hujan yang digunakan. Nilai total luasan DAS diberikan dalam bentuk hektar (ha) dan persentase (%)

Tabel 2.3 Luas Daerah Aliran Sungai Bedog

Luas Pembagian Area Daerah Aliran Sungai (DAS) Bedog		
Daerah	Luas (hektar)	Persentase Luas (%)
STA. Gemawang	2.872,60	21,76%
STA. Beran	2.848,86	21,58%
STA. Angin-Angin	4.792,76	36,30%
STA. Kaliurang	2.688,27	20,36%
Total Luasan	13.202,49	100,00%

2.4.2 Analisis Data Hujan

Perancangan Bendung Tamantirto menggunakan data curah hujan dengan periode 10 tahun mulai dari tahun 2014 hingga tahun 2023. Perhitungan curah

hujan rata-rata akan dihitung menggunakan metode Poligon Thiessen. Metode ini digunakan karena memperhitungkan kontribusi stasiun berdasarkan luas poligon masing-masing. Curah hujan rata-rata sendiri merupakan gambaran curah hujan keseluruhan pada DAS Bedog, perhitungan curah hujan rata-rata memerlukan nilai maksimum curah hujan rata-rata yang terjadi pada area DAS Bedog. Nilai maksimum tersebut digunakan sebagai acuan dalam merencanakan kapasitas dan ukuran bendung yang akan dibangun, agar bangunan air yang dirancang dapat mengantisipasi terjadinya limpasan berlebih, serta data tersebut akan membantu dalam perancangan dimensi bendung yang optimal. Tabel 2.4 dan Lampiran 2 merupakan data curah hujan harian rata-rata maksimum pada DAS Bedog berawal dari tahun 2014 hingga tahun 2023.

Tabel 2.4 Curah Hujan Rata-rata Maksimum

Tahun	Tanggal	Curah Hujan Harian Rata-rata Maksimum (mm)
2014	23 Desember	49,65
2015	14 Desember	81,38
2016	10 November	81,50
2017	28 November	140,65
2018	4 Desember	78,29
2019	17 Maret	90,38
2020	13 Desember	91,70
2021	12 Januari	91,63
2022	17 Oktober	63,93
2023	23 April	88,16

2.4.3 Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana merupakan komponen penting dalam analisis hidrologi yang digunakan untuk memperkirakan kemungkinan terjadinya hujan dengan intensitas tinggi pada periode tertentu, terutama yang bersifat ekstrem.

2.4.3.1 Analisis Statistika

Analisis frekuensi bertujuan untuk mencari hubungan antara besarnya suatu kejadian ekstrem (maksimum atau minimum) dan frekuensinya berdasarkan distribusi probabilitas/kemungkinan (Kamiana, 2011). Berikut merupakan rumus dan langkah untuk melakukan analisis frekuensi:

1. Mencari Curah Hujan Harian Rata-rata Maksimum per tahun dari seluruh stasiun yang dipilih selama 10 tahun.
2. Hitung rata-rata dari data Curah Hujan Harian Rata-rata Maksimum menggunakan rumus:

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n} \quad (2.2)$$

dengan : $\bar{X}$ = nilai rata-rata curah hujan
 X_i = nilai pengukuran dari curah hujan
 n = jumlah data hujan

3. Menentukan Nilai Standar Deviasi (S_D) dengan rumus:

$$S_D = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (2.3)$$

dengan : S_D = standar deviasi curah hujan
 $\bar{X}$ = nilai rata-rata curah hujan
 X_i = nilai pengukuran dari curah hujan
 n = jumlah data hujan

4. Menentukan nilai Koefisien Variasi (*coefficient of Variation* (C_V)) dengan membandingkan Standar Deviasi (S_D) dengan nilai rata-rata Curah Hujan Harian Rata-rata Maksimum dengan rumus:

$$C_V = \frac{S_D}{\bar{X}} \quad (2.4)$$

dengan : C_V = koefisien variasi curah hujan
 $\bar{X}$ = nilai rata-rata curah hujan
 S_D = standar deviasi curah hujan

5. Menentukan nilai koefisien kemencengan (*coefficient of Skewness* (C_s)) yang menunjukkan derajat tidak simetris (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi. Koefisien kemencengan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$C_s = \frac{a}{S_D^3} \quad (2.5)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 \quad (2.6)$$

dengan : C_S = koefisien kemencengan curah hujan

a = koefisien kemencengan

S_D = standar deviasi curah hujan

$\bar{X}$ = nilai rata-rata curah hujan

X_i = nilai pengukuran dari curah hujan

n = jumlah data hujan

6. Menentukan nilai koefisien kurtosis (C_k), yaitu suatu nilai yang menunjukkan keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien kurtosis digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi, dan dapat ditentukan dengan rumus:

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{S_d^4} \quad (2.7)$$

dengan : C_k = koefisien kurtosis curah hujan

$\bar{X}$ = nilai rata-rata curah hujan

X_i = nilai pengukuran dari curah hujan

S_D = standar deviasi curah hujan

n = jumlah data hujan

Dari data curah hujan rata-rata maksimum telah diperoleh rekapitulasi hasil perhitungan analisis statistik dan frekuensi yang tersedia pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Rekapitulasi Hasil Analisis Statistik dan Frekuensi

No	X_i	$\bar{X}$	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
1	49,65	85,73	-36,07	1301,40	-46947,72	1693633,00
2	81,38	85,73	-4,34	18,86	-81,88	355,58
3	81,50	85,73	-4,22	17,82	-75,25	317,69
4	140,65	85,73	54,93	3016,88	165705,88	9101588,77
5	78,29	85,73	-7,44	55,35	-411,81	3063,80
6	90,38	85,73	4,65	21,61	100,48	467,12

No	X_i	$\bar{X}$	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
7	91,70	85,73	5,97	35,63	212,66	1269,33
8	91,63	85,73	5,90	34,79	205,23	1210,55
9	63,93	85,73	-21,80	475,08	-10354,92	225698,81
10	88,16	85,73	2,43	5,92	14,40	35,02
Σ	857,27	857,27	0,00	4983,34	108367,05	11027639,67

2.4.3.2 Pendugaan Tipe Distribusi

Berdasarkan hasil perhitungan analisis statistika, didapatkan nilai $C_s = 1,16$ dan $C_k = 7,14$ sehingga untuk memperkirakan tipe distribusi yang digunakan, parameter tersebut dibandingkan dengan syarat-syarat yang tertera dalam Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Ketentuan Pemilihan Jenis Sebaran

No	Jenis Sebaran	Hasil Perhitungan	Ketentuan	Keterangan
1	Gumbel	$C_s = 1,16$	$C_s = 1,1396$	Tidak memenuhi
		$C_k = 7,14$	$C_k = 5,4002$	
2	Normal	$C_s = 1,16$	$C_s \approx 0$	Tidak memenuhi
		$C_k = 7,14$	$C_k \approx 3$	
3	Log Normal	$C_s = 1,16$	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$	Tidak memenuhi
		$C_k = 7,14$	$C_k = 5,383$	
4	Log Pearson Tipe III	$C_s = 1,16$	$C_s \neq 0$	Memenuhi

2.4.3.3 Analisis Distribusi

Berdasarkan syarat penentuan tipe distribusi, jenis sebaran yang dapat digunakan adalah Log Pearson Tipe III. Persamaan yang digunakan sebagai berikut.

$$\text{Rerata } (\bar{X}) = \frac{\sum \text{Log } X_i}{n} \quad (2.8)$$

$$S_D = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (2.9)$$

$$C_s = \frac{a}{S_D^3} \quad (2.10)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \bar{X})^3 \quad (2.11)$$

dengan : $\bar{X}$ = nilai rata-rata curah hujan

n = jumlah data hujan (10)

$\text{Log } X_i$ = Log curah hujan

S_D = standar deviasi curah hujan

C_s = koefisien kemencengan curah hujan

a = koefisien kemencengan

Tabel 2.7 Rekapitulasi Hasil Log Pearson Tipe III

Tahun	n	X_i	$\text{Log } X_i$	$\text{Log } X_i - \text{Log } \bar{X}$	$(\text{Log } X_i - \text{Log } \bar{X})^2$	$(\text{Log } X_i - \text{Log } \bar{X})^3$	$(\text{Log } X_i - \text{Log } \bar{X})^4$
2014	1	49,6518	1,6959	-0,2232	0,0498	-0,0111	0,0025
2015	2	81,3842	1,9105	-0,0085	0,0001	0,0000	0,0000
2016	3	81,5048	1,9112	-0,0079	0,0001	0,0000	0,0000
2017	4	140,6528	2,1481	0,2291	0,0525	0,0120	0,0028
2018	5	78,2868	1,8937	-0,0254	0,0006	0,0000	0,0000
2019	6	90,3756	1,9561	0,0370	0,0014	0,0001	0,0000
2020	7	91,6955	1,9623	0,0433	0,0019	0,0001	0,0000
2021	8	91,6252	1,9620	0,0429	0,0018	0,0001	0,0000
2022	9	63,9304	1,8057	-0,1134	0,0129	-0,0015	0,0002
2023	10	88,1593	1,9453	0,0262	0,0007	0,0000	0,0000
Σ		857,2666	19,1909	0	0,1217	-0,0003	0,0054
Rerata		85,7267	1,9191	0	0,0122	0,0000	0,0005

maka diperoleh nilai Log X sebesar 19,1909, dengan nilai rata-rata 1,9191, standar deviasi (S_D) Log X 0,1163, serta koefisien kemencengan (C_s) sebesar -0,03.

2.4.3.4 Uji Kebaikan Suai Distribusi

Uji kebaikan suai ini menggunakan *chi-square* yang merupakan metode untuk melakukan pengujian dan pengidentifikasian apakah data yang digunakan dalam sebuah perhitungan dapat mewakili hasil distribusi yang diinginkan.

Menurut Kamiana (2011) metode ini menggunakan nilai χ^2 sebagai nilai representasi parameternya, nilai χ^2 dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \quad (2.12)$$

dengan: χ^2 = Parameter *chi-square*
 Of = Jumlah frekuensi pengamatan sub kelompok
 Ef = Jumlah frekuensi sesuai sub kelompok
 n = Jumlah sub kelompok

Dilakukan perhitungan kelas dengan jumlah data yang dimiliki (n) sebanyak 10. Untuk mendapatkan nilai distribusi (K) menggunakan persamaan 2.13 nilai distribusi yang diperoleh adalah $4,3 \approx 5$. Selanjutnya menghitung derajat kebebasan (Dk), menurut Kamiana (2011) banyaknya parameter (p) untuk uji *chi-square* adalah 2. Derajat kebebasan dapat dihitung dengan persamaan 2.14, sehingga diperoleh nilai derajat kebebasan sebesar 2. Selanjutnya, dilakukan penentuan terhadap harga χ^2_{cr} dengan nilai $\alpha = 1\%$ dan Dk = 2. Diperoleh harga χ^2_{cr} sebesar 9,21.

$$1 + 3,3 \log(n) \quad (2.13)$$

$$K - p - 1 \quad (2.14)$$

setelah itu, dilakukan perhitungan kelas distribusi menggunakan persamaan 2.15, sehingga diperoleh nilai kelas distribusi sebesar 20% dan akan digunakan sebagai interval distribusi (P_x). Berdasarkan interval tersebut, perhitungan kelas distribusi kemudian dilakukan untuk persentase 20%, 40%, 60%, dan 80%. Dengan menggunakan persamaan 2.16, diperoleh nilai masing-masing kelas distribusi sebesar 5 tahun, 2,5 tahun, 1,67 tahun, dan 1,25 tahun.

$$\frac{1}{Dk} \times 100\% \quad (2.15)$$

$$T = \frac{1}{P_x} \quad (2.16)$$

Nilai k dihitung berdasarkan nilai koefisien kemencengan (C_s) dan diperoleh nilai k sebagai berikut.

- a. $T = 5 \quad k = 0,8437.$
- b. $T = 2,5 \quad k = 0,1447.$
- c. $T = 1,67 \quad k = -0,2485.$
- d. $T = 1,5 \quad k = -0,8401.$

Dengan nilai $\overline{\text{Log } x} = 1,9191$ dan $S_D \text{ Log } X = 0,1163$ yang diperoleh pada Sub-sub Bab 2.4.3.3, maka menggunakan persamaan 2.17 diperoleh nilai interval kelas Log X sebagai berikut.

$$\overline{\text{Log } x} + K \times S \text{ Log } X \quad (2.17)$$

- $X_5 = 104,0$
- $X_{2,5} = 86,3$
- $X_{1,67} = 77,7$
- $X_{1,25} = 66,3$

Dari hasil tersebut dapat dilakukan diperoleh hasil pengujian *Chi-Square* yang tertera pada Tabel 2.8

Tabel 2.8 Hasil Pengujian *Chi-Square*

No	Nilai Batasan			Jumlah Data		Of-Ef	$\frac{(\text{Of}-\text{Ef})^2}{\text{Ef}}$
	Bawah	-	Atas	Of	Ef		
1	0	-	66,3	2	2	0	0
2	66,3	-	77,7	2	0	2	2
3	77,7	-	86,3	2	3	-1	0,5
4	86,3	-	104,0	2	4	2	2
5	104,0	-	∞	2	1	1	0,5
Jumlah				10	10	χ^2	5

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh nilai χ^2 yaitu sebesar 5,0 yang di mana nilai tersebut lebih kecil dibandingkan nilai χ^2_{cr} yaitu 9,21 yang diperoleh dari tabel derajat kepercayaan *chi-square*. Dengan itu dapat disimpulkan bahwa data dari perhitungan tersebut sudah memenuhi syarat $\chi^2 < \chi^2_{cr}$.

2.4.3.5 Periode Ulang Hujan Rencana

Periode ulang adalah kemungkinan terjadinya suatu peristiwa pada waktu tertentu yang memiliki nilai yang sama ataupun lebih besar. Dalam laporan ini

kejadian yang dihitung adalah kemungkinan terjadinya curah hujan maksimum pada periode ulang tertentu. Perhitungan periode ulang tahunan membutuhkan data seperti rerata, standar deviasi (S_D), dan koefisien kemencengan (C_s) yang sudah disebutkan pada Sub-sub Bab 2.4.3.3. Selanjutnya, mencari nilai konstanta Distribusi Log Pearson III (k) dengan melakukan interpolasi melalui Tabel 2.9.

Tabel 2.9 Harga Hubungan C_s dengan Nilai k

C_s	k							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
3	-0,396	0,42	1,18	2,278	3,152	4,051	4,97	7,25
2,6	-0,36	0,518	1,25	2,262	3,048	3,845	4,652	6,6
2,2	-0,33	0,574	1,284	2,24	2,97	3,705	4,444	6,2
2	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,91
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,66
1,6	-0,255	0,675	1,329	2,163	2,78	3,388	3,99	5,39
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,11
1,2	-0,195	0,732	1,34	2,087	2,626	3,149	3,661	4,82
1	-0,164	0,758	1,34	2,043	2,548	3,022	3,489	4,54
0,8	-0,132	0,78	1,336	1,998	2,473	2,891	3,321	4,25
0,6	-0,099	0,8	1,328	1,96	2,359	2,686	3,041	3,95
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,889	2,211	2,544	2,949	3,675
0,2	-0,033	0,83	1,292	1,818	2,159	2,472	2,676	3,33
0	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,325	2,482	2,99
-0,2	0,033	0,853	1,258	1,68	1,945	2,178	2,388	2,75
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,54
-0,6	0,099	0,857	1,22	1,528	1,72	1,88	2,012	2,275
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,015
-1	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,8
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,27	1,318	1,351	1,465
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,096	1,087	1,095	1,3
-2,2	0,33	0,752	0,844	0,888	0,9	0,9	0,8	0,98
-3	0,396	0,636	0,66	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber: Kamiana (2011))

Setelah mendapatkan nilai konstanta Distribusi Log Pearson III (k), dilakukan perhitungan curah hujan untuk berbagai periode ulang menggunakan persamaan 2.18 Hasil rekapitulasi perhitungan curah hujan rencana untuk setiap periode ulang disajikan pada Tabel 2.10.

$$\text{Curah hujan periode ulang} = 10^{\bar{x} + (S_D \times k)} \quad (2.18)$$

Tabel 2.10 Rekapitulasi Periode Ulang Hujan Rencana

Periode Ulang (Tahun)	Distribusi (k)	Curah Hujan
2	0,005	83,112
5	0,844	104,035
10	1,278	116,876
25	1,740	132,262
50	2,038	143,218
100	2,303	153,760
200	2,468	160,703
1000	2,954	183,035

Contoh Perhitungan:

$$\text{Nilai distribusi periode ulang 2 tahun} = \frac{0 - (-0,03)}{0 - (-0,2)} = \frac{0 - k_2}{0 - 0,033}$$

$$k_2 = 0,005$$

$$\text{Curah hujan periode ulang 2 tahun} = 10^{1,92 + (0,116 \times 0,005)}$$

$$\text{Curah hujan periode ulang 2 tahun} = 83,112 \text{ mm}$$

2.4.4 Debit Banjir Rencana

Dalam perancangan sebuah bendung parameter seperti debit banjir dan debit andalan merupakan hal utama yang mendasari perancangan tersebut. Debit banjir sendiri merupakan debit maksimum yang dapat terjadi pada sebuah aliran sungai dari data-data historis debit sungai tersebut, tujuan dari diperlukannya debit banjir sendiri adalah untuk mengantisipasi debit maksimum atau berlebih dari sungai dan untuk melakukan perancangan badan bendung yang dapat menahan debit maksimum tersebut.

Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013a) menunjukkan bahwa dalam pemilihan metode perhitungan debit banjir terdapat syarat untuk pemilihan metode seperti metode Weduwen (luas DAS < 100 km²) dan metode Melchior (luas DAS > 100 km²). Dengan luas DAS Bedog yaitu 132,02491 km², maka dalam perhitungan debit banjir akan menggunakan metode Melchior.

Pada perhitungan debit banjir berikut akan mengacu pada Kamiana (2011), langkah-langkah perhitungan debit banjir dengan metode Melchior sebagai berikut.

1. Menentukan koefisien pengaliran (α)

Melchior sendiri mendefinisikan koefisien pengaliran (α) sebagai angka perbandingan antara limpasan dan curah hujan total, umumnya nilai (α) sendiri bernilai di antara 0,46-0,62 dan menurut SNI 2415-2016 nilai (α) yang disarankan untuk perhitungan ini sebesar 0,52.

2. Menghitung Koefisien Reduksi (β)

a. Berikut merupakan rumus untuk menentukan koefisien reduksi (β):

$$\beta = \beta_1 \times \beta_2 \quad (2.19)$$

b. Nilai β_1 dapat diperoleh melalui persamaan:

$$F = \frac{1970}{\beta_1 - 0,12} - 3960 + (1720 \times \beta_1) \quad (2.20)$$

c. Nilai β_2 ditentukan berdasarkan nilai F dan lama hujan

Tabel 2.11 Persentase β_2

Persentase β_2 menurut Melchior												
F (km ²)	Lama Hujan, t (jam)											
	1	2	3	4	5	6	8	10	12	16	20	24
0	44	64	80	89	92	92	93	94	95	96	98	100
10	37	57	70	80	82	84	87	90	91	95	97	100
50	29	45	57	66	70	74	79	83	88	94	96	100
300	20	33	43	52	57	61	69	77	85	93	95	100
0	12	23	32	42	50	54	66	74	83	92	94	100

3. Menghitung nilai Intensitas Hujan (I)

Berikut merupakan persamaan untuk perhitungan intensitas hujan:

$$I = \frac{10 \times \beta \times R_{24 \text{ Max}}}{36 \times t_c} \quad (2.21)$$

Pada persamaan tersebut dibutuhkan nilai t_c , nilai tersebut diperoleh dari persamaan:

$$t_c = \frac{10 \times L}{36 \times V} \quad (2.22)$$

Nilai V tersebut diperoleh dari persamaan:

$$V = 1,31 \times (Q \times S^2)^{0,2} \quad (2.23)$$

Nilai Q diperoleh dari persamaan:

$$Q = \beta_1 \times I_{coba} \times F \quad (2.24)$$

Nilai S diperoleh dari persamaan:

$$S = \frac{H}{0,9 \times L} \quad (2.25)$$

Berikut merupakan keterangan dari parameter-parameter di atas.

R_{24} = Hujan harian (mm)

t_c = Waktu konsentrasi (jam)

V = Kecepatan aliran (m/s)

Q = Debit (m^3/s)

S = Kemiringan rerata sungai

H = Selisih tinggi hulu dan hilir

L = Panjang sungai utama (m)

Nilai I diperoleh dari percobaan perhitungan/iterasi hingga I dan I_{coba} memiliki nilai yang sama. Nilai I_{coba} ditetapkan dengan menggunakan interpolasi pada Tabel 2.12.

Tabel 2.12 Perkiraan Intensitas Hujan Harian

Perkiraan Intensitas Hujan Harian Menurut Melchior					
Luas Elips (km^2)	I ($m^3/s/km^2$)	Luas Elips (km^2)	I ($m^3/s/km^2$)	Luas Elips (km^2)	I ($m^3/s/km^2$)
0,14	29,6	144	4,75	720	2,3
0,72	22,45	216	4	1080	1,85
1,4	19	288	3,6	1440	1,55
7,2	14,15	360	3,3	2160	1,2
14	11,85	432	3,05	2880	1
29	9	504	2,85	4320	0,7
72	6,25	576	2,65	5780	0,54
108	5,25	648	2,45	7200	0,48

Nilai $I_{(1) \text{ awal}}$ diperoleh dari iterasi dengan nilai $I_{1 \text{ awal}}$ adalah 4,6082 $m^3/s/km^2$. nilai $I_{(1) \text{ akhir}}$ yang diperoleh dari iterasi adalah 3,92 $m^3/s/km^2$. lalu berdasarkan Tabel 2.13 di mana nilai yang mempengaruhi nilai

koreksi tersebut adalah nilai t_c , diperoleh nilai 9% dan nilai koreksi sebesar 1,09. Setelah itu nilai I sendiri perlu dikoreksi maka nilai I_{koreksi} adalah $4,27 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$.

Tabel 2.13 Penambahan Persentase Berbanding Menit

Penambahan Persentase Melchior					
T (menit)	n %	T (menit)	n %	T (menit)	n %
40	2	895 - 980	13	1860 - 1950	24
40 - 115	3	980 - 1070	14	1950 - 2035	25
115 - 190	4	1070 - 1155	15	2035 - 2120	26
190 - 270	5	1155 - 1240	16	2120 - 2210	27
270 - 360	6	1240 - 1330	17	2210 - 2295	28
360 - 450	7	1330 - 1420	18	2295 - 2380	29
450 - 540	8	1420 - 1510	19	2380 - 2465	30
540 - 630	9	1510 - 1595	20	2465 - 2550	31
630 - 720	10	1595 - 1680	21	2550 - 2640	32
720 - 810	11	1680 - 1770	22	2640 - 2725	33
810 - 895	12	1770 - 1860	23	2725 - 2815	34

4. Menghitung Q_{Max}

Berikut merupakan persamaan yang digunakan untuk memperoleh nilai Q_{Max} .

$$Q_{\text{Max}} = \alpha \times I \times A \times \frac{r}{200} \quad (2.26)$$

Berdasarkan persamaan tersebut diperoleh nilai Q_{Max} dari setiap periode ulang tahun sebagai berikut.

Tabel 2.14 Rekapitulasi Hasil Debit Banjir

Periode Ulang (tahun)	r	i	β	A	α	Q_{Max}
2	83,11	4,27	0,6997	132,02	0,52	121,90
5	104,04	4,27	0,6997	132,02	0,52	152,59
10	116,88	4,27	0,6997	132,02	0,52	171,42
25	132,26	4,27	0,6997	132,02	0,52	193,99
50	143,22	4,27	0,6997	132,02	0,52	210,06
100	153,76	4,27	0,6997	132,02	0,52	225,52
200	160,70	4,27	0,6997	132,02	0,52	235,71
1000	183,04	4,27	0,6997	132,02	0,52	268,46

2.4.5 Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit minimum sungai yang akan digunakan untuk memenuhi kebutuhan air pada lahan pertanian maupun kebutuhan air lainnya. Debit andalan digunakan untuk mencari kemungkinan debit terendah dari sungai yang masih dapat memberi aliran untuk lahan pertanian maupun kebutuhan air lainnya.

Untuk perancangan debit andalan digunakan metode F.J. Mock, yang mempertimbangkan kontribusi evapotranspirasi, kandungan air tanah, kapasitas kelembapan tanah, kelebihan air (*Water Surplus*), serta infiltrasi. Langkah awal yang dilakukan yaitu menghitung data curah hujan bulanan total selama sepuluh tahun, merekap jumlah hari hujan yang terjadi setiap bulannya, serta menyusun data ET_0 yang tercantum pada Lampiran 3. Selain itu, data luas DAS digunakan sebagaimana disajikan pada Sub-sub Bab 2.2.2.

Penentuan debit andalan (Q_A) diawali dengan menghitung koefisien evapotranspirasi (E) menggunakan persamaan 2.27. Nilai koefisien ini memerlukan beberapa parameter, yaitu luas permukaan terbuka (*Exposed Surface* (m)), jumlah hari hujan dalam satu bulan (n). Dari nilai E tersebut dapat diperoleh nilai evapotranspirasi aktual (E_a) menggunakan persamaan 2.28. Nilai m yang dimaksud merupakan bagian lahan yang tidak tertutup oleh vegetasi atau dedaunan. Nilai m dapat disesuaikan dengan karakteristik lahan pada Tabel 2.15.

$$E = ET_0 \times \frac{m}{20} \times (18 - n) \quad (2.27)$$

$$E_a = ET_0 - E \quad (2.28)$$

Tabel 2.15 *Exposed Surface* (m)

Daerah	<i>Exposed Surface</i> , m (%)	
	Akhir Musim Hujan	Musim Kemarau
Hutan	0	0
Daerah hijau	0	Bertambah 10% per bulan selama musim kemarau
Daerah tererosi	10-40%	Bertambah 10% per bulan selama musim kemarau

Daerah	<i>Exposed Surface, m (%)</i>	
	Akhir Musim Hujan	Musim Kemarau
Daerah ladang pertanian	30-50%	Bertambah 10% per bulan selama musim kemarau

(Sumber: Mock, 1973 dalam (Adiningrum, 2015))

dengan: E = Koefisien evapotranspirasi
 m = Permukaan terbuka (*Exposed Surface*) (mm) (Tabel 2.15)
 n = Jumlah hari terjadi hujan (hari)
 E_a = Evapotranspirasi aktual (mm)

selanjutnya adalah menghitung keseimbangan air pada permukaan tanah (Δs). Nilai Δs digunakan untuk menentukan kandungan air tanah (SS). Besaran SS ini kemudian memengaruhi dua parameter penting, yaitu limpasan badai (Pf) dan kapasitas kelembaban tanah (*Soil Moisture Capacity / SMC*). persamaan serta ketentuan yang digunakan dalam perhitungan parameter tersebut disajikan dalam persamaan 2.29, 2.30, 2.31, dan 2.32.

$$\Delta s = R - E_a \quad (2.29)$$

$$SS = (R > E_a, \text{ maka } SS = 0, \text{ jika } R < E_a, \text{ maka } SS = \Delta s - Pf) \quad (2.30)$$

$$Pf = (\Delta s > 0, Pf = 0, \text{ jika } \Delta s < 0, Pf = R \times 0,05) \quad (2.31)$$

$$SMC = (SS = 0, SMC = 200 \text{ jika } SS \neq 0, SMC = SS) \quad (2.32)$$

dengan: R = Curah hujan bulanan (mm)
 Δs = Keseimbangan air di permukaan tanah (mm)
 SS = Kandungan air tanah
 Pf = Limpasan badai
 SMC = Kapasitas kelembaban air tanah

berdasarkan nilai E_a di atas, dapat dihitung besarnya kelebihan air (*Water Surplus / WS*). WS sendiri adalah total air hujan bulanan yang dikurangi dengan evapotranspirasi aktual. Setelah nilai WS diketahui, maka nilai infiltrasi dapat ditentukan. Berikut merupakan persamaan yang akan digunakan.

$$WS = R - E_a \quad (2.33)$$

$$I = i \times WS \quad (2.34)$$

dengan: WS = Kelebihan Air (*Water Surplus*) (mm)

I = Infiltrasi ($i=0,4$) (mm)

tahapan berikutnya adalah menghitung volume air tanah (G), penyimpanan volume air tanah (L), total volume penyimpanan air tanah (V_n), serta perubahan volume aliran bawah permukaan (ΔV_n). Nilai koefisien jenis daerah (c) dapat dilihat pada Tabel 2.16. Berikut merupakan persamaan dan tabel harga (c) yang digunakan.

$$G = 0,5(1 + c) \times I \quad (2.35)$$

$$L = c \times 100 \quad (2.36)$$

$$V_n = G + L \quad (2.37)$$

$$\Delta V_n = V_n - 100 \quad (2.38)$$

Tabel 2.16 Koefisien Aliran Permukaan (C)

Jenis Daerah	Koefisien (c)
Daerah Perdagangan	
Kota	0,70 - 0,95
Sekitar Kota	0,50 - 0,70
Daerah Pemukiman	
Satu Rumah	0,30 - 0,50
Banyak Rumah, terpisah	0,40 - 0,50
Banyak Rumah, rapat	0,60 - 0,75
Pemukiman, pinggiran kota	0,25 - 0,40
Apartemen	0,50 - 0,70
Daerah Industri	
Ringan	0,50 - 0,80
Padat	0,60 - 0,90
Lapangan, kuburan dan sejenisnya	0,10 - 0,25
Halaman, jalan kereta api dan sejenisnya	0,20 - 0,35
Lahan tidak terpelihara	0,10 - 0,30

(Sumber: Badan Standardisasi Nas, 1991 dalam (Saragi et al., 2023))

dengan: G = Volume air tanah

c = koefisien aliran permukaan (Tabel 2.16)

L = Volume penyimpanan air tanah

V_n = Total volume penyimpanan air tanah

ΔV_n = Perubahan volume aliran dalam tanah

tahap akhir dalam penentuan debit andalan (Q_A) adalah menghitung aliran dasar sungai (*Base Flow* / BF), limpasan langsung (*Direct Run Off* / DRO), dan total limpasan (RON). Setelah nilai RON diperoleh, debit andalan dapat dihitung melalui persamaan yang telah ditetapkan. Berikut merupakan persamaan yang digunakan.

$$BF = I - \Delta V_n \quad (2.39)$$

$$DRO = WS - I + PF \quad (2.40)$$

$$RON = BF + DRO \quad (2.41)$$

$$Q_A = \frac{RON \times A \times 1000}{n} \quad (2.42)$$

dengan: BF = Aliran dasar sungai (*Base Flow*)
 DRO = Limpasan langsung (*Direct Run Off*)
 RON = Total limpasan (mm)
 Q_A = Debit andalan (m^3/s)

Pemilihan Q_A dilakukan dengan menggunakan nilai debit andalan bulanan terendah pada tahun uji tertentu. Selain itu, pola tata tanam juga diperhatikan untuk menentukan debit andalan pada saat penanaman padi.

Tabel 2.17 Rekapitulasi Debit Andalan

N	Probabilitas	Q (m^3/s)
1	10%	7,08
2	20%	4,54
3	30%	4,05
4	40%	3,99
5	50%	3,97
6	60%	3,97
7	70%	3,88
8	80%	3,84
9	90%	3,81
10	100%	3,79

langkah perhitungan ketersediaan air atau debit andalan pada Sungai Bedog dengan Metode F.J. Mock dapat dilihat pada contoh perhitungan pada bulan Januari tahun 2014 sebagai berikut.

1. Data perhitungan untuk bulan Januari tahun 2014:

Curah hujan bulanan (R) = 232,7 mm/bulan

Jumlah hari hujan (n) = 28 hari

Luas area (A) = 132,02 km²

Evapotranspirasi Potensial (ET₀) = 152,23 mm/bulan

Exposed Surface (m) = 30% (daerah ladang pertanian)

2. Menghitung koefisien evapotranspirasi (E)

$$E = 152,23 \times \frac{30\%}{20} \times (18 - 28)$$

$$= -22,83 \text{ mm/bulan}$$

3. Menghitung evapotranspirasi aktual (E_a)

$$E_a = 152,23 - (-22,83)$$

$$= 175,06 \text{ mm/bulan}$$

4. Menentukan jumlah keseimbangan air di permukaan (Δs)

$$\Delta s = 232,7 - 175,06$$

$$= 57,63 \text{ mm/bulan}$$

5. Menentukan kandungan air tanah (SS)

Nilai kandungan air tanah (SS) pada bulan Januari tahun 2014 adalah 0 karena nilai curah hujan bulanan (R) lebih besar dari nilai evapotranspirasi aktual (E_a).

6. Menghitung limpasan badai (Pf)

Nilai limpasan badai (Pf) pada bulan Januari tahun 2014 adalah 0 karena jumlah keseimbangan air di permukaan (Δs) lebih dari 0.

7. Menentukan Kapasitas kelembaban air tanah (SMC)

Dalam perhitungan ini SMC diambil 200 mm karena tidak ada nilai kandungan air tanah (SS) (SS = 0).

8. Menghitung kelebihan air (WS)

$$WS = 232,7 - 175,06$$

$$= 57,63 \text{ mm/bulan}$$

9. Menentukan infiltrasi (I)

$$\begin{aligned} I &= 0,4 \times 57,63 \\ &= 23,05 \end{aligned}$$

10. Menghitung volume air tanah (G)

$$\begin{aligned} G &= 0,5 (1 + 0,25) \times 23,05 \\ &= 14,41 \end{aligned}$$

11. Menghitung volume penyimpanan air tanah (L)

$$\begin{aligned} L &= 0,25 \times 100 \\ &= 25 \end{aligned}$$

12. Total volume penyimpanan air tanah (V_n)

$$\begin{aligned} V_n &= 14,41 + 25 \\ &= 39,41 \end{aligned}$$

13. Menghitung perubahan volume aliran dalam tanah (ΔV_n)

$$\begin{aligned} \Delta V_n &= 39,41 - 100 \\ \Delta V_n &= -60,59 \end{aligned}$$

14. Menentukan aliran dasar sungai (BF)

$$\begin{aligned} BF &= 23,05 - (-60,59) \\ &= 83,64 \end{aligned}$$

15. Menghitung Limpasan langsung (*Direct Run Off*)

$$\begin{aligned} DRO &= 57,63 - 23,05 + 0 \\ DRO &= 34,58 \end{aligned}$$

16. Menghitung total limpasan (RON)

$$\begin{aligned} RON &= 83,64 + 34,58 \\ &= 118,22 \text{ mm} \end{aligned}$$

17. Debit andalan (Q_A)

$$\begin{aligned} Q_A &= \frac{118,22 \times 132,02 \times 1000}{28 \times 24 \times 60 \times 60} \\ &= 5,83 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013a) menunjukkan bahwa kemungkinan terpenuhi ditetapkan 80%, di mana kemungkinan debit sungai lebih rendah dari debit andalan adalah 20%. Berdasarkan pernyataan tersebut diperoleh debit andalan sebesar $3,84 \text{ m}^3/\text{s}$. Debit andalan tersebut memenuhi debit kebutuhan irigasi sebesar $0,195 \text{ m}^3/\text{s}$ yang sudah dibahas pada Sub-sub Bab 2.4.1.

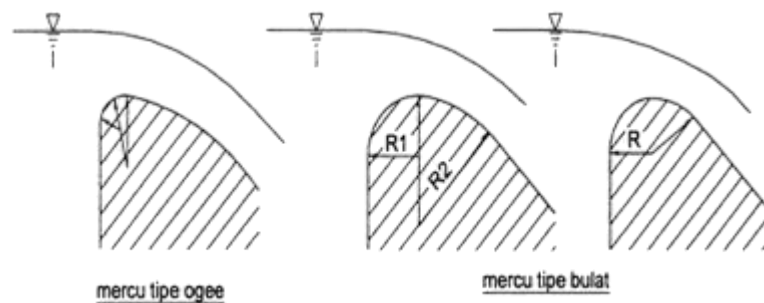
2.5 Perancangan Hidraulis

Perancangan hidraulis bendung dilakukan untuk memastikan bangunan dapat mengatur aliran sungai dengan aman dan memenuhi kebutuhan. Tahapan perancangan mencakup pemilihan tipe mercu, penentuan lebar efektif dan muka air hulu, penetapan elevasi mercu serta tinggi bendung, hingga evaluasi muka air hilir. Selain itu, dilakukan juga perancangan kolam olak, saluran *intake*, saluran pengendap, dan saluran pembilas agar aliran dapat dikendalikan dengan baik dan bangunan berfungsi secara optimal.

2.5.1 Pemilihan Tipe Mercu

Dalam perancangan sebuah bendung diperlukan mercu bendung. Mercu bendung sendiri merupakan bagian tertinggi dari tubuh bendung, tempat di mana air dapat melimpas secara alami. Tinggi dari mercu bendung sendiri akan dipengaruhi dengan tinggi muka air yang dibutuhkan untuk pengairan sawah. Mercu bendung sendiri memiliki berbagai bentuk yang pada setiap bentuk tersebut memiliki kelebihan dan fungsi yang berbeda-beda.

Pada umumnya tipe mercu bendung yang digunakan pada kebanyakan bendung pelimpah di Indonesia adalah tipe mercu bulat dan Ogee. Dari kedua tipe mercu tersebut material seperti beton akan digunakan sebagai bahan konstruksi bendung, dikarenakan beton lebih awet dan kuat. Pada proses perencanaan pemilihan tipe mercu bendung, aspek seperti efisiensi aliran yang berjangka panjang dan kapasitas debit besar merupakan aspek yang perlu dipertimbangkan.



Gambar 2.6 Bentuk Mercu Bendung

Dalam pemilihan mercu bendung untuk perancangan Bendung Tamantirto, ditentukan bahwa mercu bendung tipe bulat akan digunakan sebagai tipe mercu untuk Bendung Tamantirto dikarenakan tipe mercu bulat memiliki bentuk yang sederhana sehingga dalam proses pelaksanaan mercu bendung akan lebih mudah dibuat.

2.5.2 Lebar Efektif Mercu dan Muka Air Hulu

Menurut Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013b) lebar maksimum bendung hendaknya tidak lebih dari 1,2 kali lebar rata-rata sungai. Diperoleh lebar maksimum bendung adalah 15,012 m. Diperlukan parameter seperti lebar sungai (B_s) tepat pada lokasi bendung, di mana diperoleh nilai B_s pada titik pembangunan bendung adalah 12,51 m. Jumlah pilar juga merupakan salah satu faktor yang dibutuhkan untuk menentukan lebar efektif mercu, di mana jumlah pilar yang dibutuhkan Bendung Tamantirto adalah 1 dengan alasan bahwa sawah yang akan diairi oleh bendung hanya ada di satu sisi bendung. Setelah itu perhitungan untuk menentukan lebar efektif mercu dapat dilakukan, berikut merupakan persamaan untuk menghitung lebar efektif mercu (B_e).

$$B_e = B_s - 2(n \times K_p \times K_a) \times H_1 \quad (2.43)$$

dengan: B_e = Lebar efektif mercu (m)

B_s = Lebar sungai (m)

N = Jumlah pilar

K_p = Koefisien kontraksi pilar

K_a = Koefisien kontraksi pangkal bendung

H_1 = tinggi energi (m)

Tabel 2.18 Harga K_p dan K_a

Bentuk Pilar	K_p
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0
Bentuk Pangkal Tembok	K_a
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,2
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,1
Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 450 ke arah aliran	0

Berdasarkan tabel 2.18 nilai K_p yang akan digunakan sebesar 0 dengan alasan bahwa pilar berbentuk runcing akan mudah membelah aliran dan mengurangi kerusakan akibat aliran sungai yang menabrak ke pilar, dengan bentuk yang runcing maka area yang terkena benturan aliran semakin kecil. Lalu untuk nilai K_a akan digunakan 0,1 dengan alasan bahwa nilai r berada dalam batas aman persyaratan dan dengan bentuk tembok bulat maka akan membantu pengaliran serta pengarahan aliran yang lebih baik.

Nilai tinggi air di atas mercu atau H_1 sendiri belum memiliki nilai yang ditentukan, maka perlu digunakan nilai H_1 awal atau estimasi awal. untuk menentukan nilai H_1 awal akan menggunakan persamaan debit (Q) sebagai penentu nilai H_1 .

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times g \times B_e \times H_1^{1,5}} \quad (2.44)$$

dengan: Q = Debit (m^3/s)

C_d = Koefisien debit

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

B_e = Lebar mercu (m)

H_1 = Tinggi energi (m)

Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013d) menunjukkan bahwa nilai C_d yang diperoleh dari mercu bertipe bulat adalah 1,48. Setelah itu diperlukan penyederhanaan rumus untuk memperoleh H_1 , setelah disederhanakan maka diperoleh penurunan persamaan untuk mencari H_1 adalah sebagai berikut.

$$H_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{3 \times Q}{2 \times C_d \times \sqrt{\frac{2}{3}} \times g \times b}\right)^2} \quad (2.45)$$

nilai Q_{25} banjir yang bernilai $193,9904 \text{ m}^3/\text{s}$ akan digunakan sebagai nilai debit (Q) dikarenakan pada Kriteria Perencanaan 02 tertulis bahwa pada perancangan mercu bendung secara spesifik menggunakan debit banjir pada periode 5 hingga 25 dan pada perancangan ini debit banjir yang akan digunakan adalah debit banjir dengan periode 25. Nilai H_1 dan nilai B_e adalah nilai yang saling dibutuhkan dalam perhitungan maka akan digunakan *Trial And Error*, Dari perhitungan tersebut akan diperoleh nilai B_e dan H_1 .

berdasarkan data yang diperoleh dari *Trial And Error* di atas dapat disimpulkan bahwa lebar efektif mercu (B_e) sebesar 11,82 m.

Tabel 2.19 Rekapitulasi Hasil Tinggi Muka Air Hulu

Bentuk Mercu Bulat								
H_1	H_d	p/H_d	p/H_1	H_1/H_d	C_d	B_e	Q_{Planned}	Q_{Acquired}
3.49	3.49	1.26	1.26	1.00	1.48	11.81	193.99	193.98

Maka tinggi energi (H_1) diasumsikan sebagai tinggi muka air sungai pada titik perancangan bendung atau muka air hulu sebesar 3,49 m.

2.5.3 Elevasi Mercu dan Tinggi Bendung

Dalam penentuan elevasi mercu bendung, ada beberapa faktor yang perlu ditinjau seperti elevasi sawah yang dialiri. Pada Tabel 2.20 adalah rincian penjelasan terkait faktor dan perhitungan untuk menentukan elevasi mercu bendung.

Tabel 2.20 Perhitungan Kehilangan Energi

Keterangan	Nilai (m)
Tinggi air di sawah di ambil	= 0,1
Kehilangan tekanan dari sawah ke saluran tersier	= 0,1
Kehilangan tekanan dari saluran tersier ke saluran sekunder	= 0,1
Kehilangan tekanan dari saluran sekunder ke saluran induk	= 0,1
kehilangan dari saluran kuarter ke sawah	= 0,1
kehilangan akibat saluran pengendapan	= 0,1
kehilangan akibat bangunan pembilas	= 0,2
kehilangan tinggi akibat tinggi energi pada saluran pengambilan pada sawah	= 0,15
kehilangan akibat tinggi energi di pintu pengambilan saluran	= 0,15
Kehilangan tekanan pada <i>intake</i>	= 0,2
Kehilangan tekanan akibat eksploitasi	= 0,1
Kehilangan Energi Total	= 1,4

dalam perhitungan ini diperlukan data seperti elevasi sawah tertinggi dan elevasi pada titik pembangunan bendung disungai, diperoleh tinggi elevasi sawah setinggi $\pm 72,00$ mdpl dan untuk elevasi pada titik pembangunan bendung disungai ada pada ketinggian $\pm 69,00$ mdpl. Diperoleh perbedaan tinggi sebesar 1,4 m, sehingga diperoleh elevasi mercu pada ketinggian $\pm 73,40$ mdpl dan tinggi mercu bendung diperoleh 4,4 m.

Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013b) menetapkan tinggi bendung sebaiknya dibatasi 7 m. Maka berdasarkan perhitungan di atas diperoleh tinggi bendung 4,4 m, sehingga memenuhi syarat dan bisa digunakan.

2.5.4 Elevasi Muka Air Hilir

Untuk menghitung tinggi muka air pada hilir perlu menggunakan *trial and error* dengan menggunakan rumus dari persamaan Manning. Nilai yang dilakukan *trial and error* adalah nilai ketinggian air di hilir (h), yang nanti akan dimasukkan ke dalam persamaan nilai debit (Q) dan dicari nilai (h) yang memberikan debit (Q) yang menyerupai debit banjir rencana. Berikut merupakan beberapa persamaan yang digunakan:

$$A = (B \times h) \quad (2.46)$$

$$P = B + 2 \times h \quad (2.47)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.48)$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \quad (2.49)$$

$$Q = A \times V \quad (2.50)$$

dengan: A = Luas penampang sungai (m²)

P = keliling basah (m)

R = jari-jari hidraulik

V = kecepatan aliran pada kedalaman kritis (m/s)

Q = debit (m³/s)

n = koefisien Manning, bergantung pada bahan saluran

Tabel 2.21 Koefisien Manning

Material	Manning Coef. (n)
<i>Layered Cast Iron</i>	0,014
<i>Glass</i>	0,010
<i>Concrete</i>	0,013
<i>Layered Bricks</i>	0,015
<i>Stone with Cement</i>	0,025
<i>Clean Soil</i>	0,022
<i>Soil</i>	0,030
<i>Stone Bottom and Grass Sides</i>	0,040
<i>Rock</i>	0,040

Maka berdasarkan hasil *trial and error* diperoleh data perhitungan tinggi Muka air hilir setinggi 1,437 m. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan

Tabel 2.22 Rekapitulasi Hasil Tinggi Muka Air Hilir

Ketinggian Muka Air Hilir								
B	h	A	P	R	V	Q _{didapatkan}	n	S
11.81	1.45	17.1282	34.2565	0.5	11.42863	195.7523	0.013	0.056
11.81	1.437	16.9747	33.9494	0.5	11.42863	193.9973	0.013	0.056
11.81	1.4	16.5376	33.0752	0.5	11.42863	189.0022	0.013	0.056

2.5.5 Perancangan Kolam Olak

Kolam olah merupakan sebuah bagian dari struktur bendung yang diperlukan dan digunakan sebagai peredam energi jatuhnya air dari pelimpah. Kolam olah sendiri memiliki persyaratan, berikut merupakan beberapa persyaratan terkait perancangan kolam olah:

1. Tidak diperlukannya perancangan kolam olak jika nilai *Froude* lebih kecil dari 1,7. ($F_R < 1,7$)
2. Diperlukannya kolam olak apabila nilai *Froude* di antara 1,7 sampai dengan 2,5 agar peredaman energi pada bendung bisa efektif. ($1,7 < F_R < 2,5$)
3. Diperlukannya kolam olak tipe IV USBR atau *modified* apabila nilai *Froude* berada di antara 2,5 sampai dengan 4,5. ($2,5 < F_R < 4,5$)
4. Diperlukannya kolam olak tipe III USBR apabila nilai *Froude* lebih besar dari 4,5. ($4,5 < F_R$)

Berdasarkan Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013b), berikut merupakan beberapa parameter yang diperlukan dalam melakukan perencanaan kolam olak:

1. Melakukan perhitungan kecepatan air pada saat terjadinya loncat air, berikut merupakan rumus yang digunakan:

$$V_1 = \sqrt{2 \times g \times (0,5 \times H_1 + Z)} \quad (2.51)$$

dengan: g = Percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/s}^2$)

H_1 = Tinggi energi di atas mercu (m)

V_1 = Kecepatan air saat terjadi loncat air (m/s)

Z = Tinggi jatuh dari titik mercu (m)

Setelah dilakukan perhitungan diperoleh nilai kecepatan air saat terjadi loncatan (V_1) sebesar 10.97 m/s .

2. Setelah itu diperlukan nilai debit desain persatuan lebar yang akan diperoleh dari persamaan berikut:

$$q = \frac{Q}{B_E} \quad (2.52)$$

dari persamaan di atas diperoleh nilai debit desain persatuan lebar sebesar $16,42 \text{ m}^3/\text{s}$

3. Menghitung kedalaman air di awal loncat air (y_1), berikut merupakan persamaan yang digunakan:

$$y_1 = \frac{q}{V_1} \quad (2.53)$$

Diperoleh nilai dari kedalaman air di awal loncat air (y_1) sebesar 1,50 m.

4. menghitung ketentuan untuk nilai *Froude* (F_R), berikut merupakan persamaan yang digunakan untuk memperoleh nilai F_R :

$$F_R = \frac{V_1}{\sqrt{g \times y_1}} \quad (2.54)$$

dengan: F_R = bilangan *Froude*

V_1 = kecepatan awal loncatan (m/s)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/s²)

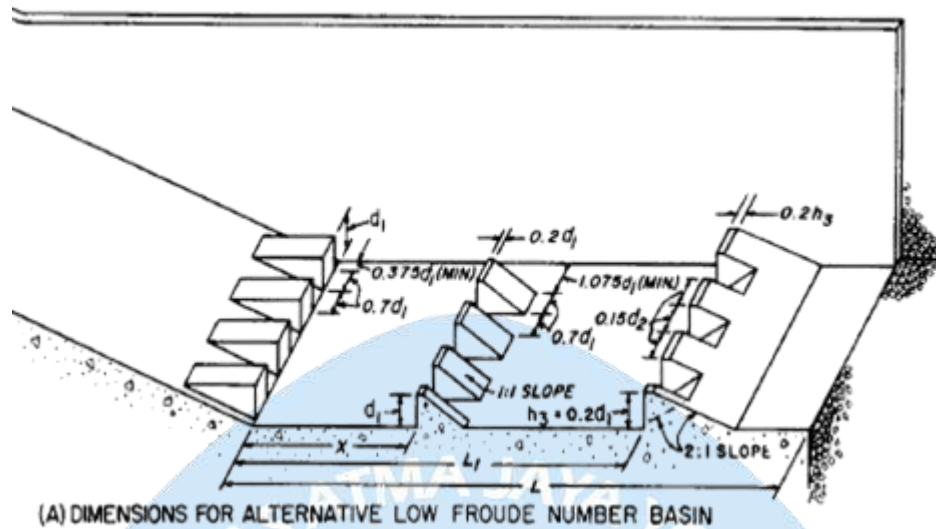
diperoleh nilai F_R sebesar 2,90 di mana berdasarkan persyaratan di atas maka dalam perancangan bendung ini dibutuhkan kolam olak sebagai peredam energi. Maka butuh menghitung tinggi air saat terjadi loncatan air (y_2).

5. Parameter ketinggian air saat loncat air (y_2) dapat diperoleh melalui persamaan berikut:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \times \sqrt{1 + 8 \times (F_R)^2 - 1} \quad (2.55)$$

Diperoleh nilai tinggi air saat terjadi loncatan air (y_2) sebesar 5,36 m.

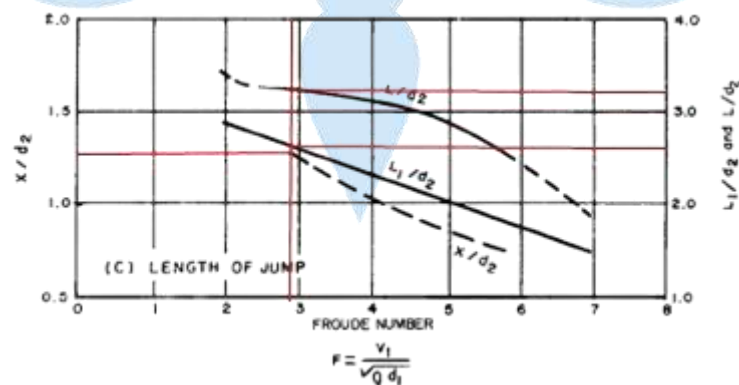
Berdasarkan parameter-parameter yang sudah dihitung di atas maka bisa dilakukan perancangan kolam olak, berdasarkan nilai F_R yang diperoleh maka akan digunakan kolam olak USBR tipe IV, tetapi dikarenakan nilai F_R yang diperoleh termasuk nilai yang rendah maka akan digunakan tipe A (*Dimension For Alternative Low Froude Number Basin*) atau *modified Basin*.



Gambar 2.7 Kolam Olak Alternative Low Froude Number Basin

Berdasarkan Gambar 2.7 terdapat beberapa parameter yang perlu dihitung, untuk menentukan nilai jarak dari ujung *Chute Block* ke *Baffle Piers* (X), jarak dari *Chute Block* ke *End Sill* (L_1), dan jarak dari *Chute Block* ke ujung kolam olak (L). selain itu juga diperlukan untuk menghitung dimensi-dimensi untuk *Chute Block*, *Baffle Piers*, dan *End Sill*.

Berdasarkan USBR “*Design of Small Dams*” dibutuhkanannya grafik untuk menentukan nilai nilai jarak dari ujung *Chute Block* ke *Baffle Piers* (X), jarak dari *Chute Block* ke *End Sill* (L_1), dan jarak dari *Chute Block* ke ujung kolam olak (L), pada Gambar 2.8 menyajikan grafik penentuan jarak bangunan kolam olak yang digunakan.



Gambar 2.8 Grafik Penentuan Jarak Bangunan Kolam Olak

Dikarenakan nilai *Froude* diperoleh sebesar 2,9 berdasarkan gambar grafik diperoleh nilai $\frac{x}{d_2}$ sebesar 1,3 , untuk nilai $\frac{L_1}{d_2}$ diperoleh nilai sebesar 2,6 , dan untuk nilai $\frac{L}{d_2}$ sebesar 3,23. Dari nilai-nilai yang sudah diperoleh perlu dibagi dengan nilai d_2 , di mana nilai d_2 adalah y_2 . Maka diperoleh nilai *Chute Block* ke *Baffle Piers* (X) sebesar 6,97 m, jarak dari *Chute Block* ke *End Sill* (L_1) sebesar 13,94 m, dan jarak dari *Chute Block* ke ujung kolam olak (L) sebesar 17,32 m.

Dilanjut dengan menghitung dimensi dari *Chute Block*, *Baffle Piers*, dan *End Sill*. Berdasarkan Gambar 2.8 maka diperoleh dimensi sebagai berikut.

Tabel 2.23 Rekapitulasi Dimensi Struktur Kolam Olak

Dimensi Struktur Kolam Olak			
<i>Chute Block</i>	Tinggi <i>Chute Block</i>	1,50	m
	Lebar <i>Chute Block</i>	1,05	m
	Jarak dari dinding	0,56	m
	Jarak antar <i>Chute Block</i>	1,05	m
<i>Baffle Piers</i>	Tinggi <i>Baffle Piers</i>	1,50	m
	Lebar atas <i>Baffle Piers</i>	0,30	m
	Lebar bawah <i>Baffle Piers</i>	1,05	m
	Jarak dari dinding	1,12	m
	Jarak antar <i>Baffle Piers</i>	1,05	m
<i>End Sill:</i>	Tinggi <i>End Sill</i>	0,30	m
	Panjang <i>End Sill</i>	0,06	m
	Lebar <i>End Sill</i>	0,80	m
	Jarak antar <i>End Sill</i>	0,80	m

Setelah diperoleh seluruh parameter dari bangunan pelengkap kolam olak maka pada Gambar 2.9 merupakan gambaran kolam olak dengan dimensi-dimensi yang sudah diperhitungkan:

2.5.6 Saluran *Intake*

$$Q = \mu \times b \times a \times \sqrt{2 \times g \times Z} \quad (2.56)$$

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

untuk memperoleh nilai lebar pintu dan tinggi bukaan pintu, diperlukan asumsi awal di mana nilai lebar bukaan (b) dan nilai tinggi bukaan (a) dianggap sama atau satu banding satu. Lalu perlu dilakukan perhitungan untuk memperoleh

kehilangan energi, berikut merupakan persamaan untuk memperoleh kehilangan energi (h_f):

$$h_f = c \left(\frac{v^2}{2 \times g} \right) \quad (2.57)$$

$$c = \beta \times \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \times \sin \delta \quad (2.58)$$

dengan: h_f = Kehilangan energi

v = Kecepatan datang (*approach velocity*)

g = Percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/s}^2$)

c = Koefisien yang bergantung

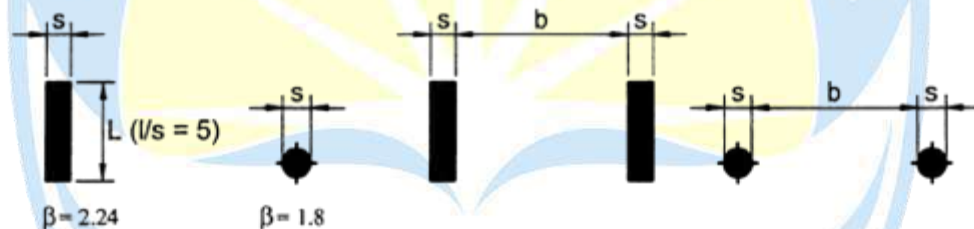
β = Faktor bentuk

s = Tebal jeruji (m)

L = Panjang jeruji (m)

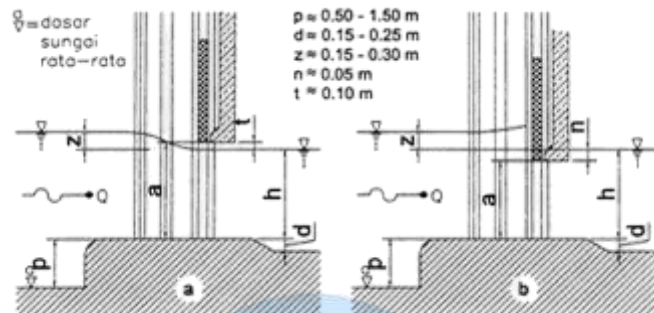
b = Jarak bersih antar jeruji b ($b > 50 \text{ mm}$)

δ = Sudut kemiringan dari horizontal, dalam derajat



Gambar 2.10 Bentuk-bentuk Jeruji Penyaring dan Harga-harga β

Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013b), Gambar 2.10 menunjukkan bentuk jeruji dan nilai β . Untuk perencanaan saluran akan digunakan jeruji persegi dengan nilai β sebesar 2,24. Lalu kemiringan dari titik elevasi mercu sampai ke elevasi tertinggi sawah sebesar 45° .



Gambar 2.11 Tipe Pintu Pengambilan

Menurut Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013b) kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimension requirement*) guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek. maka perancangan saluran *intake* dapat dihitung dengan menghitung nilai lebar bukaan (b) dan tinggi bukaan (a). Dari hasil *trial and error* diperoleh parameter sebagai berikut:

$$Q_{\text{IRIGASI}} = 0,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{I } 120\%} = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,8$$

$$g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$z = 0,2 \text{ m}$$

Maka dari parameter di atas dapat dihitung nilai b_{awal} di mana nilai $b = a$, berikut merupakan persamaan yang digunakan untuk memperoleh nilai b:

$$\frac{Q}{\mu \times \sqrt{2 \times g \times Z}} = b \times a \quad (2.59)$$

Diperoleh nilai b_{awal} sebesar 0,40 m, dari nilai b_{awal} dapat dihitung untuk nilai lebar bukaan (b) dan tinggi bukaan (a), berikut merupakan persamaan yang digunakan:

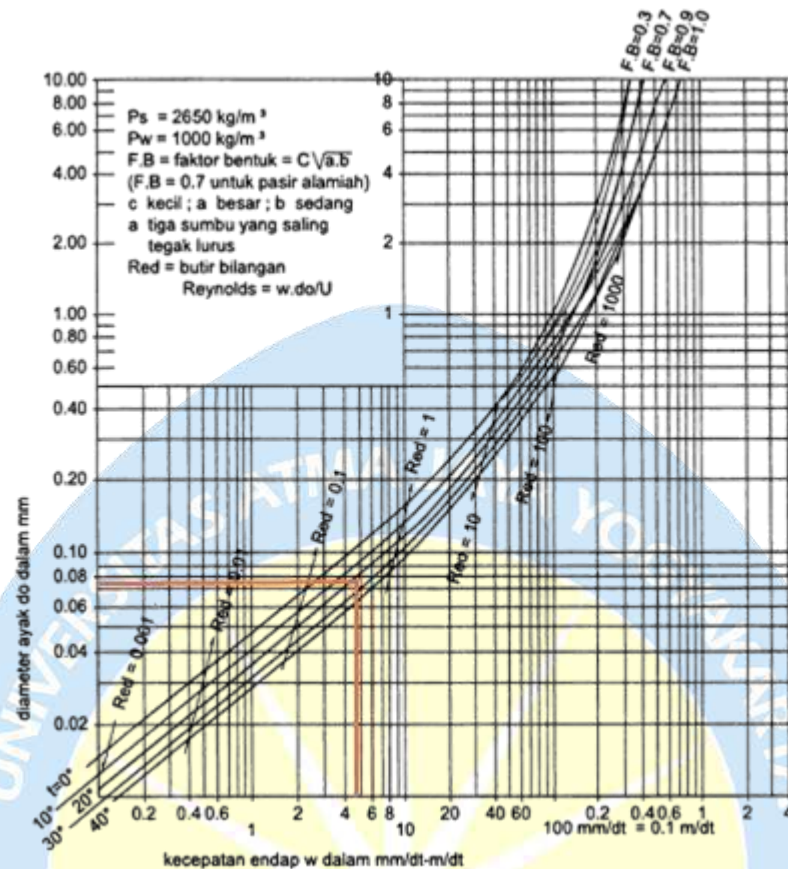
$$\frac{Q}{\mu \times b \times \sqrt{2 \times g \times Z}} = a \quad (2.60)$$

Dari persamaan di atas diperoleh nilai tinggi bukaan *intake* sebesar 0,37 m. Setelah diperoleh maka butuh dihitung luasan bukaan *intake*, diperoleh nilai A_{intake} sebesar 0,15 m². Lalu untuk kecepatan diperoleh sebesar 1,58 m²/s. Setelah seluruh parameter dari saluran *intake* sudah dihitung maka perlu dilakukan perhitungan akhir untuk menentukan besar *headloss* (h_f), dari persamaan pada awal diperoleh nilai koefisien yang bergantung (c) sebesar 3,991 dan *headloss* (h_f) sebesar 0,5109 m.

2.5.7 Saluran Pengendap

Saluran pengendap adalah sebuah saluran terbuka pada saluran *intake* yang memiliki tujuan untuk mengendapkan partikel ataupun sedimen yang terbawa oleh aliran sungai saluran pengambilan. Dalam perancangan saluran pengendap, dibutuhkan beberapa parameter antara lain kecepatan endapan sedimen (w). Kecepatan endapan sedimen didapatkan melalui grafik hubungan diameter saringan dan kecepatan endapan (Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013b).

Parameter awal yang diperlukan untuk membuat plot pada grafik meliputi suhu air dan diameter partikel sungai. suhu air pada Sungai Bedog dan diameter partikel sungai. Suhu air Sungai Bedog pada periode tahun 2024 mencapai 27,7°C hingga 28,6°C. Diameter partikel sebesar 0,075 mm yang diperoleh dari data analisis saringan di area Bantul dekat dengan lokasi bendung.



Gambar 2.12 Hubungan Antara Diameter Saringan dan Kecepatan Endap untuk Air Tenang

Nilai kecepatan endapan sedimen diperoleh dari grafik pada Gambar 2.12, di mana diperoleh nilai kecepatan endapan sedimen sebesar 0,0048 m/s. Saluran pengendap direncanakan hanya terdiri atas satu saluran, yang nantinya akan disesuaikan dengan debit irigasi yang dibutuhkan. Perencanaan dimensi saluran pengendap dirancang dengan acuan Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013b), berikut merupakan perhitungan dimensi saluran pengendap.

1. Kebutuhan debit irigasi (Q_n) sebesar $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$, dan dari grafik di atas diperoleh kecepatan endapan sedimen (w) sebesar $0,0048 \text{ m/s}$. Parameter tersebut akan digunakan untuk perancangan dimensi saluran pengendap.
2. Dibutuhkan panjang dan lebar saluran pengendap, maka akan digunakan persamaan berikut:

$$L \times B = \frac{Q_n}{w} \quad (2.61)$$

dengan: L = Panjang saluran pengendap (m)

B = Lebar saluran pengendap (m)

Q_n = Debit irigasi (m^3/s)

W = kecepatan endapan sedimen (m/s)

Dan berdasarkan persamaan di atas diperoleh luas dari saluran pengendap atau nilai $L \times B$ sebesar $40,67 m^2$.

3. Dimensi kantong sebaiknya juga sesuai dengan kaidah bahwa $\frac{L}{B} > 8$, maka perlu ditentukan untuk nilai L dan B . Maka pada perancangan ini $\frac{L}{B} = 10$ untuk memperoleh nilai $\frac{L}{B}$ minimum. Nilai L dan B dianggap sama untuk perhitungan awal maka persamaan sebagai berikut:

$$L = 10B \quad (2.62)$$

$$10B \times B = 10 B^2 \quad (2.63)$$

Maka perhitungan luas:

$$10B^2 = 40,67$$

$$B = \sqrt{\frac{40,67}{10}}$$

$$B = 2,03 \text{ m}$$

Maka diperoleh Lebar saluran pengendap (B) sebesar 2,02 m, dan dengan persamaan pertama diperoleh Panjang saluran pengendap (L) sebesar 32,27 m. Lalu cek syarat $\frac{L}{B} > 8$ dan diperoleh bahwa $\frac{L}{B} = 11 > 8$, sudah aman dan memasuki syarat dari Kriteria Perencanaan 02.

2.5.8 Pembilas

Lantai pembilas adalah bagian yang berfungsi menampung sementara material kasar yang mengendap di depan pintu pengambilan air. Endapan ini dibersihkan dengan cara membuka pintu pembilas secara berkala agar terbentuk aliran deras yang bisa mendorong sedimen keluar dari area pengambilan. Sistem ini penting untuk mencegah penyumbatan dan menjaga efisiensi operasional saluran.

Menurut Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2013b), lebar pembilas ditambah tebal pilar pembagi sebaiknya sama dengan $\frac{1}{6}$ sampai $\frac{1}{10}$ dari lebar bersih bendung. Maka lebar pembilas pada perencanaan bendung ini sebesar 1,251 m dengan jumlah pembilas sebanyak 1, dikarenakan hanya ada 1 saluran *intake*.

