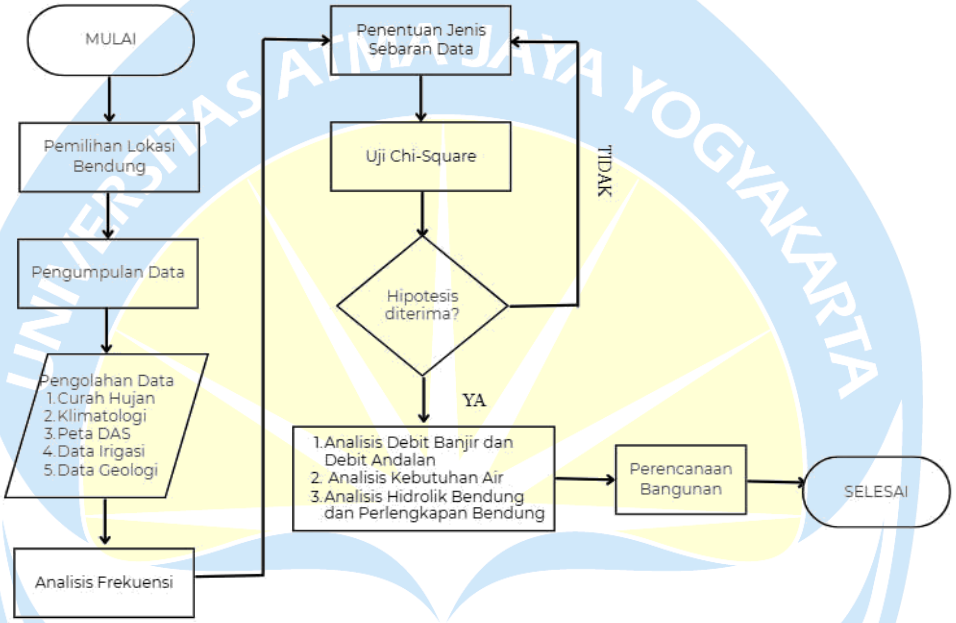
BAB II

PERANCANGAN BENDUNG

2.1 Metode Perancangan

Metode perancangan berpusat pada aspek hidrologis dan hidrolika. Aspek tersebut berkaitan dengan perhitungan debit air, pola aliran, dan kapasitas tampung. Perancangan bendung tidak hanya melibatkan aspek hidrologis, tetapi juga memperhitungkan aspek struktur. Metode perancangan yang digunakan dalam digambarkan pada Gambar 2.1.



Gambar 2. 1 Flowchart Perancangan Bendung

2.2 Bendung

Bendung merupakan konstruksi hidraulik yang dibangun melintang pada sungai atau saluran air untuk menaikkan elevasi muka air guna mendukung berbagai keperluan pemanfaatan sumber daya air dan mengarahkannya ke sistem distribusi air, baik untuk irigasi, air baku, maupun keperluan lainnya (Harto, 2009). Bendung terdapat dua jenis, yaitu:

1. **Bendung Tetap**

   Bendung tetap (*fixed weir*) merupakan struktur bendung dengan mercu yang bersifat tetap sehingga pengaturan aliran tidak dilakukan menggunakan pintu pengatur, sehingga ketinggian muka air di hulu bendung selalu sesuai dengan elevasi mercu (Soemarto, 1995)**.**

2. **Bendung Gerak**

   Bendung gerak merupakan bangunan bendung yang memiliki pintu-pintu pengatur sebagai sarana untuk mengendalikan debit aliran serta tinggi muka air sesuai kebutuhan operasional. (seperti pintu radial, pintu angkat vertikal, atau pintu sorong). Berdasarkan jenisnya, Bendung Mojoanyar merupakan bendung tetap karena perencana ingin merencanakan bendung yang dapat difungsikan sebagai penyedia air untuk irigasi dan penaik muka air (Air, 2010).

2.3 Lokasi Bendung

Bendung Mojoanyar berlokasi di Kecamatan Mojoanyar, Kabupaten Mojokerto, Jawa Timur. Dalam segi geografis, bendung ini dibangun di Sungai Brantas (7º28’21” LS dan 112º31’18” BT). Perencanaan pembangunan Bendung Mojoanyar menggunakan Sungai Brantas dan anak sungainya sebagai bahan tinjauan. Penentuan lokasi bendung dilakukan dengan mempertimbangkan kondisi topografi di kawasan sekitar, cakupan daerah irigasi yang akan dilayani, serta kemudahan akses menuju lokasi. Gambar 2.2 menunjukkan rencana lokasi Bendung Mojoanyar yang dapat diamati melalui citra satelit menggunakan Google Earth.



Gambar 2. 2 Lokasi Rencana Bendung Mojoanyar

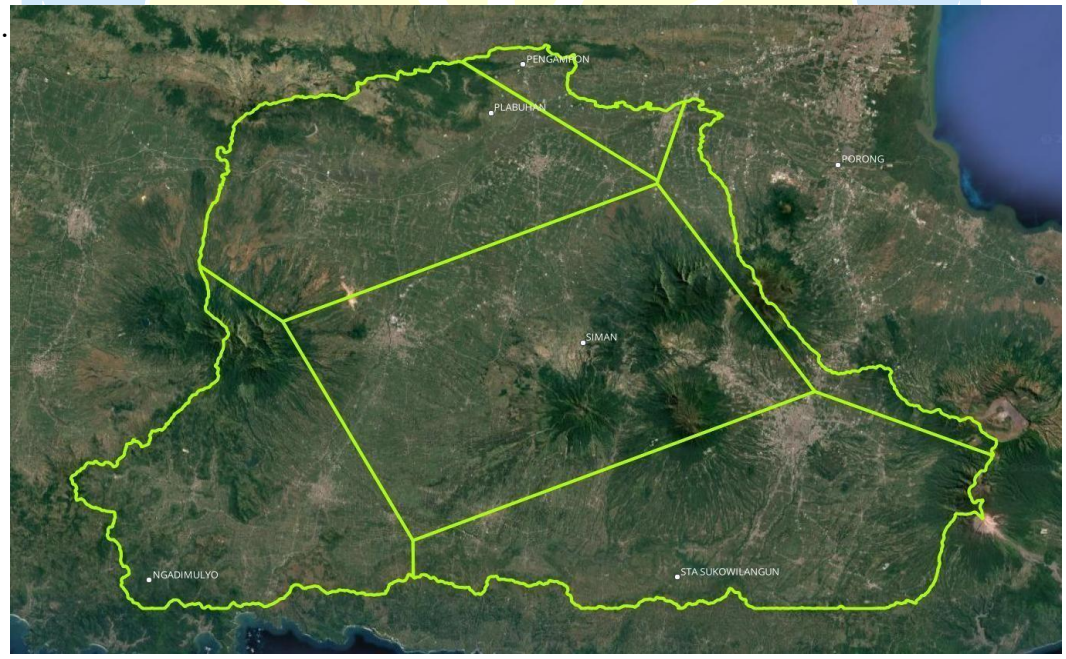
2.4 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah Aliran Sungai (DAS) merupakan suatu kawasan daratan yang mencakup sungai beserta seluruh anak sungainya sebagai satu kesatuan sistem. Kawasan ini berfungsi secara hidrologis untuk menampung, menyimpan, dan mengalirkan air hujan secara alami menuju badan air, seperti danau atau laut (Peraturan Pemerintah Republik Indonesia Nomor 37 Tahun 2012 tentang Pengelolaan DAS).

Penentuan batas Daerah Aliran Sungai (DAS) pada penelitian ini dilakukan menggunakan **QGIS (Quantum Geographic Information System)**, yaitu perangkat lunak SIG berbasis *open source* yang memiliki kemampuan dalam pembuatan, pengelolaan, dan analisis data geospasial. Proses atau tahapan pembentukan DAS dapat dilihat pada lampiran.

Pada perencanaan bendung di Sungai Brantas, Kecamatan Mojoanyar, Kabupaten Mojokerto, diperlukan identifikasi DAS Brantas sebagai dasar analisis. Peta DAS digunakan untuk menggambarkan wilayah tangkapan hujan yang menjadi sumber debit aliran menuju bendung.

.



Gambar 2. 3 DAS Brantas (skala 1 : 500.000)

2.5 Stasiun Curah Hujan

Stasiun curah hujan adalah tempat pengamatan cuaca yang dilengkapi dengan alat untuk mengukur hujan yang jatuh di suatu wilayah dalam satu satuan waktu (Suripin, 2004).

Setelah batas DAS Brantas diperoleh, wilayah DAS dibagi menjadi beberapa zona berdasarkan pengaruh masing-masing stasiun hujan menggunakan metode **Polygon Thiessen (Voronoi Polygon)**. Metode ini membagi wilayah ke dalam beberapa poligon berdasarkan kedekatan terhadap titik stasiun hujan. Tahapan penerapannya menggunakan QGIS disajikan pada lampiran.

Pada perencanaan Bendung Mojoanyar, analisis curah hujan menggunakan data dari enam stasiun hujan, yaitu Ngadimulyo, Pengampon, Plabuhan, Porong, Siman, dan Sukowilangun, dengan periode pengamatan tahun 2010–2019. Seluruh stasiun tersebut memenuhi kriteria untuk diterapkan dalam analisis **Polygon Thiessen (Voronoi Polygon)**. Data yang digunakan berupa curah hujan maksimum tahunan dengan kelengkapan data selama sepuluh tahun. Pembagian luas wilayah DAS Brantas dilakukan menggunakan perangkat lunak QGIS melalui fitur **Clip Vector**, dan hasilnya disajikan pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Pembagian Luas Area DAS Brantas

Pembagian Luas Area DAS Brantas		
Daerah	**Luas (Ha)**	**Persentase Luasan (%)**
Sta. Ngadimulyo	181.141,37	18,05
Sta. Pengampon	29.659,89	2,96
Sta. Plabuhan	205.245,46	20,45
Sta. Porong	43.972,89	4,38
Sta. Siman	308.578,61	30,74
Sta. Sukowilangun	235.095,1	23,42
Total Area	1.003.693,32	100

2.6 Analisis Data Hujan

Setelah mendapatkan data lengkap curah hujan selama periode 10 tahun, maka curah hujan rerata pertahun dapat dihitung. Untuk menghitung curah hujan rerata dapat dihitung dengan persamaan (2.1) (Triadmojo, 2008) sebagai berikut:

$$\overline{x} = \sum_{i=1}^{n} \frac{ri \,.\, ai}{A} \qquad (2.1)$$

dimana:

$\overline{x}$ = nilai curah hujan rerata (mm)

ri = nilai curah hujan pada stasiun (mm)

ai = luas sub-DAS pada stasiun (km^2)

A = luas total DAS (km^2)

Dalam perencanaan Bendung Mojoanyar, analisis curah hujan menggunakan data dari enam stasiun hujan dengan periode pengamatan selama sepuluh tahun, yaitu 2010–2019. Perhitungan curah hujan wilayah dilakukan menggunakan metode Polygon Thiessen untuk memperoleh nilai curah hujan rerata yang merepresentasikan kondisi hujan di seluruh DAS Brantas. Pada penelitian ini, parameter yang menjadi perhatian utama adalah nilai curah hujan rerata maksimum. Hasil perhitungan curah hujan rerata maksimum DAS Brantas selama periode 2010–2019 disajikan pada Tabel 2.2.

Tabel 2. 2 Curah Hujan Harian Maksimal Rerata DAS Brantas Selama 10 Tahun

Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Rerata (mm)	Keterangan Excel	Keterangan Hari
2010	91.324	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C6	19 Feb
2011	54.797	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C7	1 Apr
2012	47.496	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C8	29 Jan
2013	53.063	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C9	1 Jan
2014	68.030	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C10	4 Jan
2015	51.839	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C11	19 Jan
2016	55.053	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C12	30 May
2017	50.159	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C13	13 Jan
2018	83.388	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C14	22 Feb
2019	72.785	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata C15	2 Feb

2.7 Analisis Statistik dan Frekuensi

Analisis frekuensi hidrologi merupakan metode yang digunakan untuk mengkaji pola serta karakteristik distribusi kejadian hidrologi berdasarkan data yang diamati selama periode waktu tertentu.

Untuk menghitung dan menganalisis frekuensi curah hujan, berikut adalah langkah-langkah dan persamaannya.

1. Hitung nilai curah hujan harian maksimum tahunan rata-rata dengan menghitung semua stasiun curah hujan yang telah ditentukan sebelumnya.
2. Rerata curah hujan harian maksimum diperoleh dari hasil perhitungan rata-rata sepuluh data curah hujan harian maksimum dengan menggunakan Persamaan (2.2).

$$\bar{x} = \frac{\sum xi}{n} \tag{2.2}$$

di mana: x = nilai curah hujan rerata (mm)

xi = nilai curah hujan ke-i (mm)

n = jumlah curah hujan

3. Deviasi Standar atau Simpangan baku (standar deviasi) adalah ukuran statistik yang menunjukkan tingkat penyebaran data dari nilai rata-ratanya. Perhitungan simpangan baku dilakukan menggunakan Persamaan (2.3).

$$Sd = \frac{\sqrt{\sum n\,(xi - x)^2}}{n - 1} \tag{2.3}$$

di mana: Sd = nilai standar deviasi curah hujan

x = nilai curah hujan rerata (mm)

Xi = nilai curah hhujan ke-i (mm)

n = jumlah curah hujan

4. Nilai koefisien variasi (Cv) merupakan nilai yang diperoleh dari perbandingan antara simpangan baku dan curah hujan rerata. Nilai ini dapat dihitung menggunakan Persamaan (2.4).

5. Nilai koefisien Skewness (Cs) adalah derajat ukuran kemiringan atau ketidaksimetrisan distribusi data. Koefisien skewness digunakan untuk membandingkan distribusi sampel dengan distribusi normal, dapat dihitung dengan persamaan (2.5):

$$Cs = \frac{n\sum_{i=1}^{n}(xi - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3}$$

6. Nilai kurtois (Ck) merupakan ukuran statistik yang menggambarkan seberapa runcing atau puncak suatu distribusi data, dapat dihitung dengan persamaan (2.6):

$$Ck = \frac{\frac{1}{n}\sum(xi - \bar{x})^4}{Sd^4}$$

Hasil perhitungan analisis frekuensi data curah hujan maksimum rerata dapat dilihat pada Tabel 2. 3

Tabel 2. 3 Analisis Frekuensi Hidrologi

No	Xi	X	Xi-X	(Xi-X)^2	(Xi-X)^3	(Xi-X)^4
1	91.324	62.793	28.531	813.992	23.223,626	662.582,616
2	54.797	62.793	-7.997	63.947	-511.368	4.089,261
3	47.496	62.793	-15.298	243.019	-3.579,955	54.765,038
4	53.063	62.793	-9.730	94.680	-921,271	8.964,305
5	68.030	62.793	5.237	27.427	143,635	752,223
6	51.839	62.793	-10.955	120.010	-1.314,696	14.402,368
7	55.053	62.793	-7.740	59.910	-463,714	3.589,221
8	50.159	62.793	-12.634	159.623	-2.016,713	25.479,574
9	83.388	62.793	20.595	424.135	8.734,856	179.890,265
10	72.785	62.793	9.992	99.838	997,576	9.967,691
∑				2097.581	24.291,975	964.482,561

$$Sd = \sqrt{\frac{2097.581}{10-1}} = 15.266$$

$$Cv = \frac{15.26645326}{62.793} = 0.243$$

$$Cs = \frac{10\ X\ 24291.975}{(10-1)(10-2)x\ 15.26645326^3} = 0.948$$

$$Ck = \frac{\frac{1}{10}\ x\ 964482.561}{31.29894^4} = 1.78$$

2.8 Tipe Distribusi

Penentuan distribusi data dilakukan untuk memperoleh distribusi yang paling sesuai dalam perhitungan curah hujan rancangan berdasarkan data curah hujan harian maksimum. Beberapa jenis distribusi yang umum digunakan meliputi Distribusi Normal, Log Normal, Log Pearson Tipe III, dan Gumbel Tipe I. Pemilihan distribusi dilakukan dengan membandingkan parameter statistik hasil perhitungan terhadap persyaratan masing-masing distribusi. Hasil analisis disajikan pada Tabel 2.4.

Tabel 2. 4 Syarat Tipe Distribusi

No	Tipe Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan		
1	Gumbel Tipe I	Cs ≈ 1.14	0.948	≠	1.14
		Ck ≈ 5.4	1.78	≠	5.4
2	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3Cv$	0.948	≠	0.744
		$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	1.78	≠	3.999
3	Log Pearson Tipe III	Selain Tipe Lainnya			
4	Normal	Cs ≈ 0	0.948	≠	0
		Ck ≈ 3	1.78	≠	3

Berdasarkan hasil analisis distribusi, data tidak memenuhi kriteria distribusi yang telah diuji sehingga **Log Pearson Tipe III** dipilih sebagai distribusi yang sesuai. Hasil perhitungan dengan metode tersebut disajikan pada Tabel 2.5.

Tabel 2. 5 Tabel Log Pearson Tipe III

No	Tahun	Xi	Log Xi	Log Xi – Xrt	$(Xi - Xrt)^2$	$(Xi - Xrt)^3$	$(Xi - Xrt)^4$
1	2010	91.324	1.798	0.163	0.026	0.0043	0.0007
2	2011	54.797	1.798	-0.059	0.003	0.0002	0.0000
3	2012	47.496	1.798	-0.121	0.015	-0.0018	0.0002
4	2013	53.063	1.798	-0.073	0.005	0.0004	0.0000
5	2014	68.030	1.798	0.035	0.001	0.0000	0.0000
6	2015	51.839	1.798	-0.083	0.007	-0.0006	0.0000
7	2016	55.053	1.798	-0.057	0.003	0.0002	0.0000
8	2017	50.159	1.798	-0.098	0.010	-0.0009	0.0001
9	2018	83.388	1.798	0.123	0.015	0.0019	0.0002
10	2019	72.785	1.798	0.064	0.004	0.0003	0.0000
		∑			0.090	0.0024	0.0014

$$Sd = \sqrt{\frac{0.090}{10-1}} = 0.10013$$

$$Cv = \frac{0.10013}{1.798} = 0.0557$$

$$Cs = \frac{10\ x\ 0.0024}{(10-1)(10-2)x\ 0.1013^3}$$

$$Ck = \frac{\frac{1}{10}\ x\ 0.0014}{0.10013^4}$$

2.9 Uji Sebaran Data Curah Hujan

Uji sebaran data curah hujan merupakan metode statistik yang digunakan untuk menentukan jenis distribusi probabilitas yang paling tepat sesuai dengan karakteristik data curah hujan. Hasil uji ini menjadi dasar dalam analisis frekuensi dan perhitungan peluang terjadinya curah hujan ekstrem (Sutanto, 1984). Pengujian dilakukan menggunakan dua metode, yaitu uji Chi-Square dan uji Smirnov-Kolmogorov.

2.9.1 Uji Chi-Square (Chi-Kuadrat)

Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square) merupakan metode statistik yang digunakan untuk menguji kesesuaian distribusi data dengan distribusi teoritis yang dipilih. Pengujian dilakukan dengan membandingkan nilai Chi-Kuadrat hitung (χ^2hitung) dengan Chi-Kuadrat tabel (χ^2tabel). Apabila nilai χ^2hitung lebih kecil atau sama dengan χ^2tabel, maka distribusi tersebut dinyatakan memenuhi kriteria. Perhitungan uji Chi-Kuadrat dilakukan menggunakan persamaan berikut:

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

dimana:

G = jumlah sub-kelompok

Of = jumlah nilai pegujian pada sub-kelompok ke-1

Ef = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

Dalam Tabel 2.6 dan Tabel 2.7 dibawah, terdapat hasil perhitungan Chi-Kuadrat dari data curah hujan.

Tabel 2. 6 Hasil Perhitungan Chi-Kuadrat

x_{max}		91,32
x_{min}		47,5
Jumlah Data (n)		10
Jumlah Kelas (K)	1 + 3,322 log(n)	4,322
Derajat Bebas (V)	K – 1- h	2
α		0,05
Dari Tabel Chi-Kuadrat,diperoleh harga x^2_{teori}		5,991
Jumlah Frekuensi (Ef)	$\frac{n}{K}$	2
Dx	$\frac{x_{\max} - x_{min}}{K-1}$	80,825
x_{awal}	$x_{min} - (0{,}5Dx)$	7,083

Tabel 2. 7 Hasil Perhitungan Chi-Kuadrat

No	Interval Kelas			Ef	Of	$\frac{(Ef-Of)^2}{Ef}$
1	56.261	<	65,027	2	1	0,5
2	65.027	<	73,793	2	4	2
3	73.793	<	82,558	2	2	0
4	82.558	<	91,324	2	1	0,5
x^2_{hitung}						3

Berdasarkan hasil perhitungan, dapat disimpulkan bahwa nilai x^2_{hitung} = 3 < x^2_{teori} = 5,991, sehingga uji sebaran data curah hujan yang ada tersebut memenuhi syarat pada uji Chi-Kuadrat.

2.10 Periode Ulang Tahun

Periode ulang adalah rata-rata selang waktu terjadinya hujan dengan intensitas atau debit tertentu yang digunakan sebagai dasar dalam perencanaan bangunan air, seperti bendung dan sistem pengendalian banjir. Perhitungan periode ulang dilakukan berdasarkan hasil analisis frekuensi dengan distribusi yang memenuhi kriteria, yaitu Log Pearson Tipe III. Nilai faktor G diperoleh melalui interpolasi berdasarkan nilai Cs dan periode ulang pada Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Nilai G Berdasarkan Cs dan Periode Ulang Log Pearson Tipe III

Kemencengan	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3	-0.396	0.42	1.18	2.278	3.152	4.051	4.97	7.25
2.5	-0.36	0.518	1.25	2.262	3.048	3.845	4.652	6.6
2.2	-0.33	0.574	1.284	2.24	2.977	3.705	4.444	6.2
2	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.91
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.66
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99	5.39
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.328	3.828	5.11
1.2	-0.195	0.732	1.34	2.087	2.626	3.149	3.661	4.82
1	-0.164	0.758	1.4	1.043	2.542	3.022	3.489	4.54
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.18	2.498	2.957	3.401	1.395
0.8	-0.132	0.78	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	1.25
0.7	-0.116	0.79	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.96
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.91	2.311	2.824	3.041	3.815
0.4	-0.66	0.816	1.318	1.88	2.261	2.755	2.949	3.677
0.333	-0.055	0.821	1.312	1.859	2.227	2.567	2.887	3.575
0.3	-0.05	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.38
0.1	-0.17	0.836	1.292	1.785	2.107	2.4	2.67	3.235
0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.09
-0.1	0.17	0.846	1.27	1.716	2	2.252	2.482	3.95
-0.2	0.033	0.85	1.258	1.68	1.945	2.178	2.388	2.81
-0.3	0.05	0.853	1.245	1.643	1.89	2.104	2.294	2.678
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.134	2.209	2.22	2.54
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.4
-0.6	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88	2.016	2.275
-0.7	0.116	0.875	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.15
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.773	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.66	1.749	1.91
-1	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.8
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.28
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.13
-2	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	0.995	1
-2.2	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907	0.91
-2.5	0.36	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8	0.802
-3	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Setelah menghitung nilai k, langkah selanjutnya adalah menghitung nilai Y yang kemudian digunakan untuk memperkirakan besarnya curahmaksim pada periode ulang tertetu. Periode ulang yang akan digunakan dala perhitungan debit banjir dan debit andalan.

$$Y_n = log\bar{X} + k.sd$$

di mana:

Yn = faktor logaritmik hujan maksimum

K = periode ulang berdasarkan koefisien kemencengan

sd = deviasi standar

Tabel 2. 9 Periode Ulang Tahun

Periode Ulang (Tahun)	Kemencengan (Cs)	Deviasi Standar (Sd)	Log x	k	Yn = Log x	X (mm)
2	0.333	0.100	1.798	-0.055	1.792	61.995
5	0.333	0.100	1.798	0.821	1.880	75.885
10	0.333	0.100	1.798	1.312	1.929	84.972
25	0.333	0.100	1.798	1.859	1.984	96.398
50	0.333	0.100	1.798	2.227	2.021	104.940
100	0.333	0.100	1.798	2.567	2.055	113.495
200	0.333	0.100	1.798	2.887	2.087	122.164
1000	0.333	0.100	1.798	3.575	2.156	143.178

Rincian perhitungan periode ulang sebagai berikut:

Y_2 = log (1.798) + (-0.055) x 0.1 = 1.792

X_2 = $10^{1.792}$ = 61.998

Y_5 = log (1.798) + 0.8221 x 0.1 = 1.880

X_5 = $10^{1.880}$ = 75.885

Y_{10} = log (1.798) + 1.312 x 0.1 = 1.929

X_{10} = $10^{1.929}$ = 84.972

Y_{25} = log (1.798) + 1.859 x 0.1 = 1.984

X_{25} = $10^{1.984}$ = 96.398

Y_{50} = log (1.798) + 2.227 x 0.1 = 2.021

X_{50} = $10^{2.021}$ = 104.940

Y_{100} = log (1.798) + 2.567 x 0.1 = 2.055

X_{100} = $10^{2.055}$ =113.495

Y_{200} = log (1.798) + 2.887 x 0.1 = 2.087

X_{200} = $10^{2.087}$ = 122.164

Y_{1000} = log (1.798) + 3.575 x 0.1 = 2.156

X_{1000} = $10^{2.156}$ = 143.178

2.11 Kebutuhan Debit Irigasi

Debit irigasi adalah jumlah air yang dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan tanaman, meliputi evapotranspirasi, pengolahan lahan, serta kehilangan air pada jaringan irigasi akibat perkolasi, infiltrasi, dan evaporasi. Secara umum, kebutuhan air dibedakan menjadi dua, yaitu kebutuhan air untuk tanaman dan kebutuhan air untuk irigasi.

2.11.1 Kebutuhan Air Tanaman

Debit irigasi merupakan jumlah air yang diperlukan untuk memenuhi kebutuhan tanaman, pengolahan lahan, serta mengimbangi kehilangan air pada jaringan irigasi akibat perkolasi, infiltrasi, dan evaporasi. Salah satu komponen utama dalam perhitungan kebutuhan air adalah evapotranspirasi, yaitu gabungan proses evaporasi dan transpirasi. Evaporasi adalah proses perubahan air menjadi uap dari permukaan bebas, sedangkan transpirasi adalah pelepasan uap air melalui stomata daun selama proses fotosintesis. Besarnya evapotranspirasi dihitung menggunakan metode Penman Modifikasi (Nedesco/Prosida) dengan memanfaatkan data klimatologi, seperti suhu udara, penyinaran matahari, kecepatan angin, dan kelembapan relatif, serta data curah hujan sebagai data pendukung.

2.11.2 Kebutuhan Air Irigasi

Kebutuhan air irigasi merupakan jumlah air yang diperlukan untuk memenuhi kebutuhan tanaman ketika curah hujan tidak mencukupi. Besarnya kebutuhan air ditentukan berdasarkan kehilangan air yang terjadi sepanjang jaringan irigasi, mulai dari bendung hingga lahan pertanian, akibat infiltrasi, kebocoran saluran, penguapan, dan faktor lainnya. Perhitungan kebutuhan air irigasi bertujuan untuk merencanakan pola tanam yang efisien sehingga ketersediaan air dapat memenuhi kebutuhan tanaman secara optimal. Selain memperhitungkan evapotranspirasi, penentuan kebutuhan air irigasi juga mempertimbangkan beberapa komponen pendukung lainnya:

1. Curah Hujan Efektif (Re)

Curah hujan yang dimanfaatkan untuk memenuhi kebutuhan air tanaman selama masa pertumbuh disebut curah hujan efektif. Nilai ini umunnya diambil sebesar 80% dari curah hujan rata-rata tengah bulanan dengan 20% peluang kegagalan (curah hujan 80). Persamaan untuk menghitung curah hujan efektif sebagai berikut:

$$Re = 0{,}7\ x\ \frac{1}{15}\ R80$$

dimana:

Re = curah hujan efektif (mm/hari)

R80 = curah hujan minimum tengah bulanan dengan kemungkinan terpenuhi 80%

15 = jumlah hari setengah bulan

2. Koefisien Tanaman (Kc)

Koefisien tanaman merupakan nilai yang digunakan dalam menghitung evapotranspirasi dan menunjukkan jumlah air yang digunakan tanaman selama fase pertumbuhan. Nilai Koefisien tanaman ini didapat dari Nedesco/Prosida dan FAO (Dirjen Pengairan, Bina Program PSA 020, 1985).

3. Perkolasi (P)

Nilai perkolasi di Mojokerto adalah sebesar 2,0 mm/hari, yang dipengaruhi oleh karekteristik tanah, permeabilitas tanah, dan tebal lapisan tanah bagian atas.

4. Penyerapan Lahan (PL)

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan dipengaruhi oleh volume air yang diperlukan serta lama waktu pengolahan. Umumnya, seluruh petak tersier disiapkan dalam waktu sekitar 1,5 bulan (45 hari). Proses pengolahan tanah (*puddling*) membutuhkan air sekitar 200 mm untuk mencapai kondisi jenuh (*presaturation*), sedangkan pada awal masa tanam diperlukan tambahan genangan air sebesar 50 mm. Apabila lahan tidak segera ditanami dan dibiarkan lebih dari dua bulan, diperlukan tambahan air sekitar 250 mm untuk mempersiapkan lahan kembali.

5. Pergantian Lapisan Air (WPL)

Penggantian lapisan air (Water Layer Replacement/WLR) merupakan penambahan air irigasi untuk mengganti lapisan air di lahan sawah sesuai kebutuhan, terutama setelah pemupukan. Umumnya, penggantian dilakukan sebanyak dua kali dengan tinggi genangan 50 mm, yaitu satu bulan dan dua bulan setelah pindah tanam padi. Berdasarkan kondisi tersebut, kebutuhan air untuk penggantian lapisan air sebesar 3,3 mm/hari.Pola penanaman dimulai pada bulan Desember. Dari minggu pertama hingga minggu kedua, persiapan lahan dimulai lebih awal. Dalam rencana ini, padi ditanam dua kali setahun, dan kemudian palawija jagung. Persamaan untuk menghitung jumlah air yang diperlukan untuk padi

$$NFRpadi = ETc + P - Re + WLR$$

Kebutuhan bersih air untuk palawija, dihitung dengan persamaan:

$$NFRpalawijaya = ETc - Re$$

dimana :

NFR = kebutuhan air irigasi (mm/hari)

Etc = penggunaan konsumtif (mm/hari)

P = perkolasi (mm/hari)

Re = curah hujan efektif (mm/hari)

WLR = penggantian lapisan air (mm/hari)

Hasil perhitungan evapotranspirasi dapat dilihat di lampiran.

2.12 Debit Banjir dan Debit Andalan

Debit banjir dan debit andalan merupakan parameter utama yang digunakan sebagai dasar dalam perencanaan bendung. Debit banjir adalah debit maksimum yang berpotensi terjadi pada sungai berdasarkan hasil analisis hidrologi, sedangkan debit andalan merupakan debit minimum yang dapat diandalkan untuk memenuhi kebutuhan air, baik untuk irigasi maupun kebutuhan masyarakat. Perhitungan kedua debit tersebut dapat dilakukan menggunakan berbagai metode hidrologi. Pada penelitian ini digunakan Metode Rasional dengan mempertimbangkan karakteristik DAS Brantas yang memiliki luas sekitar 10.036,93 km².

Rumus umum dari Metode Rasional adalah:

$$Q = 0{,}278 \times C \times I \times A$$

di mana:

Q = debit puncak limpasan permukaan (m^3/det)

C = angka pengaliran

A = luas daerah pengaliran (km^2)

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

Besarnya nilai t_c dapat dihitung dengan Persamaan Kirpich, persamaan sebagai berikut:

$$t_c = \frac{0.87\ x\ L^2}{1000\ x\ S}^{0.385}$$

di mana:

t_c = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang lintasan air dari titik terjauh sampai titik yang ditinjau (km)

S = kemiringan rata-rata daerah lintasan air

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara volume aliran permukaan (*runoff*) dengan volume hujan yang jatuh pada DAS. Pemilihan niai C secara tepat sulit dilakukan, karena koefisien ini antara lain bergantung dari dua hal, yaitu:

1. Kehilangan air akibat infiltrasi,penguapan,tampungan permukaan
2. Intensitas dan lama hujan

Dalam perhitungan drainase permukaan, nilai koefisien limpasan (C) ditentukan menggunakan pendekatan berdasarkan karakteristik permukaan. Sebagai contoh, dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2. 10 Tabel Koefisien Pengaliran (C) untuk Rumus Rasional

Deskripsi Lahan	Koefisien Pengaliran (C)
Bisiness:	
1. Perkotaan	0.70 – 0.95
2. Pinggiran	0.50 – 0.70
Perumahan:	
1. Rumahtinggal	0.30 – 0.50
2. Multiunit,terpisah	0.40 – 0.60
3. Multiunit,tergabung	0.60 – 0.75
4. Perkampungan	0.25 – 0.40
5. Apartemen	0.50 – 0.70
Perkerasan:	
1. Aspal dan beton	0.70 – 0.95
2. Batu bata, paving	0.50 – 0.70
Halaman berpasir :	
1. Datar (2%)	0.05 – 0.10
2. Curam (7%)	0.15 – 0.20
Halaman tanah:	
1. Datar (2%)	0.13 – 0.17
2. Curam (7%)	0.18 – 0.22
Hutan:	
1. Datar 0 – 5%	0.10 – 0.40
2. Bergelombang 5 – 10%	0.25 – 0.50
3. Berbukit 10- 30%	0.30 – 0.60

Tabel 2. 11 Hasil Perhitungan Debit Banjir

Debit Banjir						
T	X_r	t_c	I	A	C	Q_r
2	61.998	144.715	0.780	10036.933	0.7	1571.994
5	75.885	144.715	0.954	10036.933	0.7	1924.087
10	84.972	144.715	1.069	10036.933	0.7	2154.502
25	96.398	144.715	1.212	10036.933	0.7	2444.224
50	104.940	144.715	1.320	10036.933	0.7	2660.810
100	113.495	144.715	1.427	10036.933	0.7	2877.724
200	122.164	144.715	1.536	10036.933	0.7	3097.525
1000	143.178	144.715	1.801	10036.933	0.7	3630.337

Perhitungan debit andalan dilakukan menggunakan data curah hujan rerata terendah yang diperoleh dari rekapitulasi curah hujan maksimum. Selanjutnya, data tersebut dianalisis dengan metode yang sama seperti pada perhitungan debit banjir untuk memperoleh nilai debit andalan selama periode 10 tahun. Hasil perhitungan selanjutnya diurutkan dari nilai terbesar hingga terkecil dan dipasangkan dengan probabilitas kejadiannya. Dalam penelitian ini, digunakan debit andalan dengan probabilitas 80% karena bendung direncanakan sebagai sumber air irigasi. Berdasarkan hasil analisis, diperoleh debit andalan sebesar 182,648 m³/detik pada probabilitas 80%, sebagaimana disajikan pada Tabel 2.12.

Tabel 2. 12 Tabel Nilai Debit Andalan

Data ke-N	Probabilitas	R	Q (m^3/detik)
1	9%	16.808	33856.745
2	18%	4.459	8982.225
3	27%	3.748	7549.643
4	36%	2.085	4200.116
5	45%	0.903	1818.776
6	55%	0.613	1234.424
7	64%	0.249	502.143
8	73%	0.232	466.953
9	82%	0.091	182.648
10	91%	0.043	87.275

2.13 Perencanaan Hidraulik Bendung

2.13.1 Debit Banjir

Dalam perencanaan hidraulik bendung, digunakan debit rencana maksimum dengan periode ulang 100 tahun. Pemilihan periode ulang 100 tahun digunakan karena sungai brantas termasuk kedalam kategori sungai besar. Kemudian data debit banjir ini didapatkan dari hasil pehitungan dengan metod Rasional . Metode Rasional dipilih dikarenakan luas DAS lebih besar daripada 100 km^2 dimana untuk metode lain seperti der Weduwen maupun metode Haspers mensyaratkan luas DAS haruslah kurang dari 100 km^2.

Berdasarkan hasil analisis data menggunakan metode Rasional, diperoleh debit banjir rencana dengan periode ulang 100 tahun sebesar 2877.724 m^3/detik.

2.13.2 Data Sungai dan Sawah

Sebagai dasar perencanaan bendung, diperlukan data kondisi sungai dan lahan sawah, seperti elevasi lahan dan luas areal yang akan dialiri air irigasi. Informasi tersebut disajikan pada tabel berikut.

Data Sungai dan Sawah :

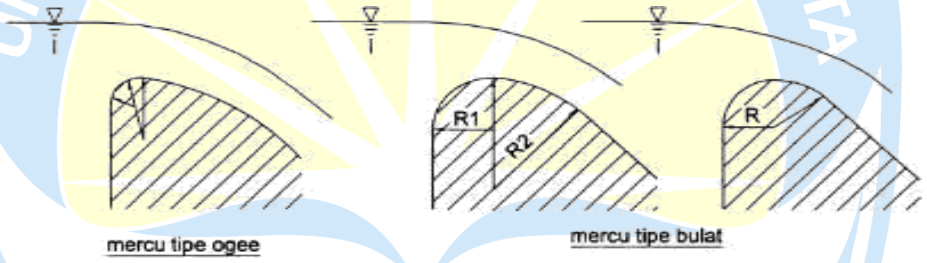
Debit Andalan (Qandalan)	= 182.648 m^3/detik
Luas Sawah	= 1008.81 ha
NFR	= 4.29 I/s/ha
Debit Banjir Rencana (Q100)	= 2877.724 m^3/s
Panjang Sungai	= 273.640 km
Kemiringan (S)	= 0.00628
Luas DAS	= 10036.933 km^2
Lebar Sungai	= 55 m
Elevasi Lahan Sawah Tertinggi	= 18 m
Elevasi Dasar Sungai Hulu	=1731 m
Elevasi Dasar Sungai Hilir	= 13 m

2.13.3 Tipe Mercu Bendung

Mercu bendung merupakan bagian paling atas bendung yang berfungsi sebagai tempat melimpasnya aliran air dan dirancang dengan profil tertentu untuk mengatur debit aliran. Elevasi mercu ditentukan berdasarkan tinggi muka air yang direncanakan, sedangkan bentuk mercu dipilih sesuai dengan fungsi dan kebutuhan bangunan.

Pada bendung di Indonesia, tipe mercu yang umum digunakan adalah mercu bulat dan mercu ogee, yang umumnya dibangun dari beton, pasangan batu, atau kombinasi keduanya. Dalam perencanaan ini dipilih mercu bulat karena memiliki bentuk yang lebih sederhana sehingga lebih mudah diaplikasikan di lapangan. Selain itu, mercu bulat memiliki koefisien debit yang lebih besar dibandingkan mercu ambang lebar, sehingga mampu mengalirkan debit yang lebih besar, menurunkan elevasi muka air hulu saat terjadi banjir, serta menghasilkan pola aliran yang lebih stabil. Kondisi ini juga dapat mengurangi turbulensi serta potensi gerusan di sekitar bangunan bendung.

.



Gambar 2. 4 Tipe Mercu Ogee dan Bulat

2.13.4 Elevasi Mercu Bendung

Elevasi mercu bendung ditentukan berdasarkan elevasi lahan sawah yang akan dilayani, dengan mempertimbangkan beberapa faktor yang memengaruhi tinggi mercu. Nilai faktor-faktor tersebut disajikan pada tabel berikut.

Tabel 2. 13 Penentuan Elevasi Mercu Bendung

No	Uraian	Ketinggian (m)
1	Elevasi tertinggi sawah yang akan dialiri	X
2	Tinggi air di sawah	0.1
3	Kehilangan tekanan :	
	- Dari saluran tersier ke sawah	0.1
	- Dari saluran sekunder ke saluran tersier	0.1
	- Dari saluran primer ke saluran sekunder	0.1
	- karena kemiringan sungai	0.15
	- karena alat-alat ukur	0.4
	- dari intake ke saluran induk	0.2
	- bangunan lain antara lain kantong lumpur	0.25
4	Untuk eksloitasi	0.1
	Elevasi mercu bendung	X + 1.5 m

Berdasarkan tabel Penentuan elevasi mercu bendung mengacu pada data elevasi lahan sawah dan sungai yang ditampilkan pada tabel. Elevasi sawah tertinggi, yaitu 18 m, digunakan sebagai dasar perhitungan sehingga diperoleh elevasi mercu bendung sebesar 20,5 m.

2.13.5 Lebar Efektif Bendung

Panjang mercu bendung ditentukan sebesar 1,0–1,2 kali lebar sungai sesuai pedoman KP-02 PUPR. Setelah panjang mercu ditetapkan, lebar mercu sebenarnya **(**B**)** diperoleh dengan mengurangi panjang mercu normal terhadap lebar total bangunan pembilas.

Keberadaan pilar di antara mercu menyebabkan lebar aliran efektif menjadi lebih kecil dibandingkan lebar mercu sebenarnya. Oleh karena itu, perlu dilakukan perhitungan lebar efektif mercu (Be) menggunakan persamaan berikut.

$$Be = B - 2\,(n\ x\ Kp\ x\ Ka)\ x\ H1$$

di mana:

B_e = lebar efektif mercu (m)

B_b = lebar mercu yang sebenarnya (m)

n = jumlah pilar

K_p = koefisien kontraksi pilar

K_a = koefisien kontraksi pangkal bendung

H_1 = tinggi energi (m)

Tabel 2. 14 Nilai Koefisien Ka dan Kp (PUPR, KP-02)

Bentuk Pilar	**K_a**
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0.1 dari tebal pilar	0.02
Untuk pilar berujung bulat	0.01
Untuk pilar berujung runcing	0
Bentuk Pangkal Tembok	**K_p**
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0.20
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0.5\,H_1 > r > 0.15\,H_1$	0.10
Untuk pangkal tembok bulat dimana $r > 0.5\,H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

Pada perencanaan ini, lebar bendung ditetapkan sebesar 66 m, sesuai ketentuan yang menyatakan bahwa lebar bendung maksimum adalah 1,2 kali lebar rata-rata sungai. Bangunan pembilas direncanakan memiliki lebar pintu 5,5 m dengan satu pilar, sehingga total lebar bangunan pembilas menjadi 5,5 m. Dengan mengasumsikan bahwa lebar mercu sebenarnya (B) sama dengan lebar bendung, diperoleh lebar efektif mercu (Be) sebesar 64,383 m berdasarkan persamaan yang telah dijelaskan sebelumnya.

2.13.6 Elevasi Muka Air Banjir Hulu

Adapun langkah-langkah yang digunakan dalam menentukan elevasi muka air banjir di bagian hulu adalah sebagai berikut:

1. Nilai dari fungsi r (jari-jari mercu) ditentukan berdasarkan pasangan batu yang nilai nya 0.4 dikali H_1 (tinggi energi di atas mercu). Dalam perhitungan ini, nilai H_1 diasumsikan 2 m terlebih dahulu. Nilai fungsi r dihitung dengan persamaan

   r = 0.4 x H_1

   = 0.4 x 2

   = 0.8 m

2. Nilai fungsi P merupakan setengah dari tinggi mercu, sehingga diperoleh nilai sebesar 3,25 m.
3. Nilai koefisien debit, dihitung dengan menggunakan persamaan

$$Cd = C0\ x\ C1\ x\ C2$$

dimana :

C_d = koefisien debit

C_0 = fungsi H_1/r

C_1 = fungsi p/H_1

C_2 = fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung bendung

4. Setelah diperoleh nilai koefisien debit (C_d), debit kemudian dihitung melalui proses iterasi terhadap nilai H_1 hingga didapatkan nilai Q yang sama dengan debit banjir rencana, sesuai dengan perhitungan dalam persamaan berikut:

$$Q = C_d\ x\ \frac{2}{3}\ x\ \sqrt{\frac{2}{3} g\ x\ b\ x\ H_1^{1.5}}$$

$$= 1.283 \text{ x } \frac{2}{3} \text{ x } \sqrt{\frac{2}{3} x\ 9.81} \text{ x } 64{,}383 \text{ x } 7{,}351^{1.5}$$

$$= 2877{,}724\ m^3/s$$

dimana:

Q = debit banjir rencana (m^3/s)

C_d = koefisien debit

g = percepatan gravitasi (m/s^2)

b = lebar efektif mercu (m)

H_1 = tinggi energi di atas mercu (m)

5. Setelah diperoleh tinggi energi di atas mercu, selanjutnya dilakukan perhitungan kecepatan aliran dan tinggi kecepatan aliran menggunakan Persamaan 2.1 dan Persamaan 2.2 sebagai berikut:

$$V = \frac{Q}{Be\ x\ H1\ x\ 1} = \frac{2877{,}72}{64{,}383\ x\ 7{,}351\ x\ 1} = 6{,}080\ m/s$$

$$k = \frac{V^2}{2g} = \frac{6{,}080^2}{2\ x\ 9{,}81} = 1{,}884\ m$$

V = kecepatan aliran (m/s)

Q = debit banjir rencana (m^3/s)

B_e = lebar efektif mercu (m)

H_1 = tinggi energi di ataas mercu (m)

k = tinggi kecepatan aliran (m)

g = percepatan gravitasi (m/s^2)

2.13.7 Elevasi Muka Air Hilir

Dalam penentuan tinggi muka air di bagian hilir, digunakan metode *trial and error* dan persamaan Manning. Nilai kedalaman air di bagian hilir (h) dimasukkan ke dalam persamaan hingga ditemukan nilai debit (Q) yang sesuai dengan debit banjir rencana.

Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

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

$$P = B + 2h$$

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

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

$$Q = A \times V$$

dimana :

A = luas penampang sungai (m^2)

P = keliling basah (m)

R = jari-jari hidraulik (m)

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

Q = debit banjir rencana (m^3/s)

N = koefisien Manning, bergantung pada bahan saluran

Tabel 2. 15 Koefisien Manning

Bahan	Koefisien Manning (n)
Besi tuang dilapisi	0,014
Kaca	0,010
Saluran beton	0,013
Bata dilapisi mortar	0,015
Pasangan batu disemen	0,025
Saluran tanah bersih	0,022
Saluran tanah	0,030
Saluran dengan dasar batu dan tebing rumput	0,040
Saluran pada galian batu padas	0,040

Berdasarkan hasil perhitungan tinggi muka air banjir hilir yang menghasilkan nilai tinggi muka air banjir hilir sebesar 1,128 m dari dasar sungai seperti pada Tabe 2.16. berikut.

Tabel 2. 16 Perhitungan Tinggi Muka Air Banjir Hilir

B (m)	S (%)	m	n	h (m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	V (m/s)	Q (m^2/s)
64,383	2,6	0	0,013	1	64,383	66,383	0,970	31,355	2018,73
64,383	2,6	0	0,013	1,128	72,646	66,640	1,090	39,613	2877,72
64,383	2,6	0	0,013	1,5	96,575	67,383	1,433	68,470	6612,50

2.13.8 Kolam Olak

Kolam olak adalah bangunan yang terletak di bagian hilir bendung dan berfungsi untuk meredam energi aliran, mengurangi kecepatan air, serta mengendalikan sedimentasi. Keberadaan kolam olak juga membantu meminimalkan gerusan (erosi) pada dasar sungai di hilir bendung.

Pemilihan tipe kolam olak didasarkan pada besarnya energi aliran yang masuk, yang dinyatakan dengan bilangan Froude (Fr), serta mempertimbangkan jenis material konstruksi yang digunakan. Menurut KP-02 PUPR, tipe kolam olak dapat ditentukan berdasarkan klasifikasi nilai bilangan Froude (Fr) sebagai berikut.

1. Apabila bilangan Froude (Fr) < 1,7, maka kolam olak tidak diperlukan.
2. Apabila bilangan Froude (Fr) berada diantara 1,7 hingga 2,5, maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif.
3. Apabila bilangan Froude (Fr) berada diantara 2,5 hingga 4,5, maka menggunakan kolam olak USBR tipe IV.
4. Apabila bilangan Froude (Fr) > 4,5, maka menggunakan kolam olak USBR tipe III.

Berikut Merupakan tahapan yang dilakukan dalam perancangan kolam olak berdasarkan PUPR KP-02:

1. Kecepatan air saat awal loncat air, dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$v_1 = \sqrt{2g}\ (0.5H_1 + z)$$

$$= \sqrt{2}\ x\ 9{,}81\ (0{,}5\ x(7{,}351) + 26.851\ )$$

$$= 24.473\ \text{m/s}$$

dimana :

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

g = percepatan gravitas (m/s^2)

H_1 = tinggi energi di atas mercu (m)

z = tinggi jatuh air dari mercu (m)

2. Ketinggian air saat loncat air, dihitung menggunakan persamaan:

$$Y1 = \frac{Q}{Be\ x\ v1} = \frac{2877{,}72}{64{,}383\ x\ 24{,}473} = 1{,}83\ m$$

dimana:

y_1 = ketinggian air sebelum loncat air (m)

Q = debit banjir 100 tahun (m^3/s)

B_e = lebar efektif mercu (m)

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

3. Bilangan Froude (Fr), tinggi muka air setelah loncat air, dan kecepatan air setelah loncat air, dihitung menggunakan persamaan 2.3 dan persamaan 2.4:

$$Fr = \frac{v1}{\sqrt{g\ x\ y1}} = \frac{24{,}473}{\sqrt{9{,}81\ x\ 1{,}83}} = 5{,}776$$

$$y2 = \frac{y1}{2}\sqrt{1 + 8\ x\ f_r^2} - 1 = \frac{1{,}83}{2}\sqrt{1 + 8\ x\ 5{,}776^2} - 1$$

$$= 13{,}976 \text{ m}$$

dimana :

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

V_1 = tinggi energi di atas mercu (m)

g = percepatan gravitas (m/s^2)

y_1 = ketinggian air sebelum loncat air (m)

y_2 = ketinggian air saat loncat air (m)

Tinggi ambang ujung (n) dan panjang kolam olak (L), dihitung dengan persamaan 2.5 dan persamaan 2.6 :

$$n = \frac{y1\ x\ 18 + Fr}{18} = \frac{1{,}83\ x\ 18 + 5{,}776}{18} = 2{,}151\ m$$

L = 2,7 x y2 = 2,7 x 13,976 = 37,735 ≈ 38 m

dimana :

n = tinggi ambang ujung (m)

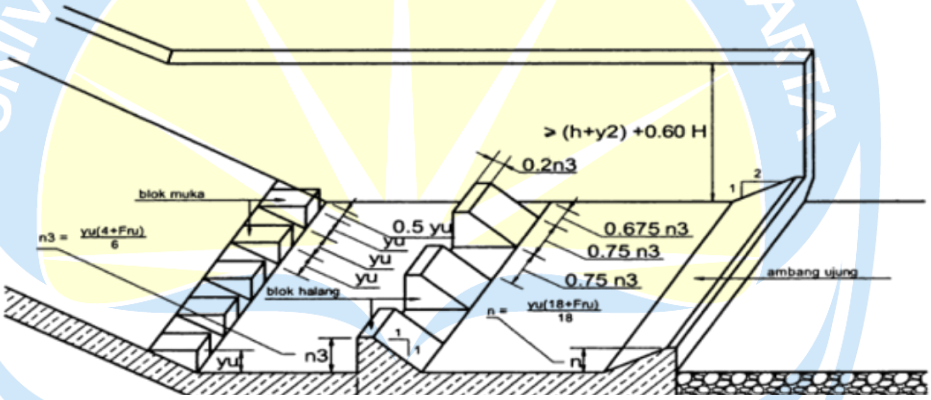
y_1 = ketinggian air sebelum loncat air (m)

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

L = panjang kolam olak (m)

y_2 = ketinggian air saat loncat air (m)

Penggunaan blok penghalang dan blok muka memunngkinkan pemendekan panjnag kolam olak secar drastis. Kolam olak dengan desain USBR tipe III sesuai digunakan ketika nilai bilangan Froude lebih besar dari 4,5 dengan spesifikaasi dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 2.5.



Gambar 2. 5 Spesifikasi Dimensi Kolam Olak Desain USBR Tipe III

Berdasarkan hasil perhitungan bilangan Froude yang diperoleh, nilai tersebut lebih besar dari 4,5. Oleh karena itu, dimensi kolam olak pada bendung ini dapat direncanakan sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam Standar Perencanaan Irigasi KP-02.

2.13.9 Saluran Pengambilan (*Intake*)

Saluran intake merupakan struktur bangunan yang berfungsi sebagai pintu masuk air, yang dibangun untuk mengalirkan atau mengalihkan air dari sungai menuju sistem jaringan irigasi. Fungsi utamanya adalah mencegah material padat dan endapan lumpur masuk ke dalam jaringan saluran. Terdapat dua kategori saluran intake yaitu tipe terbuka dan tipe tertutup. Saluran intake terbuka menggunakan konsep aliran bebas tanpa menggunakan pipa, umumnya diterapkan untuk menangani volume air yang besar. Sementara itu, saluran intake tertutup memanfaatkan sistem perpipaan untuk mengalirkan air dengan kapasitas debit yang lebih kecil.

Untuk rancangan bendung dalam proyek ini, dipilih penggunaan sistem saluran intake terbuka. Perhitungan desain saluran intake dapat dilakukan menggunakan rumus pada persamaan 2.7 yang mengacu pada Standar Perencanaan Irigasi KP-02.

$$Q = \mu\, b\, a\, \sqrt{2gz}$$

dimana :

Q = debit intake (m3/s)

μ = koefisien debit

b = lebar bukaan (m)

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

g = percepatan gravitasi (m/s2)

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

Pada perhitungan ini, ditetapkan bahwa lebar dan tinggi lubang bukaan pintu memiliki ukuran yang sama, sehingga memungkinkan penentuan ukuran saluran intake. Guna mencegah masuknya material atau benda asing yang terbawa aliran air intake, bagian atas bukaan dirancang berada di bawah muka air di sisi hulu. Proses perancangan saluran intake perlu dilakukan terlebih dahulu untuk menentukan lebar bangunan pengambilan air. Berdasarkan hal tersebut, terdapat beberapa asumsi yang diterapkan dalam perencanaan ini.

Jumlah pintu pengambilan = 1 buah

Debit intake = 0,76614 m^3/s

Kemampuan intake dirancang minimal 120% dari kebutuhan pengambilan, yang bertujuan memberikan fleksibilitas operasional dan memenuhi kebutuhan yang lebih besar sepanjang periode pelaksanaan proyek. Dengan kecepatan aliran masuk standar berkisar antara 1,0 – 2,0 meter per detik, diperkirakan partikel-partikel berukuran diameter 0,01 – 0,04 dapat ikut terbawa masuk ke dalam sistem.

Luas daerah irigasi = 1008.81 ha

Tinggi bersih bukaan pintu = 0.331 m ≈ 0.3 m

Lebar bersih bukaan pintu = 0.446 m ≈ 0.4 m

Koefisien debit = 0.8 m

Tinggi bersih bukaan pintu diperoleh melalui proses trial and error berdasarkan persamaan debit. Setelah debit pada saluran intake dihitung, kecepatan aliran dapat ditentukan menggunakan persamaan berikut:

Q = μ b a $\sqrt{2gz}$ = 0,8 x 0,4 x 0,3 √2 x 9.8 x 26,851= 2,202 m^3/s

A = $a_{bukaan\ pintu}\ x\ b_{bukaan\ pintu}$ = 0,4 x 0,3 = 0,12 m^2

V = $\frac{Q}{A} = \frac{2,202}{0,12}$ = 18.35 m/s

dimana:

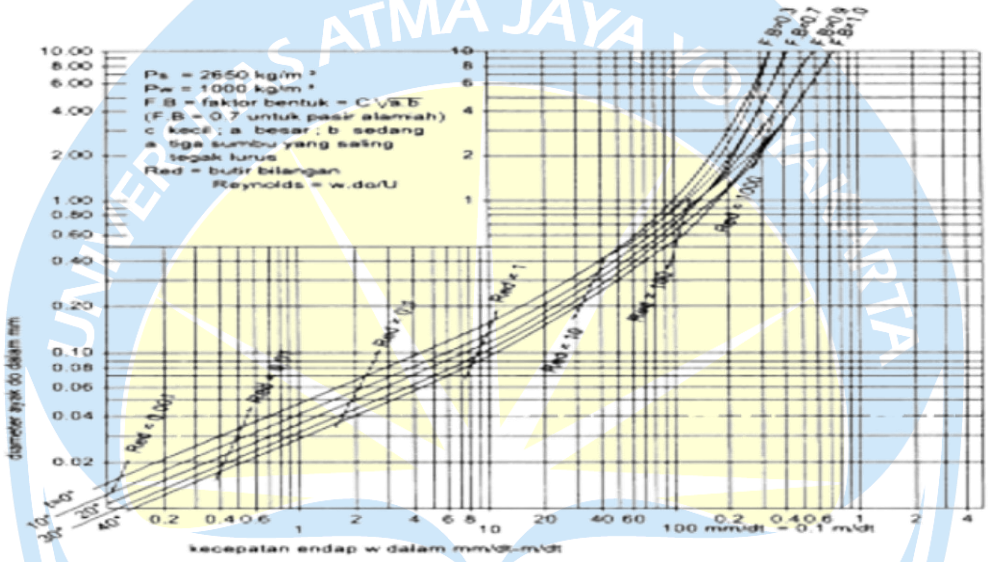
A = luas penampang intake (m^2)

Q = debit intake (m^2/s)

V = kecepatan aliran (m/s)

2.13.10 Saluran Pengendap

Saluran sedimentasi adalah saluran terbuka yang dibangun untuk mengendapkan material sedimen yang ikut terbawa dalam aliran air ke saluran intake. Dalam merancang saluran sedimentasi, ada beberapa parameter yang harus diperhitungkan, yang utama adalah kecepatan pengendapan sedimen (w). Penentuan kecepatan pengendapan ini dapat dilihat melalui grafik dalam Gambar 2.6.



Gambar 2. 6 Hubungan Diameter Saringan dan Kecepatan Endap Air Tenang

Untuk membaca grafik Shields diperlukan data suhu air serta diameter partikel sedimen yang terbawa aliran sungai. Di Indonesia, suhu air sungai umumnya sebesar 26,26°C berdasarkan hasil observasi pada bulan Oktober 2022. Sementara itu, diameter butiran sedimen sebesar 0,075 mm diperoleh dari laporan analisis distribusi ukuran butir di sekitar lokasi sungai pada tahun 2014. Berdasarkan parameter tersebut, diperoleh nilai kecepatan pengendapan sebesar 0,0046 m/s.

Gambar hubungan antara diameter saringan dan kecepatan endap pada air tenang (sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02). Berikut ini adalah tahapan-tahapan yang dapat diterapkan dalam perancangan saluran sedimentasi berdasarkan Standar Perencanaan Irigasi KP-02.

1. Diketahui kecepatan endap (w) sebesar 0,0046 m/s dan debit aliran irigasi (Qn) sebesar 2,202 m^3/s. Kedua parameter tersebut digunakan sebagai dasar dalam perencanaan saluran pengendap.
2. Perhitungan luas memanjang saluran pengendap dilakukan berdasarkan persamaan 2.8.

$$L \; x \; B = \frac{Q_n}{W} = \; = \frac{0{,}766}{0{,}0046} = 166{,}522 \; m^2$$

dimana:

L = panjang kolam sedimen (m)

B = lebar kolam sedimen (m)

Q_n = debit aliran irigasi (m^3/s)

W = kecepatan endap sedimen (m/s)

3. Untuk mencegah terjadinya aliran berliku (meandering) di dalam saluran sedimentasi, maka dirancang dengan rasio $\frac{L}{B} > 8$ dan dalam perencanaan ini digunakan rasio $\frac{L}{B} = 9$. Dimensi panjang dan lebar saluran sedimentasi dapat dihitung menggunakan persamaan 2.9 dan persamaan 2.10.

$$\frac{L}{B} = 9$$

$$B = \sqrt{\frac{166{,}522}{3}} = 4{,}3 \; m \qquad (2.9)$$

$$L = 16 \text{ x } B = 16 \text{ x } 4{,}3 = 68{,}8 \text{ m} \qquad (2.10)$$

$$\frac{L}{B} = \frac{68{,}8}{4{,}3} = 16 > 8 \; (OK)$$

4. Nilai kecepatan eksploitasi normal (Vn) ditetapkan sebesar 0,4 m/s dengan tujuan mencegah pertumbuhan tanaman air dan menghindari pengendapan langsung partikel berukuran besar di bagian hilir intake.
5. Luas penampang basah,dihitung dengan persamaan 2.11.

$$An = \frac{Qn}{Vn} = \frac{0{,}766}{0{,}4} = 1{,}915 \; m^2 \qquad (2.11)$$

dimana:

A_n = luas penampang basah saluran (m^2)

Q_n = debit aliran irigasi (m^3/s)

V_n = kecepatan rata-rata eksploitasi normal (m/s)

6. Kedalaman air, dihitung dengan persamaan 2.12.

$$Hn = \frac{An}{B} = \frac{1{,}915}{4{,}3} = 0{,}4453 \qquad (2.12)$$

7. Keliling basah dapat dihitung dengan persamaan 2.13.

$$P = b + 2 \text{ x } h \sqrt{m^2 + 1} \qquad (2.13)$$

$$= 4{,}3 + 2\ x\ 0{,}4453\ \sqrt{1^2 + 1} \qquad = 5{,}559 \text{ m}$$

dimana:

P = keliling basah (m)

b = lebar saluran pengendap (m)

h = kedalaman air (m)

m = kemiringan talud (1:1)

8. Jari-jari hidrolis, dihitung dengan persamaan 2.14.

$$R_n = \frac{A}{P} \qquad (2.14)$$

$$= \frac{1{,}915}{5{,}559} = 0{,}3445 \text{ m}$$

9. Lebar dasar saluran, dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.15.

$$b = B - 2\ (0.5 \text{ x } 2 \text{ x } H) \qquad (2.15)$$

$$= 4{,}3 - 2\ (0.5 \text{ x } 2 \text{ x } 0{,}4453) = 3{,}4094 \text{ m}$$

10. Memeriksa keamanan saluran pengedap.

- Standar Perencaan Irigasi KP- 02 merekomendasikan bahwa besaran debit pembilasan ditentukan berdasarkan kemampuan pintu intake dalam mengalirkan air dan beda tinggi permukaan air yang ada
- Untuk pembilasan sedimen berupa pasir halus yang masuk ke saluran pengendap,diperlukan kecepatan aliran rata-rata (Vs) sebesar 1 m/s.

perhitungan luas penampang saluran pengendap dalam kondisi kosong dapat dilakukan menggunakan persamaan 2.16.

$$A_s = \frac{Q_s}{V_s} \quad (2.16)$$

$$= \frac{0,766}{1} = 0,766 \text{ m}^2$$

- Tinggi endapan lumpur dapat dihitung dengan persamaan 2.17.

$$h_s = \frac{A_s}{b} \quad (2.17)$$

$$= \frac{0,766}{3,4094} = 0.2247$$

- Bilangan Froude (Fr) saluran pengendap,dihitung dengan persamaan 2.18.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2.18)$$

$$= \frac{1}{\sqrt{9,81 \; x \; 0,318}} = 0,566 < 1 \text{ (OK)}$$

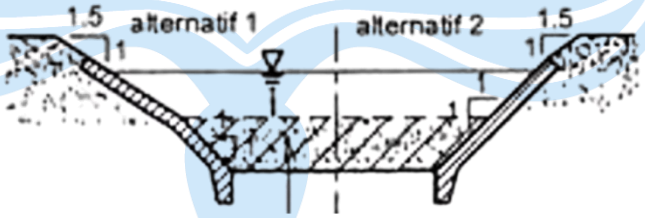
- Tinggi endapan lumpur pada hilir saluran pengendap dapat dihitung dengan persamaan 2.19 dan persamaan 2.20.

$$I_n = \frac{V_n}{(k(R_n^{2/3}))^2} \quad (2.19)$$

$$= \frac{0,4}{(40(0,379^{2/3})^2} = 0,000851$$

$$\text{m} = I_n \; x \; L \quad (2.20)$$

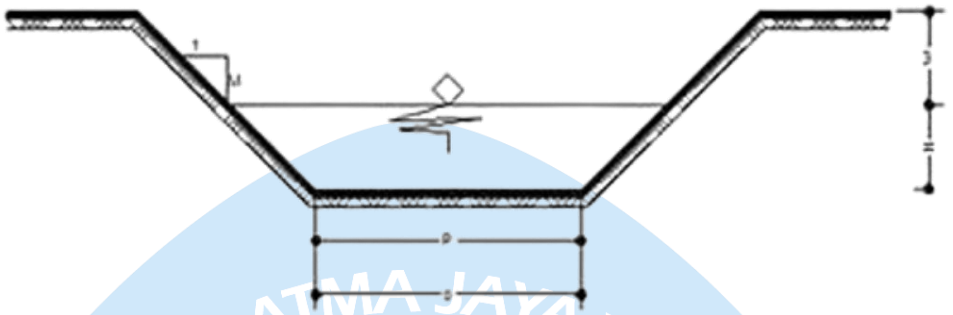
$$= 0,000851 \text{ x } 52 \quad = 0,044 \text{ m}$$



Gambar 2. 7 Dimensi Saluran Pengendap

2.13.11 Saluran Induk

Saluran induk atau saluran primer merupakan saluran utama yang berfungsi menyalurkan air dari sungai induk ke saluran sekunder, yang selanjutnya diteruskan ke saluran tersier. Potongan melintang saluran induk disajikan pada gambar berikut.



Gambar 2. 8 Potongan Melintang Saluran Induk

Adapun langkah-langkah yang dapat dilakukan dalam mendesain saluran induk menurut Standar Perencanaan Irigasi KP-02 adalah sebagai berikut:

1. Menentukan debit air (Q) yang dibutuhkan yaitu 0,766 m3/s
2. Kecepatan aliran standar saluran induk ditentukan melalui Tabel 2.17.

Tabel 2.17 Kecepatan Aliran Standar

Q (m3/s)	Kecepatan Aliran Standar (m/s)
<0,15	0,25 – 0,30
0,15 – 0,30	0,25 – 0,35
0,30 – 0,40	0,30 – 0,40
0,40 – 0,50	0,35 – 0,45
0,50 – 0,75	0,40 – 0,50
0,75 – 1,50	0,40 – 0,55
1,50 – 3,00	0,45 – 0,60
3,00 – 4,50	0,50 – 0,65
4,50 – 6,00	0,55 – 0,70
6,00 – 7,50	0,60 – 0,70
7,50 – 9,00	0,60 – 0,70
9,00 – 11,00	0,60 – 0,70
11,00 – 15,00	0,60 – 0,70
15,00 – 25,00	0,65 – 0,70

(Sumber : Pedoman Kriteria Perencanaan Teknis Irigasi)

3. Luas penampang saluran (A) dapat dihitungn dengan persamaan 2.21.

$$A = \frac{Q}{V} \qquad (2.21)$$

$$= \frac{0,766}{0,50} = 1.532 \text{ m}^2$$

dimana:

Q = debit air yang dibutuhkan untuk irigasi (m^3/s)

V = kecepatan aliran standar saluran induk (m/s)

4. Kemiringan talud dapat ditentukan dengan Tabel 2.18. dan perbandingan b/h ditentukan dengan Tabel 2.19.

Tabel 2. 18 Kemiringan Talud Minimum

D	Perbandingan Kemiringan
D ≤ 1,0	1.0 : 1.0
1,0 ≤ D ≤ 2,0	1.0 : 1.5
D ≤ 2,0	1.0 : 2.0

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-03)

Tabel 2. 19 Perbandingan b/h

Q (m3/s)	Perbandingan b/h (n)
< 0,30	1,0
0,30 – 0,50	1,5
0,50 – 1,50	2,0
1,50 – 3,00	2,5
3,00 – 4,50	3,0
4,50 – 6,00	3,5
6,00 – 7,50	4,0
7,50 – 9,00	4,5
9,00 – 11,00	5,0
11,00 – 15,00	6,0
15,00 – 25,00	8,0
25,00 – 40,00	10,0
40,00 – 80,00	12,0

5. Perhitungan tinggi muka air serta lebar dasar pada saluran induk dihitung dengan menggunakan persamaan 2.22.

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

$$1{,}532 = (\ 2 + 1\ )\ x\ h^2$$

$$h = 0{,}714\ m$$

$$A = h\ x\ (b + mh)$$

$$1{,}532 = 0{,}714\ x\ (\ b + 1\ x\ 0{,}714)$$

$$b = 1.431\ m$$

dimana:

A = luas penampang saluran (m^2) h

= tinggi muka air (m)

b = lebar dasar saluran (m)

m = kemiringan talud

6. Keliling basah pada saluran induk dihitung dengan menggunakan persamaan 2.23.

$$P = b + 2\ x\ h\ \sqrt{m^2 + 1} \qquad (2.23)$$

$$= 1{,}431 + 2\ x\ 0{,}714\ \sqrt{1^2 + 1} = 3{,}450\ m$$

7. Jari-jari hidraulik, dihitung dengan menggunakan persamaan 2.24.

(2.24)

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

$$= \frac{1{,}532}{3{,}450} = 0{,}444\ m$$

8. Tinggi jagaan saluran dapat ditentukan melalui Tabel 2.20.

Tabel 2. 20 Tinggi Jagaan Saluran

Q (m3/s)	Tinggi Jagaan (m)
< 0,5	0,40
0,5 – 1,5	0,50
1,5 – 5,0	0,60
5,0 – 10,0	0,75
10,0 – 15,0	0,85
> 15,0	1,00

9. Ketinggian saluran,dihitung dengan menggunakan persamaan 2.25.

$$D = h + W \quad (2.25)$$

$$= 0{,}714 + 0{,}50 = 1.214 \text{ m}$$

dimana :

h = tinggi muka air (m)

W = tinggi jagaan (m)

10. Lebar permukaan air pada saluran induk,dihitung dengan menggunakaan persamaan 2.26.

$$B' = b + 2mh \quad (2.26)$$

$$= 1.431 + 2 \times 1 \times 0{,}714 = 2{,}859 \text{ m}$$

11. Lebar sisi atas saluran induk,dihitung dengan menggunakan persamaan 2.27.

$$b' = D \times m \quad (2.27)$$

$$= 1{,}214 \times 1$$

$$= 1{,}214$$

$$B = b + 2b'$$

$$= 1{,}431 + 2 \times 1{,}214 = 3{,}859 \text{ m}$$

12. Koefisien Strickler (k) ditentukan dengan Tabel 2.21.

Tabel 2. 21 Harga Koefisien Kekerasan Strickler (k)

Q (m3/s)	k (m^1/3/S)
Q > 10	45,0
5 < Q < 10	42,5
1 < Q < 5	40,0
Q < 1 dan Saluran Tersier	35,0

(Sumber: Standar Perenncanaan Irigasi KP-03)

13. Kemiringan saluran,dihitung dengan menggunakan persamaan 2.28.

$$I = \frac{V}{k \; x \; R^{2/3}} \qquad (2.28)$$

$$= \frac{0{,}50}{35 \; x \; 0{,}444^{2/3}} = 0{,}\,000939$$

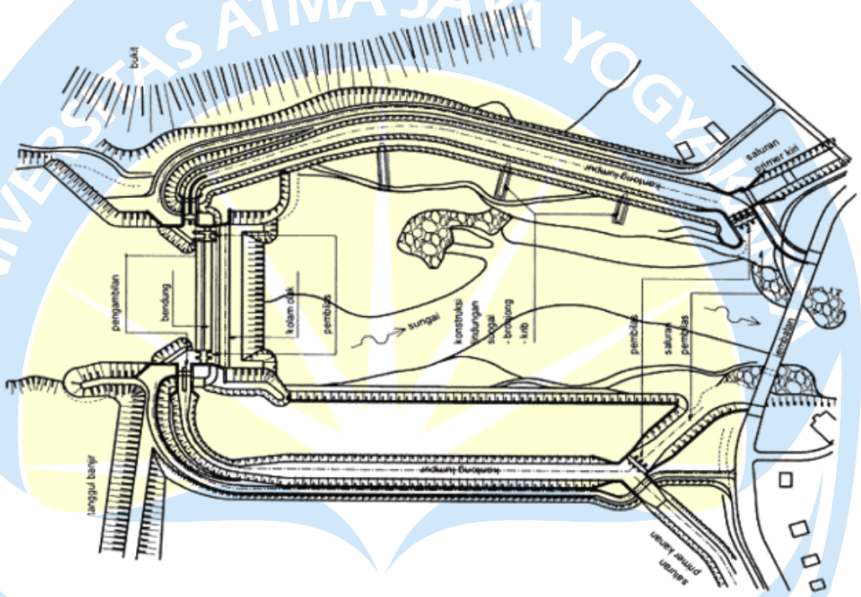
dimana:

I = kemiringan saluran (%)

V = kecepatan aliran (m/s)

k = koefisien kekerasna Strickler (m^1/3/S)

R = jari-jari hidraulik (m)



Gambar 2. 9 Dimensi Saluran Induk