

Analisis Pola Tanam dan Perencanaan Bendung Fatukoa di Kota Kupang

Analysis of Planting Patterns and Planning of Fatukoa Weir in Kupang City

Wilhelmus Bunganaen¹, Yunita A. Messah², Zita Vionilia Suta^{3*}

¹Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Sains dan Teknik, Universitas Nusa Cendana, Kupang 65145, Indonesia

²Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Sains dan Teknik, Universitas Nusa Cendana, Kupang 65145, Indonesia

³Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Sains dan Teknik, Universitas Nusa Cendana, Kupang 65145, Indonesia

Article info:

Kata kunci:

Pola Tanam, Perencanaan, Bendung, Kebutuhan Air, Debit Andalan

Keywords:

Planting Patterns, Planning, Weir, Water Needs, Reliable Discharge

Article history:

Received: 05-06-2024

Accepted: 29-09-2024

*Koresponden email:

wilembunganaen@staf.undana.ac.id

yunita@staf.undana.ac.id

zitasuta@gmail.com

Abstrak

Daerah Irigasi Fatukoa sebagian lahan tidak dapat dilakukan penanaman karena kekurangan pasokan air akibat rusaknya bangunan bendung yang ada. Penelitian ini dilakukan untuk mengetahui besarnya kebutuhan air dan debit andalan, serta merencanakan bendung baru untuk memenuhi kebutuhan air. Hasil analisis diperoleh besar kebutuhan air irigasi maksimum pada sektor ini untuk pola tanam padi – padi – palawija adalah 0,0105m³/dtk. Besar debit andalan setengah bulanan maksimum terjadi pada bulan Februari bagian kedua (II) sebesar 5,46 m³/detik, sedangkan debit andalan setengah bulanan minimum terjadi pada bulan November bagian pertama (I) sebesar 1,84 m³/detik. Selanjutnya dari hasil analisis struktur dan stabilitas bendung diperoleh dimensi bendung yang direncanakan sebagai berikut, mercu bendung tipe Ogee dengan kemiringan *up stream* 1:1, tinggi mercu 1,50 m dan lebar bendung 30,00 m, untuk pintu pembilas 2 buah dengan lebar pintu 1,50 m dan pilar selebar 0,50 m serta kolam olak tipe vlugter dengan panjang kolam 7,86 m.

Abstract

Fatukoa Irrigation Area some land cannot be planted due to a lack of water supply due to damage to the existing weir building. The aim of this research is to determine the magnitude of water needs and mainstay discharge, as well as planning a new weir to meet existing water needs. The results of analysis, it is found that the maximum irrigation water requirement in this sector for the paddy - paddy - secondary crops planting pattern is 0.0105 m³/sec. The maximum semi-monthly discharge occurred in the second part of February (II) at 5.46 m³/second, while the minimum semi-monthly reliable discharge occurred in the first part of November (I) of 1.84 m³/second. Furthermore, from the results of the analysis of the structure and stability of the weir, the dimensions of the planned weir are obtained as follows, mercu weir type Ogee with a slope *up stream* 1:1, the height of the lighthouse is 1.50 m and the width of the weir is 30,00 m, for 2 flushing door with a door width of 1.50 m and pillars 0.50 m wide and a vlugter type stilling pool with a pool length of 7,86 m.

Kutipan: Diisi oleh Editor

1. Pendahuluan

Negara Indonesia dikenal sebagai negara agraris dimana sebagian besar penduduknya hidup dari hasil bercocok tanam atau bertani. Adanya sebaran sumber daya air yang tidak merata pada lahan pertanian menjadi masalah umum yang terjadi di Indonesia, salah satunya pada Daerah Irigasi Fatukoa, yang terletak di Kelurahan Fatukoa, Kecamatan Maulafa, Kota Kupang.

Daerah Irigasi Fatukoa sektor Haukoto ini memiliki luas lahan baku persawahan sebesar 11,7 Ha serta mendapat suplai air dari Kali Haukoto. Pola tanam yang diterapkan dalam setahun padi-padi. Saat ini pada sebagian lahan tidak dapat dilakukan penanaman, karena ada kerusakan pada tubuh bendung.

Berdasarkan uraian permasalahan di atas untuk mencukupi kebutuhan air pada Daerah Irigasi Fatukoa, maka perlu dilakukan analisis terhadap pola tanam yang ada dengan melakukan perhitungan kebutuhan air dan debit andalan, serta merencanakan bendung baru untuk memenuhi kebutuhan air sesuai keperluan.

2. Bahan dan Metode

Lokasi dalam penelitian ini adalah Daerah Irigasi Fatukoa, Kelurahan Fatukoa, Kecamatan Maulafa, Kota Kupang dengan luas lahan baku persawahan sebesar 11,7 Ha (10°12'30,80"S 123°36'1,40"T). Data yang digunakan dalam penelitian ini meliputi data primer dan sekunder. Data primer antara lain lebar sungai, elevasi sungai dan luas lahan persawahan. Data sekunder meliputi data curah hujan, temperatur udara, kelembaban udara, kecepatan angin dan penyinaran matahari dari tahun 2002-2021 dari Stasiun Meteorologi El Tari Kupang, serta peta kontur dan tata guna lahan.

2.1. Analisis Hidrologi

2.1.1. Analisis Frekuensi Curah Hujan

Analisis frekuensi yang digunakan adalah Distribusi Log Pearson Tipe III dan Distribusi Gumbel Tipe I. Setelah itu dilakukan uji persyaratan statistik untuk melihat hasil hujan rancangan dari kedua distribusi tersebut yang memenuhi persyaratan.

2.1.2. Analisis Debit banjir

Perhitungan debit banjir rancangan dilakukan menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu, dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C.A.R}{3,6(0,3.T_p + T_{0,3})} \tag{1}$$

$$T_p = t_g + 0,8T_r \tag{2}$$

$$t_g = 0,21 \times L^{0,7} \quad \text{untuk } L < 15 \tag{3}$$

$$t_g = 0,4 + 0,058 \times L \quad \text{untuk } L > 15 \tag{4}$$

$$T_{0,3} = \alpha \times t_g \tag{5}$$

$$\alpha = 0,47 \times \frac{(A L)^{0,25}}{t_g} \tag{6}$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \tag{7}$$

Keterangan:

Q_p : Debit puncak banjir (m³/det)

C : Koefisien limpasan

A : Luas DAS (km²)

R : Curah hujan efektif (mm)

T_p : Waktu puncak hidrograf (jam)

$T_{0,3}$: Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

t_g : Waktu konsentrasi (jam)

T_r : Waktu efektif (jam)

L : Panjang sungai (m)

α : Parameter hidrograf

2.1.3 Analisa Debit Andalan

Dalam penelitian ini data debit sungai yang terukur secara langsung dilapangan tidak tersedia sehingga untuk mendapatkan data debit sungai digunakan metode F. J. Mock. Adapun prosedur yang

dilakukan meliputi analisa curah hujan, evapotranspirasi potensial, evapotranspirasi terbatas, keseimbangan air di permukaan tanah, penyimpanan air tanah, dan aliran sungai.

2.1.4. Analisis Kebutuhan Air

Kebutuhan air irigasi adalah jumlah volume air yang diperlukan untuk memenuhi kebutuhan evaporasi, kehilangan air, kebutuhan air untuk tanaman dengan memperhatikan jumlah air yang diberikan oleh alam melalui hujan dan kontribusi air tanah. Perkiraan kebutuhan air irigasi adalah sebagai berikut:

$$NFR = ET_c + P + WLR - Re \quad (8)$$

Keterangan:

- NFR : *Netto Field Water Requirement*/kebutuhan bersih air di sawah (mm/hari)
 ET_c : Evaporasi tanaman (mm/hari)
 P : Perkolasi (mm/hari)
 WLR : Penggantian lapisan air (mm/hari)
 Re : Curah hujan efektif (mm/hari)

2.2 Perencanaan Bendung

2.2.1 Menentukan Elevasi Mercu Bendung

Penentuan elevasi mercu bendung ini sendiri dengan menjumlahkan faktor-faktor sebagai berikut:

1. Elevasi sawah tertinggi
2. Tinggi air di sawah
3. Kehilangan tekanan (dari saluran tersier ke sawah, dari saluran sekunder ke tersier, dari saluran induk ke sekunder, akibat kemiringan saluran, akibat bangunan ukur, dari *intake* ke sal. induk/kantong sedimen, bangunan lain antara lain kantong sedimen)
4. Eksploitasi.

2.2.2 Menentukan Lebar Bendung

Lebar bendung adalah jarak antara pangkal-pangkal bendung, sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Lebar maksimum bendung hendaknya tidak lebih dari 1,2 kali lebar rata-rata sungai. Lebar efektif bendung (*Be*) dihubungkan dengan lebar mercu yang sebenarnya (*B*) dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$Be = B - 2 (n.K_p + K_a) H_1 \quad (9)$$

Keterangan:

- Be* : Lebar efektif bendung (m)
B : Lebar mercu (m)
n : Jumlah pilar
K_p : Koefisien kontraksi pilar
K_a : Koefisien kontraksi pangkal bendung
H₁ : Tinggi energi (m)

2.2.3 Menentukan Tinggi Muka Air di Atas Mercu

Persamaan yang digunakan untuk menentukan muka air banjir di atas mercu adalah sebagai berikut :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \left(\sqrt{\frac{2}{3} g} \right) B \cdot H_1^{1.5} \quad (10)$$

Keterangan:

- Q* : Debit (m³/dtk)
C_d : Koefisien debit (*C_d* = *C₀*.*C₁*.*C₂*)
g : Percepatan gravitasi (= 9,8 m/dtk²)
B : Lebar mercu (m)
H₁ : Tinggi energi di atas ambang (m)

2.2.4 Bentuk Mercu Bendung

Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \left(\frac{X}{hd} \right)^n \tag{11}$$

Keterangan:

- X,Y : Koordinat-koordinat permukaan hilir
- hd : Tinggi energi rencana di atas mercu
- K : Parameter (Tabel 1)
- n : Parameter (Tabel 1)

Tabel 1. Harga-Harga K dan n

Kemiringan Permukaan Hilir	K	n
Vertikal	2,000	1,850
3:1	1,936	1,836
3:2	1,939	1,810
1:1	1,873	1,776

2.2.5 Kolam Olak

Kolam olak yang direncanakan adalah tipe Vlugter, parameter yang digunakan untuk menentukan dalamnya kolam olakan adalah sebagai berikut:

1. Jika $0,5 < \frac{z}{hc} \leq 2$, maka:

$$t = 2,4 hc + 0,4 z \tag{12}$$

2. Jika $2,0 < \frac{z}{hc} \leq 15$, maka:

$$t = 3,0 hc + 0,1 z \tag{13}$$

2.3 Analisis Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Bendung

Gaya-gaya yang bekerja pada bendung meliputi gaya akibat berat bendung itu sendiri, gaya gempa, gaya akibat tekanan air, gaya akibat tekanan lumpur dan gaya angkat.

2.4 Analisis Stabilitas Bendung

Untuk itu setelah menganalisis gaya-gaya yang bekerja pada bendung dikontrol stabilitasnya terhadap faktor-faktor keamanannya.

2.4.1 Analisis Terhadap Guling

$$SF = \frac{\Sigma Mt}{\Sigma Mg} > 1,5 \tag{14}$$

Keterangan:

- SF : *Safety factor*/faktor keamanan
- ΣMt : Jumlah momen tahan (tonmeter)
- ΣMg : Jumlah momen guling (tonmeter)

2.4.2 Analisis Terhadap Geser

$$SF = f \left(\frac{\Sigma Rv}{\Sigma Rh} \right) > 1,2 \tag{15}$$

Keterangan:

- SF : *Safety factor*/faktor keamanan
- f : Koefesien gesekan
- ΣRv : Kumulatif gaya vertikal (ton)
- ΣRh : Kumulatif gaya horizontal (ton)

2.4.3 Analisis Terhadap Daya Dukung Tanah

$$\sigma_{maks} = \frac{Rv}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < \sigma \tag{16}$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) < \sigma \tag{17}$$

Keterangan:

- σ_{maks} : Tegangan maksimum yang timbul (t/m^2)
- σ_{min} : Tegangan minimum yang timbul (t/m^2)
- RV : Gaya vertikal (ton)

- B : Panjang tubuh bendung (m)
- σ : Tegangan ijin(t/m^2)

2.4.4 Analisis Terhadap Rembesan

Angka rembesan menurut Lane dirumuskan sebagai berikut:

$$\Sigma L_v + \Sigma 1/3H_v > H.C \tag{18}$$

Keterangan:

- C : Angka rembesan yang terjadi
- L_v : Panjang rembesan dihitung secara vertikal (m)
- H_v : Panjang rembesan dihitung secara horizontal (m)
- H : Beda tinggi antara muka air di hulu dengan di hilir (m)

3. Hasil dan Pembahasan

3.1. Analisa Hidrologi

3.1.1 Analisa Curah Hujan Rancangan

Analisis curah hujan rancangan menggunakan data curah hujan pada Stasiun El Tari Kupang dengan data sebanyak 20 tahun (2002-2021). Data hujan tersebut, dicari curah hujan harian maksimum tahunan. Selanjutnya dilakukan analisis frekuensi dengan distribusi Log Pearson Tipe III dan distribusi Gumbel Tipe I. Hasil curah hujan rancangan dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2. Curah Hujan Rancangan

No.	Kala Ulang (tahun)	Curah Hujan untuk Setiap Distribusi (mm)	
		Log Person Tipe III	Gumbel Tipe I
1	2	108,6243	109,1919
2	5	167,4682	169,1802
3	10	203,5247	208,8976
4	20	230,3522	246,9956
5	50	273,1122	296,3094
6	100	298,8517	333,2632

Dari kedua distribusi di atas untuk uji persyaratan statistik dan uji keselarasan distribusi yang memenuhi adalah Distribusi Log Pearson Tipe III, sehingga untuk perhitungan selanjutnya dapat dipakai curah hujan rancangan Distribusi Log Pearson Tipe III.

3.1.2 Koefisien Limpasan

Untuk menentukan nilai koefisien limpasan (C) diperlukan analisis peta. Analisis peta yang digunakan adalah hasil gabungan peta tata guna lahan dan peta kemiringan lereng pada DAS Fatukoa. Analisis tersebut dilakukan menggunakan program ArcGis 10.5 sehingga diperoleh nilai koefisien limpasan sebesar 0,44.

3.1.3 Distribusi Hujan Efektif

Perhitungan hujan efektif menggunakan kala ulang yang sudah ditentukan dan probabilitas hujan diambil dari hasil perhitungan curah hujan Log Pearson Tipe III yang telah memenuhi uji kelayakan distribusi. Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada Tabel 3.

Tabel 3.Perhitungan Hujan Efektif

Kala Ulang	2	5	10	20	50	100
C	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
Curah Hujan	108,624	167,468	203,525	230,352	273,112	298,852
Hujan Efektif	47,577	73,351	89,144	100,894	119,623	130,897

3.1.4 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Distribusi hujan jam-jaman untuk dapat mengetahui tinggi hujan dalam millimeter pada setiap jam sesuai waktu yang digunakan. Distribusi hujan jam-jaman pada perhitungan ini menggunakan

presentase distribusi hujan selama 6 jam. Untuk menghitung sebaran hujan jam-jaman digunakan rumus Mononobe. Setelah diperoleh ratio sebaran hujan maka dilanjutkan dengan perhitungan distribusi curah hujan jam-jaman yang ditampilkan pada Tabel 4.

Tabel 4. Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Jam ke	Ratio	Curah Hujan Jam-Jaman dengan Periode Ulang (mm)					
		2	5	10	20	50	100
1	0,550	26,658	41,098	49,947	56,531	67,025	73,341
2	0,143	6,929	10,682	12,982	14,694	17,421	19,063
3	0,100	4,860	7,493	9,107	10,307	12,220	13,372
4	0,080	3,869	5,965	7,250	8,206	9,729	10,646
5	0,067	3,268	5,038	6,122	6,929	8,216	8,990
6	0,059	2,856	4,403	5,352	6,057	7,181	7,858

3.1.5 Analisis Debit Banjir Rancangan

Analisis debit banjir rancangan menggunakan Hidograf Satuan Sintetik Nakayasu yang merupakan hidrograf satuan yang diturunkan berdasarkan karakteristik DAS dan data sungai tersebut sehingga diperoleh nilai-nilai sebagai berikut:

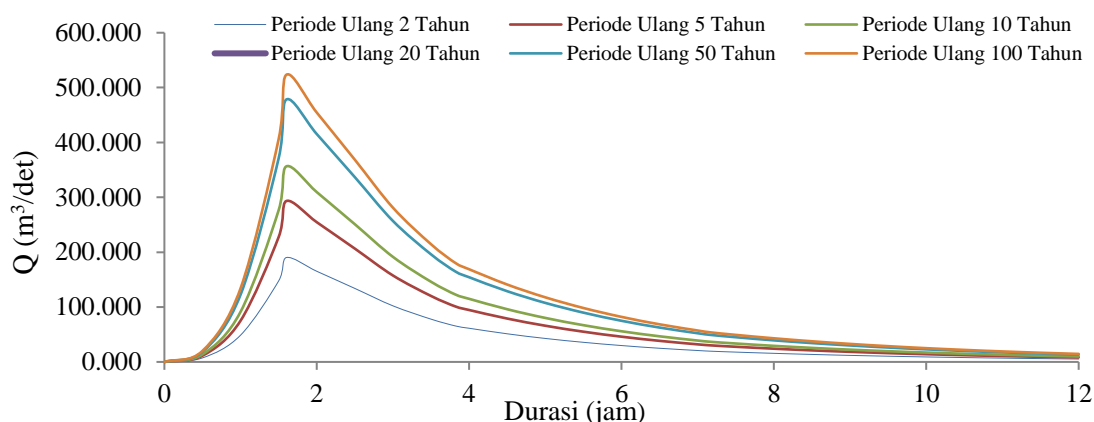
1. Luas DAS (A) = 44,581 Km²
2. Panjang sungai (L) = 11,26 Km
3. Ro = 1 mm
4. $t_g = 0,21L^{0,7}$
 $= 0,21 + 11,26^{0,7}$
 $= 1,144$ jam
5. $t_r = 0,5 \times t_g$
 $= 0,5 \times 1,144$
 $= 0,572$ jam
6. $T_p = t_g + 0,8 t_r$
 $= 1,144 + (0,8 \times 0,572)$
 $= 1,60$ jam
7. $\alpha = 0,47 \times \frac{(A.L)^{0,25}}{t_g}$
 $= 0,47 \times \frac{(44,581 \cdot 11,26)^{0,25}}{1,144}$
 $= 1,945$
8. $T_{0,3} = \alpha \cdot t_g$
 $= 1,952 \times 1,144$
 $= 2,225$ jam
9. $Q_p = \frac{A \cdot R}{3,6 (0,3 T_p + T_{0,3})}$
 $= \frac{44,581 \times 1}{3,6 (0,3 \times 1,60 + 2,225)}$
 $= 4,577$ m³/dtk

Langkah selanjutnya yang dilakukan adalah melakukan superposisi menjadi hidrograf banjir agar dapat mengetahui debit banjir maksimum pada periode ulang 2, 5, 10, 20, 50 dan 100 tahun. Hasil perhitungan debit banjir rencana dapat dilihat pada Tabel 5.

Tabel 5. Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Pada Berbagai Kala Ulang

Kala Ulang (tahun)	Debit Banjir Puncak (m ³ /dtk)
2	190,235
5	293,290

10	356,436
20	403,419
50	478,306
100	523,384



Gambar 1. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Fatukoa

3.1.6 Curah Hujan Andalan

Curah hujan andalan tanaman padi sebesar 80% (R₈₀) dan tanaman palawija sebesar 50% (R₅₀) serta curah hujan efektif sebesar 70% dari curah hujan andalan dapat dilihat pada Tabel 6.

Tabel 6. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Curah Hujan Andalan

No	Bulan		Curah Hujan Andalan (mm)		Reff Padi		Reff Palawija	
			Probabilitas 80 %	Probabilitas 50 %	70% x R80 mm	mm/hari	70% x R50 mm	mm/hari
1	Januari	I	60,63	160,00	42,44	2,83	112,00	7,47
		II	142,60	181,50	99,82	6,24	7,00	0,44
2	Februari	I	65,80	140,54	46,06	3,29	98,38	7,03
		II	46,98	126,00	32,88	2,35	88,20	6,30
3	Maret	I	88,00	118,76	61,60	4,11	83,13	5,54
		II	29,72	66,50	20,81	1,30	46,55	2,91
4	April	I	0,40	36,00	0,28	0,02	25,20	1,68
		II	0,00	6,81	0,00	0,00	4,77	0,32
5	Mei	I	0,00	4,57	0,00	0,00	3,20	0,21
		II	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Juni	I	0,00	1,50	0,00	0,00	1,05	0,07
		II	0,00	0,45	0,00	0,00	0,31	0,02
7	Juli	I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		II	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Agustus	I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		II	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	September	I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		II	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Oktober	I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		II	0,00	4,50	0,00	0,00	3,15	0,20

11	November	I	1,20	13,61	0,84	0,06	9,53	0,64
		II	16,20	55,40	11,34	0,76	38,78	2,59
12	Desember	I	47,60	114,00	33,32	2,22	79,80	5,32
		II	126,20	149,00	88,34	5,51	104,30	6,52

3.2. Analisis Kebutuhan Air

Perhitungan kebutuhan air irigasi dilakukan pada 4 (empat) alternatif pola tanam dengan variasi tanggal penanaman sebagai berikut:

1. Pola tanam padi-padi- palawija alternatif 1

Pada pola tanam padi-padi-palawija alternatif 1 merupakan pola tanam yang telah diterapkan pada Daerah Irigasi Fatukoa, masa penyiapan lahan dimulai pada bulan Desember bagian pertama (I) dan awal penanaman pada bulan Januari bagian pertama (I).

2. Pola tanam padi-padi-palawija alternatif 2

Pada pola tanam padi-padi-palawija alternatif 2, masa penyiapan lahan dimulai pada bulan November bagian kedua (II) dan awal penanaman pada bulan Desember bagian kedua (II).

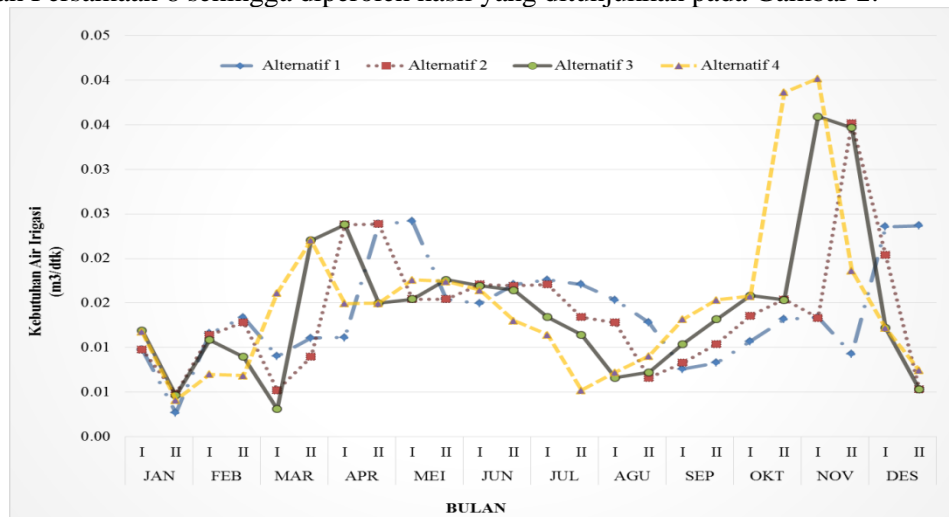
3. Pola tanam padi-padi-palawija alternatif 3

Pada pola tanam padi-padi-palawija alternatif 3, masa penyiapan lahan dimulai pada bulan November bagian pertama (I) dan awal penanaman pada bulan Desember bagian pertama (I).

4. Pola tanam padi-padi-palawija alternatif 4

Pada pola tanam padi-padi-palawija alternatif 4, masa penyiapan lahan dimulai pada bulan Oktober bagian kedua (II) dan awal penanaman pada bulan November bagian kedua (II).

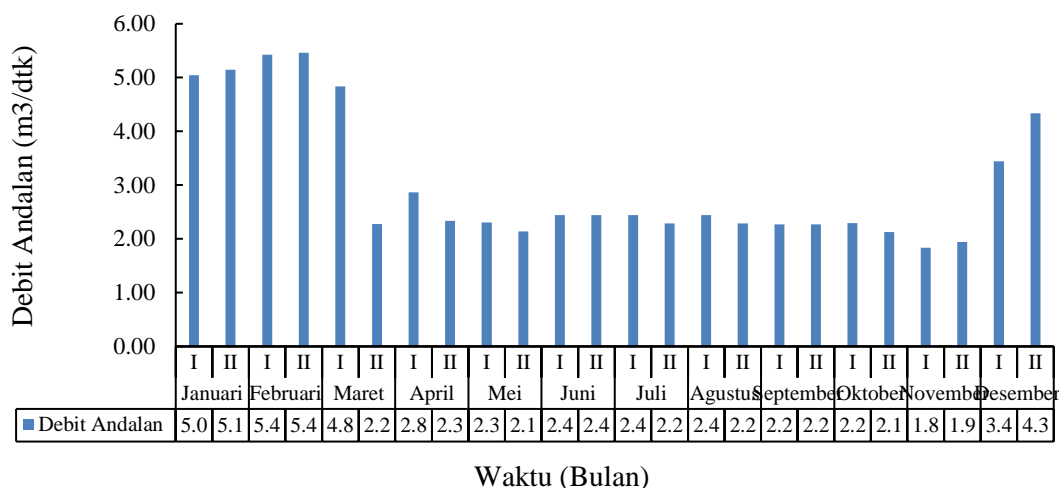
Dari keempat alternatif pola tanam di atas kemudian dilakukan analisis kebutuhan air menggunakan Persamaan 8 sehingga diperoleh hasil yang ditunjukkan pada Gambar 2.



Gambar 2. Grafik Rekapitulasi Kebutuhan Air Irigasi Pola Tanam Padi - Padi - Palawija Alternatif 1- Alternatif 4

3.3. Debit Andalan

Perhitungan debit andalan menggunakan Metode F. J. Mock. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Gambar 3.



Gambar 3. Grafik Debit Andalan DAS Fatukoa Tahun 2002-2021

3.4 Analisis Struktur Bendung

3.4.1 Menentukan Elevasi Mercu Bendung

Lokasi bendung yang direncanakan berada pada alur Sungai Haukoto. Tinggi bendung didapat dari perhitungan berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tinggi bendung (H)} &= \text{elevasi mercu bendung} - \text{elevasi dasar sungai} \\ &= 203,702 - 202,228 \\ &= 1,474 \text{ m} \approx 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

3.4.2 Menghitung Lebar Bendung

Lebar bendung yang direncanakan merupakan 1,2 kali lebar sungai rata-rata yaitu $1,2 \times 25 = 30,00$ m. Sedangkan untuk lebar mercu bendung efektif dihitung menggunakan Persamaan 9 diperoleh hasil :

$$\begin{aligned} B_e &= B - 2 (n \cdot K_p + K_a) H_1 \\ &= 30,00 - 2 (1 \times 0,01 + 0,1) H_1 \\ &= 30,00 - 0,2200 H_1 \end{aligned}$$

3.4.3 Menentukan Tinggi Muka Air di Atas Mercu

Untuk menentukan tinggi air di hulu mercu bendung (H1) dilakukan dengan cara coba -coba menggunakan Persamaan 10 sebagai berikut :

$$523,384 = 1,3 \cdot \frac{2}{3} \left(\sqrt{\frac{2}{3}} \cdot 9,8 \right) 30,00 \cdot H_1^{1.5}$$

Dengan cara coba-coba diperoleh nilai $H_1 = 4,2661$ m, maka untuk lebar efektif bendung diperoleh hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} B_{eff} &= 30,00 - 0,2200 H_1 \\ &= 30,00 - 0,2200 \times 4,2661 \\ &= 29,06 \text{ m} \end{aligned}$$

3.4.4 Perhitungan Persamaan Lengkung Mercu Bendung

1. Bagian *upstream face*

Data-data yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tinggi bendung	= 1,5 m
Tinggi energi di hulu mercu bendung	= 4,2661 m
Menentukan kehilangan energi di atas hulu mercu	= 0,4972 m

Sehingga diperoleh kemiringan *upstream* sebesar :

$$\frac{p}{H_1} = \frac{1,5}{4,2661} = 0,3516 \text{ m}$$

Berdasarkan pada Tabel 1, untuk nilai $P/H_1 < 0,4$ digunakan kemiringan sloop 1:1. Untuk perhitungan jari-jari diperoleh :

$$\begin{aligned} R_o &= 0,45 \times h_d \\ &= 0,48 \times 3,7689 \\ &= 1,6960 \text{ m} \\ X_o &= 0,119 \times h_d \\ &= 0,119 \times 3,7689 \\ &= 0,4485 \text{ m} \end{aligned}$$

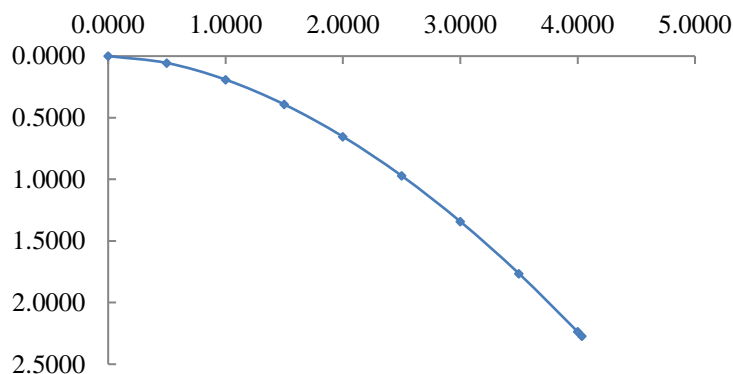
2. Bagian *downstream*

$$\begin{aligned} X^n &= K \cdot h_d^{n-1} \cdot Y \\ X^{1,776} &= 1,873 \times 3,7689^{1,776-1} \cdot Y \\ X^{1,776} &= 5,2442 Y \\ Y &= \frac{1}{5,2442} X^{1,776} \end{aligned}$$

Untuk mencari perpotongan kurva $Y = \frac{1}{5,2442} X^{1,776}$ dengan garis $Y = X$, maka harus dilakukan pendiferensialan dari persamaan di atas sehingga diperoleh koordinat titik singgung garis parabola dengan garis lurus seperti yang ada pada Tabel 7.

Tabel 7. Persamaan Diferensial

No	Koordinat x	Koordinat y	Elevasi
1	0,0000	0,0000	203,7020
2	0,5000	0,0557	203,6463
3	1,0000	0,1907	203,5113
4	1,5000	0,3918	203,3102
5	2,0000	0,6531	203,0489
6	2,5000	0,9706	202,7314
7	3,0000	1,3418	202,3602
8	3,5000	1,7644	201,9376
9	4,0000	2,2366	201,4654
10	4,0362	2,2726	201,4294



Gambar 4. Lengkung *Downstream* Mercuri Bendung

3.4.5 *Perencanaan Kolam Olak*

Kolam olak yang akan digunakan adalah kolam olak tipe Vlugter. Untuk perdimensionan kolam olak tipe Vlugter ini digunakan persamaan sebagai berikut :

$$z = 3,7873 \text{ m}$$

$$\frac{Z}{H_c} = 1,3316$$

Untuk $0,5 < \frac{Z}{H_c} \leq 2,0$, maka :

$$\begin{aligned} t &= 2,4h_c + 0,4a \\ &= (2,4 \times 2,8441) + (0,4 \times 3,7873) \end{aligned}$$

$$= 8,3406 \text{ m}$$

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

$$= 3,7873 + 8,3406 - 4,2661$$

$$= 7,862 \text{ m}$$

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

$$= 0,28 \times 2,8441 \sqrt{\frac{2,8441}{3,3409}}$$

$$= 0,679 \text{ m}$$

$$2a = 2 \times a$$

$$= 2 \times 0,679$$

$$= 1,358 \text{ m}$$

Elevasi dasar kolam olak = 203,702 – 7,862 = 195,840 m.

3.5 Analisis Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Bendung

Analisis gaya-gaya yang bekerja pada bendung dapat dilihat pada Tabel 8 dan Tabel 9.

Tabel 8. Rekapitulasi Perhitungan Gaya Saat Muka Air Normal

No	Faktor Gaya	Gaya (ton)		Momen (tm)	
		Horizontal	Vertikal	Horizontal	Vertikal
1	Berat sendiri		101,0794		599,7626
2	Gaya gempa	17,3260		100,6835	
3	Gaya hidrostatis	1,4475	1,4357	12,1011	15,9364
4	Tekanan lumpur	0,225		1,8810	
5	Gaya angkat		13,4584		89,1170
	Jumlah	18,9985	89,0567	114,6656	526,5820

Tabel 9. Rekapitulasi Perhitungan Gaya Saat Muka Air Banjir

No	Faktor Gaya	Gaya (ton)		Momen (tm)	
		Horizontal	Vertikal	Horizontal	Vertikal
1	Berat sendiri		101,0794		599,7626
2	Gaya gempa	17,3260		100,6835	
3	Gaya hidrostatis	6,6271	6,6201	52,0016	70,1472
4	Tekanan lumpur	0,2250		1,8810	
5	Gaya angkat		39,8452		213,5276
	Jumlah	24,1781	67,8542	154,5661	456,3822

3.6 Analisis Stabilitas Bendung

3.6.1 Stabilitas Terhadap Guling

Untuk muka air normal:

$$S = \frac{526,5820}{114,6656} > 1,5$$

$$4,5923 > 1,5 \text{ (OK)}$$

Untuk muka air banjir :

$$S = \frac{456,3822}{154,5661} > 1,5$$

$$2,9527 > 1,5 \text{ (OK)}$$

3.6.2 Stabilitas Terhadap Geser

Untuk muka air normal :

$$S = 0,75 \times \left(\frac{89,0567}{18,9985} \right) > 1,2$$

$$3,5157 > 1,2 \text{ (OK)}$$

Untuk muka air banjir :

$$S = 0,75 \times \left(\frac{67,8542}{24,1781} \right) > 1,2$$

$$2,1048 > 1,2 \text{ (OK)}$$

3.6.3 Stabilitas Terhadap Rembesan

Analisa terhadap rembesan menurut Lane menggunakan Persamaan 18 ;

$$L_w = L_v + 1/3L_h \geq C \cdot \Delta H$$

$$11,0693 + 7,2533 \geq 1,8 \times 9,36$$

$$18,3226 \geq 16,8480 \text{ (OK)}$$

3.6.4 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Untuk perhitungan daya dukung tanah digunakan Rumus Terzaghi, kontrol daya dukung tanah dapat dihitung sebagai berikut :

$$\sigma = \frac{R_v}{L} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$\sigma = \frac{89,0567}{11,74} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,2446}{11,74} \right) < 59,9964$$

$$1,5889 \text{ t/m}^2 < 59,9964 \text{ t/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma = \frac{89,0567}{11,74} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,2446}{11,74} \right) < 59,9964$$

$$2,7603 \text{ t/m}^2 < 59,9964 \text{ t/m}^2 \text{ (OK)}$$

4. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, diperoleh antara lain besarnya kebutuhan air maksimum pada Daerah Irigasi Fatukoa berdasarkan Rumus *Netto Field Water Requirement* (NFR) dengan pola tanam Padi-Padi-Palawija diperoleh sebesar 0,0105 m³/dtk. Besar debit andalan setengah bulanan maksimum untuk Daerah Irigasi Fatukoa tahun 2002-2021 terjadi pada bulan Februari bagian kedua (II) dengan nilai 5,46 m³/detik, sedangkan debit andalan setengah bulanan minimum terjadi pada bulan November bagian pertama (I) dengan nilai 1,84 m³/detik. Berdasarkan hasil analisa hidrolika dan analisis stabilitas bendung diperoleh tinggi bendung 1,5 m dengan tipe mercu Ogee dan kemiringan *upstream* 1:1, lebar bendung 30,00 m dengan 2 buah pintu pembilas selebar 1,5 muntuk setiap pintunya serta kolam olak tipe vlugter dengan panjang kolam 7,86 m.

DAFTAR PUSTAKA

- Kamiana, I., M. 2011. *Teknik Perhitungan Debit rencana Bangunan Air*, Graha Ilmu, Yogyakarta.
Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air Direktorat Irigasi dan Rawa. 2013. *Standar Perencanaan Irigasi Kriteria Perencanaan Bagian Perencanaan Jaringan Irigasi KP-01*, Jakarta.
- Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air Direktorat Irigasi dan Rawa. 2013. *Standar Perencanaan Irigasi Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan Utama KP-02*, Jakarta.
- Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air Direktorat Irigasi dan Rawa. 2013. *Standar Perencanaan Irigasi Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan KP-04*, Jakarta.
- Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air Direktorat Irigasi dan Rawa. 2013. *Standar Perencanaan Irigasi Kriteria Perencanaan Bagian Parameter Bangunan KP-06*, Jakarta.
- Mawardi, E., dan Memed, M. 2002. *Desain Hidraulik Bendung Tetap Untuk Irigasi Teknis*, cv Alfabeta, Bandung.
- Soemarto, C., D. 1987. *Hidrologi Teknik*, Usaha Nasional, Surabaya.
- Triatmodjo, B. 2008. *Hidrologi Terapan*, Beta Offset, Yogyakarta.
- Wesley, L., D. 1975. *Mekanika Tanah*, Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.
- Widjatmoko., dan Soewadi, I. 2001. *Irigasi*, Badan Penerbit Universitas Diponegoro, Semarang.