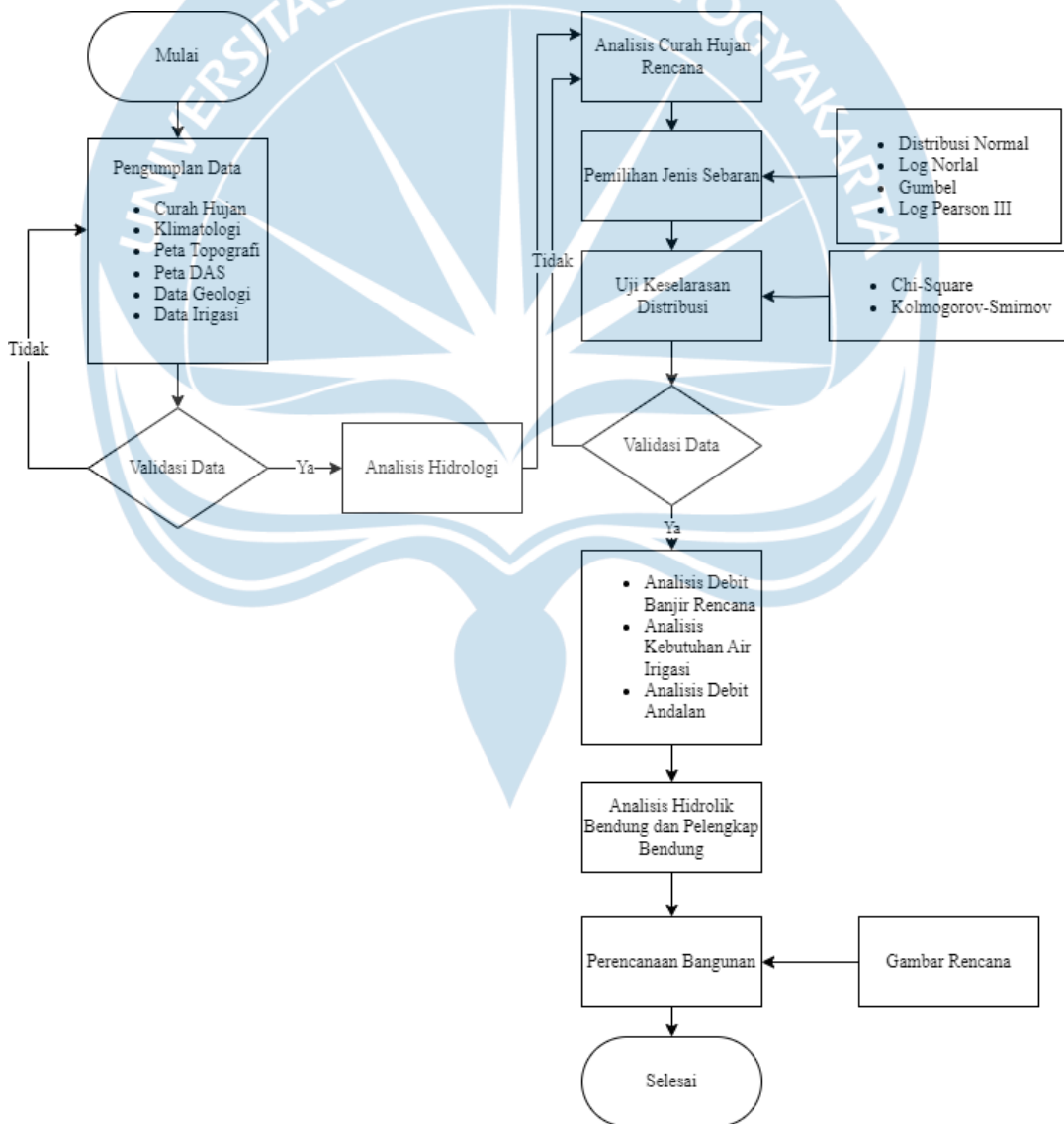


## BAB II

### PERENCANAAN BENDUNG

#### 2.1 Metode Perancangan

Metode perancangan pada perencanaan bendung Asapura Dasmawa dapat dilihat pada Gambar 2.1. Metode perancangan bendung hanya difokuskan pada aspek hidrologis, sedangkan aspek geoteknik akan diperhitungkan pada bab selanjutnya.



Gambar 2.1 *Flowchart* Metode Perancangan Bendung Asapura Dasmawa

## 2.2 Bendung

Bendung adalah suatu bangunan yang didirikan tegak lurus dengan arah aliran sungai, yang tujuannya untuk menaikkan muka air sungai agar air dapat dialirkan secara gravitasi dan digunakan untuk irigasi, air minum, pengendalian banjir, dan lain-lain (Mangore et al., 2013). Berdasarkan tipe strukturnya, bendung dibagi menjadi dua jenis, di antaranya:

1. Bendung Tetap

Bendung tetap adalah jenis bendung yang dibuat untuk menyadap debit air sungai yang tinggi dan bentuk pembendungannya tidak bisa diubah, sehingga muka air di hulu bendung tidak bisa diatur sesuai dengan yang dikehendaki.

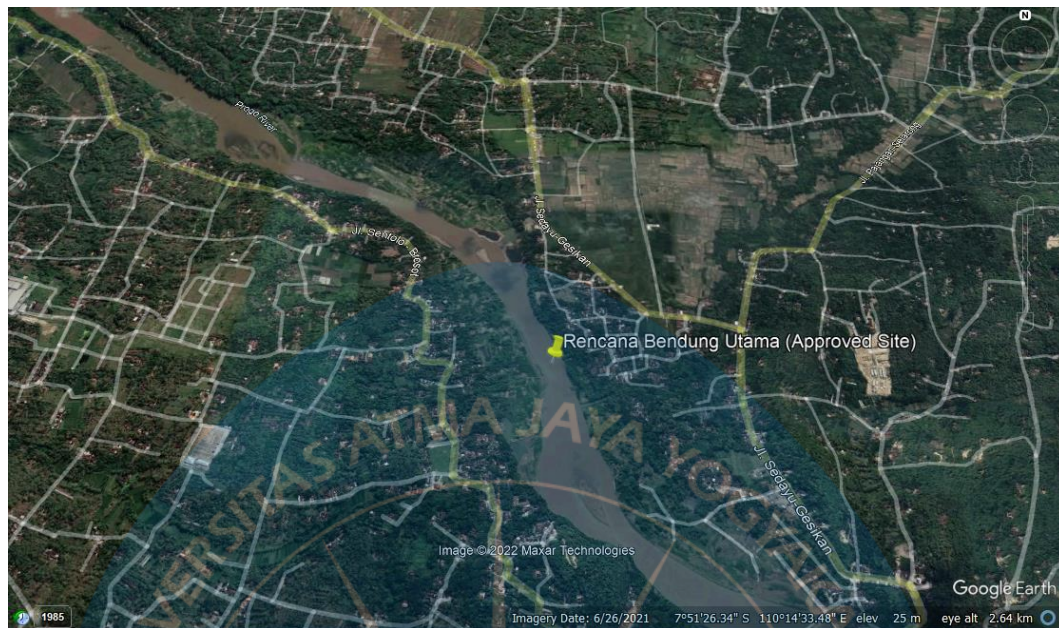
2. Bendung Gerak

Bendung gerak adalah jenis bendung yang dapat diatur tinggi pembendungannya baik di hilir maupun hulu sesuai dengan apa yang dikehendaki.

Berdasarkan tipenya, Bendung Asapurna Dasmawa dirancang sebagai bendung tetap, sehingga elevasi mercu dan tinggi penyadapan yang dibuat tidak dapat diatur sesuai dengan yang dikehendaki.

### 2.2.1 Lokasi Bendung

Bendung dirancang pada Kecamatan Sentolo, Kabupaten Kulon Progo, Daerah Istimewa Yogyakarta. Bendung dibangun di Sungai Progo dengan koordinat  $7^{\circ}52'16.60''$  LS  $110^{\circ}15'35''$  BT. Pemilihan lokasi bendung ini memperhatikan topografi sisi kiri dan kanan bendung, daerah pengairan dan aksesibilitas. Lokasi rencana bendung utama ditandai dengan pin berwarna kuning pada citra satelit via Google Earth yang dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Lokasi Rencana Bendung Utama via Google Earth

### 2.3 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Dalam Peraturan Pemerintah Nomor 37 Tahun 2012 Tentang Pengelolaan Daerah Aliran Sungai, Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah wilayah daratan yang mencakup sungai utama dan anak-anak sungai, yang menampung, menyimpan, dan mengalirkan air dari hujan ke danau atau laut yang dibatasi oleh titik-titik dengan elevasi tertinggi. Berikut merupakan langkah-langkah dalam membuat peta Daerah Aliran Sungai (DAS) :

1. Amati kontur peta di wilayah yang akan ditentukan DAS.
2. Kenali dan identifikasi induk utama dengan patokan daerah tertinggi menuju daerah terendah dan juga sebaran anak sungai.
3. DAS digambarkan dengan mencari dahulu anak-anak sungai kemudian dihubungkan dengan garis-garis yang tegak lurus kontur.
4. Setelah batasan DAS didapatkan, luasan DAS dapat diperhitungkan.

Dalam perencanaan bangunan bendung yang terletak di Sungai Progo, Kecamatan Sentolo, Kabupaten Kulon Progo, Daerah Istimewa Yogyakarta, maka harus diidentifikasi terlebih dahulu data daerah aliran sungai (DAS) untuk dapat digunakan sebagai pedoman dalam perencanaannya. Dalam hal ini, debit aliran

sungai yang masuk ke dalam bendung yaitu berasal dari Daerah Aliran Sungai Progo. Maka dari itu, diperlukan peta Daerah Aliran Sungai (DAS) Progo yang mencerminkan tangkapan air hujan yang akan masuk ke dalam aliran sungai pada wilayah DAS Progo yang nantinya akan menuju bendung.



Gambar 2.3 Wilayah DAS Progo

Pada Gambar 2.3 ditampilkan DAS Progo dengan plot titik stasiun hujan di wilayah tertentu yang nantinya akan dipilah dan dipilih untuk dijadikan titik hujan yang akan digunakan datanya sebagai dasar awal analisis hidrologi.

## 2.4 Penentuan Stasiun Curah Hujan

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam menentukan stasiun curah hujan yang dapat mewakili intensitas hujan di daerah DAS adalah sebagai berikut :

1. Menentukan beberapa stasiun hujan yang terletak di daerah dan/atau di dekat DAS Progo dengan data hujan yang cukup lengkap selama periode 10 tahun.

2. Bila ditemukan data hujan yang hilang, maka dapat dihitung dengan menggunakan metode Reciprocal. Metode tersebut dirumuskan sebagai berikut.

$$P_x = \frac{\frac{P_A}{a^2} + \frac{P_B}{b^2} + \frac{P_C}{c^2} + \dots + \frac{P_n}{n^2}}{\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} + \frac{1}{c^2} + \dots + \frac{1}{n^2}} \quad (2.1)$$

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 n

Tabel 2.1 Luas Pembagian Area DAS Progo

Luas Pembagian Area DAS Progo			
Daerah	Luas		Persentase Luasan (%)
	ha	km <sup>2</sup>	
STA. Jogoboyo	274,3771	2,74	0,12
STA. Santan	6.797,2763	67,97	3,09
STA. Katerban	4.220,7852	42,21	1,92
STA. Prumpung	17.431,7824	174,32	7,93
STA. Bronggang	26.590,1688	265,90	12,10
STA. Mendut	90.294,7449	902,95	41,10
STA. Borobudur	47.086,3906	470,86	21,43
STA. Kedungputri	958,3722	9,58	0,44
STA. Kretek	26.047,8425	260,48	11,86
Total Area	219.701,7400	2.197,01	100,00

## 2.5 Curah Hujan

Setelah mendapat data lengkap dari stasiun hujan yang telah ditentukan selama periode 10 tahun, maka curah hujan rerata dapat dihitung. Berdasarkan Triatmodjo (2008) curah hujan rerata ialah sebagai berikut.

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

Keterangan :  $r_i$  = curah hujan pada stasiun X

$a_i$  = luas sub-DAS / poligon pada stasiun x

A = luas total DAS Progo

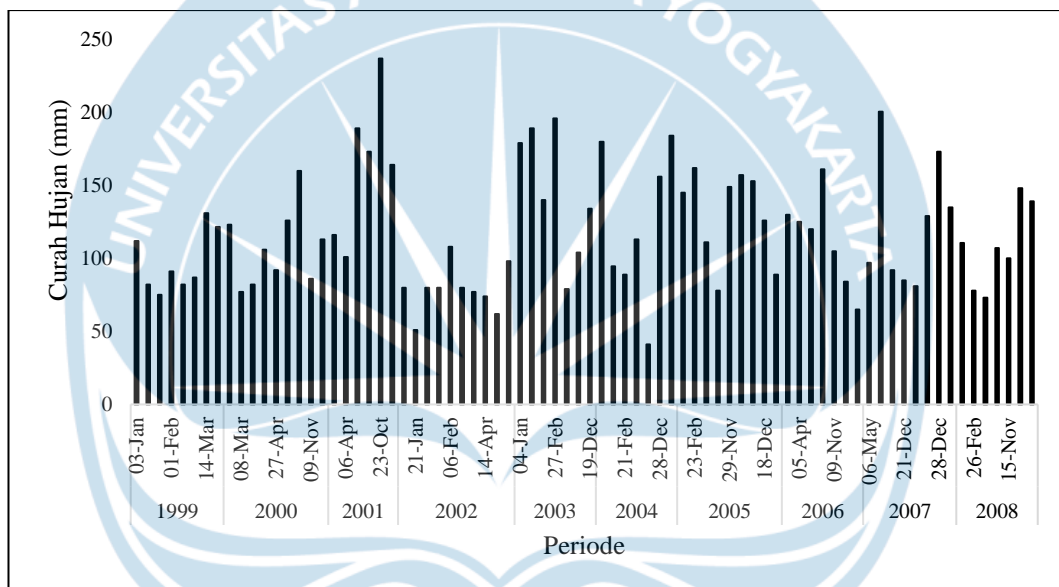
### 2.5.1 Analisis Data Hujan

Perencanaan bendung ini menggunakan data curah hujan dengan periode 10 tahun dari tahun 1998 sampai dengan tahun 2008. Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan metode Poligon Thiessen, karena DAS yang dihitung termasuk DAS sedang. Curah hujan rata-rata ini mencerminkan curah hujan keseluruhan atau curah hujan global di DAS Progo. Dalam perencanaan bangunan air kali ini, yang menjadi perhatian utama yaitu nilai maksimum curah hujan rata-rata yang terjadi pada DAS Progo tersebut. Hal ini dikarenakan nilai maksimum dari curah hujan rata-rata tersebut menjadi pedoman dalam menentukan kapasitas serta dimensi dari bendung yang akan dibuat sehingga bangunan air yang direncanakan dapat terhindar dari terjadinya limpasan yang berlebih serta dimensi yang dihasilkan akan efektif dan efisien. Adapun data rata-rata curah hujan maksimum yang terjadi pada DAS progo pada rentang waktu antara 1998 sampai dengan tahun 2008 disajikan dalam Tabel 2.2 berikut.

Tabel 2.2 Rata – rata Curah Hujan Harian Maksimum

<b>Tahun</b>	<b>Curah Hujan Rata-rata Harian Max (mm)</b>
1999	131,00
2000	160,00
2001	237,00
2002	108,00
2003	196,00
2004	184,00
2005	162,00

Tahun	Curah Hujan Rata-rata Harian Max (mm)
2006	161,00
2007	200,50
2008	148,00
<b>Total</b>	<b>1687,50</b>
<b>Rerata</b>	<b>168,75</b>



Gambar 2.4 Grafik Curah Hujan Maksimum

## 2.6 Analisis Stastistik dan Frekuensi

Analisis frekuensi merupakan prakiraan untuk memperoleh peluang terjadinya peristiwa hidrologi di suatu wilayah yang akan digunakan sebagai dasar perhitungan perencanaan hidrologi. Tujuan dilakukannya analisis frekuensi ialah untuk mencari hubungan antara besar kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian menggunakan distribusi probabilitas (Arbaningrum et al., 2015). Langkah-langkah dan rumus yang digunakan untuk menganalisis frekuensi hujan ialah sebagai berikut.

1. Cari nilai curah hujan maksimum rerata per tahun dari jumlah stasiun hujan yang dipilih hingga didapati 10 nilai maksimum curah hujan rerata.

2. Rara-rata dari kesepuluh nilai curah hujan rerata tersebut dihitung dengan rumus berikut.

$$\bar{p} = \frac{\sum P_i}{n} \quad (2.3)$$

3. Menentukan nilai standar deviasi dihitung dengan rumus berikut :

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

Keterangan :  $S_d$  = Standar deviasi curah hujan

$\bar{p}$  = Nilai rerata curah hujan

$p_i$  = Nilai curah hujan ke  $i$

$n$  = jumlah curah hujan

4. Menentukan nilai koefisien variasi ( $C_v$ ), yaitu dengan membandingkan nilai standar deviasi terhadap curah hujan. Secara matematis dirumuskan sebagai berikut.

$$C_v = \frac{S_d}{\bar{p}} \quad (2.5)$$

Keterangan :  $S_d$  = Standar deviasi

$\bar{p}$  = Nilai rata-rata curah hujan

5. Menentukan nilai koefisien kemencengan / *skewness* ( $C_s$ ), yaitu derajat kemencengan dari suatu bentuk distribusi, dihitung dengan rumus berikut.

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

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

Keterangan :  $a$  = parameter kemencengan

$n$  = jumlah data curah hujan

$\bar{p}$  = nilai rerata curah hujan

$p_i$  = nilai curah hujan ke  $i$



6. Menentukan nilai kurtosis ( $C_k$ ), yaitu nilai keruncingan kurva distribusi yang pada umumnya dibandingkan terhadap distribusi normal, dihitung dengan rumus berikut.

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

Keterangan :  $n$  = jumlah data curah hujan

$\bar{p}$  = nilai rerata curah hujan

$p_i$  = nilai curah hujan ke  $i$

Dari data curah hujan rerata yang telah diperhitungkan sebelumnya, maka analisis frekuensi ditampilkan pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Hasil Analisis Statistik Peristiwa Hidrologi

$p_i$	$\bar{p}$	$p_i - \bar{p}$	$(p_i - \bar{p})^2$	$(p_i - \bar{p})^3$	$(p_i - \bar{p})^4$
131,00	168,75	-37,750	1425,063	-53796,109	2030803,129
160,00	168,75	-8,750	76,563	-669,922	5861,816
237,00	168,75	68,250	4658,063	317912,766	21697546,254
108,00	168,75	-60,750	3690,563	-224201,672	13620251,566
196,00	168,75	27,250	742,563	20234,828	551399,066
184,00	168,75	15,250	232,563	3546,578	54085,316
162,00	168,75	-6,750	45,563	-307,547	2075,941
161,00	168,75	-7,750	60,063	-465,484	3607,504
200,50	168,75	31,750	1008,063	32005,984	1016190,004
148,00	168,75	-20,750	430,563	-8934,172	185384,066
$\Sigma$			12369,625	85325,250	39167204,664

Standar deviasi :

$$S = \sqrt{\left[ \frac{12369,625}{9} \right]} = 37,07$$

Koefisien variasi :

$$C_v = \frac{37,07}{168,75} = 0,22$$

Koefisien Kemiringan:

$$C_s = \frac{11850,73}{37,07^3} = 0,23$$

Koefisien Kurtosis :

$$C_k = \frac{10^2}{(9)(8)(7)(37,07^4)} \times 3167204,664 = 4,11$$

## 2.7 Penentuan Tipe Distribusi

Setelah memperhitungkan beberapa parameter dari analisis frekuensi, hasil parameter tersebut dibandingkan dengan syarat-syarat tipe distribusi. Syarat-syarat masing-masing tipe disajikan dalam Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Syarat Tipe Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan		
1	Gumbel	$C_s \approx 1,14$	0,23	≠	1,14
		$C_k \approx 5,4$	4,11	≠	5,40
2	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$	0,23	≠	0,67
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$	4,11	≠	3,81
3	Log-Person III	selain tipe lainnya			
4	Normal	$C_s \approx 0$	0,23	≠	0,00
		$C_k \approx 3$	4,11	≠	3,00
		$(x \pm s) = 68,27\%$	131,68	≠	68,27
		$(x \pm 2s) = 95,44\%$	168,75	≠	95,44

Berdasarkan hasil perhitungan, data-data yang diolah tidak memenuhi syarat manapun, maka jenis sebarannya dapat diklasifikasikan sebagai jenis sebaran Log Pearson III.

Tabel 2.5 Analisis Distribusi Log Pearson Tipe III

Tahun	n	Hujan (Xi)	(Xi-Xrt)	(Xi-Xrt) <sup>2</sup>	(Xi-Xrt) <sup>3</sup>	(Xi-Xrt) <sup>4</sup>
1999	1	131,00	-37,75	1425,06	-53796,11	2030803,13
2000	2	160,00	-8,75	76,56	-669,92	5861,82
2001	3	237,00	68,25	4658,06	317912,77	21697546,25
2002	4	108,00	-60,75	3690,56	-224201,67	13620251,57
2003	5	196,00	27,25	742,56	20234,83	551399,07
2004	6	184,00	15,25	232,56	3546,58	54085,32
2005	7	162,00	-6,75	45,56	-307,55	2075,94
2006	8	161,00	-7,75	60,06	-465,48	3607,50
2007	9	200,50	31,75	1008,06	32005,98	1016190,00
2008	10	148,00	-20,75	430,56	-8934,17	185384,07
<b>Total</b>		<b>1687,50</b>	<b>0</b>	<b>12369,63</b>	<b>85325,25</b>	<b>39167204,66</b>
<b>Rerata</b>		<b>168,75</b>				

Standar deviasi :

$$S = \sqrt{\left[ \frac{0,082}{9} \right]} = 0,098$$

Koefisien variasi :

$$C_v = \frac{0,098}{2,22} = 0,044$$

Koefisien Kemiringan:

$$C_s = \frac{0,0007}{0,098^3} = 0,709$$

Koefisien Kurtosis :

$$C_k = \frac{10^2}{(9)(8)(7)(37,07^4)} \times 0,0021 = 4,427$$

## 2.8 Uji Sebaran Data Hujan

Uji Sebaran Data Hujan yang dilakukan ini meliputi dua pengujian yaitu pengujian Chi Kuadrat (*Chi-Square*) dan Uji Smirnov Kolmogorov. Pengujian ini ditujukan untuk melakukan pengecekan apakah data yang dimiliki memiliki sebaran data yang baik dan mewakili data hujan keseluruhan yang digunakan untuk perencanaan desain bendung.

### 2.8.1 Uji Chi-kuadrat (*Chi Square*)

Uji chi kuadrat ialah metode yang dipakai untuk mengidentifikasi apakah metode yang digunakan dapat mewakili distribusi statistik spesimen data yang dianalisa. Pengambilan keputusan ini mempertimbangkan parameter  $X^2$  dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \quad (2.9)$$

Keterangan :  $X^2$  = Parameter chi kudarat

G = Jumlah sub kelompok

Of = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke – 1

Ef = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

(Kamiana, 2011)

Tabel 2.6 Uji Chi-kuadrat

x maksimum		237
x minimum		108
K	$1+3,322 \log(n)$	4,322
DoF (Derajat Kebebasan)	K-R-1	2
$\alpha$	0,05 = 5%	
Dari tabel Chi kuadrat, diperoleh harga $X_{cr}^2$ sebesar		5,991
Ef	n/K	2

$D_x$	$(X_{\max} - X_{\min}) / (K-1)$	32,25
X awal	$X_{\min} - (0,5 D_x)$	91,88

Tabel 2.7 Hasil Pengujian Chi - Kuadrat

Nomor	Nilai Batasan		Of	Ef	$(Of-Ef)^2$	$(Of-Ef)^2 / Ef$	
1	91,88	< X <	124,13	1	2	1	0,5
2	124,14	< X <	156,39	2	2	0	0,0
3	156,40	< X <	188,65	4	2	4	2,0
4	188,66	< X <	220,91	2	2	0	0,0
5	220,92	< X <	253,17	1	2	1	0,5
<b>Jumlah</b>			10	10	6	3	

Dari hasil pengujian diperoleh nilai  $\chi^2$  sebesar 3,0 yang nilainya lebih kecil dari nilai  $\chi^2$  yang diperoleh dari tabel uji chi kuadrat sebesar 5,991. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa data yang ada memenuhi syarat pada pengujian chi kuadrat.

### 2.8.2 Uji Smirnov – Kolmogorov

Dalam menentukan tingkat penyimpangan data pengujian maka dibuat batasan kepercayaan dari hasil perhitungan XT dengan uji Smirnov-Kolmogorov. Uji Smirnov-Kolmogorov sering juga disebut dengan uji kecocokan non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Langkah-langkah dalam pelaksanaan uji Smirnov-Kolmogorov yaitu sebagai berikut :

1. Data disusun dari nilai terbesar ke nilai terkecil, kemudian 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.

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

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

Tabel 2.8 Derajat Kepercayaan ( $\alpha$ )

N	Derajat Kepercayaan ( $\alpha$ )			
	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	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Tabel 2.9 Hasil Nilai D Maksimum

Hujan (Xi)	Urutan Data dari Terbesar	P(x)	P(x<)	P'(x)	P'(x<)	D
		(n/(m+1))	(1-P(x))	(n/(m-1))	(1-P'(x))	(P(x<)- P'(x<))
131,00	237,00	0,09	0,91	0,11	0,89	0,02
160,00	200,50	0,18	0,82	0,22	0,78	0,04
237,00	196,00	0,27	0,73	0,33	0,67	0,06
108,00	184,00	0,36	0,64	0,44	0,56	0,08
196,00	162,00	0,45	0,55	0,56	0,44	0,10
184,00	161,00	0,55	0,45	0,67	0,33	0,12
162,00	160,00	0,64	0,36	0,78	0,22	0,14
161,00	148,00	0,73	0,27	0,89	0,11	0,16
200,50	131,00	0,82	0,18	1,00	0,00	0,18
148,00	108,00	0,91	0,09	1,11	-0,11	0,20

Dari perhitungan diperoleh nilai D maksimum sebesar 0,20 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 menentukan debit banjir dengan periode ulang 100 yang dapat dialirkan dengan meminimalisir kegagalan terhadap bangunan utama. Perhitungan periode ulang tahunan menggunakan data analisis frekuensi distribusi yang memenuhi. Sehingga digunakan parameter dari hasil distribusi Log Perason III. Nilai k didapatkan dari hasil 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
3,000	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,500	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,200	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,000	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,800	-0,181	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,600	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,400	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,200	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,000	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,900	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,800	-0,132	0,769	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,700	-0,116	0,780	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,600	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,500	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,400	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,300	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,200	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,100	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,000	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,100	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,282	2,950
-0,200	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,300	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,289	2,675
-0,400	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,500	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,600	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275



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 nilai Y 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

Contoh perhitungan periode ulang 100 tahun sebagai berikut.

$$Y_{100} = \log 2,22 + 1,799 \times 0,1 = 2,406$$

$$X_{100} = 10^{2,406} = 248,106 \text{ mm}$$

Tabel 2.11 Periode Ulang Tahunan

Periode Ulang (Tahun)	Probabilitas	k	Y = log X	X (hujan maks. periode ulang)
2	0,5	0,117	2,229	169,470
5	0,2	0,857	2,302	200,388
10	0,1	1,177	2,333	215,465
25	0,04	1,484	2,364	231,010
50	0,02	1,658	2,381	240,273
100	0,01	1,799	2,395	248,106
200	0,005	1,918	2,406	254,864
1000	0,001	2,140	2,428	267,994

### 2.10 Kebutuhan Debit Irigasi

Kebutuhan air irigasi adalah besar debit air yang dibutuhkan untuk mengairi lahan di daerah irigasi. Menurut jenisnya ada 2 (dua) macam kebutuhan air, yaitu :

#### 1. Kebutuhan air untuk tumbuhan sawah

Diperhitungkan kebutuhan air yang dibutuhkan tumbuhan untuk membentuk jaring tanaman. Kebutuhan yang dimaksud meliputi :

- a. Evapotranspirasi
- b. Curah Hujan Efektif ( $R_e$ )
- c. Koefisien Tanaman ( $K_c$ )
- d. Perkolasi
- e. Penyiapan Lahan

#### 2. Kebutuhan air untuk irigasi

Kebutuhan air yang digunakan untuk tujuan irigasi adalah untuk menentukan pola tata tanam untuk mengefisiensikan saluran irigasi tersebut sehingga kebutuhan air dapat memenuhi jaringan irigasi tersebut.

Penentuan kebutuhan air irigasi ini didasari oleh kehilangan air dan energi yang terjadi di saluran irigasi, mulai dari bendung sampai petak sawah. Kehilangan air dapat disebabkan oleh penyerapan air tanah, penguapan

akibat panas matahari, terjadinya bocoran pada saluran dan sebagainya. Untuk memperhitungkan kebutuhan data irigasi dibutuhkan parameter berikut :

a. Data Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan dalam perancangan adalah data sekunder.

b. Data Klimatologi

Data klimatologi meliputi kelembapan udara, penyinaran matahari, letak lintang dan suhu udara rata-rata.

### **2.10.1 Kebutuhan Air Untuk Tumbuhan**

#### **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. Parameter dan hasil perhitungan evapotranspirasi dapat diakses pada Lampiran 3.

#### **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 Sentolo memiliki tekstur atau bertipe lempung berat dengan karakteristik pengolahan tanah yang baik.

### 2.10.2 Pola Tata 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 Agustus, pola tata tanam skema kedua dimulai dengan masa tanam pada bulan November, sedangkan pola tata tanam skema ketiga dimulai pada bulan Desember. Pola tata tanam dimulai terlebih dahulu dengan persiapan lahan pada minggu pertama hingga minggu kedua. Skema tanaman sawah yang ditanam adalah padi selama dua kali dalam satu tahun, kemudian ditutup dengan palawija. Hasil perhitungan pola tata tanam dilampirkan dalam Lampiran 6 sampai Lampiran 8.

### 2.11 Debit Banjir dan Debit Andalan

Debit banjir dan debit andalan merupakan parameter penting dan utama yang dijadikan sebagai dasar dalam mendesain tubuh bendung. Debit banjir adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada sungai berdasarkan data-data yang ada, sedangkan debit andalan merupakan debit minimal yang harus terjadi agar dapat memenuhi kebutuhan air untuk lahan pertanian maupun kebutuhan air masyarakat sekitar. Dalam perhitungan debit banjir dan debit andalan dapat menggunakan beberapa metode, salah satunya metode Melchior karena luas DAS Progo sebesar 2.197,01 km<sup>2</sup>.

Berdasarkan Kamiana (2011), langkah-langkah perhitungan debit dengan metode Mechior yaitu :

1. Menentukan nilai koefisien pengaliran ( $\alpha$ )

Nilai koefisien pengaliran merupakan nilai yang menunjukkan perbandingan limpasan yang terjadi terhadap curah hujan total yang jatuh. Pada dasarnya nilai koefisien reduksi bernilai antara 0,46 – 0,62. Pada SNI 2415-2016 disarankan untuk menggunakan  $\alpha$  sebesar 0,52.

2. Menghitung koefisien reduksi ( $\beta$ )

- a. Nilai koefisien reduksi ( $\beta$ ) bisa didapatkan dengan persamaan berikut.

$$\beta = \beta_1 \times \beta_2 \quad (2.15)$$

b. Nilai  $\beta_1$  diperoleh dengan menggunakan persamaan:

$$F = \frac{1970}{\beta_1 - 0,12} - 3960 + (1720 \times \beta_1) \quad (2.16)$$

Dari hasil perhitungan, didapati nilai  $\beta_1 = 0,418818$

c. Nilai  $\beta_2$  diperoleh dari Tabel 2.12.

Tabel 2.12 Nilai Lama Hujan

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

(Sumber: Kamiana, 2011)

3. Nilai Intensitas Hujan (I) dihitung

Besarnya intensitas hujan yang terjadi bisa diketahui dengan menggunakan persamaan:

$$I = \frac{10 \times \beta \times R_{24 \max}}{36 \times t_c} \quad (2.17)$$

Di mana  $t_c$  diperoleh dengan persamaan :

$$t_c = \frac{10 \times L}{36 \times V} \quad (2.18)$$

Di mana V diperoleh dengan persamaan :

$$V = 1,31 \times (Q \times S^2)^{0,2} \quad (2.19)$$

Di mana Q diperoleh dengan persamaan :

$$Q = \beta_1 \times I_{\text{coba}} \times F \quad (2.20)$$

Di mana S diperoleh dengan persamaan :

$$S = \frac{H}{0,9 \times L} \quad (2.21)$$

Dari hasil perhitungan didapati nilai S sebesar 0,013547

Keterangan :

R24 = Hujan harian (mm)

$t_c$  = Waktu konsentrasi (jam)

V = Kecepatan aliran (m/detik)

Q = Debit (m<sup>3</sup>/detik)

S = Kemiringan rerata sungai

H = Selisih tinggi hulu dan hilir

L = Panjang sungai utama (m)

Nilai I didapatkan dengan menggunakan metode iterasi hingga didapatkan

$I = I_{coba}$ . Nilai  $I_{coba}$  ditentukan dengan interpolasi nilai dari Tabel 2.13.

Tabel 2.13 Nilai Intensitas Hujan

Luas Elips (km <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	Luas Elips (km <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	Luas Elips (km <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )
0,14	29,60	144	4,75	720	2,30
0,72	22,45	216	4,00	1080	1,19
1,20	19,90	288	3,60	1440	1,16
7,20	14,15	360	3,30	2100	1,12
14	11,85	432	3,05	2880	1,00
29	9,00	504	2,85	4320	0,80
72	6,25	576	2,65	5760	0,54
108	5,25	648	2,45	7200	0,48

(Sumber : Kamiana, 2011)

Nilai I hasil iterasi perlu ditambah dengan nilai koreksi dalam persentase tertentu yang bergantung pada nilai  $t_c$ . Nilai koreksi disajikan pada Tabel 2.14.

Sehingga nilai  $I_1$  sebesar 0,901458 m<sup>3</sup>/detik/km<sup>2</sup>

Tabel 2.14 Penambahan Persentase Melchior (tc)

tc (menit)	%	tc (menit)	%	tc (menit)	%
0 - 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

(Sumber : Kamiana, 2011)

4. Menghitung Qmax untuk daerah pengaliran yang ditinjau.

Untuk mendapatkan nilai Qmax dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$Q = \alpha \times I \times A \times \frac{r}{200} \quad (2.22)$$

Tabel 2.15 Perhitungan Nilai Qmax

Debit Banjir						
Periode Ulang (Tahun)	R (mm)	I (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	$\beta$	A (km <sup>2</sup> )	$\alpha$	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /detik)
2	44,26	0,7520872	0,4188	2.197,01	0,52	190,15
5	53,35	0,7520872	0,4188	2.197,01	0,52	229,21
10	57,33	0,7520872	0,4188	2.197,01	0,52	246,28
25	62,28	0,7520872	0,4188	2.197,01	0,52	267,56
50	64,94	0,7520872	0,4188	2.197,01	0,52	278,99
100	67,17	0,7520872	0,4188	2.197,01	0,52	288,58

Debit Banjir						
Periode Ulang (Tahun)	R (mm)	I (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	$\beta$	A (km <sup>2</sup> )	$\alpha$	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /detik)
200	69,08	0,7520872	0,4188	2.197,01	0,52	296,75
1000	72,82	0,7520872	0,4188	2.197,01	0,52	312,84

Dalam perhitungan debit andalan digunakan curah hujan rerata terendah dari rekapitulasi data curah hujan maksimum. Kemudian data curah hujan dikalkulasikan dengan menggunakan persamaan yang sama dalam perhitungan debit banjir untuk mendapatkan debit andalan selama 10 tahun. Data debit yang telah didapatkan kemudian diurutkan dari debit tertinggi hingga debit terendah dengan probabilitas yang diurutkan dari probabilitas terendah hingga tertinggi. Pada perhitungan kali ini digunakan debit dengan probabilitas terjadi 80% dikarenakan bendung direncanakan sebagai sumber air untuk irigasi. Dari hasil perhitungan didapatkan debit andalan dengan probabilitas 80% sebesar 38,97 m<sup>3</sup>/detik.

Tabel 2.16 Nilai Debit Andalan

Data ke N	Probabilitas	R	Q (m <sup>3</sup> /detik)
1	10%	19,50	83,78
2	20%	15,00	64,45
3	30%	12,16	52,22
4	40%	12,13	52,11
5	50%	12,00	51,56
6	60%	10,80	46,38
7	70%	9,98	42,88
8	80%	9,07	38,97
9	90%	7,87	33,82
10	100%	5,03	21,62



## 2.12 Perencanaan Hidraulik Bendung

### 2.12.1 Debit Banjir

Dalam perencanaan hidraulik bendung, digunakan debit rencana maksimum dengan periode ulang 100 tahun. Periode ulang 100 tahun digunakan karena sungai Progo termasuk kedalam kategori sungai besar. Kemudian data debit banjir ini didapatkan dari hasil perhitungan dengan metode Melchior. Metode Melchior dipilih dikarenakan luas DAS lebih besar daripada 100km<sup>2</sup> di mana untuk metode lain seperti der Weduwen maupun metode Haspers mensyaratkan luas DAS haruslah kurang dari 100 km<sup>2</sup>.

Berdasarkan hasil pengujian data menggunakan metode Melchior sebelumnya, didapatkan data debit banjir rencana dengan periode ulang 100 tahun sebesar 288,58 m<sup>3</sup>/detik.

### 2.12.2 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 2.17.

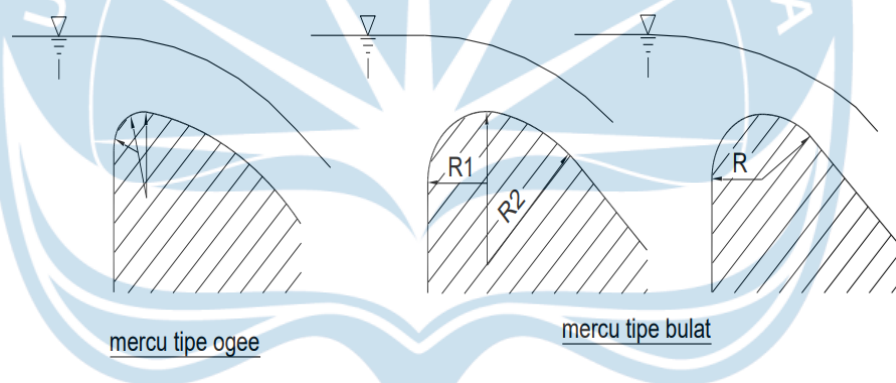
Tabel 2.17 Data Sungai dan Sawah

<b>Debit Andalan (Q andalan)</b>	38,97 m <sup>3</sup> /s
<b>Luas Sawah</b>	7979,36 ha
<b>NFR</b>	1,40 l/s/ha
<b>Debit untuk Sawah (Q sawah)</b>	2370 ha
<b>Debit Banjir Rencana (Q100)</b>	288,51 m <sup>3</sup> /s
<b>Panjang Sungai</b>	131,54 km
<b>Kemiringan (S)</b>	0,0239
<b>Luas DAS</b>	2.197,01 km <sup>2</sup>
<b>Lebar Sungai</b>	100 m
<b>Elevasi Lahan Sawah Tertinggi</b>	23 m
<b>Elevasi Dasar Sungai Hulu</b>	22 m
<b>Elevasi Dasar Sungai Hilir</b>	21 m

### 2.12.3 Tipe Mercu Bendung

Mercu bendung adalah konstruksi tertinggi di tubuh sungai di mana aliran air sungai disadap atau dibendung oleh konstruksi mercu ini. Elevasi mercu bendung dipengaruhi oleh tinggi muka air yang ingin dicapai. Mercu bendung memiliki beberapa bentuk tergantung kegunaan dan fungsinya.

Tipe mercu bendung yang umum dijumpai dalam konstruksi bendung pada sungai di Indonesia adalah mercu bulat dan Ogee. Kedua bentuk bentuk mercu tersebut dapat dipakai untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari kedua material tersebut. Tipe mercu bulat dan Ogee merupakan tipe mercu ambang tajam. Dalam pemilihannya, mercu bendung harus dibuat sederhana sehingga memudahkan pelaksanaan konstruksinya. Lebar mercu sebisa mungkin dibuat besar sehingga lebih tahan terhadap gaya hidrostatis.



Gambar 2.5 Bentuk-bentuk Mercu

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

Dalam pemilihan mercu bendung Asapurna Dasmawa, dipilih bentuk mercu bulat dengan satu jari-jari karena konstruksinya akan lebih mudah untuk dikerjakan di lapangan. Bendung dengan bentuk bulat ini memiliki harga koefisien debit yang cenderung lebih besar dibandingkan mercu ambang lebar sehingga bentuk mercu bulat akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir, sehingga hal ini menjadi poin tambah pemilihan bentuk mercu bulat ini. Harga koefisien debit bisa menjadi lebih tinggi akibat lengkung *streamline* yang terbentuk dari mercu.

#### 2.12.4 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 2.18.

Tabel 2.18 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 : (Mawadi & Memed, 2010)

Berdasarkan Tabel 2.17 mengenai data sawah dan sungai, maka digunakan data elevasi sawah sebesar +23.00 mdpl dalam perencanaan elevasi mercu. Sehingga diperoleh elevasi mercu bendung pada ketinggian +24,50 mdpl.

#### 2.12.5 Lebar Efektif Bendung

Panjang mercu bendung yang direncanakan bisa diambil dari angka 1,0 hingga 1,2 kali lebar sungai (Mawadi & Memed, 2010). Kemudian panjang mercu bruto (Bb) dapat diperoleh dari panjang mercu normal, yaitu panjang mercu

dikurangi lebar total bangunan pembilas. Kemudian karena di antara mercu terdapat pilar, maka perlu dihitung panjang mercu efektif ( $B_e$ ) dengan rumus berikut.

$$B_e = B_b - 2(n \times K_p \times K_a) \times H_1 \quad (2.23)$$

Keterangan :  $B_b$  = panjang mercu bruto (m)

$n$  = jumlah pilar

$K_p$  = koefisien kontraksi pilar (Tabel 2.19)

$K_a$  = koefisien kontraksi pangkal bendung (Tabel 2.19)

$H_1$  = tinggi energi (m)

Tabel 2.19 Nilai Koefisien Kontraksi Pilar

<b>Bentuk Pilar</b>	<b><math>K_p</math></b>
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
Untuk pilar berujung runcing	0
<b>Bentuk Pangkal Tembok</b>	<b><math>K_a</math></b>
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu $90^\circ$ ke arah aliran	0,2
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada $90^\circ$ 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 $45^\circ$ ke arah aliran	0

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

Pada perencanaan bendung, lebar mercu bendung diambil maksimal 1,2 x lebar sungai rata-rata di mana kami menetapkan menggunakan lebar mercu sebesar 104 m dikarenakan lokasi bendung tidak terletak pada sodetan sehingga harus disediakan area untuk mengalihkan aliran sungai selama pembangunan bendung. Bangunan pembilas pada bendung direncanakan memiliki pintu dengan lebar total bangunan pembilas sebesar 60% dari lebar pengambilan sehingga digunakan bangunan pembilas dengan 2 buah pintu dengan lebar 1,5 m dan 2 pilar dengan

lebar 1 m pada sisi kiri mercu dan 3 buah pintu dengan lebar 2 m dan 3 buah pilar dengan lebar 1 m pada sisi kanan mercu sehingga total lebar bangunan pembilas adalah 14 meter. Sehingga dapat dihitung Lebar mercu bruto,  $B_b$  dengan persamaan  $B_b = B - 20\%(\Sigma b - \Sigma t)$  kemudian dilanjutkan dengan persamaan  $B_e = B_b - 2(nK_p + K_a) \times H$  untuk mendapatkan nilai lebar mercu efektif ( $B_e$ ) sebesar 96,887 m.

### 2.12.6 Elevasi Muka Air Banjir Hulu

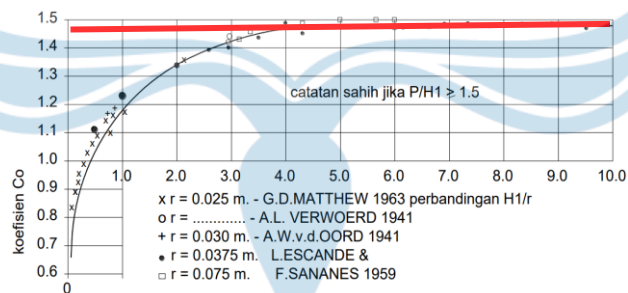
Perhitungan muka air banjir hulu ( $h_d$ ) dilakukan dengan cara *trial and error*. Pertama, nilai elevasi mercu bendung diubah terlebih dahulu menjadi ketinggian mercu, yaitu dengan mengurangi elevasi mercu terhadap elevasi dasar hulu sungai. Nilai  $h_d$  diasumsikan sama dengan  $H_1$  terlebih dahulu. Kemudian, nilai koefisien debit dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$C_d = C_0 \times C_1 \times C_2 \quad (2.24)$$

Keterangan :  $C_0$  = Konstanta ( $C_0 = 1,3$ )

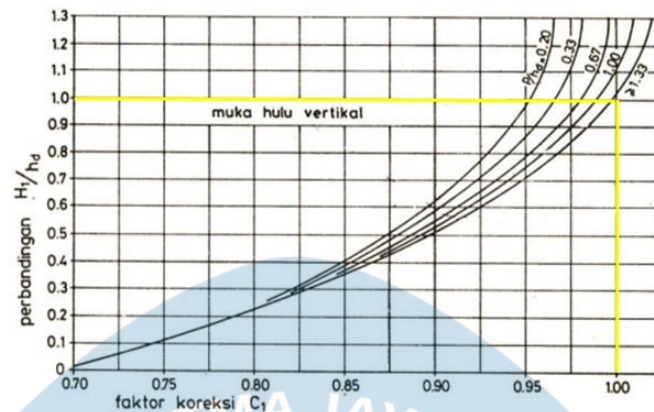
$C_1$  = Fungsi  $P/h_d$  dan  $H_1/h_d$  (Gambar 2.7)

$C_2$  = Faktor koreksi  $C_2$  untuk hulu bendung (Gambar 2.8)

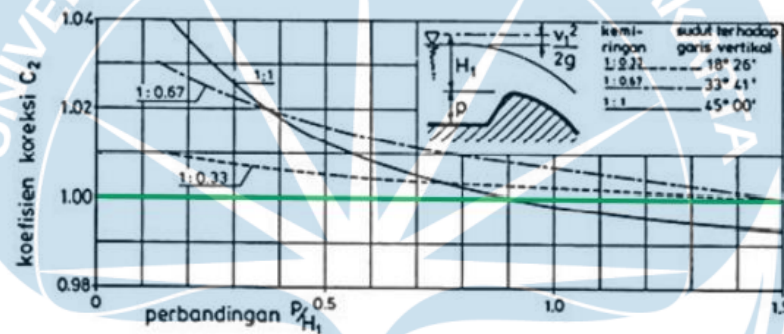


Gambar 2.6 Faktor Koreksi  $C_0$  untuk Bendung Ambang Bulat

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

Gambar 2.7 Faktor Koreksi  $C_1$ 

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

Gambar 2.8 Harga Koefisien  $C_2$ 

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

Setelah didapatkan nilai koefisien debit ( $C_d$ ), maka dapat dihitung debit dengan persamaan berikut.

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3}g} \times b \times H_1^{1,5} \quad (2.25)$$

Keterangan :  $C_d$  = Koefisien debit  
 $g$  = percepatan gravitasi ( $9,8 \text{ m/s}^2$ )  
 $b$  = panjang mercu (m)  
 $H_1$  = tinggi energi di atas mercu (m)

Kemudian dilakukan iterasi pada nilai  $H_1$  dan  $h_d$  hingga didapatkan nilai  $Q$  yang sama dengan debit banjir rencana.

Setelah didapatkan tinggi energi di atas mercu, dihitung pula kecepatan aliran dan tinggi kecepatan aliran dengan menggunakan persamaan berikut.

$$V = \frac{Q}{B \times H_1 \times 1} \quad (2.26)$$

$$k = \frac{V^2}{2g} \quad (2.27)$$

Keterangan : B = panjang mercu (m)  
g = percepatan gravitasi (m/s<sup>2</sup>)

Tabel 2.20 Nilai Tinggi Muka Air Banjir

Bentuk Mercu Bulat								
H <sub>1</sub>	h <sub>d</sub>	p/H <sub>d</sub>	P/H <sub>1</sub>	H <sub>1</sub> /H <sub>d</sub>	C <sub>d</sub>	B <sub>e</sub>	Q <sub>rencana</sub>	Q <sub>banjir</sub>
1,00	1,00	2,00	2,00	1,00	1,48	96,86	243,60	288,51
1,10	1,10	1,82	1,82	1,00	1,48	96,86	243,87	
1,12	1,12	1,50	1,50	1,00	1,48	96,86	288,51	
1,20	1,20	1,67	1,67	1,00	1,46	96,86	316,99	

Nilai tinggi muka air (H<sub>d</sub>) diasumsikan sama dengan tinggi energi di atas mercu (H<sub>1</sub>). Nilai C<sub>1</sub> dan C<sub>2</sub> ditentukan berdasarkan grafik pada Gambar 2.7 dan Gambar 2.8. Pada perhitungan ini digunakan nilai p/H<sub>d</sub> sebesar 1,50 dikarenakan nilai C<sub>0</sub> pada Gambar 2.7 sah jika p/H<sub>1</sub> ≥ 1,5. Kemudian nilai H<sub>1</sub> diiterasi hingga didapatkan debit sama dengan debit banjir yaitu 288,54 m<sup>3</sup>/detik. Pada debit sebesar debit banjir didapatkan tinggi energi di atas mercu dan tinggi muka air banjir sebesar 1,1194 m di atas mercu.

### 2.12.7 Elevasi Muka Air Hilir

Perhitungan tinggi muka air hilir dihitung dengan *trial and error* menggunakan rumus Manning. Nilai ketinggian air di hilir (h) dimasukkan ke rumus hingga didapatkan nilai debit (Q) sama dengan debit banjir rencana. Persamaan-persamaan yang digunakan ialah sebagai berikut.

$$A = (B \times h) \quad (2.28)$$

$$P = B + 2h \quad (2.29)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.30)$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (2.31)$$

$$Q = Av \quad (2.32)$$

Keterangan :

- A = Luas penampang sungai (m<sup>2</sup>)
- P = keliling basah (m)
- R = jari-jari hidraulik
- V = kecepatan aliran pada kedalaman kritis (m/s)
- Q = debit (m<sup>3</sup>/s)
- n = koefisien Manning, bergantung pada bahan saluran

Tabel 2.21 Koefisien Manning

Bahan	Koefisien Manning (n)
Besi tuang dilapis	0,014
Kaca	0,01
Saluran beton	0,013
Bata dilapis mortar	0,015
Pasangan batu disemen	0,025
Saluran tanah bersih	0,022
Saluran tanah	0,03
Saluran dengan dasar batu dan tebing rumput	0,04
Saluran pada galian batu padas	0,04

(Sumber : Triatmodjo, 1993)



Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan tinggi muka air banjir hilir di mana didapatkan nilai tinggi muka air banjir hilir sebesar 0,9792 m dari dasar sungai yang ditampilkan pada Tabel 2.22.

Tabel 2.22 Rekapitulasi Perhitungan Tinggi Muka Air Banjir Hilir

Ketinggian muka air hilir									
B	h	A	P	R	V	Q	m	n	S
104	0,9	93,60	105,80	0,88	2,68	250,99	0	0,04	0,014
104	0,98	101,84	105,96	0,96	2,83	288,58	0	0,04	0,014
104	1,00	104,00	106,00	0,98	2,87	298,80	0	0,04	0,013

### 2.12.8 Kolam Olak

Kolam olak merupakan suatu bangunan konstruksi pada bendung yang digunakan sebagai peredam energi dari air jatuh yang melalui pelimpah (Pangestu dan Astuti, 2018). Tipe kolam olak yang digunakan pada suatu bendung bergantung pada angka Froude. Ada beberapa jenis kolam olak di mana pemilihannya bergantung dengan nilai bilangan Froude aliran yaitu:

1. Apabila nilai bilangan Froude lebih kecil dari 1,7 maka tidak diperlukan kolam olak.
2. Apabila nilai bilangan Froude di antara 1,7 hingga 2,5 maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif.
3. Apabila nilai bilangan Froude di antara 2,5 hingga 4,5 maka digunakan kolam olak USBR tipe IV.
4. Apabila nilai bilangan Froude lebih besar dari 4,5 maka digunakan kolam olak USBR tipe III.

Berdasarkan Standar Perencanaan Irigasi KP-02, langkah-langkah yang dapat dilakukan untuk mendesain kolam olak adalah sebagai berikut.

1. Kecepatan air saat awal loncat air dihitung dengan rumus :

$$v_1 = \sqrt{2g(0,5H_1 + Z)} \quad (2.33)$$

$$v_1 = \sqrt{2(9,81)(0,5(1,23) + 3,5)}$$

$$v_1 = 8,9248 \text{ m/detik}$$

Keterangan :  $g$  = percepatan gravitasi

$H_1$  = tinggi energi di atas mercu bendung (m)

$v_1$  = kecepatan air saat awal loncat air (m/s)

$Z$  = tinggi jatuh air dari mercu bendung (m)

2. Ketinggian air saat loncat air dihitung dengan rumus :

$$Y_1 = \frac{Q}{B_e \times v_1} \quad (2.34)$$

$$Y_1 = \frac{288,58}{96,887 \times 8,9248} = 0,33374 \text{ m}$$

Keterangan :  $Q$  = debit banjir 100 tahun (m<sup>3</sup>/s)

$Y_1$  = ketinggian air sebelum loncat air (m)

3. Froude Number, ketinggian air setelah loncat air, dan kecepatan air setelah loncat air dihitung dengan rumus :

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \times y_1}} \quad (2.35)$$

$$Fr_1 = \frac{8,9248}{\sqrt{9,81 \times 0,33374}}$$

$$Fr_1 = 4,932407$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8 \times Fr_1^2} - 1$$

$$y_u = \frac{0,33374}{2} \sqrt{1 + 8 \times (4,932407)^2} - 1$$

$$y_u = 2,1671 \text{ m}$$

Keterangan :  $Fr_1$  = froude number

$g$  = percepatan gravitasi (m/s<sup>2</sup>)

$y_1$  = ketinggian air sebelum loncat air (m)

$y_u$  = ketinggian air saat loncat air (m)

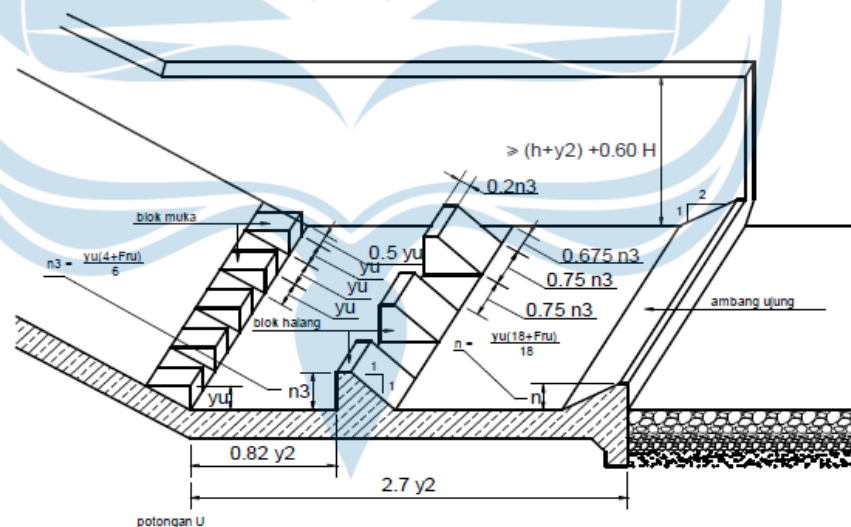
Tinggi ambang ujung (n) dan panjang kolam (L) dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$n = y_u \times \frac{18 + Fr_u}{18} \quad (2.36)$$

$$L = 5(n + y_2) \quad (2.37)$$

Keterangan :  $n$  = tinggi ambang ujung  
 $y_u$  = ketinggian air saat loncat air (m)  
 $Fr_u$  = Froude number  
 $L$  = panjang kolam  
 $y_2$  = ketinggian air setelah loncat air (m)

Panjang kolam olak dapat sangat diperpendek dengan menggunakan blok-blok halang dan blok-blok muka. Gambar 2.9 menyajikan dimensi kolam olak USBR tipe III yang dapat digunakan jika bilangan Froude lebih dari 4,5.



Gambar 2.9 Kolam Olak USBR Tipe III

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

Berdasarkan nilai Froude yang didapatkan dari perhitungan di atas lebih besar dari sama dengan 4,5 maka dimensi-dimensi pada kolam olak bendung ini dapat mengikuti ketentuan yang sudah ditetapkan dari Standar Perencanaan Irigasi KP-02 di atas.

### 2.12.9 Saluran Pengambilan (*Intake*)

Saluran pengambilan atau *intake* adalah saluran yang digunakan untuk mengalirkan air yang terbencong oleh badan bendung ke sawah untuk keperluan irigasi (Suripin, 2004). Pada dasarnya ada dua jenis saluran *intake*, saluran terbuka dan tertutup. Saluran pengambilan air terbuka mengadopsi sistem saluran tanpa pipa, yang pada dasarnya digunakan untuk debit aliran besar. Untuk saluran tertutup, pipa digunakan sebagai media saluran untuk laju aliran rendah atau tidak terlalu tinggi.

Pada perencanaan desain bendung kali ini menggunakan sistem saluran pengambilan tipe terbuka. Menurut Standar Perencanaan Irigasi KP-02, persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$Q_i = \mu b a \sqrt{2gz} \quad (2.38)$$

Keterangan :

$Q_i$  = debit intake

$\mu$  = koefisien debit

$b$  = lebar bukaan (m)

$a$  = tinggi bukaan (m) (diasumsikan  $a = b$ )

$g$  = percepatan gravitasi = 9,81 m<sup>2</sup>/s

$z$  = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

Dalam hal ini nilai lebar pintu diasumsikan sama dengan tinggi bukaan pintu sehingga dimensi dari saluran pengambilan atau *intake* dapat diperoleh. Untuk menghindari masuknya benda-benda yang hanyut bersamaan dengan debit *intake*, puncak bukaan direncanakan di bawah muka air hulu. Atau dalam keadaan tertentu bukaan berada di atas air, maka harus diberi kisi-kisi penyaring. Untuk menentukan hilangnya energi melalui saringan dengan persamaan :

$$hf = c \left( \frac{v^2}{2g} \right) \quad (2.39)$$

$$c = \beta \left(\frac{s}{b}\right)^3 \sin \delta \quad (2.40)$$

Keterangan :  $hf$  = Kehilangan energi

$v$  = Kecepatan datang (*approach velocity*)

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

$c$  = Koefisien yang bergantung

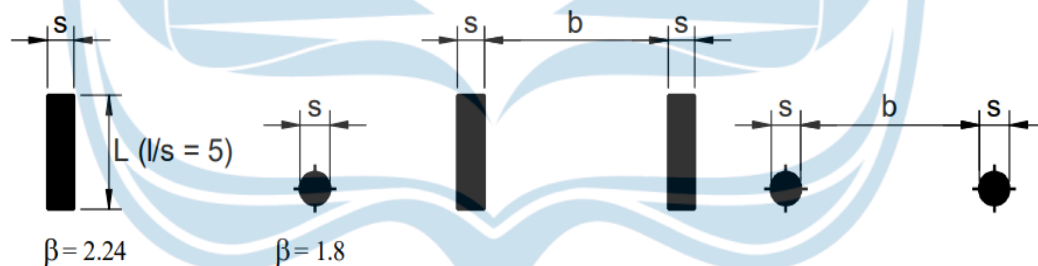
$\beta$  = Faktor bentuk

$s$  = Tebal jeruji (m)

$L$  = Panjang jeruji (m)

$b$  = Jarak bersih antar jeruji  $b$  ( $b > 50$  mm)

$\delta$  = Sudut kemiringan dari horisontal, dalam derajat



Gambar 2. 10 Bentuk-bentuk Jeruji Kisi-kisi Penyaring dan Harga-harga  $\beta$

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

### 2.12.9.1 Saluran Pengambilan (*Intake*) Kiri

Perancangan saluran pengambilan (*intake*) diasumsikan terlebih dahulu untuk lebar bangunan pengambilan dan jumlah pintu pengambilan. Sehingga asumsi-asumsi yang digunakan adalah sebagai berikut.

Lebar pintu pengambilan = 4 m

Jumlah pintu pengambilan = 2 unit

Lebar per unit bangunan pengambilan = 2 m

$$\text{Debit intake} = 5,74 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Debit *intake* didapatkan dari perhitungan sebelumnya.

Data *intake* daerah layanan Kabupaten Bantul

$$\text{Luas daerah irigasi} = 2654,65 \text{ ha}$$

$$\text{Tinggi bersih bukaan pintu} = 0,91 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bersih bukaan pintu} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien debit} = 0,8 \text{ m}$$

Tinggi bersih bukaan pintu merupakan nilai dari hasil *trial and error* dari persamaan debit. Setelah debit saluran *intake* didapati, maka kecepatan pengaliran dapat diketahui dari persamaan berikut.

$$Q = \mu b a \sqrt{2gz} \quad (2.41)$$

$$Q = 0,8 \times 4 \times 0,91 \times 9,81 \times 0,2 = 5,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = h_{\text{bukaan pintu}} \times b_{\text{bukaan pintu}}$$

$$A = 0,91 \times 4 = 3,64 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad (2.42)$$

$$v = \frac{5,74}{3,64} = 1,58 \text{ m/s}$$

Bukaan berada di atas air, maka harus diberi kisi-kisi penyaring. Kisi-kisi penyaring direncanakan dengan persamaan berikut.

$$\beta = 1,8$$

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

$$b = 0,35$$

$$\delta = 65$$

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

$$c = 1,8 \left( \frac{0,2}{0,35} \right)^{\frac{4}{3}} \sin(65)$$

$$= 0,053$$

$$hf = 0,053 \left( \frac{1,577^2}{2(9,81)} \right)$$

$$= 0,645 \text{ m}$$

### 2.12.9.2 Saluran Pengambilan (*Intake*) Kanan

Perancangan saluran pengambilan (*intake*) diasumsikan terlebih dahulu untuk lebar bangunan pengambilan dan jumlah pintu pengambilan. Sehingga asumsi-asumsi yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$\text{Lebar pintu pengambilan} = 7,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah pintu pengambilan} = 3 \text{ unit}$$

$$\text{Lebar per unit bangunan pengambilan} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Debit } intake = 11,50 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Debit *intake* didapatkan dari perhitungan sebelumnya.

Data *intake* daerah layanan Kabupaten Bantul

$$\text{Luas daerah irigasi} = 5324,71 \text{ ha}$$

$$\text{Tinggi bersih bukaan pintu} = 0,97 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bersih bukaan pintu} = 7,5 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien debit} = 0,8 \text{ m}$$

Tinggi bersih bukaan pintu merupakan nilai dari hasil *trial and eror* dari persamaan debit. Setelah debit saluran *intake* didapati, maka kecepatan pengaliran dapat diketahui dari persamaan berikut.

$$Q = \mu b a \sqrt{2gz} \quad (2.43)$$

$$Q = 0,8 \times 7,5 \times 0,97 \times 9,81 \times 0,2 = 11,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = h_{\text{bukaan pintu}} \times b_{\text{bukaan pintu}}$$

$$A = 0,97 \times 7,5 = 7,257 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad (2.44)$$

$$v = \frac{11,5}{7,257} = 1,58 \text{ m/s}$$

Bukaan berada di atas air maka harus diberi kisi-kisi penyaring. Kisi-kisi penyaring direncanakan dengan persamaan berikut.

$$\beta = 1,8$$

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

$$b = 0,35$$

$$\delta = 65$$

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

$$c = 1,8 \left( \frac{0,2}{0,35} \right)^{\frac{4}{3}} \sin(65)$$

$$= 0,053$$

$$hf = 0,053 \left( \frac{1,577^2}{2(9,81)} \right)$$

$$= 0,645$$

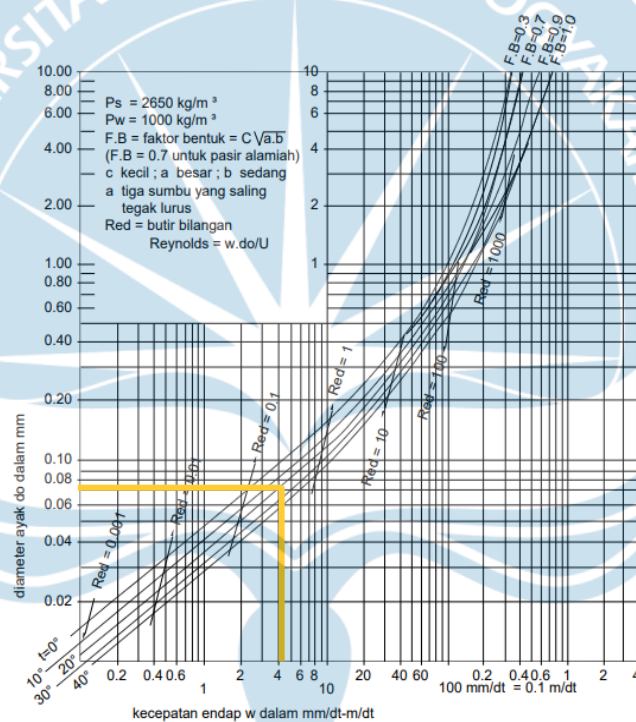
#### 2.12.10 Saluran Pengendap / Kantong Lumpur

Saluran pengendap merupakan saluran terbuka yang dibangun dengan tujuan untuk mengendapkan partikel-partikel sedimen yang terbawa ke saluran pengambilan. Dalam perencanaan saluran pengendap, terdapat beberapa parameter



yang perlu dihitung, yang pertama yaitu kecepatan endap sedimen ( $w$ ). Untuk menentukan kecepatan endap tersebut, maka dapat dilihat pada Gambar 2.11.

Dalam membaca grafik Shield, diperlukan parameter suhu air dan diameter partikel sedimen yang melewati sungai. Sungai di Indonesia secara umum memiliki suhu air  $26,26^{\circ}\text{C}$ , suhu ini diambil berdasarkan pengamatan suhu air sungai pada periode Oktober 2022. Diameter sedimen sebesar  $0,075\text{ mm}$  yang diperoleh dari laporan hasil pengujian distribusi ukuran butir di sekitaran sungai pada tahun 2014. Dengan parameter tersebut, diperoleh nilai kecepatan endap sebesar  $0,0043\text{ m/s}$ .



Gambar 2.11 Hubungan antara Diameter Saringan dan Kecepatan Endap Air Tenang

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

Saluran pengendap / kantong lumpur direncanakan sebanyak dua saluran di mana satu saluran pada sisi kiri (mengarah ke Kabupaten Kulon Progo) dan satu saluran pada sisi kanan (mengarah ke Kabupaten Bantul) dengan dimensi yang berbeda dikarenakan perbedaan kebutuhan air dan debit yang mengalir pada saluran kiri dan kanan.

### 2.12.10.1 Saluran Pengendap Kiri (Kulon Progo)

Perancangan saluran pengendap dilakukan dengan tahapan-tahapan berikut.

1. Kebutuhan air rencana sawah (W) diketahui sebesar 2,15 l/s/ha dan debit aliran irigasi ( $Q_n$ ) sebesar 11,5 m<sup>3</sup>/s akan digunakan sebagai parameter perencanaan kantong lumpur.
2. Menentukan luasan memanjang kantong lumpur dengan menggunakan persamaan berikut :

$$L \times B = \frac{Q_n}{W} \quad (2.45)$$

$$L \times B = \frac{11,5}{2,15}$$

$$L \times B = 2675,35 \text{ m}^2$$

Keterangan :

L = panjang kolam sedimen (m)

B = lebar kolam sedimen (m)

$Q_n$  = debit andalan (m<sup>3</sup>/s)

W = kecepatan endap sedimen (m/s)

3. Supaya aliran di dalam kantong sedimen tidak terjadi *meandering*, direncanakan  $\frac{L}{B} > 8$ , pada perencanaan ini digunakan  $\frac{L}{B} = 16$ . Perhitungan panjang dan lebar kantong lumpur diperhitungkan sebagai berikut.

$$\frac{L}{B} = 16 \quad (2.46)$$

$$B = \sqrt{\frac{2675,35}{16}} = 12,93 \text{ m}^2 \rightarrow 12 \text{ m}^2$$

$$L = 16 \times 12,93 = 206,90 \text{ m}^2 \rightarrow 207 \text{ m}^2$$

$$\frac{L}{B} = \frac{207}{12} = 17,25 > 8 \text{ (OK)}$$

4. Nilai eksploitasi normal ( $V_n$ ) diambil sebesar 0,4 m/s guna mencegah tumbuhnya vegetasi dan partikel yang lebih besar tidak langsung mengendap di hilir pengambilan.

5. Menghitung luas penampang basah dengan persamaan berikut.

$$A_n = \frac{Q_n}{V_n} \quad (2.47)$$

$$A_n = \frac{11,5}{0,4} = 28,76 \text{ m}^2$$

Keterangan :

$A_n$  = luas penampang basah saluran ( $\text{m}^2$ )

$Q_n$  = debit andalan ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$V_n$  = nilai eksploitasi normal ( $\text{m}/\text{s}$ )

6. Menghitung kedalaman air menggunakan rumus berikut:

$$H_n = \frac{A_n}{B} \quad (2.48)$$

$$H_n = \frac{28,75}{12} = 2,40 \text{ m}^2$$

7. Menghitung keliling basah dengan persamaan :

$$P = B + 2 \times H \sqrt{m^2 + 1} \quad (2.49)$$

$$P = 12 + 2 \times 2,4 \sqrt{2^2 + 1}$$

$$P = 22,718 \text{ m}^2$$

Keterangan :

$P$  = keliling basah (m)

$H$  = kedalaman air (m)

$m$  = kemiringan talud

8. Menghitung jari-jari hidrolis

$$R_n = \frac{A}{P} \quad (2.50)$$

$$R_n = \frac{28,76}{22,718}$$

$$R_n = 1,27 \text{ m}^2$$

9. Menghitung lebar dasar saluran

$$b = B - 2(0,5 \times 2 \times H) \quad (2.51)$$

$$b = 12 - 2(0,5 \times 2 \times 2,40)$$

$$b = 7,21 \text{ m}$$

## 10. Memeriksa keamanan kolam sedimen

- a) Berdasarkan KP-02, dianjurkan untuk mengambil debit pembilasan sebesar yang dapat diberikan oleh pintu pengambilan dan beda tinggi muka air.
- b) Menghitung luas penampang kantong lumpur ketika kosong. Kecepatan rata-rata yang diperlukan selama pembilasan sedimen ( $V_s$ ) yang masuk ke dalam kantong lumpur berupa pasir halus dan sebesar 1 m/s.

$$A_s = \frac{Q_s}{V_s} \quad (2.52)$$

$$A_s = \frac{11,5}{1} = 11,5 \text{ m}^2$$

- c) Menghitung tinggi endapan lumpur

$$h_s = \frac{A_s}{b} \quad (2.53)$$

$$h_s = \frac{11,5}{7,21} = 1,60 \text{ m}$$

- d) Menghitung bilangan Froude kolam sedimen

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2.54)$$

$$F_r = \frac{1}{\sqrt{9,81 \times 1,60}}$$

$$F_r = 0,25 < 1 \text{ (OK)}$$

## 11. Menentukan tinggi endapan lumpur pada hilir saluran pengendap / kantong lumpur dengan persamaan berikut :

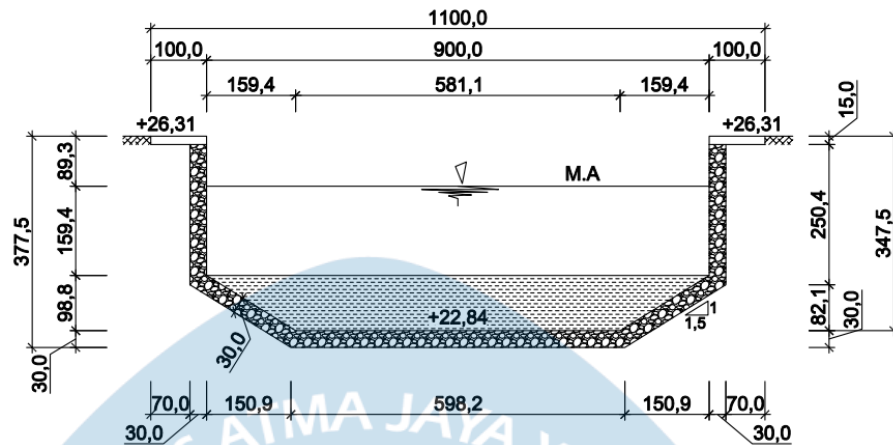
$$I_n = \frac{V_s}{\left(40 \left(R_n^{2/3}\right)\right)^2} \quad (2.55)$$

$$I_n = \frac{1}{\left(40 \left(1,266^{2/3}\right)\right)^2}$$

$$I_n = 0,0005$$

$$m = I_n \times L \quad (2.56)$$

$$m = 0,0005 \times 207 = 0,094 \text{ m}$$



Gambar 2.12 Dimensi Saluran Pengendap Sisi Kiri (Kulon Progo)

Desain saluran pengendap pada bab perencanaan bendung belum mempertimbangkan aspek geoteknik dan kondisi tanah di lokasi perencanaan, sehingga dimensi yang ditampilkan pada Gambar 2.12 merupakan dimensi sementara saluran pengendap sisi kiri.

### 2.12.10.2 Saluran Pengendap Kanan (Bantul)

Perancangan saluran pengendap dilakukan dengan tahapan-tahapan berikut.

1. Kebutuhan air rencana sawah ( $W$ ) diketahui sebesar 2,15 l/s/ha dan debit aliran irigasi ( $Q_n$ ) sebesar 5,74 m<sup>3</sup>/s akan digunakan sebagai parameter perencanaan kantong lumpur.
2. Menentukan luasan memanjang kantong lumpur dengan menggunakan persamaan berikut :

$$L \times B = \frac{Q_n}{W} \quad (2.57)$$

$$L \times B = \frac{5,74}{0,0043}$$

$$L \times B = 1333,803 \text{ m}^2$$

Keterangan :

$L$  = panjang kolam sedimen (m)

$B$  = lebar kolam sedimen (m)

$Q_n$  = debit andalan ( $m^3/s$ )

$W$  = kecepatan endap sedimen ( $m/s$ )

3. Supaya aliran di dalam kantong sedimen tidak terjadi *meandering*, direncanakan  $\frac{L}{B} > 8$ , pada perencanaan ini digunakan  $\frac{L}{B} = 14$ . Perhitungan panjang dan lebar kantong lumpur diperhitungkan sebagai berikut.

$$\frac{L}{B} = 14 \quad (2.58)$$

$$B = \sqrt{\frac{1333,80}{14}} = 9,76 \text{ m} \rightarrow 9 \text{ m}^2$$

$$L = 14 \times 9,76 = 136,65 \text{ m} \rightarrow 130 \text{ m}^2$$

$$\frac{L}{B} = \frac{130}{9} = 14,44 > 8 \text{ (OK)}$$

4. Nilai eksploitasi normal ( $V_n$ ) diambil sebesar 0,4 m/s guna mencegah tumbuhnya vegetasi dan partikel yang lebih besar tidak langsung mengendap di hilir pengambilan.
5. Menghitung luas penampang basah dengan persamaan berikut.

$$A_n = \frac{Q_n}{V_n} \quad (2.59)$$

$$A_n = \frac{5,74}{0,4} = 14,34 \text{ m}^2$$

Keterangan :

$A_n$  = luas penampang basah saluran ( $m^2$ )

$Q_n$  = debit andalan ( $m^3/s$ )

$V_n$  = nilai eksploitasi normal ( $m/s$ )

6. Menghitung kedalaman air menggunakan rumus berikut:

$$H_n = \frac{A_n}{B} \quad (2.60)$$

$$H_n = \frac{14,34}{9} = 1,59 \text{ m}^2$$

7. Menghitung keliling basah dengan persamaan :

$$P = B + 2 \times H \sqrt{m^2 + 1} \quad (2.61)$$

$$P = 9 + 2 \times 1,59\sqrt{2^2 + 1}$$

$$P = 16,125 \text{ m}^2$$

Keterangan :

P = keliling basah (m)

H = kedalaman air (m)

m = kemiringan talud

8. Menghitung jari-jari hidrolis

$$R_n = \frac{A}{P} \quad (2.62)$$

$$R_n = \frac{14,34}{16,13}$$

$$R_n = 0,89 \text{ m}^2$$

9. Menghitung lebar dasar saluran

$$b = B - 2(0,5 \times 2 \times H) \quad (2.63)$$

$$b = 9 - 2(0,5 \times 2 \times 1,59)$$

$$b = 5,81 \text{ m}$$

10. Memeriksa keamanan kolam sedimen

a) Berdasarkan KP-02, dianjurkan untuk mengambil debit pembilasan sebesar yang dapat diberikan oleh pintu pengambilan dan beda tinggi muka air.

b) Menghitung luas penampang kantong lumpur ketika kosong. Kecepatan rata-rata yang diperlukan selama pembilasan sedimen ( $V_s$ ) yang masuk ke dalam kantong lumpur berupa pasir halus dan sebesar 1 m/s.

$$A_s = \frac{Q_s}{V_s} \quad (2.64)$$

$$A_s = \frac{5,74}{1} = 5,74 \text{ m}^2$$

c) Menghitung tinggi endapan lumpur

$$h_s = \frac{A_s}{b} \quad (2.65)$$

$$h_s = \frac{5,74}{5,81} = 0,987 \text{ m}$$

d) Menghitung bilangan Froude kolam sedimen

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2.66)$$

$$F_r = \frac{1}{\sqrt{9,81 \times 0,987}}$$

$$F_r = 0,32 < 1 \text{ (OK)}$$

11. Menentukan tinggi endapan lumpur pada hilir saluran pengendap / kantong lumpur dengan persamaan berikut :

$$I_n = \frac{V_s}{\left(40 \left(R_n^{2/3}\right)\right)^2} \quad (2.67)$$

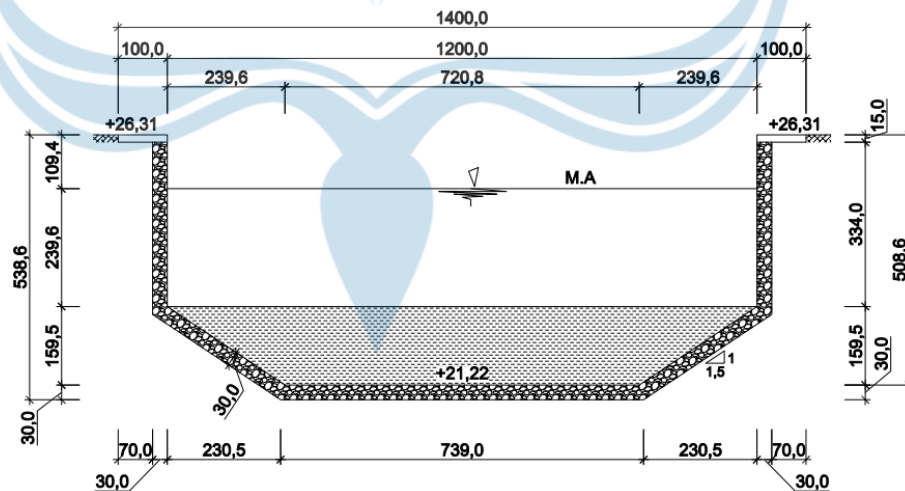
$$I_n = \frac{1}{\left(40 \left(0,889^{2/3}\right)\right)^2}$$

$$I_n = 0,0007$$

$$m = I_n \times L \quad (2.68)$$

$$m = 0,0007 \times 130$$

$$m = 0,095 \text{ m}$$



Gambar 2.13 Dimensi Sementara Saluran Pengendap Sisi Kiri (Bantul)

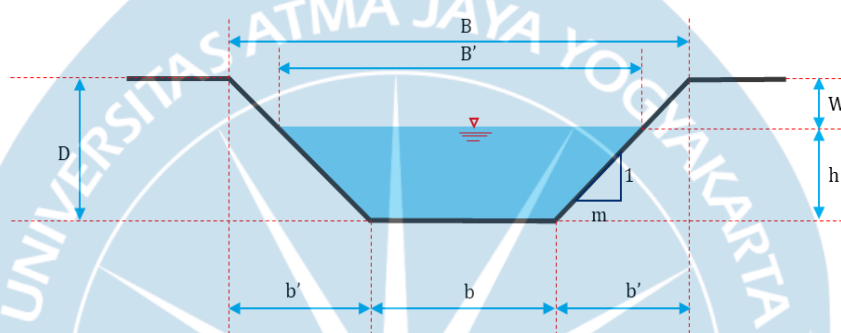
Desain saluran pengendap pada bab perencanaan bendung belum mempertimbangkan aspek geoteknik, stabilitas lereng dan kondisi tanah di



lokasi perencanaan, sehingga dimensi yang ditampilkan pada Gambar 2.13 merupakan dimensi sementara saluran pengendap sisi kiri.

### 2.12.11 Saluran Induk

Saluran induk merupakan saluran yang menerima air irigasi dari sungai dan menyalurkannya ke saluran sekunder, kemudian ke petak-petak tersier (Mawadi & Memed, 2010). Potongan melintang suatu saluran induk dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2.14 Potongan Melintang Saluran Induk

Dalam perencanaan dimensi saluran induk, terdapat beberapa tahapan, yaitu :

1. Debit air yang dibutuhkan ditentukan
2. Luas penampang saluran ( $A$ ) dihitung dengan rumus berikut.

$$A = \frac{Q}{v} \quad (2.69)$$

Keterangan :  $Q$  = debit air yang dibutuhkan untuk irigasi  
 $v$  = kecepatan aliran standar saluran induk

3. Kemiringan talud dapat ditentukan melalui Tabel 2.23 dan perbandingan  $b/h$  dapat ditentukan dengan interpolasi dari Tabel 2.24.

Tabel 2.23 Kemiringan Talud Minimum

<b>D</b>	<b>Perbandingan kemiringan</b>
$D \leq 1.0$	1.0 : 1.0
$1.0 < D \leq 2.0$	1.0 : 1.5
$D > 2.0$	1.0 : 2.0
$Q < 1$ dan saluran tersier	K

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-03, 2013)

Tabel 2.24 Perbandingan b/h (n)

Q (m <sup>3</sup> /dt)	Kemiringan Talud 1:m	Perbandingan b/h	Faktor k
0,15 - 0,30	1,0	1,0	35
0,30 - 0,50	1,0	1,0 - 1,2	35
0,50 - 0,75	1,0	1,2 - 1,3	35
0,75 - 1,00	1,0	1,3 - 1,5	35
1,00 - 1,50	1,0	1,5 - 1,8	40
1,50 - 3,00	1,5	1,8 - 2,3	40
3,00 - 4,50	1,5	2,3 - 2,7	40
4,50 - 5,00	1,5	2,7 - 2,9	40
5,00 - 6,00	1,5	2,9 - 3,1	42,5
6,00 - 7,50	1,5	3,1 - 3,5	42,5
7,50 - 9,00	1,5	3,5 - 3,7	42,5
9,00 - 10,00	1,5	3,7 - 3,9	42,5
10,00 - 11,00	2,0	3,9 - 4,2	45
11,00 - 15,00	2,0	4,2 - 4,9	45
15,00 - 25,00	2,0	4,9 - 6,5	45
25,00 - 40,00	2,0	6,5 - 9,0	45

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-03, 2013)

4. Tinggi muka air pada saluran induk dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$A = h(B + mh) \quad (2.70)$$

$$A = \left(\frac{b}{h} + m\right) h^2 \quad (2.71)$$

Keterangan : b = lebar dasar saluran (m)

h = tinggi muka air (m)

m = kemiringan talud

A = luas penampang saluran (m<sup>2</sup>)

Setelah didapati tinggi muka air, maka dapat dihitung lebar dasar saluran.

5. Keliling basah pada saluran tertutup dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$P = b + \sqrt{(2h(1 + m^2))} \quad (2.72)$$

Keterangan : b = lebar dasar saluran

h = tinggi muka air

m = kemiringan minimal talud

Dengan demikian dapat dihitung jari-jari hidraulisnya dengan membagi luas penampang dan keliling basah.

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.73)$$

Keterangan : A = luas penampang saluran

P = keliling basah

6. Tinggi jagaan saluran dapat ditentukan menggunakan Tabel 2.25

Tabel 2.25 Tinggi Jagaan Saluran

Q (m <sup>3</sup> / dt)	Tinggi Jagaan (m)
< 0,5	0,4
0,5 - 1,5	0,5
1,5 - 5,0	0,6
5,0 - 10,0	0,75
10,0 - 15,0	0,85
> 15,0	1

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-03, 2013)

7. Ketinggian saluran dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$D = h + W \quad (2.74)$$

Keterangan : h = tinggi muka air

W = tinggi jagaan

8. Lebar permukaan air pada saluran induk dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$B' = b + 2mh \quad (2.75)$$

Keterangan : b = lebar dasar saluran induk

m = kemiringan talud

h = tinggi muka air

9. Lebar sisi atas saluran induk dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$b' = D \times m \quad (2.76)$$

$$B = b + 2b' \quad (2.77)$$

Keterangan : D = ketinggian saluran

b = lebar dasar saluran induk

m = kemiringan talud

Melalui tahap-tahap di atas, maka dapat direncanakan dimensi saluran induk. Kemudian, perlu dilakukan perhitungan untuk kemiringan dasar saluran dan kecepatan maksimum aliran melalui langkah-langkah berikut.

1. Menentukan koefisien Strickler menggunakan Tabel 2.26.

Tabel 2.26 Harga Kekasaran Koefisien Strickler (k)

Debit	k
$Q > 10$	45
$5 < Q < 10$	42,5
$1 < Q < 5$	40
$Q < 1$ dan saluran tersier	35

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-03, 2013)

2. Kemiringan saluran dihitung dengan rumus berikut.

$$I = \frac{V}{kR^{2/3}} \quad (2.78)$$

Keterangan : V = Kecepatan aliran (m/s)

k = Koefisien Stricler (k)

R = Jari-jari Hidrulis (m)

3. Kecepatan maksimum dihitung dengan rumus berikut.

$$V_{\max} = V_b \times A \times B \times C \quad (2.79)$$

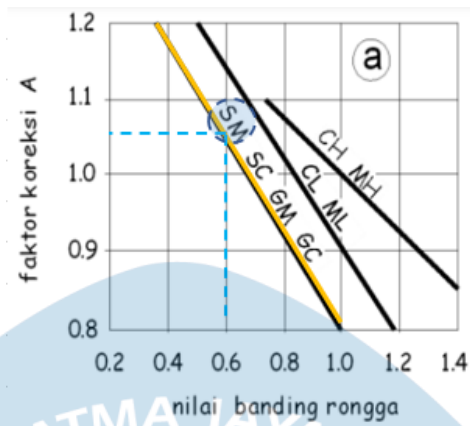
Keterangan :  $V_b$  = Kecepatan aliran dasar

k = Koefisien Strickler

A = Faktor koreksi nilai banding rongga

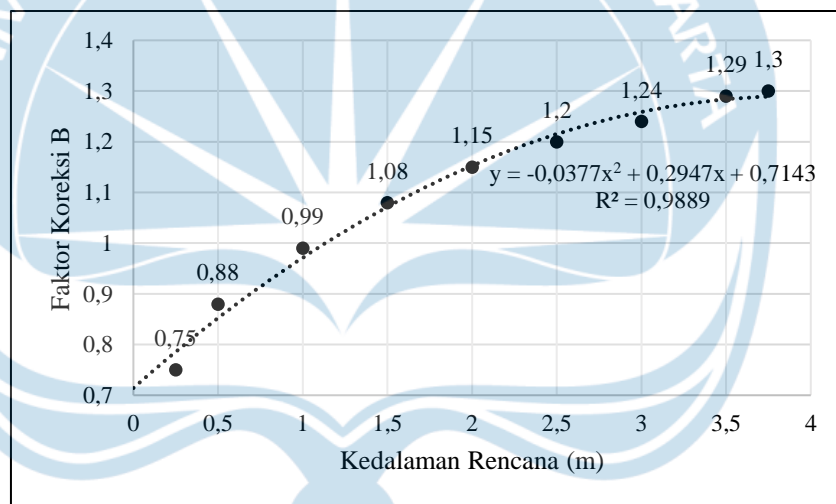
B = Faktor koreksi kedalaman air rencana

C = Faktor koreksi jari-jari lengkung/lebar muka air

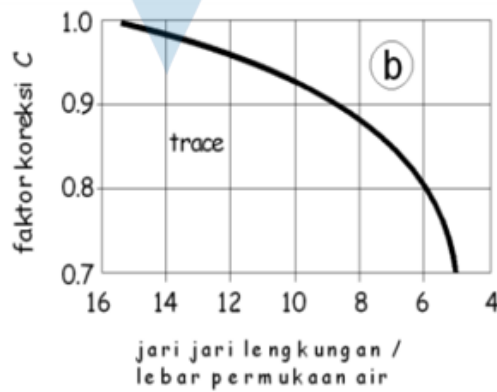


Gambar 2.15 Faktor Koreksi A

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-03)



Gambar 2.16 Grafik Perbandingan Kedalam Rencana & Faktor Koreksi B



Gambar 2.17 Faktor Koreksi C

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-03)

### 2.12.11.1 Saluran Induk Kiri

Saluran induk yang dirancang merupakan saluran induk primer untuk mengalir air ke area sawah di area Kabupaten Bantul. Perencanaan saluran induk dilakukan dengan memperhatikan debit kebutuhan air untuk sawah, yaitu sebesar  $5,74 \text{ m}^3/\text{s}$  dan luas area sawah sebesar  $2654,65 \text{ ha}$ . Perhitungan dan perancangan saluran induk berdasarkan tahapan berikut.

Kemiringan talud diketahui dengan menggunakan Tabel 2.23. Nilai  $h$  merupakan ketinggian air sebesar  $1,120 \text{ m}$ . Perbandingan  $b/h$  didapat dari hasil interpolasi Tabel 2.24 didapat  $3,048$ . Sehingga  $b$  dapat ditemukan dengan nilai  $3,42 \text{ m}$ . Tinggi jagaan berdasarkan debit kebutuhan air sawah didapatkan berdasarkan Tabel 2.25 sebesar  $0,75$ . Koefisien strickles yang digunakan sebesar  $42,5$ .

$$\begin{aligned}
 D &= 1,120 + 0,75 = 1,9 \text{ m} \\
 b' &= 1,9 \times 1,5 = 2,8 \text{ m} \\
 B' &= 3,42 + (2 \times 1,5 \times 1,120) = 6,8 \text{ m} \\
 B &= 3,42 + (2 \times 2,8) = 9,02 \text{ m} \\
 I_{\text{asli}} &= 9,9 \times 10^{-4} \\
 I_{\text{rencana}} &= 8 \times 10^{-4} \\
 A &= (3,42 + 1,5 + 1,120) \times 1,120 = 5,71 \text{ m}^2 \\
 P &= 3,42 + \sqrt{(2 \times 1,120 (1 + 1,5^2))} = 7,45 \text{ m} \\
 R &= \frac{5,71}{7,45} = 0,77 \text{ m} \\
 V &= 42,5 \times 0,77^{2/3} \times \sqrt{(8 \times 10^{-4})} = 1,01 \text{ m/s} \\
 Q_{\text{DS}} &= 5,71 \times 1,01 = 5,74 \text{ m}^3/\text{s} \\
 \text{Faktor koreksi A} &= 1,2
 \end{aligned}$$

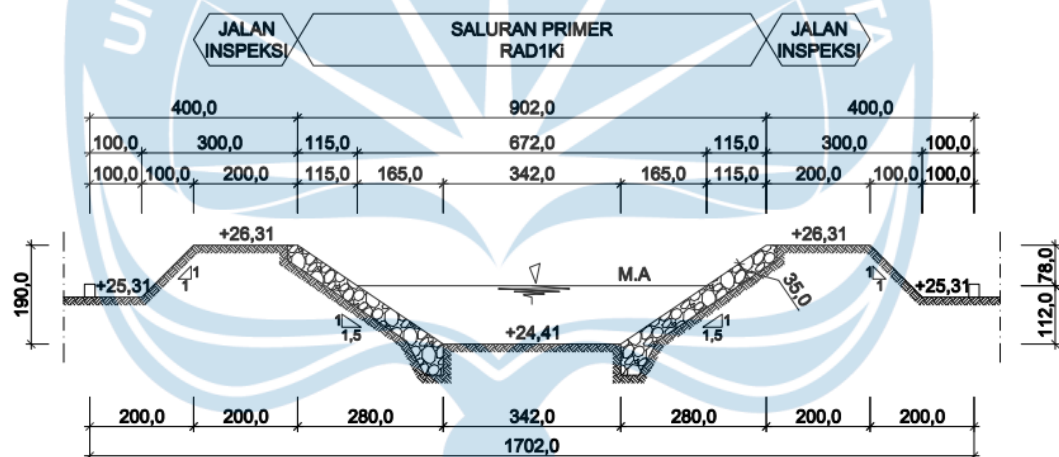
$$\begin{aligned}\text{Faktor koreksi B} &= -0,0377 \times 1,12^2 + 0,2947 \times 1,12 + 0,7143 \\ &= 0,997\end{aligned}$$

$$\text{Faktor koreksi C} = 1$$

$$\begin{aligned}V_{ba} &= 1,2 \times 0,997 \times 1 \\ &= 0,91 \text{ m/s} \\ &\approx 1,00 \text{ m/s}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\max} &= 1,20 \times 0,997 \\ &= 1,00 \text{ m/s}\end{aligned}$$

Setelah diketahui dimensi saluran induk, desain saluran induk dapat digambar untuk sisi kiri beserta dengan keterangan kecepatan dan debit air pengaliran dalam saluran induk tersebut. Hasil perhitungan dimensi dapat dilihat pada Gambar 2.18.



Gambar 2.18 Saluran Induk Primer Kiri

### 2.12.11.2 Saluran Induk Kanan

Saluran induk yang dirancang merupakan saluran induk primer untuk mengaliri air ke area sawah di area Kabupaten Kulon Progo. Perencanaan saluran induk dilakukan dengan memperhatikan debit kebutuhan air untuk sawah, yaitu sebesar  $11,5 \text{ m}^3/\text{s}$  dan luas area sawah sebesar  $5324,71 \text{ ha}$ . Perhitungan dan perancangan saluran induk berdasarkan tahapan berikut.

Kemiringan talud diketahui dengan menggunakan Tabel 2.23. Nilai  $h$  merupakan ketinggian air sebesar  $1,438 \text{ m}$ . Perbandingan  $b/h$  didapat dari hasil

interpolasi Tabel 2.24 didapat 4,29. Sehingga b dapat ditemukan dengan nilai 6,17 m. Tinggi jagaan berdasarkan debit kebutuhan air sawah didapatkan berdasarkan Tabel 2.25 sebesar 0,85. Koefisien strickles yang digunakan sebesar 45.

$$D = 1,438 + 0,85 = 2,3 \text{ m}$$

$$b' = 2,3 \times 2 = 4,6 \text{ m}$$

$$B' = 6,17 + (2 \times 2 \times 1,438) = 11,9 \text{ m}$$

$$B = 6,17 + (2 \times 4,6) = 15,32 \text{ m}$$

$$I_{\text{asli}} = 3,7 \times 10^{-4}$$

$$I_{\text{rencana}} = 3,7 \times 10^{-4}$$

$$A = (6,17 + 1,5 + 1,438) \times 1,438 = 13,01 \text{ m}^2$$

$$P = 6,17 + \sqrt{(2 \times 1,438 (1 + 2^2))} = 12,60 \text{ m}$$

$$R = \frac{13,01}{12,60} = 1,03 \text{ m}$$

$$V = 45 \times 1,03^{2/3} \times \sqrt{(3,7 \times 10^{-4})} = 0,88 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{DS}} = 13,08 \times 0,88 = 11,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Faktor koreksi A} = 1,2$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor koreksi B} &= -0,0377 \times 1,438^2 + 0,2947 \times 1,138 + 0,7143 \\ &= 1,060 \end{aligned}$$

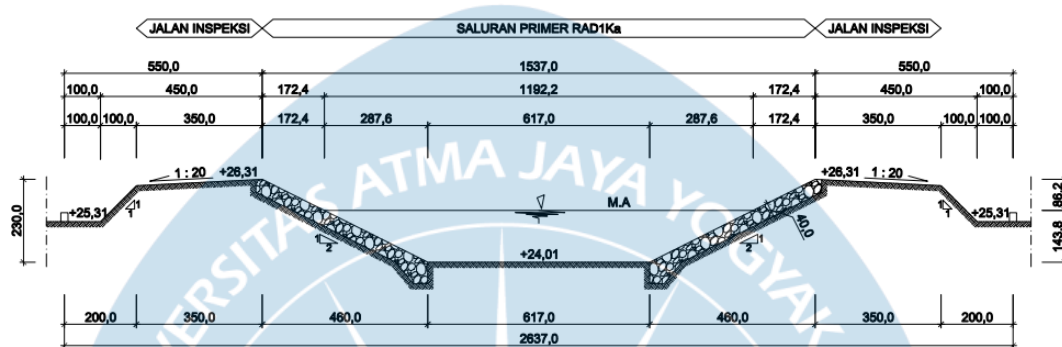
$$\text{Faktor koreksi C} = 1$$

$$\begin{aligned} V_{\text{ba}} &= 1,2 \times 1,060 \times 1 \\ &= 0,91 \text{ m/s} \\ &\approx 1,00 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{max}} &= 1,00 \times 1,060 \\ &= 1,06 \text{ m/s} \end{aligned}$$



Setelah diketahui dimensi saluran induk, desain saluran induk dapat digambar untuk sisi kiri beserta dengan keterangan kecepatan dan debit air pengaliran dalam saluran induk tersebut. Hasil perhitungan dimensi dapat dilihat pada Gambar 2.19.



Gambar 2.19 Saluran Induk Primer Kanan