

## **Perencanaan Redesain Bendung Libas Banjir untuk Keperluan Irigasi dan Akses Jalan Pada Desa Bringin Kecamatan Batealit Jepara**

Kevila Dina Mauricha Carolline<sup>1\*</sup>, Yayan Adi Saputro<sup>1</sup>, Nor Hidayati<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Universitas Islam Nahdlatul Ulama Jepara, Jl. Taman Siswa, Pekeng, Kauman, Tahunan, Kec. Tahunan, Kabupaten Jepara, Jawa Tengah, 59451

[\\*kevilamauricha@gmail.com](mailto:kevilamauricha@gmail.com)

### **ABSTRAK**

Bendung libas banjir terletak di desa Bringin kecamatan Batealit kabupaten Jepara. Air dari bendung ini dimanfaatkan untuk mencukupi kebutuhan air jaringan irigasi sawah dengan luas sawah sebesar 15 Ha. Perencanaan redesain bendung ini didasarkan pada debit rencana dengan periode ulang 100 tahun ( $Q_{100}$ ). Debit rencana menggunakan data curah hujan 13 tahun dari 3 (tiga) stasiun curah hujan. Hujan rata – rata ditentukan dengan menggunakan metode rata – rata dan hujan rencana dengan menggunakan metode normal serta dengan metode Nakayasu didapat debit rencana 100 tahun ( $Q_{100}$ ) sebesar 207,024 m<sup>3</sup>/dtk. Berdasarkan analisis hidrolika didapat dimensi bendung: Lebar bendung (B) yaitu 32 m, tinggi mercu bendung 1,8 m dengan elevasi mercu bendung +100,88, lebar bendung 6 m dan Kedalaman podasi bendung yaitu 1 m. Bendung direncanakan menggunakan mercu tipe bulat, dan kolam olak menggunakan tipe vluhter dengan jari – jari minimum bak 2 m, panjang kolam olak 3,7872 m, dan dengan tebal 0,3 m. Dalam analisis stabilitas tubuh bendung didapat kondisi stabil dan aman terhadap gaya guling dengan ketentuan (FK)  $\geq 1,5$  baik kondisi air normal dan air banjir, geser dengan ketentuan (FK)  $\geq 1,3$  baik kondisi air normal dan air banjir, dan rembesan dengan hasil analisis Cw desain > Cw ada  $\rightarrow 7,321 > 4,065$ .

**Kata kunci:** Bendung, Debit Rencana, Libas Banjir, Bringin

### **ABSTRACT**

The flood dam is located in Bringin village, Batealit district, Jepara regency. The water from this dam is used to meet the water needs of the rice field irrigation network with a rice field area of 15 hectares. The planning of this dam redesign is based on the discharge of the plan with a 100-year re-period ( $Q_{100}$ ). The planned discharge uses 13 years of rainfall data from 3 (three) rainfall stations. The average rain was determined using the average method and the planned rain using the normal method and with the Nakayasu method obtained a 100-year plan discharge ( $Q_{100}$ ) of 207,024 m<sup>3</sup>/s. Based on hydraulic analysis, the dimensions of the weir were obtained: The width of the weir (B) is 32 m, the height of the weir landmark is 1.8 m with the elevation of the weir landmark +100.88, the width of the weir is 6 m and the depth of the weir pod is 1 m. The dam is planned to use a round type landmark, and the olak pond uses a vluhter type with a minimum radius of 2 m, a length of 3.7872 m, and a thickness of 0.3 m. In the stability analysis of the dam body, stable and safe conditions against rolling force were obtained with provisions (FK)  $\geq 1.5$  both normal water conditions and flood water, shear with provisions (FK)  $\geq 1.3$  both normal water conditions and flood water, and seepage with the results of Cw analysis of the Cw design > Cw there were  $\rightarrow 7,321 > 4,065$ .

**Keywords:** Dam, Planned Discharge, Flood Relief, Bringin

## **1. PENDAHULUAN**

Sungai merupakan salah satu dari sumber kehidupan manusia, sungai dimanfaatkan sebagai sumber air baku, irigasi, pembangkit listrik tenaga air, drainase alam, perikanan, dan industri. Air sendiri menjadi salah satu kebutuhan utama dalam proses kehidupan manusia dan makhluk lain, yang mengharuskan ketersediaan air yang mencukupi seiring pertumbuhan penduduk tiap tahun. Pengaturan ketersediaan air perlu dilakukan agar saat musim kemarau tidak terjadi kekeringan dan saat musim hujan terjadi banjir, maka diperlukan suatu manajemen yang baik untuk pengelolaan sumber daya air agar dapat mencegah potensi bencana yang dapat disebabkan oleh air. Selain itu, pengelolaan sumber daya air yang baik dapat berdampak pada kelestarian dan keseimbangan lingkungan hidup. Terdapat dua cara pengelolaan sumber daya air yaitu yang pertama

dengan membuat sistem teknis contohnya perkuatan tebing, bendungan, bendung, penghijauan, embung, dan lain - lain, cara kedua yaitu dengan sistem non teknis yaitu dengan membuat perundang-undangan.

Berdasarkan observasi yang dilakukan di lapangan saat ini desa Bringin telah memiliki bendung, yang berfungsi sebagai bendung libas banjir, saluran irigasi, dan akses jalan. Bendung yang dibangun pada tahun 2020 digunakan untuk mengaliri sawah seluas 15 Ha. Saat ini kondisi bendung libas banjir telah terjadi kerusakan pada beberapa bagian bendung, terutama pada bagian bawah bendung yang telah mengalami retakan yang disebabkan karena struktur bendung yang kurang kuat dan pada bagian atas terdapat bagian ambias sehingga sulit dilewati kendaraan, tidak adanya perhitungan pada perencanaan pembangunan bendung, meningkatnya debit air sungai saat musim hujan, dan arus sungai yang deras pada bagian bawahnya yang menyebabkan bagian pondasi bawah terus tergerus air, serta kontruksi bendung yang berada diatas batu cadas menyebabkan pondasi bendung kurang kokoh dan kuat sehingga rawan jebol.

## 2. METODE PENELITIAN

Perencanaan ini menggunakan metode kuantitatif deskriptif dengan cara survey kelapangan untuk mendapatkan data-data yang digunakan sebagai penunjang perencanaan. Dimana data -data yang diperlukan dihasilkan dari analisa data primer dan data sekunder. Data primer digunakan sebagai acuan utama, selanjutnya akan dievaluasi berdasarkan data sekunder dalam membahas dan menyimpulkan hasil.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Analisa Hidrologi

#### Curah hujan rata – rata

Curah hujan rata – rata pada bendung dihitung dengan menggunakan 3 stasiun hujan disekitar area bendung, yaitu stasiun hujan Batealit, stasiun hujan Pecangaan, dan stasiun hujan Jepara. Analisa hidrologi ini menggunakan data curah hujan selama 13 tahun terakhir. Metode yang dipakai yaitu metode rata – rata aljabar.

Adapun perhitungan curah hujan metode rata – rata aljabar sebagai berikut:

X rata – rata

$$X \text{ rat} = \frac{\sum X}{n} = \frac{1185}{13} = 91,179$$

Standar Deviasi

$$\begin{aligned} S &= \sqrt{\frac{\sum (X_i - X)^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{17677,69}{13-1}} \\ &= 38,381 \end{aligned}$$

Tabel 1 Curah hujan harian maksimum

No	Tahun	Data Hujan Harian Maksimum R24 (mm)			d	(x-x) <sup>2</sup>
		Sta. Batealit	Sta. Jepara	Sta. Pecangaan		
1	2010	49	0	67	39	2757.60
2	2011	70	0	96	55	1284.95
3	2012	15	0	67	27	4076.33
4	2013	31	50	45	42	2418.62
5	2014	60	134	128	107	260.95
6	2015	60	134	128	107	260.95
7	2016	15	145	132	97	37.87
8	2017	14	167	125	102	117.08
9	2018	58	176	102	112	433.49
10	2019	65	99	137	100	83.79
11	2020	185	105	153	148	3190.80
12	2021	125	164	135	141	2515.41
13	2022	93	94	133	107	239.85
			Jumlah		1185	17677.69

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Curah hujan rencana**

Curah hujan rencana merupakan prediksi terjadinya curah hujan ekstrem yang terjadi pada periode ulang tertentu. Metode analisa yang dipakai yaitu: Distribusi normal.

Tabel 2 Perhitungan nilai rata-rata varian untuk distribusi normal

No	Tahun	x	(x-xrat)	(x-xrat) <sup>2</sup>	(x-xrat) <sup>3</sup>	(x-xrat) <sup>4</sup>
1	2010	39	-52,512	2757,596	-144809,16	7604337,45
2	2011	55	-35,846	1284,947	-46060,40	1651088,14
3	2012	27	-63,846	4076,331	-260258,08	16616477,4
4	2013	42	-49,179	2418,622	-118946,59	5849732,18
5	2014	107	16,153	260,946	4215,29	68093,204
6	2015	107	16,153	260,946	4215,29	68093,204
7	2016	97	6,1538	37,869	233,05	1434,12346
8	2017	102	10,820	117,083	1266,90	13708,5454
9	2018	112	20,820	433,493	9025,56	187916,835
10	2019	100	9,153	83,792	767,03	7021,24999
11	2020	148	56,487	3190,801	180239,37	10181213,9
12	2021	141	50,153	2515,408	126157,40	6327278,84
13	2022	107	15,487	239,852	3714,64	57529,3314
	Jumlah		1,137	17677,692	-240239,68	48633924,34

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Diketahui:

Xrat : 91,179

S dev : 38,381

n : 13

Menghitung nilai Cs:

$$Cs = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (Xi-X)^3}{S^3}$$

$$= \frac{\frac{13}{(13-1)(13-2)} X (-240239.68)}{38,381^3}$$

$$= -0,418453961$$

Menghitung nilai Ck:

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (Xi-X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

$$= \frac{13^2 \times 48633924,34}{(13-1)(13-2)(13-3)38,381^4}$$

$$= 2,869217291 \sim 3$$

**Tabel 3** Hujan rencana metode distribusi normal

No	T	K	Hujan Rencana
1	2	0,083	94,365
2	5	0,856	124,034
3	10	1,216	137,851
4	20	1,567	151,323
5	50	1,777	159,383
6	100	1,955	166,215

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Distribusi gumbel

**Tabel 4** Perhitungan curah hujan rencana distribusi gumbel

No	Tahun	R24 max (x)	(x-xrat)	(x-xrat)^2	(x-xrat)^3	(x-xrat)^4
1	2010	39	-52,513	2757,5963	-144809,1605	7604337
2	2011	55	-35,846	1284,9467	-46060,39873	1651088
3	2012	27	-63,846	4076,3314	-260258,0792	16616477
4	2013	42	-49,179	2418,622	-118946,5876	5849732
5	2014	107	16,154	260,94675	4215,293582	68093,2
6	2015	107	16,154	260,94675	4215,293582	68093,2
7	2016	97	6,154	37,869822	233,0450614	1434,123
8	2017	102	10,821	117,0835	1266,903488	13708,55
9	2018	112	20,821	433,49375	9025,562265	187916,8
10	2019	100	9,154	83,792899	767,02731	7021,25
11	2020	148	56,487	3190,8014	180239,374	10181214
12	2021	141	50,154	2515,4083	126157,4001	6327279
13	2022	107	15,487	239,85273	3714,642256	57529,33
Jumlah			0,000	17677,692	-240239,6844	48633924

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Diketahui:

Xrat : 91,179

S dev : 38,381

n : 13

Menghitung nilai Cs:

$$Cs = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (Xi-X)^3}{S^3}$$

$$= \frac{\frac{13}{(13-1)(13-2)} X (-240239,6844)}{38,381^3}$$

$$= -0,418453961$$

Menghitung Nilai Ck:

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (Xi-X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

$$= \frac{13^2 \times 48633924}{(13-1)(13-2)(13-3)38,381^4}$$

$$= 2,869217291 \sim 3$$

**Tabel 5** Hujan Rencana Metode Gumbel

T	T-1	Yn	Σn	Yt	K	Hujan Rencana (X) mm
2	1	0,5070	0,9971	0.3665	0,083	85,771
5	4	0,5070	0,9971	1,4999	0,856	129,399
10	9	0,5070	0,9971	2,2502	1,126	158,281
20	19	0,5070	0,9971	2,9606	1,567	185,626
50	49	0,5070	0,9971	3,9019	1,777	221,860
100	99	0,5070	0,9971	4,6001	1,955	248,736

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Log person III

**Tabel 6** Hujan rencana metode log person iii

No	Tahun	d	log x	log x - log xrat	(log x - log xrat) <sup>2</sup>	(log x - log xrat) <sup>3</sup>
1	2010	39	1,587	-0,324	0,105	-0,034
2	2011	55	1,743	-0,168	0,028	-0,005
3	2012	27	1,437	-0,475	0,225	-0,107
4	2013	42	1,623	-0,288	0,083	-0,024
5	2014	107	2,031	0,119	0,014	0,002
6	2015	107	2,031	0,119	0,014	0,002
7	2016	97	1,988	0,077	0,006	0,000
8	2017	102	2,009	0,097	0,009	0,001
9	2018	112	2,049	0,138	0,019	0,003
10	2019	100	2,001	0,090	0,008	0,001
11	2020	148	2,169	0,258	0,067	0,017
12	2021	141	2,150	0,239	0,057	0,014
13	2022	107	2,028	0,117	0,014	0,002

Jumlah	24,847	0,000	24,847	0,000
--------	--------	-------	--------	-------

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Diketahui:

Xrat : 1,91

S dev : 0,233

n : 13

Menghitung nilai Cs:

$$Cs = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (Xi-X)^3}{S^3}$$

$$= \frac{\frac{13}{(13-1)(13-2)} \times (0,650)}{0,233^3}$$

$$= -1,008$$

Menghitung nilai Ck:

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (Xi-X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

$$= \frac{13^2 \times (-0,129)}{(13-1)(13-2)(13-3)0,233^4}$$

$$= 3,417$$

**Tabel 7** Hujan rencana log person III

T	K	Log Xt	Xt
2	0,524	2,033	107,953
5	0,817	2,101	126,304
10	0,994	2,143	138,870
20	1,116	2,171	148,251
50	1,166	2,183	152,277
100	1,200	2,191	155,076

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Rekap Curah Hujan Rencana

**Tabel 8** Rekap hujan rencan

T	Xt (normal)	Xt (Gumbel)	Xt (lp3)
2	94,365	85,771	107,953
5	124,034	129,399	126,304
10	137,851	158,281	138,870
20	151,323	185,626	148,251
50	159,383	221,860	152,277
100	166,215	248,736	155,076

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Setelah mendapatkan hasil analisa dari beberapa metode di atas, selanjutnya menentukan distribusi yang akan digunakan dengan menggunakan parameter Cs dan Ck.

**Tabel 9** Parameter Cs dan Ck untuk Distribusi Frekuensi Hujan

Distribusi	Syarat Nilai	Hasil	Keputusan
	Cs ≈ 0	-0,418	Ya

Distribusi	Syarat Nilai	Hasil	Keputusan
Distribusi Normal	$Ck \approx 3$	3	
Distribusi Gumbel	$Cs \leq 1,1396$	-0,418	Ya
	$Ck \leq 5,4002$	3	
Distribusi Log Person Type III	$Cs \pm 0$	-1,008	Ya
	$Ck \pm 0$	3,417	

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Dari hasil analisa diatas didapatkan hasil yang paling mendekati parameter Cs dan Ck yaitu distribusi normal.

**Uji Kecocokan**

Uji Chi-Kuadrat

$$k = 1 + 3,322 \log 13 = 4,70052 \sim 5$$

$$Dk = k - (2-1) = 5 - (2-1) = 2$$

$$Ei = n/k = 13/5 = 2,6$$

$$\Delta X = (X_{max} - X_{min}) / (k-1) = (148 - 27) / (5-1) = 30,25$$

$$X_{awal} = X_{min} - \frac{1}{2} \Delta X = 27 - \frac{1}{2} 30,25 = 11,875$$

$$\alpha = 5\% \text{ dan } Dk = 2 \text{ maka } X^2_{kritis} = 5,991$$

$X^2$  yang dihitung  $< X^2$  kritis = 2 < 5,991 (Hipotesa diterima)

**Tabel 10** Hujan jam - jaman

No	Nilai Batas	Oi	Ei	$(O_i - E_i)^2$	$x^2$
Batas 1	$11,875 < x < 42,125$	2	2,6	0,36	0,13846
Batas 2	$42,125 < x < 72,375$	3	2,6	0,16	0,06154
Batas 3	$72,375 < x < 102,625$	3	2,6	0,16	0,06154
Batas 4	$102,625 < x < 132,875$	4	2,6	1,96	0,75385
Batas 5	$132,875 < x < 163,125$	1	2,6	2,56	0,98462
		13	13	5.2	2

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Uji Smirnov-Kolmogrof

**Tabel 11** Perhitungan smirnov kolmogrof

Tahun	CH max	Peringkat	Peluang	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D
2012	27	1	0,071	0,929	1,48041	0,083	0,917	0,012
2010	39	2	0,143	0,857	1,29803	0,167	0,833	0,024
2013	42	3	0,214	0,786	0,54246	0,250	0,750	0,036
2011	55	4	0,286	0,714	0,41219	0,333	0,667	0,048
2016	97	5	0,357	0,643	0,41219	0,417	0,583	0,060
2019	100	6	0,429	0,571	0,41219	0,500	0,500	0,071

Tahun	CH max	Peringkat	Peluang	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D
2017	102	7	0,500	0,500	0,28192	0,583	0,417	0,083
2014	107	8	0,571	0,429	0,22981	0,667	0,333	0,095
2015	107	9	0,643	0,357	0,15165	0,750	0,250	0,107
2022	107	10	0,714	0,286	-0,9426	0,833	0,167	0,119
2018	112	11	0,786	0,214	-1,1511	0,917	0,083	0,131
2021	141	12	0,857	0,143	-1,3595	1,000	0,000	0,143
2020	148	13	0,929	0,071	-1,6721	1,083	-0,083	0,155
N		13			Dmax			0,155
Xrt		91,1795			Dkriteria (dari tabel Do)			0,400
S		38,3815			Keputusan			Diterima

Sumber: hasil perhitungan (2024)

$$S \text{ dev} = 38,3815$$

$$N = 13$$

$$M_1 = 1$$

$$P(X_1) = \frac{X_1}{(M+1)} = \frac{1}{(13+1)} = 0,071$$

$$P(x<) = 1 - P(X_1) = 1 - 0,071 = 0,929$$

$$F(t) = \frac{X - X_{rat}}{S \text{ dev}} = \frac{27-91,1795}{38,3815} = -1,672$$

$$P'(x_1) = \frac{M_1}{(m-1)} = \frac{1}{(13-1)} = 0,083$$

$$P'(x<) = 1 - P'(x_1) = 1 - 0,083 = 0,917$$

$$D = P(x<) - P'(x<) = 0,929 - 0,917 = 0,012$$

$$D_{max} = 0,155$$

$$D_{kriteria} = 0,400 \text{ (dari tabel Do)}$$

Dapat diambil keputusan bahwa distribusi frekuensi curah hujan diterima, karena nilai

$$D_{max} < D_{kriteria}.$$

### Banjir rencana

Metode nakayasu

Disribusi hujan jam – jaman

Perhitungan rata -rata hujan sampai jam ke T. Rumus yang digunakan:

$$R_0 = \frac{R_{24}}{t}$$

$$R_t = R_0 \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3}$$

$$t = 1 \text{ jam} : R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1}\right)^{2/3} = 0,585 R_{24}$$

$$t = 2 \text{ jam} : R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2}\right)^{2/3} = 0,368 R_{24}$$

$$t = 3 \text{ jam} : R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3}\right)^{2/3} = 0,281 R_{24}$$

$$t = 4 \text{ jam} : R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4}\right)^{2/3} = 0,232 R_{24}$$

$$t = 5 \text{ jam} : R_t = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5}\right)^{2/3} = 0,200 R_{24}$$

Curah hujan ada jam ke – t

Rumus yang digunakan:

$$R'_t = t R_t - (t - 1) R_{(t-1)}$$

$$R'_t = 1 \times 0,585 R_{24} - (1 - 1) \times 0$$

$$R'_t = 0,585 R_{24}$$

t = 2 jam :  $R_t = 0,368 R_{24}$  maka:

$$R'_t = 2 \times 0,368 R_{24} - (2 - 1) \times 0,585 R_{24}$$

$$R'_t = 0,151 R_{24}$$

t = 3 jam :  $R_t = 0,281 R_{24}$  maka:

$$R'_t = 3 \times 0,281 R_{24} - (3 - 1) \times 0,368 R_{24}$$

$$R'_t = 0,107 R_{24}$$

t = 4 jam :  $R_t = 0,232 R_{24}$  maka:

$$R'_t = 4 \times 0,232 R_{24} - (4 - 1) \times 0,281 R_{24}$$

$$R'_t = 0,085 R_{24}$$

t = 5 jam :  $R_t = 0,200 R_{24}$  maka:

$$R'_t = 5 \times 0,200 R_{24} - (5 - 1) \times 0,232 R_{24}$$

$$R'_t = 0,072 R_{24}$$

Tabel 12 Curah hujan jam - jaman

No	Jam ke T	Rt'	Distribusi hujan (%)
1	1	0,585	58,5
2	2	0,151	15,1
3	3	0,107	10,7
4	4	0,084	8,4
5	5	0,072	7,2

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Tabel 13. Curah hujan jam - jaman

T (jam)	Ratio (%)	Hujan Jam - jaman					
		R2th	R5th	R10th	R20th	R50th	R100th
1	58,5	55,204	72,560	80,643	88,524	93,239	97,236
2	15,1	14,249	18,729	20,816	22,850	24,067	25,098
3	10,7	10,097	13,272	14,750	16,192	17,054	17,785
4	8,4	7,927	10,419	11,579	12,711	13,388	13,962
5	7,2	6,794	8,930	9,925	10,895	11,476	11,967

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Koefisien pengaliran

Koefisien pengaliran ditentukan atau dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n A_i C_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$C = \frac{f_1.A_1 + f_1.A_2 + \dots + f_n.A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

C yang dipakai = 0,45 (dari tabel koefisien pengaliran)

Hujan Efektif

Hujan efektif  $R_n$  dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$R_n = C \times R$$

Tabel 14 Hujan jam - jaman

Hujan Rencana		94,365	124,03	137,85	151,32	159,38	
Koef. Pengaliran		0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	
Hujan Efektif		42,464	55,815	62,033	68,095	71,722	
T (jam)	Ratio (%)	Hujan Jam - jaman					
		R2th	R5th	R10th	R20th	R50th	R100th
1	0,585	24,842	32,652	36,289	39,836	41,958	43,756
2	0,151	6,412	8,428	9,367	10,282	10,830	11,294
3	0,107	4,544	5,972	6,638	7,286	7,674	8,003
4	0,084	3,567	4,688	5,211	5,720	6,025	6,283
5	0,072	3,057	4,019	4,466	4,903	5,164	5,385

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Metode hidrograf satuan sintetik nakayasu

Penentuan hidrograf satuan metode nakayasu dalam penerapannya memerlukan karakteristik parameter daerah alirannya.

Rumus hidrograf satuan nakayasu:

$$Q_p = \frac{C A R_o}{3,6 (0,3 T_p + T_{0,3})}$$

Dimana:

$Q_p$  = Debit puncak banjir ( $m^3/detik$ )

$R_o$  = Hujan satuan (mm)

$T_p$  = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$  = waktu yang diperlukan untuk penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak

$C$  = Koefisien pengaliran

Perhitungan:

Time Lag ( $T_g$ ): waktu antara hujan sampai debit banjir untuk sungai yang mempunyai panjang < 15 km:

$$T_g = 0,21 \times L^{0,7} = 0,21 \times 1,2^{0,7} = 0,238 \text{ jam}$$

Satuan waktu hujan ( $T_r$ ), ditentukan dengan rumus:

$$T_r = 0,5 T_g = 0,5 \times 0,238 = 0,119 \text{ jam}$$

Tenggang waktu permulaan hujan sampai puncak banjir ( $T_p$ ) dengan rumus:

$$T_p = t_g + 0,8 t_r = 0,238 + 0,8 \times 0,119 = 0,3332 \text{ jam}$$

Penurunan debit puncak sampai menjadi 30% ( $T_{0,3}$ ) dengan rumus:

$$T_{0,3} = \alpha t_g = 2 \times 0,238 = 0,476 \text{ jam}$$

Menghitung debit puncak dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C A R_o}{3,6 (0,3 T_p + T_{0,3})} = \frac{0,45 \times 1,243 \times 1}{3,6 (0,3 \times 0,3332 + 0,476)} = 0,269 \text{ m}^3/detik$$

Perhitungan kurva:

Kurva naik

$$Q_a = Q_p (t/t_p)^{2,4}$$

$$= 0,269 (1/0,3332)^{2,4}$$

$$= 0,269$$

Kurva turun

$$Q_d = Q_p \times 0,3^{(t-T_p/T_{0,3})}$$

$$= 0,269 \times 0,3^{(2-0,3332/0,476)}$$

$$= 0,00397$$

Kurva turun

$$Q_d = Q_p \times 0,3^{((t-T_p + 0,5 \times T_{0,3})/(1,5 \times T_{0,3}))}$$

$$= 0,269 \times 0,3^{((4-0,3332 + 0,5 \times 0,476)/(1,5 \times 0,476))}$$

$$= 0,000372$$

Kurva turun

$$Q_d = Q_p \times 0,3^{((t-T_p + 0,5 \times T_{0,3})/(2 \times T_{0,3}))}$$

$$= 0,269 \times 0,3^{((8-0,3332 + 0,5 \times 0,476)/(2 \times 0,476))}$$

$$= 0,00001225$$

**Tabel 15** Banjir rancangan 2 tahun

t (jam)	Unit Hidrodraft	Hujan Rencana					Q (m3/detik)
		R 1 jam 24,842	R 2 jam 6,41210175	R 3 jam 4,54367475	R 4 jam 3,566997	R 5 jam 3,057426	
0	0	0	0	0	0	0	0
0,333	0,269	6,6823867	0	0	0	0	6,6823867
1	3,760627326	93,4199481	24,1135251	0	0	0	117,533473
2	0,003970067	0,09862277	0,02545648	0,0180387	0	0	0,14211794
3	0,000316456	0,00786127	0,00202915	0,00143787	0,0011288	0	0,01245708
4	3,7169E-04	9,2333E-03	2,3833E-03	1,6888E-03	1,3258E-03	1,1364E-03	1,5768E-02
5	6,8842E-05	1,7101E-03	4,4142E-04	3,1280E-04	2,4556E-04	2,1048E-04	2,9204E-03
6	1,2751E-05	3,1674E-04	8,1758E-05	5,7935E-05	4,5481E-05	3,8984E-05	5,4090E-04
7	2,3616E-06	5,8666E-05	1,5143E-05	1,0730E-05	8,4238E-06	7,2204E-06	1,0018E-04
8	1,2249E-05	3,0428E-04	7,8542E-05	5,5656E-05	4,3692E-05	3,7450E-05	5,1963E-04
9	3,4583E-06	8,5909E-05	2,2175E-05	1,5713E-05	1,2336E-05	1,0573E-05	1,4671E-04
10	9,7637E-07	2,4255E-05	6,2606E-06	4,4363E-06	3,4827E-06	2,9852E-06	4,1420E-05
11	2,7566E-07	6,8478E-06	1,7676E-06	1,2525E-06	9,8328E-07	8,4281E-07	1,1694E-05
12	7,7827E-08	1,9334E-06	4,9904E-07	3,5362E-07	2,7761E-07	2,3795E-07	3,3016E-06
13	2,1973E-08	5,4584E-07	1,4089E-07	9,9838E-08	7,8378E-08	6,7181E-08	9,3213E-07
14	6,2036E-09	1,5411E-07	3,9778E-08	2,8187E-08	2,2128E-08	1,8967E-08	2,6317E-07
15	1,7515E-09	4,3509E-08	1,1231E-08	7,9581E-09	6,2475E-09	5,3550E-09	7,4301E-08
16	4,9450E-10	1,2284E-08	3,1708E-09	2,2468E-09	1,7639E-09	1,5119E-09	2,0977E-08
17	1,3961E-10	3,4682E-09	8,9520E-10	6,3435E-10	4,9799E-10	4,2685E-10	5,9225E-09
18	3,9416E-11	9,7917E-10	2,5274E-10	1,7910E-10	1,4060E-10	1,2051E-10	1,6721E-09
19	1,1128E-11	2,7645E-10	7,1357E-11	5,0564E-11	3,9695E-11	3,4024E-11	4,7209E-10
20	3,1419E-12	7,8050E-11	2,0146E-11	1,4276E-11	1,1207E-11	9,6061E-12	1,3329E-10
21	8,8705E-13	2,2036E-11	5,6879E-12	4,0305E-12	3,1641E-12	2,7121E-12	3,7630E-11
22	2,5044E-13	6,2214E-12	1,6059E-12	1,1379E-12	8,9333E-13	7,6571E-13	1,0624E-11
23	2,9832E-13	7,4107E-12	1,9129E-12	1,3555E-12	1,0641E-12	9,1209E-13	1,2655E-11

t (jam)	Unit Hidrodraft	Hujan Rencana					Q (m <sup>3</sup> /detik)
		R 1 jam	R 2 jam	R 3 jam	R 4 jam	R 5 jam	
		24,842	6,41210175	4,54367475	3,566997	3,057426	
24	1,9963E-14	4,9591E-13	1,2800E-13	9,0705E-14	7,1208E-14	6,1035E-14	8,4686E-13

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Tabel 16** Rekap banjir rencana

Tahun	Q (m <sup>3</sup> /detik)
2	117,533
5	154,487
10	171,696
20	188,476
50	198,515
100	207,024

Sumber: hasil perhitungan (2024)

### Analisis hidrolika

Lebar efektif mercu

Lebar bendung (B) ditetapkan sesuai dengan lebar dasar sungai yaitu 32 m, Lebar efektif mercu (Be) ditentukan dengan rumus berikut:

Lebar efektif bendung:

$$\begin{aligned}
 Be &= B - 2(nKp + Ka) H_1 \\
 &= 32 - 2(0 \times 0,01 + 0,20) H_1 \\
 &= 32 - 0,4 H_1 \\
 &= 32 - 0,4 \times 1,9 \\
 &= 31,24 \text{ m}
 \end{aligned}$$

### Elevasi mercu bendung

Bendung direncanakan unuk dapat mengairi Daerah irigasi desa Bringin, karena elevasi muka air di sungai belum memenuhi ketinggiannya untuk menyalurkan air, maka direncanakan tinggi bendung.

Tinggi bendung didapat dari perhitungan diberikut :

- Elevasi sawah tertinggi : + 99,58
- Tinggi air di sawah : 0,10
- Kehilangan tekanan :
  - Dari sal. Tersier ke sawah : 0,15
  - Dari sal. Sekunder ke tersier : 0,15
  - Dari sal. Primer ke sekunder : 0,20
  - Akibat bangunan : 0,10
  - Akibat kemiringan saluran : 0,15
  - Akibat bangunan ukur : 0,10
  - Dari intake ke sal. Primer : 0,25
- Eksploitasi : 0,10

$$\begin{aligned}
 &+ \\
 \text{Jadi ketinggian elevasi mercu bendung} & \quad 100,88
 \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan hasil perhitungan elevasi mercu bendung, selanjutnya yaitu menentukan tinggi bendung (H) dengan mencariselish antara elevasi mercu bendung

dengan elevasi dasar sungai. Elevasi sungai bendung yaitu sebesar + 99,08 m. Maka tinggi bendungnya yaitu:

$$\begin{aligned} \text{Tinggi bendung (H)} &= \text{elevasi mercu bendung} - \text{elevasi dasar sungai} \\ &= 100,88 - 99,08 \\ &= 1,80 \text{ m} \end{aligned}$$

**Kedalaman pondasi bendung (*main dam*)**

Perhitungan kedalam pondasi bendung:

$$h_p = (1/3 \text{ s/d } 1/4) (h_w + h_m)$$

Diketahui:

$h_p$  = kedalaman pondasi bendung,  $h_w$  = tinggi air diatas bendung (m) = 1,525 m,  $h_m$  = tinggi bendung (m) = 1,80 m.

Perhitungan:

$$\begin{aligned} h_p &= (1/3 \text{ s/d } 1/4) (h_w + h_m) \\ &= (1/3 \text{ s/d } 1/4) (1,525 + 1,80) \\ &= (1/3 \text{ s/d } 1/4) 3,325 \\ &= 1,108 \text{ s/d } 0,83 \text{ diambil } 1,0 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapat kedalaman pondasi bendung 1 m.

**Tinggi muka air banjir sesudah ada bendung**

Diketahui:

Rumus Chezy:

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

$$V = C \times R^{3/2} \times I^{1/2}$$

$$C = \frac{87}{\sqrt{1 + \frac{y}{\sqrt{R}}}}$$

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

$$P = B + 2h \sqrt{1+m^2}$$

$$m = 1,5$$

$$Q = A \times V$$

**Tabel 17** Perhitungan tinggi muka air dengan cara coba – coba

H	A	P	R	C	V	Q
1,5	51,3750	37,4083	1,37336	30,5998	3,76394	193,372
1,51	51,7402	37,4444	1,38179	30,6605	3,84128	198,748
1,515	51,9228	37,4624	1,3860	30,6907	3,88033	201,478
1,52	52,1056	37,4804	1,39021	30,7209	3,91964	204,235
1,525	52,2884	37,4985	1,39442	30,7509	3,9592	207,02

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Dengan cara coba – coba didapat:

$$h = 1,525$$

$$A = (32 + 1,5 \times 1,525) \times 1,525 = 52,288$$

$$V = Q/A = 207,024 / 52,288 = 3,959$$

$$\text{Tinggi muka air diatas bendung} = +99,08 + 1,525 = +100,605$$

**Tinggi muka air diatas bendung**

Tinggi muka air diatas bendung dihitung menggunakan rumus berikut:

$$Q = Cd \times \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \times g \times Be \times H_1^{3/2}}$$

Diketahui:

Q = Debit rencana = 207,024 m<sup>3</sup>/dt, Cd = koefisien debit (Cd = C<sub>0</sub> x C<sub>1</sub> x C<sub>2</sub>), Be = Lebar efektif bendung (m) = 32 - 0,4 H<sub>1</sub>, H<sub>1</sub> = Tinggi nergi di hulu (m), g = Gravitasi (9,8 m /dt<sup>2</sup>).

Perhitungan:

Asumsi:

H<sub>1</sub>/r ≥ 2,5 : C<sub>0</sub> = 1,5

P/H<sub>1</sub> ≥ 0,5 : C<sub>1</sub> = 0,99

P/H<sub>d</sub> ≥ 0,5: C<sub>2</sub> = 0,99

Cd = C<sub>0</sub> x C<sub>1</sub> x C<sub>2</sub>

Cd = 1,5 x 0,99 x 0,99 = 1,47

Perhitungan:

$$Q = Cd \times \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \times g \times Be \times H_1^{3/2}}$$

$$207,024 = 1,47 \times \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,8 \times (32 - 0,4H_1) \times H_1^{3/2}}$$

$$82,743 = 32 H_1^{3/2} - 0,4H_1^{3/2}$$

**Tabel 18** Perhitungan H hulu dengan cara coba – coba

H	Q Coba-coba
1,5	58,052
1,6	63,953
1,7	70,042
1,8	76,312
1,9	82,759

Sumber: hasil perhitungan (2024)

Dengan cara coba – coba didapat H<sub>1</sub> = 1,9 m

Tinggi energi hulu (He) = elevasi mercu + H<sub>1</sub> = 100,88+1,9 = +102,78 m

Lebar efektif bendung (Be)

$$\begin{aligned} Be &= 32 - 0,4 H_1 \\ &= 32 - 0,4 \times 1,9 \\ &= 31,24 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= Be (p + H_1) \\ &= 31,24 (1,8 + 1,9) \\ &= 115,588 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{207,024}{115,588} \\ &= 1,791 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{1,791^2}{2 \times 9,81} = 0,163 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} H_d &= H_1 - \frac{v^2}{2g} \\ &= 1,9 - 0,163 \\ &= 1,737 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi elevasi muka air diatas bendung = +100,88 + 1,737 = +102,617 m.

### Perencanaan mercu bendung

Direncanakan dimensi mercu bendung r = 3 m

Jari – jari mercu bendung (r) diambil (0,3 – 0,7) H<sub>1</sub>

$$\begin{aligned} R &= 0,7 \times 1,9 \\ &= 1,33 \sim 3 \end{aligned}$$

Lebar mercu direncanakan 6 meter sesuai dengan desain bendung sebelumnya.

### Kolam olak

Penentuan tipe kolam olak

Perencanaan dimensi kolam olak direncanakan pada saat kondisi sungai banjir, dalam menentukan debit pelimpah digunakan rumus debit pelimpah pada bendung tetap dengan mercu bulat.

Diketahui:

$$\begin{aligned} Q &= 207,024 \text{ m}^3/\text{det} \\ C_d &= 1,47 \\ H_1 &= 1,9 \text{ m} \\ H_c &= \frac{2}{3} H_1 = 1,267 \\ z &= +102,617 - 100,605 \\ &= 2,012 \text{ m} \\ g &= 9,8 \text{ m/dt}^2 \\ B_e &= 31,24 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan:

$$\begin{aligned} Q &= C_d \times \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \times g \times B_e \times H_1^{3/2}} \\ &= 1,47 \times \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,8 \times 31,24 \times 1,9^{3/2}} \\ &= 204,944 \text{ m}^2/\text{dt} \\ V_1 &= \sqrt{2g (0,5 H_1 + z)} \\ &= \sqrt{2 \times 9,8 (0,5 \times 1,9 + 2,012)} \\ &= 7,619 \text{ m/dt} \\ Y_1 &= \frac{Q}{B_e \times V_1} = \frac{204,944}{31,24 \times 7,619} = 0,861 \text{ m} \\ Fr_1 &= \frac{V_1}{\sqrt{g \times y_1}} = \frac{7,619}{\sqrt{9,8 \times 0,861}} = 2,623 \\ Y_2 &= \frac{Y_1}{2} \sqrt{1 + 8Fr_1^2 - 1} = \frac{0,861}{2} \sqrt{1 + 8 \times 2,623^2 - 1} = 1,661 \\ V_2 &= \frac{Q}{B_e \times Y_2} = \frac{204,944}{31,24 \times 1,661} = 3,95 \text{ m/dt} \\ Fr_2 &= \frac{V_2}{\sqrt{g \times y_2}} = \frac{3,95}{\sqrt{9,8 \times 1,661}} = 0,979 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapat:

$Fr_1 = 2,623 > Fr_2 = 0,979$ , maka dibutuhkan kolam olak.

$Fr_1 < 4,5$  maka digunakan tipe vluhter.

Dimensi kolam olak

$$H_c = \frac{2}{3} H_d = \frac{2}{3} \times 1,737 = 1,158$$

Untuk  $z < z/h_c < 15$

Maka;  $t = 0,1 \times z - 3 \times H_c$

$$= 0,1 \times 2,021 - 3 \times 1,158$$

$$= 3,6752 \text{ m}$$

$$D = R = L = z + t - H_1$$

$$= 2,021 + 3,675 - 1,9$$

$$= 3,7872 \text{ m}$$

$$a = 0,28 \times H_c \sqrt{\frac{H_c}{z}}$$

$$= 0,28 \times 1,158 \sqrt{\frac{1,158}{2,021}}$$

$$= 0,25 \sim 0,3 \text{ m}$$

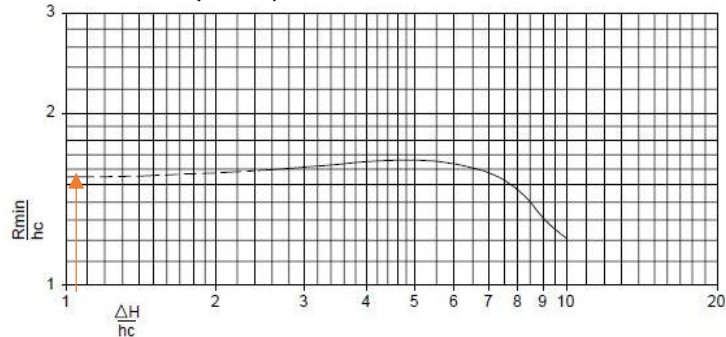
Elevasi kolam olak

$$\Delta H = (\text{Elv. Muka air banjir di hulu} + k) - (\text{muka air banjir di hilir} + k)$$

$$= (102,617 + 0,163) - (100,65 + 0,799)$$

$$= 1,379 \text{ m}$$

Mencari jari – jari minimum bak ( $R_{min}$ )



**Gambar 1.** Grafik jari – jari minimum kolam olak

Sumber: KP-02 (2013)

$$\Delta H/h_c = 1,379/0,878$$

$$= 1,571$$

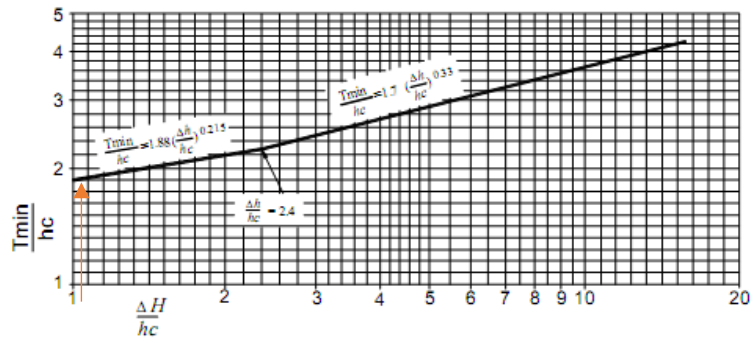
$$R_{min}/h_c = 1,55$$

$$R_{min} = 1,55 \times h_c$$

$$= 1,55 \times 0,878$$

$$= 1,361 \sim 2,00 \text{ m}$$

Batas minimum tinggi di hilir ( $T_{min}$ )



Gambar 2. Grafik batas minimum tinggi air

Sumber: KP-02 (2013)

$$\Delta H/h_c = 1,379/0,878$$

$$= 1,571$$

$$T_{min}/h_c = 1,9$$

$$T_{min} = 1,9 \times h_c$$

$$= 1,9 \times 0,878$$

$$= 1,669$$

$$\text{Elv. Kolam olak} = 100,605 - 1,669 = 98,939$$

Berdasarkan analisis di atas didapat tipe kolam olak yang digunakan yaitu tipe vluhter, dengan dimensi kolam olak yang di dapat yaitu, panjang kolam olak sebesar 3,7872 m, dengan tebal 30 cm, dengan jari – jari minimum bak 2 m dan batas minimum tinggi di hilir 1,669 m, dan tinggi elevasi kolam olak +98,939.

### Tinjauan gerusan di hilir bendung

Analisa dilakukan guna menentukan berapa dalam gerusan yang dapat terjadi pada ujung ruang olakan. Analisis ini menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \text{Kennedy: } m &= 1,11 \left( \frac{Q_d}{B_e} \right)^{0,61} \\ &= 1,11 \left( \frac{207,024 \times (3,3)^3}{31,24 \times 3,3} \right)^{0,61} \\ &= 14,962 \text{ ft} \sim 4,56 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lacey : } m &= 0,90 \left( \frac{Q_d}{B_e} \right)^{2/3} \\ &= 0,90 \left( \frac{207,024 \times (3,3)^3}{31,24 \times 3,3} \right)^{2/3} \\ &= 15,6003 \text{ ft} \sim 4,755 \text{ m} \end{aligned}$$

### Lantai muka bendung

$$\text{Rumus Lane} = \frac{L_v + 1/3 L_h}{\Delta H} \geq C$$

$$\text{Rumus Bligh} = C \times \Delta H$$

Untuk kondisi normal

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{Elevasi mercu} - \text{elevasi kolam olak} \\ &= 100,88 - 98,198 \\ &= 2,682 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L_v = 12 \text{ m (coba - coba)}$$

$$L_h = 10 \text{ m (coba - coba)}$$

$$\text{Maka} = \frac{L_v + 1/3 L_h}{\Delta H} \geq C$$

$$\begin{aligned} &= \frac{12 + \frac{1}{3} \times 10}{2,682} \geq 5 \\ &= 5,717 \geq 5 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

Untuk kondisi banjir

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{Elevasi banjir hilir} - \text{elevasi banjir hulu} \\ &= 102,617 - 100,605 \\ &= 2,012 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Lv = 12 \text{ m (coba - coba)}$$

$$Lh = 10 \text{ m (coba - coba)}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka} &= \frac{Lv + 1/3 Lh}{\Delta H} \geq C \\ &= \frac{12 + \frac{1}{3} \times 10}{2,012} \geq 5 \\ &= 7,62 \geq 5 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Lc &= C \times \Delta H \\ &= 5 \times 2,682 \\ &= 13,41 \text{ m} \end{aligned}$$

Panjang lantai muka:

$$\begin{aligned} \text{Metode bligh: } Lm &= Lc - Lv - Lh \\ &= 10,141 - 12 - 10 \\ &= -8,859 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Metode lane: } Lm &= Lc - Lv - 1/3 \times Lh \\ &= 13,141 - 12 - 1/3 \times 10 \\ &= -2,93 \end{aligned}$$

Dari analisis diatas didapatkan hasil metode bligh sebesar - 8,859 dan metode lane sebesar - 2,93, sehingga bendung tidak memerlukan lantai muka bendung.

### Perencanaan pintu pengambilan

Debit yang diperlukan untuk mengalir sawah dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} Q &= C \times a \times A \\ &= 0,85 \times 2,50 \times 15 \\ &= 0,32 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Kapasitas debit yang diperlukan harus 120% dari debit prngaliran

$$\begin{aligned} Q_n &= 1,2 \times Q \\ &= 1,2 \times 0,32 \\ &= 0,384 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Dimensi pintu pengambilan

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

$$z = 0,20$$

$$b = 1,15 \text{ m}$$

$$\mu = 0,80$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,384}{0,8 \times 1 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,2}} \\
 &= 0,242 \text{ m} \sim 1,2 \text{ m} \\
 V &= \frac{Q}{A} \\
 &= \frac{0,384}{1 \times 1,2} \\
 &= 0,32 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis diatas pintu pengambilan direncanakan memiliki lebar 1 m dan tinggi 1,2 m.

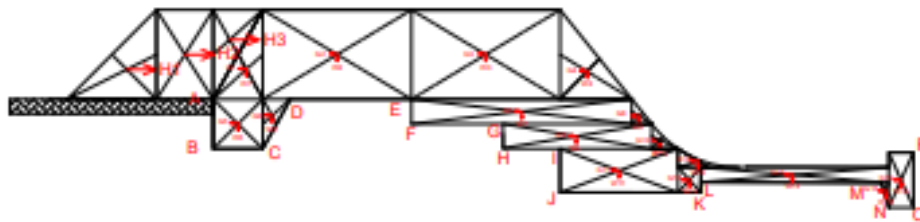
**Perencanaan pintu pembilas**

Tinggi pintu pembilas direncanakan sebagai berikut:

- Tinggi pintu pembilas direncanakan = 1,15 m
- Lebar pintu pembilas (L) = 1,25 m
- Dalam coakan /takikan = 0,20 m

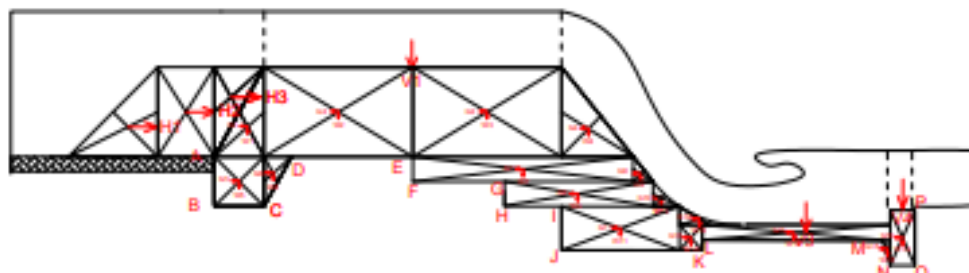
Lebar teoritis pintu pembilas = 1,1 + 2(1/2 x 0,20) = 1,30 m

**4. Analisa Stabilitas Bendung**



**Gambar 3.** Diagram stabilitas air normal

Sumber: hasil perhitungan (2024)



**Gambar 4.** Diagram stabilitas air banjir

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Gaya Berat**

Diketahui:

Bj pass batu = 2,2 ton/m<sup>3</sup>

Besar gaya berat sendiri pada G1

$$\begin{aligned}
 \text{Luas G1} &= 0,5 \times a \times t \\
 &= 0,5 \times 1 \times 1,8 \\
 &= 0,90 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Besar gaya = Luas x Bj pass batu

$$\begin{aligned}
 &= 0,90 \times 2,2 \\
 &= 1,980
 \end{aligned}$$

Momen = gaya x jarak

$$= 1,980 \times 2,780$$

$$= 5,504$$

Tabel 19 Perhitungan momen gaya berat sendiri

Notasi	Luas	Bj pass batu	Jarak titik ke berat	besar gaya	Momen
G1	0,900	2,2	2,780	1,980	5,504
G2	5,400	2,2	3,080	11,880	36,590
G3	5,400	2,2	3,080	11,880	36,590
G4	0,900	2,2	2,740	2,871	7,867
G5	1,000	2,2	1,680	2,200	3,696
G6	0,278	2,2	1,850	0,550	1,018
G7	2,000	2,2	1,930	4,895	9,447
G8	0,069	2,2	1,840	0,220	0,405
G9	1,075	2,2	1,430	3,245	4,640
G10	6,993	2,2	1,350	0,293	0,396
G11	2,0944	2,2	0,750	4,608	3,456
G12	0,2257	2,2	0,940	0,497	0,467
G13	0,23	2,2	0,560	0,506	0,283
G14	1,062	2,2	0,660	2,336	1,542
G15	0,0625	2,2	0,320	0,138	0,044
G16	0,55	2,2	0,550	1,210	0,666
	24,014			49,308	112,611

Sumber: hasil perhitungan (2024)

### Gaya Gempa

Gaya gempa dihitung menggunakan rumus berikut:

$$K = f \times G$$

Perhitungan:

$$f = Ad/g \rightarrow Ad = n (AC \times z)m$$

$$Ad = 0,87 (113 \times 0,56)1,05$$

$$= 67,741 \text{ cm / det}$$

$$f = Ad/g$$

$$= 67,741 / 981$$

$$= 0,0691$$

$$\text{Gaya gempa} = \text{gaya berat} \times f$$

$$= 1,98 \times 0,0691$$

$$= 0,137 \text{ ton}$$

$$\text{Momen} = \text{gaya gempa} \times \text{jarak}$$

$$= 0,137 \times 0,670$$

= 0,092 ton

**Tabel 20** Perhitungan momen gaya gempa

Notasi	Gaya berat	f	Jarak titik berat	Besar gaya	momen
W1	1,980	0,0691	0,670	0,137	0,092
W2	11,880	0,0691	2,500	0,821	2,052
W3	11,880	0,0691	5,500	0,821	4,515
W4	1,980	0,0691	7,550	0,137	1,033
W5	2,200	0,0691	0,500	0,152	0,076
W6	0,612	0,0691	1,190	0,042	0,050
W7	4,399	0,0691	6,230	0,304	1,894
W8	0,152	0,0691	8,590	0,011	0,090
W9	2,365	0,0691	7,350	0,163	1,201
W10	15,384	0,0691	9,010	1,063	9,578
W11	2,0944	0,0691	8,19	0,145	1,18528
W12	0,2257	0,0691	9,790	0,016	0,15268
W13	0,23	0,0691	9,610	0,016	0,15273
W14	1,062	0,0691	11,690	0,073	0,85786
W15	0,0625	0,0691	1,358	0,004	0,00586
W16	0,55	0,0691	1,388	0,038	0,05275
	49,308			3,407	17,642

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Gaya Hidrostatik**

**Tabel 21** Perhitungan momen gaya akibat tekanan hodrostatik air normal

Notasi	Luas	Bj air	Jarak	Besar Gaya	Momen
H1	1,620	1	15,840	1,620	25,661
H2	1,031	1	14,665	1,031	15,112
H3	0,900	1	13,756	0,900	12,380
Jumlah	3,551				3,551

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Tabel 22.**Perhitungan momen gaya akibat tekanan hodrostatik air banjir

Notasi	Luas	Bj air	Jarak	Besar Gaya	Momen
H1	1,620	1	16,200	1,620	26,244
H2	1,373	1	14,840	1,373	20,368
H3	0,900	1	13,756	0,900	12,380
	3,893			3,893	58,992

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Tabel 23** Perhitungan gaya akibat tekanan hodrostatik vertikal air banjir

Notasi	Luas	Bj air	Jarak	Besar Gaya	Momen
V1	7,575	1	4,478	7,575	33,921
V2	7,184	1	2,292	7,184	16,466
V3	5,187	1	1,208	5,187	6,266
V4	0,950	1	1,675	0,950	1,591
	20,896			20,896	58,245

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Gaya Uplift-Pressure**

Gaya uplift pressure dihitung menggunakan rumus berikut:

$$\begin{aligned}
 U_x &= H_x - \frac{L_x}{\sum L} \Delta H \\
 &= 1,8 - \frac{0}{10,096} \times 1,379 \\
 &= 1,8
 \end{aligned}$$

Menghitung gaya momen

$$\begin{aligned}
 U1 &= 0,5 \times (2,663 - 1,8) \times 1 \\
 &= 0,432
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen } U1 &= \text{Gaya momen} \times \text{jarak} \\
 &= 0,432 \times 0,655 \\
 &= 0,283
 \end{aligned}$$

**Tabel 24** Perhitungan momen gaya uplift pressure

Gaya	Gaya momen	Jarak	Momen
U1	0,432	0,655	0,283
U2	3,325	1,117	3,713
U3	0,008	9,755	0,074
U4	1,381	8,755	12,090
U5	0,568	0,660	0,375
U6	3,006	0,155	0,464
U7	0,046	6,977	0,318
U8	2,364	1,155	2,729
U9	0,108	0,905	0,098
U10	1,447	5,755	8,329
U11	0,026	4,830	0,125
U12	1,999	0,660	1,319
U13	0,108	0,405	0,044
U14	1,621	3,906	6,331
U15	0,009	3,354	0,031
U16	1,329	0,155	0,205
U17	0,276	0,246	0,068
U18	2,899	2,803	8,126
U19	0,059	1,403	0,083
U20	4,027	0,646	2,602
Jumlah	25,039		47,408

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Tekanan Lumpur**

Perhitungan tekanan lumpur dihitung menggunakan rumus berikut:

$$\begin{aligned}
 W1 &= \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{lumpur}} \times h \times K_a \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,8 \times 0,9 \times 1
 \end{aligned}$$

$$= 0,72$$

$$\begin{aligned} \text{Momen } W_1 &= \text{Besarnya gaya} \times \text{jarak} \\ &= 0,72 \times 2,717 \\ &= 1,956 \end{aligned}$$

**Tabel 24** Perhitungan momen gaya akibat lumpur

Notasi	Luas	Bj lumpur	Ka	Jarak	Besarnya Gaya	Momen
W1	0,9	0,8	1	2,717	0,72	1,956
W2	0,9	0,8	1	3,317	0,72	2,388
	1,8				1,44	4,344

Sumber: hasil perhitungan (2024)

### 5. Kontrol Stabilitas Bendung

Syarat stabilitas harus stabil terhadap guling dan geser baik saat keadaan

**Tabel 25** Rekapitulasi gaya dan momen yang bekerja pada tubuh bendung saat muka air normal

No	Faktor Gaya	Gaya		Momen	
		H	V	M.Guling	M.tahan
1	Berat		49,308		112,611
2	Gempa	2,765		12,346	
3	Lumpur	1,44		4,344	
4	Up Lift		15,707		27,374
5	Hidrostatik (WH)	3,555		53,153	
		7,760	65,015	69,844	139,985

Sumber: hasil perhitungan (2024)

**Tabel 26** Rekapitulasi gaya dan momen yang bekerja pada tubuh bendung saat muka air banjir

No	Faktor Gaya	Gaya		Momen	
		H	V	M.Guling	M.tahan
1	Berat		49,308		112,611
2	Gempa	2,765		12,346	
3	Lumpur	1,440		4,344	
4	Up Lift		25,095		47,413
5	Hidrostatik (WH)	3,893		58,992	
6	Hidrostatik (WV)		20,896		59,623
		8,097	95,300	75,683	219,647

Sumber: hasil perhitungan (2024)

#### Guling

Rumus faktor keamanan saat air normal:

$$\begin{aligned} FK &= \frac{\sum M_t}{\sum M_g} \geq 1,5 \\ &= \frac{139,985}{69,884} \geq 1,5 \\ &= 2,004 \geq 1,5 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

Faktor keamanan saat air banjir:

$$FK = \frac{\sum M_t}{\sum M_g} \geq 1,5$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{219,657}{75,683} \geq 1,5 \\
 &= 2,902 \geq 1,5 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

**Geser**

Faktor keamanan saat air normal:

$$\begin{aligned}
 FK &= \frac{\sum V \cdot f}{\sum H} \geq 1,3 \\
 &= \frac{65,015 \cdot 0,75}{7,760} \geq 1,3 \\
 &= 6,284 \geq 1,3 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

Faktor keamanan saat air banjir:

$$\begin{aligned}
 FK &= \frac{\sum V \cdot f}{\sum H} \geq 1,3 \\
 &= \frac{95,300 \cdot 0,75}{8,097} \geq 1,3 \\
 &= 8,827 \geq 1,3 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

**Rembesan**

Rumus rembesan yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 ie &= \frac{Gs - 1}{1 + e} \\
 &= \frac{52,191 - 1}{1 + 0,67} \\
 &= 0,650
 \end{aligned}$$

$$i \leq \frac{ie}{sf} = \frac{0,605}{2,5} = 0,241$$

$$\begin{aligned}
 Cw \text{ ada} &= \frac{1}{i} = \frac{1}{0,241} \\
 &= 4,065
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Cw \text{ desain} &= \frac{\sum Lv + \frac{1}{3} \sum LH}{\Delta H} \\
 &= \frac{5,6 + \frac{1}{3} 13,487}{1,379} \\
 &= 7,321
 \end{aligned}$$

$Cw \text{ desain} > Cw \text{ ada} \rightarrow 7,321 > 4,065 \text{ (aman)}$

**Tabel 27** Perhitungan panjang rembesan

No titik	Batas	LV	LH	1/3 LH
A				
	A-B	1,0		
B				
	B-C		1	0,333
C				

No titik	Batas	LV	LH	1/3 LH
	C-D	1,0		
D				
	D-E		2,45	0,817
E				
	E-F	0,5		
F				
	F-G		1,85	0,617
G				
	G-H	0,5		
H				
	H-I		1,1	0,367
I				
	I-J	0,8		
J				
	J-K		2,8	0,933
K				
	K-L	0,2		
L				
	L-M		3,787	1,262
M				
	M-N	0,5		
N				
	N-O		0,5	0,167
O				
	O-P	1,1		
P				
Jumlah		5,6	13,487	4,496

Sumber: hasil perhitungan (2024)

## 6. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisa peritungan dan pembahasan yang dilakukan dalam perencanaan bendung desa Bringin, dapat diambil kesimpulan sebagai berikut: Berdasarkan hasil analisa hidrologi didapatkan besar debit banjir rancangan 2<sup>th</sup> sebesar 117,533 m<sup>3</sup>/dtk, 5<sup>th</sup> sebesar 154,486 m<sup>3</sup>/dtk, 10<sup>th</sup> sebesar 171,696 m<sup>3</sup>/dtk, 20<sup>th</sup> sebesar 188,475 m<sup>3</sup>/dtk, 50<sup>th</sup> sebesar 198,514 m<sup>3</sup>/dtk, 100<sup>th</sup> yaitu sebesar 207,024 m<sup>3</sup>/dtk.

Berdasarkan hasil analisa hidrolika didapatkan dimensi bendung: Bendung desa Bringin direncanakan memiliki lebar 32 m, dengan lebar efektifnya 31,24 m, tinggi mercu bendung 1,8 m, dan kedalaman pondasinya 1 m, kolam olakan direncanakan mengunakan kolam olak *vlughter*, sesuai dengan hasil perhitungan sebelumnya, dimensi kolam olak yang di dapat dari hasil perhitungan yaitu, panjang kolam olak sebesar 3,7872 m, dengan tebal 0,3 m, dengan jari – jari minimum bak 2 m dan batas minimum tinggi di hilir 1,669 m, dan tinggi elevasi kolam olak +98,939, pintu direncanakan memiliki lebar 1 m dan tinggi 1,15 m.

Berdasarkan hasil analisa stabilitas bendung, konstruksi aman terhadap gaya guling dengan ketentuan  $(FK) \geq 1,5$  baik kondisi air normal dan air banjir, geser dengan ketentuan  $(FK) \geq 1,3$  baik kondisi air normal dan air banjir, dan rembesan dengan hasil analisis  $C_w$  desain  $> C_w$  ada  $\rightarrow 7,321 > 4,065$ .

## 7. DAFTAR PUSTAKA

Penulisan daftar pustaka disarankan menggunakan aplikasi Mendeley Reference Manager untuk menjaga konsistensi cara pengutipan dan daftar pustaka.

### Buku

- Memed Moch., Ir. (2002). *Desain Hidraulik Bendung Tetap*. Alfabeta. Bandung.  
Prastumi. (2008). *Bangunan Air*. Surabaya: Srikandi.  
Soemarto, C. (1995). *Hidrologi Teknik*. Jakarta: Erlangga.

### Prosiding

- Thomas Manahan, E., & Rizky Afandi, H. (2015). "Perencanaan Bendung Tetap Untuk Jaringan Irigasi Gemarang Kecamatan Kedunggalar Kabupaten Ngawi".  
Wibowo, T., D Putro, R., Sangkawati, S., & Nugroho, H. Perencanaan Bendungan Tugu Kabupaten Trenggalek. . 2014

### Jurnal

- Suhardi, Purbangsa, Y., Eko Wahyuni, S., & Sigiyanto. (2014). "Perencanaan bendung damar kabupaten kendal, jawa tengah". 3, 974–984.  
Sularno. (2011). Tinjauan Analisis Stabilitas Bendung Tetap (Studi Kasus Bendung Njaen Pada Sungai Brambangan Sukoharjo).  
Zulfan, J., Lestari, S., Rimawan, R. R., Hidayat, M. N., & Slamet, N. S. (2019). Modular Weir : New Method Of Weir Constructionto. 193, 1–7.

### Makalah Konferensi/Seminar

- Mangore, V. R., Wuisan, E. M., Kawet, L., & Tangkudung, H. (2013). Perencanaan Bendung Untuk Daerah Irigasi Sulu. 1(7), 533–541.