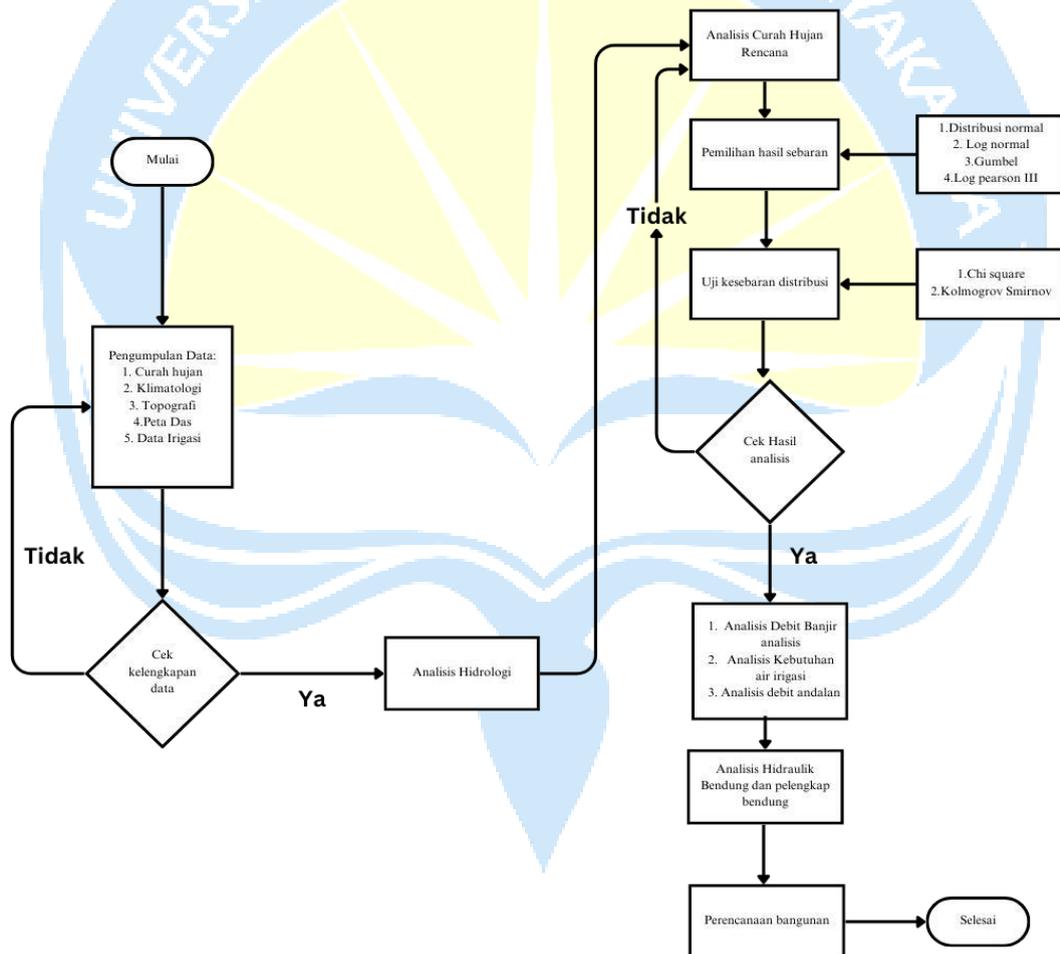


BAB II

PERENCANAAN BENDUNG

2.1 Metode Perancangan

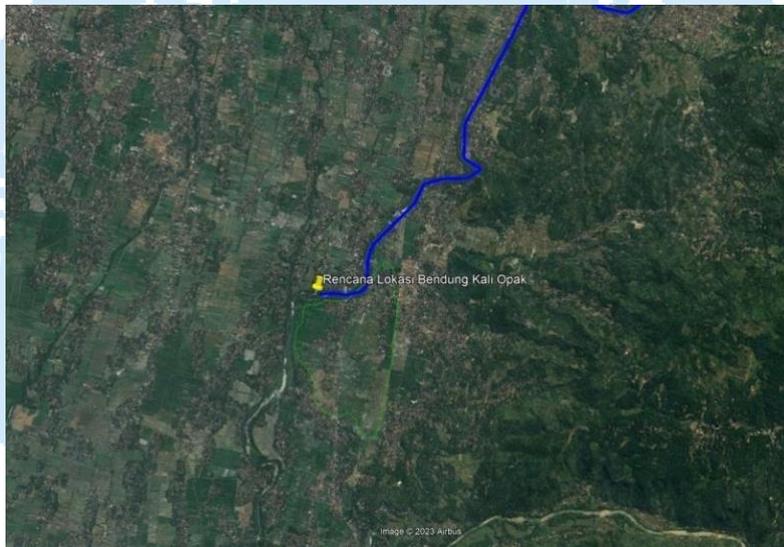
Metode perancangan pada perencanaan bendung di Sungai Opak dapat dilihat pada gambar 2.1 Metode perancangan bendung hanya berfokus pada aspek hidrologi, sedangkan aspek geoteknik akan diperhitungkan pada bab selanjutnya.



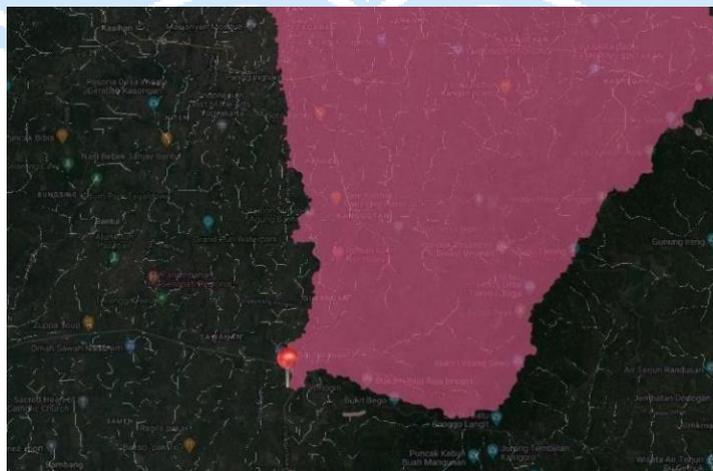
Gambar 2. 1 Flowchart Metode Perancangan Bendung di Sungai Opak

2.2 Pemilihan Lokasi Bendung

Bendung dirancang di Kecamatan bla, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta. Bendung dibangun di Sungai Opak dengan koordinat bala. Pemilihan lokasi bendung berdasarkan memperhatikan topografi di sisi kanan dan sisi kiri bendung, daerah pengarian dan akses yang mudah dan memungkinkan. Lokasi rencana bendung utama dapat dilihat pada gambar 2.2 yang telah ditandai dengan pin berwarna kuning via Google Earth.



Gambar 2. 2 Lokasi Rencana Bendung Utama dan sawah yang diairi



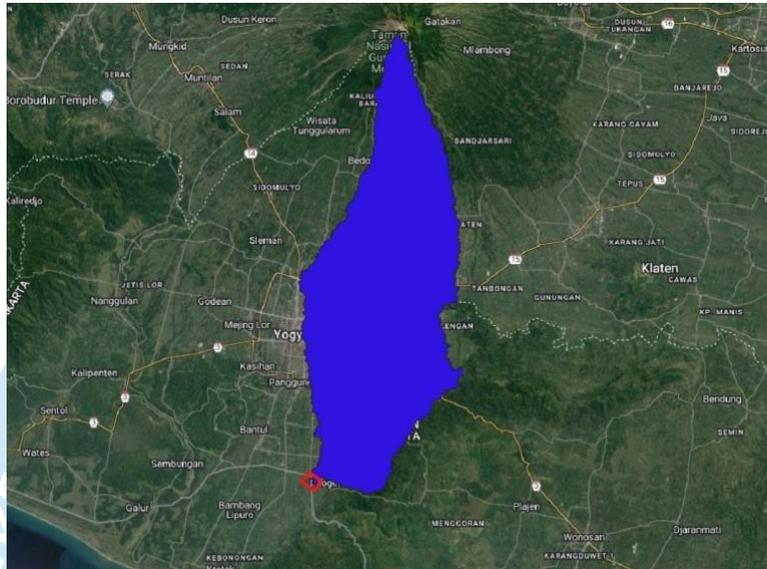
Gambar 2. 3 Lokasi Rencana Bendung Utama dan aliran anak sungai kali opak

2.3 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Dalam Peraturan Pemerintah Nomor 37 Tahun 2012 mengenai Pengelolaan Daerah Aliran Sungai, Daerah Aliran Sungai (DAS) didefinisikan sebagai wilayah daratan yang mencakup sungai utama dan anak sungainya, berfungsi sebagai tempat penampungan, penyimpanan, dan pengaliran air hujan menuju danau atau laut, yang dibatasi oleh titik-titik dengan elevasi tertinggi. Berikut ini merupakan langkah-langkah untuk membuat peta Daerah Aliran Sungai (DAS):

1. Observasi kontur peta di wilayah yang akan ditetapkan sebagai DAS.
2. Identifikasi dan kenali sungai induk utama dengan menggunakan acuan dari daerah tertinggi ke daerah terendah, serta distribusi anak sungai.
3. Gambarkan DAS dengan mengidentifikasi terlebih dahulu anak sungai dan menghubungkannya dengan garis-garis yang tegak lurus terhadap kontur.
4. Setelah batas DAS terdefinisi, luas DAS dapat dihitung.

Dalam perencanaan pembangunan bendung di Sungai Opak, Kecamatan bla, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta, langkah awal yang perlu dilakukan adalah mengidentifikasi data Daerah Aliran Sungai (DAS) sebagai panduan dalam perencanaannya. Dalam konteks ini, debit aliran sungai yang masuk ke bendung berasal dari Daerah Aliran Sungai Opak. Oleh karena itu, diperlukan peta Daerah Aliran Sungai (DAS) Opak yang mencerminkan wilayah tangkapan air hujan yang akan mengalir ke sungai di DAS Opak dan kemudian menuju ke bendung.



Gambar 2. 3 Wilayah DAS Sungai Opak dan Titik Bendung

Pada Gambar 2.3 dapat dilihat DAS Sungai Opak dengan plot titik stasiun hujan di wilayah tertentu yang nantinya akan dipilah dan dipilih untuk dijadikan titik hujan yang akan digunakan datanya untuk dasar awal analisis hidrologi.

2.4 Penentuan Stasiun Curah Hujan

Aspek-aspek yang harus diperhatikan dalam memilih stasiun curah hujan yang dapat mewakili intensitas hujan di wilayah Daerah Aliran Sungai (DAS) Sungai Opak adalah sebagai berikut:

1. Menentukan beberapa stasiun hujan yang berada di wilayah DAS Sungai Opak atau di sekitarnya, dengan catatan data curah hujan yang lengkap selama periode 10 tahun.
2. Jika terdapat data curah hujan yang hilang, dapat diestimasi menggunakan metode Reciprocal. Rumus metode tersebut dijelaskan sebagai berikut :

$$P_x = \frac{\frac{PA}{a^2} + \frac{PB}{b^2} + \frac{PC}{c^2} + \dots + \frac{Pn}{n^2}}{\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} + \frac{1}{c^2} + \dots + \frac{1}{n^2}} \quad (2.1)$$

Keterangan :

P_x = Curah hujan pada stasiun X

n = Jarak dari stasiun X ke tiap stasiun hujan lainnya

P_n = Jumlah hujan pada stasiun yang mengelilingi stasiun

Tabel 2. 1 Luas Pembagian Area DAS Opak

Luas DAS	362,56				Km2
Luas daerah terpengaruhi stasiun hujan (Km2)					
Barongan	Bronggang	Santan	Beran	Tanjung Tirto	
36,688	122,839	92,954	25,307	84,772	

2.5 Curah Hujan

Setelah memperoleh data lengkap dari stasiun hujan yang telah ditentukan selama periode 10 tahun, curah hujan rerata dapat dihitung. Menurut Triatmodjo (2008), curah hujan rerata didefinisikan sebagai berikut.

$$\bar{p} = \sum_{x=1}^n \frac{r_x a_x}{A} \quad (2.2)$$

Keterangan :

ri = curah hujan pada stasiun X

ai = luas sub-DAS / poligon pada stasiun x

A = luas total DAS Opak

2.5.1 Analisis Data Hujan

Perencanaan bendung ini menggunakan data curah hujan selama periode 10 tahun, mulai dari tahun 1989 hingga tahun 1998. Penghitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan menggunakan metode Poligon Thiessen karena DAS yang dihitung termasuk dalam kategori DAS sedang. Curah hujan rata-rata ini mencerminkan total curah hujan atau curah hujan global di DAS Opak. Dalam perencanaan bangunan air ini, fokus utama adalah nilai maksimum dari curah hujan rata-rata yang terjadi di DAS Opak. Hal ini penting karena nilai maksimum dari curah hujan rata-rata tersebut menjadi acuan untuk menentukan kapasitas dan dimensi bendung yang akan dibangun. Dengan demikian, bangunan air yang direncanakan dapat menghindari limpasan yang berlebihan, dan dimensi yang dihasilkan akan efektif dan efisien. Data rata-rata curah hujan maksimum di DAS Opak selama periode 1989 hingga 1998 disajikan dalam Tabel 2.2.

Tabel 2. 2 Rata – Rata Curah Hujan Maksimum

No	Tahun	Curah Hujan
1	1989	107,15
2	1990	71,27
3	1991	107,67
4	1992	94,21

5	1993	36,49
6	1994	99,14
7	1995	87,85
8	1996	61,88
9	1997	72,10
10	1998	84,87
Jumlah		822,65
Rerata		82,26

2.6 Analisis Statistik dan Frekuensi

Analisis frekuensi merupakan metode perkiraan untuk memperoleh kemungkinan terjadinya peristiwa hidrologi di suatu wilayah, yang akan dijadikan dasar dalam perhitungan perencanaan hidrologi. Tujuan dari analisis frekuensi adalah untuk mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim dan frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas (Arbaningrum et al., 2015). Langkah-langkah dan rumus yang digunakan dalam menganalisis frekuensi hujan adalah sebagai berikut:

1. Identifikasi nilai curah hujan maksimum rerata per tahun dari total stasiun hujan yang dipilih, hingga diperoleh 10 nilai maksimum curah hujan rerata.
2. Hitung rata-rata dari kesepuluh nilai curah hujan rerata tersebut dengan menggunakan rumus berikut :

$$\bar{R} = \frac{\sum R_i}{n} \quad (2.3)$$

3. Menentukan nilai standar deviasi dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{p})^2}{n-1}} \quad (2.4)$$

Keterangan :

Sd = Standard Deviasi

\bar{R} = Nilai Rerata Curah Hujan

R_i = Nilai curah hujan ke i

n = jumlah curah hujan

4. Menentukan nilai koefisien variasi (Cv), dengan membandingkan nilai standar deviasi terhadap curah hujan. Menentukan koefisien variasi dapat menggunakan rumus berikut :

$$Cv = \frac{S_d}{\bar{R}} \quad (2.5)$$

Keterangan :

Sd = Standard deviasi

\bar{R} = Nilai rata-rata curah hujan

5. Menentukan nilai derajat kemencengan dari suatu distribusi yang dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$C_s = \frac{a}{S_d^2} \quad (2.6)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^3 \quad (2.7)$$

Keterangan :

a = parameter kemencengan

n = jumlah data curah hujan

\bar{R} = Nilai rata-rata curah hujan

R_i = Nilai curah hujan ke i

6. Menentukan nilai kurosis (Ck) atau nilai keruncingan distribusi yang nantinya dibandingkan terhadap distribusi normal. Nilai kurtosis dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \times S_d^4} \times \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^4 \quad (2.8)$$

Keterangan :

n = jumlah data curah hujan

\bar{R} = Nilai rata-rata curah hujan

R_i = Nilai curah hujan ke i

Pada tabel 2.3 adalah hasil analisis frekuensi yang telah diperhitungkan sebelumnya.

Tabel 2. 3 Hasil Analisis Frekuensi

Tahun	Rmax	Ri	Ri - Rt	(Ri - Rt)^2	(Ri - Rt)^3	(Ri - Rt)^4
	mm	mm				
1989	107,15	36,49	24,89	619,42	15416,36	383685,73
1990	71,27	61,88	-10,99	120,80	-1327,67	14592,21
1991	107,67	71,27	25,41	645,46	16398,44	416616,58
1992	94,21	72,10	11,94	142,64	1703,53	20345,33
1993	36,49	84,87	-45,77	2095,15	-95901,02	4389660,87
1994	99,14	87,85	16,88	284,92	4809,32	81179,22
1995	87,85	94,21	5,59	31,23	174,54	975,44
1996	61,88	99,14	-20,38	415,47	-8468,55	172614,99
1997	72,10	107,15	-10,17	103,33	-1050,36	10677,11
Σ				4465,21	68227,72	5490393,63

Dari tabel 2.3 Hasil Analisis frekuensi, dapat diperoleh nilai dari standard deviasi 22,27, koefisien variasi sebesar 0,27, nilai koefisien kemiringan sebesar -0,86, dan nilai koefisien kurtosis sebesar 4,43.

2.7 Penentuan Tipe Distribusi

Setelah menghitung beberapa parameter dari analisis frekuensi, hasil parameter tersebut dibandingkan dengan kriteria-kriteria distribusi masing-masing. Persyaratan untuk setiap tipe distribusi disajikan dalam Tabel 2.4.

Tabel 2. 4 Syarat Tipe Distribusi

No	METODE	SYARAT	HASIL	KETERANGAN	
1	NOMAL	CS	0	0,86	TIDAK MEMENUHI
		CK	3	4,43	TIDAK MEMENUHI
2	LOG NORMAL	CS	CV ³ +3CV	0,86	TIDAK MEMENUHI
			2.20		
		CK	CV ⁶ +6CV ⁴ +15CV ² +3	4,43	TIDAK MEMENUHI
			12.69226154		
3	GUMBEL	CS	1.14	0,86	TIDAK MEMENUHI
		CK	5.4	4,43	TIDAK MEMENUHI
4	LOG PEARSON	CS	SELAIN NILAI DIATAS	0,86	MEMENUHI
	CK	4,43		MEMENUHI	

Berdasarkan hasil perhitungan didapat, data-data yang telah diolah tidak memenuhi pada semua distribusi sehingga menggunakan distribusi log pearson III. Pada tabel 2.5 menampilkan hasil distribusi curah hujan menggunakan distribusi log pearson III.

Tabel 2. 5 Analisis Distribusi Log Pearson Tipe III

Rmax	Ri	Log (Ri)	Log (Ri - Rt)	Log (Ri - Rt) ²	Log (Ri - Rt) ³	Log (Ri - Rt) ⁴
mm	mm					
294.25	1054.73	2,03	0,13	0,02	0,00	0,00
273.99	467.52	1,85	-0,04	0,00	0,00	0,00

334.09	338.24	2,03	0,14	0,02	0,00	0,00
332.69	334.09	1,97	0,08	0,01	0,00	0,00
231.59	332.69	1,56	-0,33	0,11	-0,04	0,01
467.52	294.25	2,00	0,10	0,01	0,00	0,00
1054.73	291.42	1,94	0,05	0,00	0,00	0,00
338.24	273.99	1,79	-0,11	0,01	0,00	0,00
210.20	231.59	1,86	-0,04	0,00	0,00	0,00
291.42	210.20	1,93	0,03	0,00	0,00	0,00
Σ			0,00	0,18	-0,03	0,01

Berdasarkan pada tabel 2.5, didapati nilai standard deviasi sebesar 0,14, nilai koefisien skewness sebesar -1,57, nilai koefisien kurtosis sebesar 6,57, dan nilai koefisien variasi sebesar 0,07.

2.8 Uji Sebaran Data Hujan

Uji Sebaran Data Hujan yang dilakukan melibatkan dua jenis pengujian, yakni uji Chi Kuadrat (Chi-Square) dan Uji Smirnov Kolmogorov. Pengujian ini bertujuan untuk memeriksa apakah data yang dimiliki memiliki distribusi yang baik dan mewakili data hujan secara menyeluruh yang akan digunakan dalam perencanaan desain bendung.

2.8.1 Uji Chi-Kuadrat (Chi – Square)

Uji chi kuadrat merupakan metode yang digunakan untuk menentukan apakah metode yang dipergunakan dapat mencerminkan distribusi statis dari data yang sedang dianalisis. Keputusan ini didasarkan pada pertimbangan parameter X^2 yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(Of - Ef)^2}{Ef}$$

Keterangan :

X^2 = Parameter chi kuadra

G = Jumlah sub kelompok

Of = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1

Ef = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

Tabel 2. 6 Parameter Uji Chi-Kuadrat

x maksimum		107,67
x minimum		36,49
K	$1+3,322 \log(n)$	4,322
DK (Derajat Kebebasan)	K-R-1	3,322
α	0,05 = 5%	
Dari tabel Chi kuadrat, diperoleh harga X_{cr^2} sebesar		5,991
Ef	n/K	2
D_x	$(X \max - X \min) / (K-1)$	21,426
X awal	$X \min - (0,5 D_x)$	25,778

Tabel 2. 7 Hasil Pengujian Chi-Kuadrat

No	Nilai Batasan			Ef	Of	(ef-of)	(ef-of)/2
1	25,7786691	<X<	47,20513	2	1	1	0,5
2	47,2051295	<X<	68,63159	2	1	1	0,5
3	68,6315899	<X<	90,05805	2	4	4	2
4	90,0580503	<X<	111,4845	2	3	1	0,5
5	111,484511	<X<	132,911	2	1	1	0,5
Σ				10	10		4

l pengujian diperoleh nilai X^2 cr analisis sebesar 4,0 yang nilainya lebih kecil dari nilai x^2 cr kritis yang diperoleh dari tabel uji chi kuadrat sebesar 5,991. Maka, dapat disimpulkan bahwa data yang ada memenuhi syarat pada pengujian chi-kuadrat.

2.8.2 Uji Smirnov – Kolmogorov

Dalam menentukan tingkat penyimpangan data pengujian, diberlakukan batasan kepercayaan berdasarkan hasil perhitungan XT dengan menggunakan uji Smirnov-Kolmogorov. Uji Smirnov-Kolmogorov sering disebut sebagai uji kecocokan non-parametrik karena pengujiannya tidak bergantung pada suatu fungsi distribusi khusus. Langkah-langkah dalam melaksanakan uji Smirnov-Kolmogorov adalah sebagai berikut:

1. Data disusun dari nilai yang terbesar ke yang terkecil, lalu nilai $P(x)$ dan $P(X_n)$ dihitung dengan rumus berikut :

$$P(X) = \frac{n}{m+1} \quad (2.10)$$

$$P(X_n) = 1 - P(X) \quad (2.11)$$

Keterangan :

n = nomor urut data

m = jumlah data

2. Nilai $P'(X)$ dan $P'(X_n)$ dihitung dengan rumus berikut :

$$P'(X) = \frac{n}{m+1} \quad (2.12)$$

$$P'(X_n) = 1 - P(X) \quad (2.13)$$

Keterangan :

n = nomor urut data

m = jumlah data

3. Nilai D Maksimum dihitung sebagai berikut :

$$D \text{ maksimum} = P(X_n) - P'(X_n) \quad (2.12)$$

Interval penyimpangan terbesar (D maksimum) dibandingkan dengan nilai kritisnya. Apabila $D \text{ maksimum} < D \text{ kritis}$, maka hipotesa diterima. Nilai kritis untuk uji Smirnov-Kolmogorov dapat disesuaikan pada Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Derajat Kepercayaan (α)

N	Derajat Kepercayaan (α)			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

N > 50	1,07	1,22	1,36	1,63
	—	—	—	—
	N0,5	N0,5	N0,5	N0,5

Tabel 2. 9 Hasil Nilai D Maksimum

Hujan (xi)	Urutan data	$P(x)$ ($n/m+1$)	$P(x<)$ $1-P(x)$	$P'(x)$ ($n/(m-1)$)	$P'(x<)$ $1-p'(x)$	D $P(x<)-p'(x<)$
107,153	107,670601	0,090909	0,909091	0,1111111	0,888889	0,020202
71,2739	107,152951	0,181818	0,818182	0,2222222	0,777778	0,040404
107,6706	99,1442906	0,272727	0,727273	0,3333333	0,666667	0,0606061
94,2078	94,2078028	0,363636	0,636364	0,4444444	0,555556	0,0808081
36,4919	87,8532877	0,454545	0,545455	0,5555556	0,444444	0,1010101
99,14429	84,871293	0,545455	0,454545	0,6666667	0,333333	0,1212121
87,85329	72,0995863	0,636364	0,363636	0,7777778	0,222222	0,1414141
61,88166	71,2739023	0,727273	0,272727	0,8888889	0,111111	0,1616162
72,09959	61,8816555	0,818182	0,181818	1,000000	0,000000	0,1818182
84,87129	36,4918993	0,909091	0,090909	1,1111111	-0,111111	0,2020202

Dari perhitungan diperoleh nilai D maksimum sebesar 0,202 dan D kritis sebesar 0,41, sehingga nilai D maksimum < D kritis yang artinya sebaran data yang ada dapat diterima.

2.9 Periode Ulang Tahunan

Periode Ulang Tahunan (Estimated Return Period) digunakan untuk menghitung debit banjir dengan periode ulang 100 tahun agar dapat ditangani dengan meminimalkan risiko kegagalan terhadap bangunan utama. Perhitungan periode ulang tahunan dilakukan dengan menggunakan data analisis frekuensi distribusi yang sesuai. Dengan demikian, parameter yang digunakan berasal dari

hasil distribusi Log Pearson III. Nilai k diperoleh melalui proses interpolasi pada Tabel 2.10.

Tabel 2. 10 Koefisien k Periode Ulang Log Pearson III

Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
-0,700	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,800	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,900	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,000	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,200	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,400	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,600	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,800	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,000	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995	1,000
-2,200	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,500	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,000	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber : Triatmodjo, 2008)

Setelah koefisien k didapatkan, dapat dihitung faktor logaritmatik hujan maksimum yang nantinya akan menentukan besarnya hujan maksimal periode ulang tertentu. Periode ulang yang akan digunakan dalam perhitungan debit banjir dan andalan.

$$Y_n = \log \bar{x} + k \times S \quad (2.14)$$

Keterangan :

Y_n = faktor logaritmik hujan maksimum

k = periode ulang berdasarkan koefisien kemencengan

s = standard deviasi

Tabel 2. 11 Periode Ulang Tahunan

Periode ulang	Probabilitas	K	Y=log X	X (hujan Max)
2	0,5	0,25	1,93245577	85,59645399
5	0,2	0,82	2,01331981	103,1145172
10	0,1	1,00	2,03910913	109,4231288
25	0,04	1,13	2,05714608	114,0633382
50	0,02	1,18	2,0646928	116,0627347
100	0,01	1,21	2,06943959	117,3382448

2.10 Kebutuhan Debit Irigasi

Kebutuhan air irigasi merujuk pada volume debit air yang diperlukan untuk menyediakan air bagi lahan di area irigasi. Terdapat dua jenis kebutuhan air, yakni:

1. Kebutuhan air untuk tumbuhan sawah:

Diperhitungkan berdasarkan kebutuhan air yang diperlukan oleh tanaman dalam membentuk jaringan tanaman. Kebutuhan ini mencakup:

- Evapotranspirasi
- Curah Hujan Efektif (Re)
- Koefisien Tanaman (Kc)
- Perkolasi
- Penyiapan Lahan

2. Kebutuhan air untuk irigasi:

Kebutuhan air yang digunakan untuk keperluan irigasi bertujuan untuk menentukan pola tata tanam yang dapat mengoptimalkan efisiensi saluran irigasi sehingga dapat memenuhi kebutuhan air di seluruh jaringan irigasi. Penentuan kebutuhan air irigasi ini mempertimbangkan kehilangan air dan energi yang terjadi di saluran irigasi, mulai dari mulut bendung hingga ke petak sawah. Kehilangan air dapat disebabkan oleh penyerapan air oleh tanah, penguapan akibat radiasi matahari, kebocoran pada saluran, dan faktor-faktor lainnya. Untuk memperhitungkan kebutuhan data irigasi, diperlukan parameter berikut:

a. Data Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan dalam perancangan bersifat data sekunder.

b. Data Klimatologi

Data klimatologi mencakup aspek-aspek seperti kelembapan udara, penyinaran matahari, letak lintang, dan suhu udara rata-rata.

2.10 1 Kebutuhan Air untuk Tanaman

2.10.1.1 Evapotranspirasi

Banyaknya evapotranspirasi dihitung berdasarkan hasil pengembangan dari Nedesco/Prosida menggunakan metode Penman Modifikasi. Rumus teoritis empiris digunakan untuk memperhitungkan evapotranspirasi ini dengan memperhatikan faktor curah hujan, kelembapan udara, lamanya penyinaran matahari dan kecepatan udara.

2.10.1.2 Perkolasi

Penentuan nilai-nilai perkolasi diperhitungkan dari parameter tekstur tanah di bawah konstruksi bendung dengan pengelompokan sebagai berikut.

- Berat (lempung) = 1 – 2 mm/hari
- Sedang (lempung kepasiran) = 2 – 3 mm/hari
- Ringan = 3 – 6 mm/hari

Besarnya perkolasi yang digunakan untuk perhitungan kebutuhan air

di daerah irigasi diambil sebesar 2 mm/hari karena jensi tanah di daerah Bantul memiliki tekstur atau bertipe lempung berat dengan karakteristik pengolahan tanah yang baik.

2. 10.2 Pola Tanam

Penyusunan pola tata tanam dibuat dalam tiga alternatif dengan periode masa tanam yang berbeda-beda. Pola tanam skema pertama dimulai dengan masa tanam pada bulan Desember 2 minggu kedua, pola tata tanam skema kedua dimulai dengan masa tanam pada bulan Desember 2 minggu pertama, sedangkan pola tata tanam skema ketiga dimulai pada bulan Januari 2 minggu pertama. Skema tanaman sawah yang ditanam adalah padi selama dua kali dalam satu tahun. Hasil perhitungan pola tata tanam dilampirkan dalam Tabel 2.12 Rekapitulasi kebutuhan air pada tanaman dari skema pola tanam.

Tabel 2. 12 Rekapitulasi Kebutuhan Air Tanaman

Waktu 1/2 bulan		NFR	NFR	NFR	NFR A + B	NFR A + B + C	NFR B + C
		Alternatif 1	Alternatif 2	Alternatif 3	Alternatif 4	Alternatif 5	Alternatif 6
Januari	I	10,1	10,1	10,1	10,1	10,1	10,1
	II	10,1	4,3	10,1	7,2	8,2	7,2
Februari	I	4,6	4,8	10,0	4,7	6,5	7,4
	II	5,7	6,9	5,5	6,3	6,1	6,2
Maret	I	8,3	4,7	7,1	6,5	6,7	5,9
	II	3,8	1,4	7,5	2,6	4,2	4,4
April	I	2,2	0,0	4,7	1,1	2,3	2,3
	II	0,4	9,7	4,0	5,1	4,7	6,8
Mei	I	9,3	9,3	1,2	9,3	6,6	5,3

	II	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3
Juni	I	9,1	2,0	9,1	5,6	6,8	5,6
	II	2,0	8,5	9,1	5,3	6,6	8,8
Juli	I	8,5	8,5	2,0	8,5	6,3	5,2
	II	8,8	9,6	8,9	9,2	9,1	9,2
Agustus	I	9,6	6,6	8,8	8,1	8,3	7,7
	II	6,6	5,6	9,5	6,1	7,2	7,6
September	I	5,6	1,8	6,6	3,7	4,7	4,2
	II	1,9	3,1	5,7	2,5	3,6	4,4
Oktober	I	3,1	3,5	1,9	3,3	2,8	2,7
	II	3,4	4,1	3,1	3,8	3,5	3,6
November	I	3,4	3,8	2,7	3,6	3,3	3,3
	II	2,6	1,3	2,1	2,0	2,0	1,7
Desember	I	0,0	10,1	0,9	5,1	3,7	5,5
	II	10,1	10,1	0,9	10,1	7,0	5,5

Berdasarkan pada hasil perhitungan di tabel 2.12, didapat nilai kebutuhan air tanaman maksimal sebesar 10,1 mm/hari.

2.11 Debit Banjir dan Debit Andalan

Parameter utama yang sangat signifikan dalam merancang tubuh bendung adalah debit banjir dan debit andalan. Debit banjir mencakup jumlah air maksimum yang dapat terjadi dalam sungai, diperhitungkan berdasarkan data yang telah terdokumentasi. Di sisi lain, debit andalan merujuk pada jumlah air minimum yang diperlukan untuk memenuhi kebutuhan air, baik untuk keperluan pertanian maupun kebutuhan air masyarakat di sekitar wilayah tersebut. Dalam perhitungan debit banjir dan debit andalan menggunakan metode Melchior karena DAS pada sungai opak sebesar 352,5 km² > 100 km².

Berdasarkan Kamiana (2011), Langkah perhitungan debit dengan metode Melchior adalah seperti berikut:

1. Koefisien Pengaliran (α)

Pada penentuan koefisien pengaliran diambil perbandingan antara volume limpasan air yang terjadi dengan total curah hujan yang jatuh. Nilai koefisien pengaliran bernilai antara 0,46 – 0,62. Pada SNI 2415 – 2017 koefisien pengaliran disarankan sebesar 0,52

2. Koefisien Reduksi (β)

Koefisien reduksi bisa didapatkan menggunakan rumus

$$A = \frac{1970}{\beta - 0,12} - 3960 + (1720 \times \beta)$$

Keterangan:

A = Luas Pengaliran (362,5 km²)

β = Koefisien reduksi

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai β sebesar 0,78

3. Nilai Intensitas Hujan (I)

Intensitas Hujan dapat dihitung menggunakan persamaan

$$I = \frac{10 \times \beta \times R_{max}}{36 \times T_c}$$

T_c didapat dengan persamaan :

$$T_c = \frac{1000 \times L}{3600 \times V}$$

V didapat dengan persamaan :

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

Q didapat dengan persamaan :

$$Q = \beta \times I' \times F$$

S didapat dengan persmaan :

$$S = \frac{H}{0,9 \times L}$$

Dari perhitungan diatas S didapat sebesar 0,046

Keterangan :

R24 = Hujan Harian (mm)

Tc = Waktu Konsentrasi (jam)

V = Kecepatan aliran (m³/s)

Q = Debit (m³/s)

S = Kemiringan sungai rerata

H= Selisih tinggi hulu dan hilir sungai (2,213 m)

L= Panjang sungai (65 km)

Nilai I' didapatkan dengan interpolasi nilai tabel intensitas hujan

Tabel 2. 13 Nilai Intensitas Hujan

Luas Elips (km ²)	I (m ³ /s/km ²)	Luas Elips (km ²)	I (m ³ /s/km ²)
0,14	29,60	144	4,75
0,72	22,46	216	4,00
1,20	19,90	288	3,60
7,20	14,45	360	3,30
14	11,85	432	3,05
29	9,00	504	2,85
72	6,25	576	2,65

(sumber :Kamiana, 2011)

4. Menghitung Qmax pada daerah pengaliran

Untuk menghitung Qmax Digunakan persamaan berikut:

$$Q_{max} = \alpha \times I \times A$$

Keterangan;

α = Koefisien pengaliran (0,52)

I = Intensita Hujan

A = Luas daerah pengaliran (362,5)

Tabel 2. 14 Nilai Banjir rencana

Periode Ulang (Tahun)	R (mm)	I (m ³ /s/km ²)	β	A(km)	α	Qbanjir (m ³ /det)
2	85,596454	1,554209	0,78	362,5	0,52	292,9684
5	103,11452	1,872292	0,78	362,5	0,52	352,927
10	109,42313	1,98684	0,78	362,5	0,52	374,5193

25	114,06334	2,071094	0,78	362,5	0,52	90,4012
50	116,06273	2,107398	0,78	362,5	0,52	397,2445
100	117,33824	2,130558	0,78	362,5	0,52	401,6101

Dalam perhitungan debit andalan, digunakan curah hujan rerata terendah yang berasal dari rekapitulasi data curah hujan maksimum. Setelah itu, data curah hujan dihitung menggunakan persamaan yang sama seperti dalam perhitungan debit banjir untuk memperoleh debit andalan selama 10 tahun. Data debit yang telah diperoleh kemudian diurutkan dari debit tertinggi ke terendah, dengan probabilitas diurutkan dari yang terendah hingga yang tertinggi. Dalam perhitungan ini, dipilih debit dengan probabilitas terjadinya sebesar 80%, karena bendung direncanakan sebagai sumber air untuk irigasi. Dari hasil perhitungan didapatkan debit andalan 80% sebesar 34,2 m³/detik

Tabel 2. 14 Nilai debit andalan

Data ke - N	Probabilitas	R	Q (m ³ /det)
1	9%	53,03226	181,51194
2	18%	51,62197	176,68499
3	27%	45,33095	155,15289
4	36%	36,8589	126,15587
5	45%	34,10775	116,7396
6	55%	18,06967	61,846528
7	64%	11,61599	39,757701
8	73%	10,82749	37,058941
9	82%	9,815578	33,595488
10	91%	7,355591	25,175763

2.12 Perencanaan Hidraulik Bendung

2.12.1 Data Sungai dan Sawah

Ada beberapa parameter sungai dan sawah yang perlu diketahui dalam perancangan bendung seperti elevasi sawah dan luas sawah yang akan dialiri. Data-data tersebut dapat dilihat pada tabel 2.13.

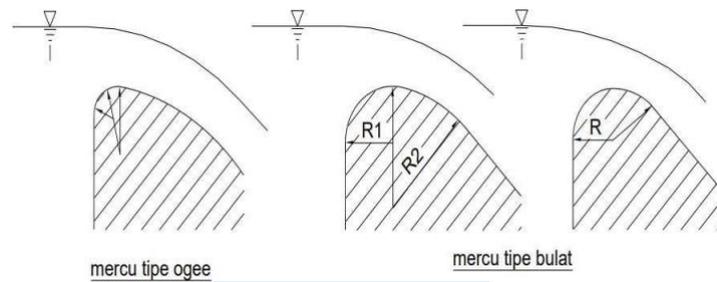
Tabel 2. 13 Data Sungai dan Sawah

No	Keterangan	Elevasi	Satuan
1	Elevasi dasar sungai	28	m
2	Luas daerah yang di aliri	222	ha
3	Q pengambilang	0,424061	m ³ /dt
4	Q100 banjir rencana	402	m ³ /dt
5	Elevasi Sawah tertinggi	31	m
6	Tinggi air sawah	0,1	m

2.12.2 Tipe Mercu Bendung

Mercu bendung merupakan struktur tertinggi di badan sungai di mana aliran air sungai dikontrol atau dibendung oleh struktur ini. Elevasi mercu bendung dipengaruhi oleh tinggi permukaan air yang diinginkan. Mercu bendung dapat memiliki berbagai bentuk, tergantung pada tujuan dan fungsinya.

Dalam konstruksi bendung di sungai-sungai di Indonesia, tipe mercu bendung yang umumnya digunakan adalah mercu bulat dan Ogee. Kedua bentuk mercu tersebut dapat diterapkan dalam konstruksi dengan menggunakan beton, pasangan batu, atau kombinasi dari keduanya. Baik mercu bulat maupun Ogee termasuk dalam kategori mercu ambang tajam. Dalam pemilihan jenis mercu bendung, perlu dipastikan bahwa desainnya sederhana agar memudahkan pelaksanaan konstruksi. Lebar mercu sebaiknya diupayakan untuk dibuat besar agar dapat lebih tahan terhadap gaya hidrostatik.



Gambar 2. 4 Bentuk – bentuk Mercu

(Sumber : Standard Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)

Dalam memilih bentuk mercu bendung di Sungai Opak, diputuskan untuk menggunakan bentuk mercu bulat dengan dua jari-jari karena konstruksinya di lapangan lebih mudah dilaksanakan. Bentuk bulat dari bendung ini memiliki koefisien debit yang umumnya lebih besar dibandingkan dengan mercu ambang yang lebar. Dengan demikian, bentuk mercu bulat dapat mengurangi tinggi muka air di hulu selama banjir, memberikan keuntungan positif dalam pemilihan bentuk ini. Koefisien debit yang lebih tinggi dapat terjadi akibat adanya lengkung streamline yang terbentuk dari mercu tersebut. Dengan jari jari sebesar 0,78

2.12.3 Elevasi Mercu

Elevasi mercu bergantung pada elevasi sawah yang akan dialiri. Nilai elevasi sawah perlu dijumlah lagi dengan beberapa nilai faktor yang mempengaruhi elevasi mercu bendung. Nilai faktor-faktor dan cara penentuan elevasi mercu tersebut disajikan pada Tabel 2.14.

Tabel 2. 14 Penentuan Elevasi Mercu

No.	Uraian	Ketinggian (m)
1	Elevasi sawah yang dialiri	X

2	Tinggi air di sawah	0,1
3	Kehilangan tekanan	0,1
-	saluran tersier ke sawah	0,1
-	saluran sekunder ke tersier	0,1
-	saluran primer ke sekunder	0,15
-	Karena kemiringan saluran	0,4
-	Karena bangunan ukur	0,2
-	Saluran pengambilan ke saluran induk/kantong sedimen	0,25
-	Bangunan lain (kantong sedimen)	0,1
Elevasi mercu bendung		X + 1,5

(Sumber : Mawardi & Memed, 2010)

Berdasarkan Tabel 2.13 mengenai data sawah dan sungai, maka digunakan data elevasi sawah sebesar +31,00 mdpl dalam perencanaan elevasi mercu. Sehingga diperoleh elevasi mercu bendung pada ketinggian +32,5 mdpl.

2.12.4 Lebar Efektif Bendung

Panjang mercu bendung yang direncanakan dapat bervariasi antara 1,0 hingga 1,2 kali lebar sungai, sesuai dengan penelitian yang dilakukan oleh Mawardi & Memed pada tahun 2010. Selanjutnya, panjang mercu bruto (Bb) dapat dihitung dengan mengurangi lebar total bangunan pembilas dari panjang mercu normal. Karena terdapat pilar di antara mercu, perlu dilakukan perhitungan panjang mercu efektif (Be) menggunakan rumus tertentu.

$$B_e = B_b - 2 (n \times K_p \times K_a) \times H_1 \quad (2.15)$$

Keterangan :

Bb = panjang mercu bruto (m)

N = jumlah pilar

Kp = koefisien kontraksi pilar (Tabel 2.16)

Ka = koefisien kontraksi pangkal bendung (Tabel 2.16)

H1 = tinggi energi (m)

Tabel 2. 15 Nilai Koefisien Kontraksi Pilar

Bentuk Pilar	Kp
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut- sudut yang dibulatkan pada hari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal plat	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untukpilar berujung runcing	0
Bentuk Pangkal Tembok	Ka
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu 90° ke arah aliran	0,2
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5H_1 > r > 0,15 H_1$	0,1
Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0,05H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

(Sumber : Standard Perencanaan Irigasi Kp-02,2013I)

Pada perencanaan pilar, dipilih pilar berujung bulat dengan nilai koefisien kontraksi pilar 0,01 berdasarkan pada tabel 2.16 dan pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5H_1 > r > 0,15 H_1$ dengan nilai koefisien kontraksi pilar (Ka) 0,1.

Setelah menentukan pilar yang direncanakan, dapat dihitung lebar bendung dengan ketentuan 1,2 kali lebar sungai dititik lokasi bendung. didapat nilai untuk mengitung lebar efektif adalah Bb(lebar kotor) sebesar 48m, jumlah pilar yang dipakai adalah 1 (n), kp sebesar 0,01 dan ka sebesar 0,2 (tabel 2.15) Setelah itu, lebar

efektif bendung dapat dihitung dengan rumus seperti pada 2.15 dan didapat hasil sebesar 46,81 m

2.12.5 Elevasi Muka Banjir Hulu

Dengan percobaan trial and error maka dapat diketahui tinggi muka air banjir. Setelah mengurangi elevasi mercu terhadap elevasi dasar sungai maka didapat tinggi mercu dan nilai koefisien debit dapat dihitung sebagai berikut

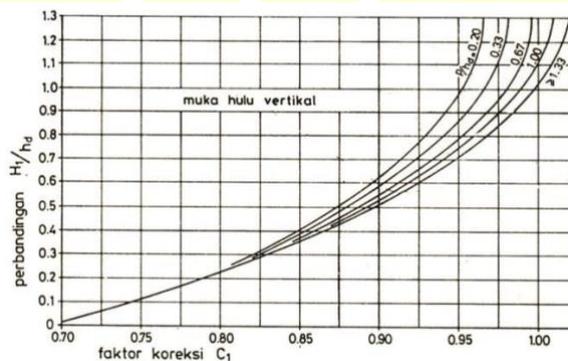
$$Cd = C0 \times C1 \times C2$$

Keterangan:

C0 =Konstanta (C0=1,3)

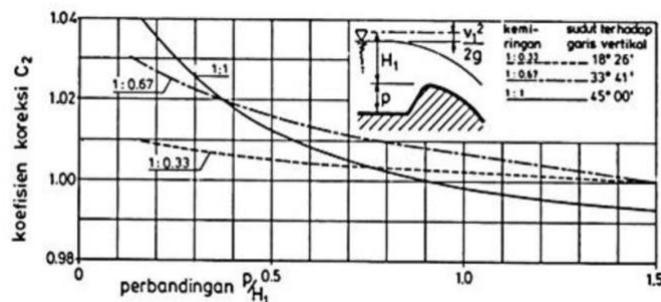
C1 =Fungsi P/hd dan H1/hd (Gambar 2.5)

C2 =Faktor koreksi C2 Untuk Hulu Bendung (Gambar 2.6)



Gambar 2. 5 faktor koreksi C1

(Sumber : Standard Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)



Gambar 2. 6 faktor koreksi C2

(Sumber : Standard Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)

Setelah didatkan nilai Cd maka didapatkan nilai koefisien debit dan dapat dihitung debit dengan rumus sebagai berikut:

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times (\frac{2}{3} \times g)^{0,5} \times b \times h_1^{1,5}$$

Keterangan:

- Cd = Koef debit (1,3)
- g = Percepatan gravitasi (9,8 m/s)
- b = Panjang Mercu (46m)
- h1 = Tinggi energi diatas mercu

Kemudian dilakukan trial and error pada nilai h1 hingga mendapatkan Q yang sama dengan banjir rencana seperti pada table 2.16

Tabel 2. 16 Nilai perhitungan h1

H1	Cd	b	Qbanjir
2	1,3	46	288,4769
2,2	1,3	46	332,497
2,72	1,3	46	402
2,8	1,3	46	476,0486

Nilai tinggi muka air (Hd) diasumsikan sama dengan tinggi energi di atas mercu (H1). Nilai C1 dan C2 ditentukan berdasarkan grafik pada Gambar 2.5 dan Gambar 2.6. digunakan nilai p/Hd sebesar 1,50 dikarenakan $p/H_1 \geq 1,5$. Kemudian nilai H1 didapat sebesar 2,72m pada debit 402 m³/det

2.12.6 Kolam Olak

Kolam olak merupakan bangunan olak di hilir bendung yang berfungsi sebagai peredam energi yang timbul didalam aliran air. Dalam pemilihan tipe kolam olak, dipengaruhi oleh beberapa faktor, yaitu tinggu bendung, keadaan geoteknik tanah dasar, jenis sedimen yang terbawa aliran sungai, keadaan aliran yang terjadi didalam peredam energi yang tidak sempurna. Kolam olak berdasarkan angka bilangan *froude* dapat dikelompokkan sebagai berikut :

- Jika bilangan $Fr \leq 1,7$, maka tidak diperlukannya kolam olak dikarenakan saluran tanah bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi.
- Jika bilangan $1,7 < Fr \leq 2,5$, maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif.
- Jika bilangan $2,5 < Fr < 4,5$, loncatan air tidak berbentuk dan akan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Oleh karena itu, kolam olak yang digunakan adalah tipe USBR IV dikarenakan untuk menimbulkan olakan.
- Jika bilangan $Fr \geq 4,5$, kolam olak yang sesuai adalah tipe USBR III dikarenakan paling ekonomis dan kolam olak ini pendek.

Berdasarkan pada Standar Perencanaan Irigasi KP-02, dalam melakukan desain kolam olak diperlukan perhitungan parameter sebagai berikut :

1. Kecepatan air saat loncatan awal dihitung dengan rumus :

$$v_1 = \sqrt{2g(0,5H_1 + Z)}$$

Keterangan : g = percepatan gravitasi (9,81)

H_1 = tinggi energi diatas mercu bendung (m)

V_1 = kecepatan air saat awal loncat air (m/s)

Z = tinggi jatuh air dari mercu bendung (m)

Dari rumus tersebut dapat kita dapat kit acari nilai v_1 dengan nilai g sebesar 9,81m/s nilai h_1 diketahui sebesar 2,72m dan z dengan selisih tinggi air di hulu dan di hilir sebesar 3,13m sehingga didapatkan nilai v_1 sebesar 9,4 m/s

2. Ketinggian air saat loncat air dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$Y_1 = \frac{Q}{B_e \times v_1}$$

Keterangan : Q = debit banjir 100 tahun (m³/s)

Y1 = ketinggian air sebelum loncat air (m)

Be =Lebar efektif bendung (m)

V1 =Kecepatan loncat air (m/s)

Dengan diketahuinya rumus diatas maka diketahui q sebesar 480m/s, Lebar bendung efektif sebesar 46,8m dan v_1 sebesar 9,4 m/s sehingga didapatkan y_1 sebesar 1,10m

3. *Froude Number*, ketinggian air setelah loncat air dan kecepatan air setelah loncat air dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \times y_1}}$$

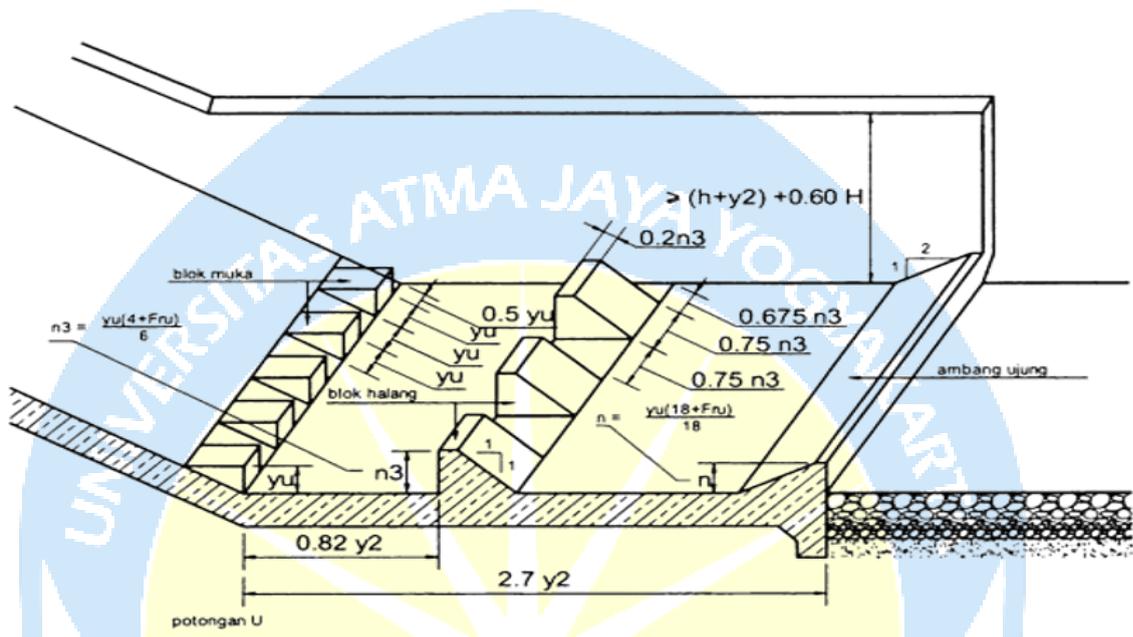
Keterangan : Fr1 = *froude number*

g = percepatan gravitasi (m/s²)

y_1 = ketinggian loncat air (m)

v_1 = kecepatan air saat loncat air (m)

Dari rumus diatas maka dapat diketahui nilai g sebesar 9,81m/s nilai y_1 sebesar 1,10m dan nilai v_1 sebesar 9,4 m/s sehingga didapatkan nilai fr sebesar 2,87. Berdasarkan nilai froude yang telah diperhitungkan didapat sebesar 2,87 yang dimana kolam olak pada perencanaan bendung di Sungai Opak menggunakan tipe USBR, Dengan perhitungan dimensi seperti pada Gambar 2.5 berikut



Gambar 2. 4 Dimensi Kolam Olak USBR

(Sumber : Standard Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)

2.12.7 Saluran Pengambilan (Intake)

Saluran pengambilan digunakan untuk mengalirkan air yang sudah terbendung oleh bangunan utama bendung ke sawah untuk kebutuhan irigasi. Saluran pengambilan memiliki dua tipe, yaitu saluran terbuka dan saluran tertutup. Pada perencanaan bendung di Sungai Opak dipilih menggunakan saluran terbuka dikarenakan, sistem saluran tidak perlu menggunakan pipa atau tanpa pipa. Berdasarkan Standar Perencanaan Irigasi KP-02, mencari dimensi saluran pengambilan sebagai berikut :

$$Q_p = \mu \times b \times a \sqrt{2 g z}$$

Keterangan : Q_p = debit pengambilan

μ = koefisien debit

b = lebar bukaan (b) (asumsi 1 meter)

a = tinggi bukaan (m)

g = percepatan gravitasi (9,81 m²/s)

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

Diketahui debit pengambilan sebesar 0,508873 m³/dt, koefisien debit sebesar 0,8 berdasarkan ketentuan KP-02 dengan minimum 0,65, dan nilai kehilangan energi sebesar 0,15. dari data yang sudah diketahui, didapatkan tinggi bukaan sebesar 0,370787 meter.

Setelah memperhitungkan dimensi saluran pengambilan, dibutuhkannya perhitungan tinggi muka air ambang pada saluran pengambilan dengan rumus sebagai berikut :

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

Keterangan :

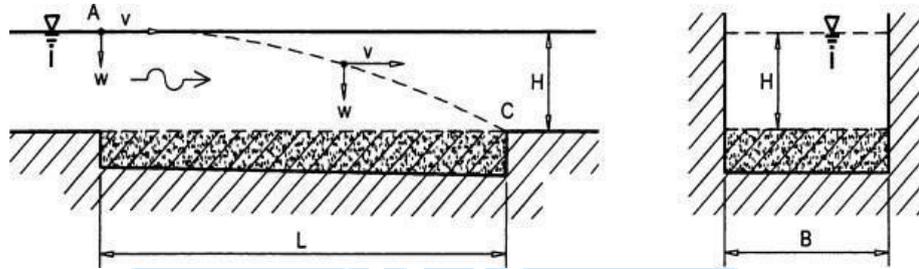
Q_p	= debit pengambilan
μ	= koefisien debit
b	= lebar bersih ambang (b) (asumsi 1 meter)
h	= tinggi muka air ambang (m)
g	= percepatan gravitasi (9,81 m ² /s)
z	= kehilangan tinggi energi pada bukaan (0,05 meter)

Berdasarkan pada rumus diatas, didapatkan hasil perhitungan untuk tinggi muka air ambang sebesar 0,6422 meter.

2.12.8 Saluran Pengendap

Meskipun telah dilakukan upaya perencanaan untuk membangun struktur pengambilan dan pengelak sedimen guna mencegah infiltrasi partikel-partikel ke dalam sistem saluran irigasi, masih terdapat sejumlah besar partikel halus yang berhasil masuk ke dalam jaringan tersebut. Agar mencegah endapan sedimen menyebar di seluruh saluran irigasi, bagian awal dari saluran primer yang berada langsung di belakang struktur pengambilan direncanakan sebagai kantong lumpur dengan skema seperti pada gambar 2.5

Kantong lumpur ini merupakan perluasan melintang dari saluran dengan panjang tertentu, bertujuan untuk mengurangi kecepatan aliran dan memberikan kesempatan bagi sedimen untuk mengendap. Untuk menampung endapan sedimen ini, dasar bagian saluran tersebut diperdalam atau diperlebar. Tempat penampungan ini secara berkala (sekitar seminggu sekali atau setengah bulan sekali) dibersihkan dengan cara membilas sedimen kembali ke sungai menggunakan aliran yang berkecepatan tinggi.



Gambar 2. 5 Skema Kantong Lumpur

Volume pada kantong lumpur dapat dicari melalui $Q_{\text{pengambilan}}$ pada bangunan intake. Q_r atau Q_{sedimen} pada kantong lumpur dapat dicari dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_r = 1,2 \times Q_{\text{pengambilan}}$$

Keterangan:

Q_r = Volume pada kantong lumpur

$Q_{\text{pengambilan}}$ = debit pengambilan pada bangunan intake

Dengan rumus di atas diketahui bahwa debit pengambilan sebesar 0,508 m³/s sehingga volume kantong lumpur sebesar 0,609 m³/s

Banyaknya sedimen yang terbawa oleh aliran masuk disebutkan di Kriteria Perencanaan (KP-02 -2013;170) dapat ditentukan dari pengukuran langsung di lapangan, dengan rumus angkutan sedimen yang cocok (Meyer – Peter Mueller), atau kalau tidak ada data yang andal Sebagai perkiraan kasar, kantong lumpur yang ada di lokasi lain yang sejenis yang masih harus dicek ketepatannya, jumlah bahan dalam aliran masuk yang akan diendapkan adalah 0,5%. Sehingga didapatkan rumus:

$$V = 0,005 \times q_r \times t$$

Keterangan=

V= Volume kantong lumpur yang diperlukan

Qr= debit kantong lumpur

T= Interval pengurasan (menit)

Direncanakan pembilasan kantong lumpur pada interval 7 hari agar volume kantong lumpur tidak terlalu besar sehingga didapatkan volume kantong lumpur sebesar 153,883 m³

Setelah mengetahui volume kantong lumpur yang dibutuhkan maka dapat dicari volume kemiringan energi menggunakan rumus strickler :

$$V_n = K_s \times R_n^{0,6} \times I_n^{0,5}$$

Keterangan:

V_n = Kecepatan air pada saat eksploitasi normal

K_s = Koefisien Strickler

I_n = kemiringan saluran

R_n = jari-jari hidrolis

Dari rumus diatas maka diketahui koefisien strickler sebesar 45 dikarenakan debit saluran kurang dari 7,5 m² dan kecepatan air diketahui sebesar 0,6 m/s dikarenakan lebar saluran intake 1m sehingga dan diketahui r sebesar 0,415 m jadi diketahui kemiringan saluran sebesar 0,00379

Setelah diketahui kemiringan saluran maka dapat dicari panjang saluran pengendap dengan rumus

$$V = 0,5 \times B \times L + 0,5 (in) \times L^2 \times B$$

Keterangan:

V= Volume Kantong lumpur

B= Lebar saluran

L= Panjang saluran

In= Kemiringan Saluran

Dari rumus diatas maka didapat volume kantong lumpur sebesar 153,883 m³ dan lebar saluran diambil dari saluran intake sebesar 1 m sehingga didapat L sebesar 139,414 meter dan lebar saluran 1m

2.12.9 Saluran Prmer

Tata letak terbaik untuk kantong lumpur, saluran pembilas dan saluran primer adalah hila saluran pembilas merupakan kelanjutan dari kantong lumpur (KP-02 Irigasi, 2013) Ambang pengambilan di saluran primer sebaiknya cukup tinggi di atas tinggi maksimum sedimen guna mencegah masuknya sedimen ke dalam saluran. Kemungkinan tata letak lain saluran primer terletak di arah yang sama dengan kantong lumpur. Bangunan Pengambilan saluran primer dilengkapi dengan pintu agar sedimen pembilasan tidak masuk kedalam saluran primer, saluran primer direncanakan dengan rumus seperti berikut:

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

Keterangan : Q_p = debit pengambilan

μ = koefisien debit

b = lebar bersih ambang (b) (Lebar bukaan intake)

h = tinggi muka air ambang (m)

g = percepatan gravitasi (9,81 m²/s)

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (0,05 meter)

Dari rumus tersebut maka dapat dicari tahu tingggi muka pada saluran intake, nilai yang diketahui adalah Qpengambilan sebesar 0,508 m³/s, koefisien debit sebesar 0,8 (kp-02 Irigasi, 2013) sehingga dapat dicari tinggi air pada saluran primer sebesar 0,76 meter.