

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Umum

4.1.1 Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian Tugas Akhir ini berada pada sungai Maubesi yang merupakan wilayah Kelurahan Bitauni, Kecamatan Insana, Kabupaten Timor Tengah Utara. Secara geografis, lokasi bendung terletak pada koordinat UTM (Universal Transverse Mercator) 683235,611 E dan 8952743, 384 N.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian
Sumber: Google Eart, 2019

4.1.2 Pengambilan Data

Data merupakan bagian-bagian yang dikumpulkan dari sumber-sumber terpercaya untuk dijadikan sebuah informasi. Data sangat diperlukan dalam proses analisa dan pembahasan untuk mencapai tujuan akhir dari sebuah penelitian, oleh sebab itu data yang diambil harus melalui proses yang baik dan sistematis.

4.1.2.1 Data Primer

Data yang diperoleh atau digunakan antara lain:

- a) Data pengukuran long dan cross sungai

Pengambilan data secara langsung topografi sungai yaitu long dan cross dari sungai dengan bantuan alat theodolite atau total station,

untuk mengetahui elevasi beda tinggi dari sungai tersebut. Dapat dilihat pada Lampiran 1

b) Data pengukuran eksisting bendung

Pengambilan data eksisting bendung, secara manual dengan bantuan metertan. Data tersebut berupa ukuran fisik dari tiap bagian bangunan utama, selain itu juga mengambil tinggi muka air pada kondisi normal dan banjir, digunakan untuk mendapatkan informasi mengenai dimensi eksisting dari bendung. Dapat dilihat pada Lampiran 2

c) Data visual

Data yang diambil melalui dokumentasi secara langsung terhadap kerusakan atau kondisi eksisting dari objek penelitian, untuk mengetahui tingkat kerusakan dan permasalahan yang terjadi guna membantu dalam proses identifikasi masalah.

d) Data informasi masyarakat

Data informasi masyarakat merupakan data yang diperoleh dari proses wawancara dengan masyarakat. Data tersebut dibutuhkan untuk mengetahui dampak dari kerusakan bendung, pola tanam masyarakat, dan lain-lain.

4.1.2.2 Data Sekunder

Data ini diperoleh dari instansi – instansi terkait dan referensi yang berhubungan dengan penelitian ini berupa.

1. Data curah hujan 10 tahun

Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan maksimum selama 10 tahun terakhir (2009 - 2019) yang diperoleh dari rekapitulasi data curah hujan harian. Dapat dilihat pada Lampiran 3

2. Data klimatologi

Data klimatologi yang digunakan adalah data suhu, data kelembapan, data penyinaran matahari, data kecepatan angin, dan data radiasi. Dapat dilihat pada Lampiran 4

3. Data mekanika tanah

Meliputi data berat jenis tanah, kohesi tanah, jenis tanah, sudut geser tanah. Dapat dilihat pada Lampiran 5

4. Data topografi

Data ini meliputi daerah aliran sungai (DAS), panjang sungai, kemiringan elevasi sungai, dan lebar rata-rata dari sungai. Dapat dilihat pada Lampiran 6

5. Gambar As built drawing

Data gambar yang di peroleh dari instansi terkait, digunakan sebagai bahan referensi pembandingan dengan data primer pengukuran dimensi bangunan sebelum mengalami kerusakan. Dapat dilihat pada Lampiran 7

4.2 Analisa Karakteristik DAS

4.2.1 Penentuan Batas DAS

Penentuan Batas DAS Maubesi dibuat menggunakan bantuan aplikasi Arc-GIS 10.1 didasarkan pada hasil analisis peta DEM (*Digital Elevation Model*) dari situs resmi USGS. Peta DEM adalah data digital yang menggambarkan geometri dari bentuk permukaan bumi atau bagiannya yang terdiri dari himpunan titik-titik koordinat hasil sampling dari permukaan dengan algoritma yang mendefinisikan permukaan tersebut menggunakan himpunan koordinat (Tempfli, 1991). Sedangkan USGS (*United States Geological Survey*) atau Badan Survei Geologi Amerika Serikat adalah sebuah agensi ilmiah pemerintah Amerika Serikat.

Proses penentuan model DAS dimulai dari proses *fill sink* terhadap data DEM (*Digital Elevation Model*) yang sudah dipotong lebih detail atau disesuaikan dengan lokasi penelitian, agar lebih mudah saat menentukan lokasi DAS. Penentuan model DAS menggunakan Arc GIS pada umumnya terdiri atas dua bagian besar yakni analisis raster dan analisis vektor. Analisis raster terdiri dari beberapa proses yakni; *fill sink*, *flow direction*, *flow accumulation*, *stream definition*, *stream segmentation* dan *catchment delineation*. Sedangkan analisis vektor terdiri dari proses *catchment polygon*, *drainage line* dan *watershed aggregation*. Selengkapnya dapat dilihat pada Gambar 4.2, Gambar 4.3 dan Gambar 4.4.

4.2.2 Penentuan Luas DAS

Setelah melakukan penentuan batas DAS, langkah selanjutnya adalah melakukan perhitungan luas DAS Maubesi untuk memperoleh salah satu parameter dasar dalam menghitung debit rencana (*outflow*), menggunakan Metode Non Hydrograf dan Metode Hydrograf Satuan Sintektik.

Tabel 4.1 Luas DAS Maubesi

Id	Shape_Area	Id	Shape_Area	Id	Shape_Area	Id	Shape_Area	Id	Shape_Area
6765	0,600489	7012	0,023156	7250	2,492032	7534	0,743957	7893	0,487705
6766	1,282807	7013	0,219539	7292	1,007764	7563	1,459854	7900	0,477113
6810	0,115012	7032	0,166343	7301	0,478193	7569	0,862082	7908	0,047883
6823	0,900439	7033	0,47273	7321	0,834489	7612	0,749846	7925	0,989027
6828	0,943978	7042	0,256412	7335	1,767388	7641	0,973418	7950	0,168716
6830	0,085291	7043	0,366933	7349	0,964937	7642	1,127879	8009	1,104001
6831	1,874636	7059	0,811418	7360	1,369875	7645	0,038661		
6836	0,000945	7079	0,255183	7402	0,944106	7651	0,374566		
6850	0,862211	7082	0,077951	7406	0,351579	7658	0,038654		
6860	0,912114	7085	0,045707	7407	0,10228	7672	0,043794		
6916	0,979576	7099	0,961651	7415	1,224064	7679	0,182277		
6921	0,49781	7104	0,606046	7416	1,369071	7682	0,075531		
6940	0,650821	7135	2,212924	7420	0,142035	7738	0,2761		
6941	0,671237	7165	0,756069	7442	0,585676	7762	1,178189		
6942	0,568204	7174	0,058857	7448	0,913006	7815	0,520488		
6950	1,832881	7179	0,436044	7455	0,83061	7838	1,708768		
6964	0,636001	7184	1,808114	7468	1,116102	7840	0,808683		
6967	0,590863	7221	0,789771	7469	0,120682	7867	0,558503		
6982	0,259569	7231	0,488272	7503	1,858106	7868	0,649222		
6992	1,912953	7249	0,290952	7513	0,48724	7879	0,9337		
7004	1,59749								

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan rician tabel diatas, di peroleh luas DAS Maubesi yang di dapat dari Aplikasi Arc GIs 10.1 adalah sebesar 64, 41725 Km²

4.3 Analisa Hidrologi

4.3.1 Pengolahan Data Hujan

4.3.1.1 Pengolahan Data Hujan

Data curah hujan yang dipakai adalah data curah hujan yang terdapat pada 3 buah stasiun curah hujan, yaitu : stasiun curah hujan Kefamenanu, Stasiun curah hujan Manufui, dan Stasiun Curah hujan Oenopu. Data curah hujan yang digunakan pada analisa hidrologi ini adalah data curah hujan 10 tahun terakhir, antara tahun 2008 s/d 2018, dengan mengambil data curah hujan maximum dalam setiap tahunnya. Berikut data curah hujan dari 3 stasiun yang digunakan pada Analisa hidrologi ini,dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Data Hujan 2008-2018

Tahun	Tanggal hujan	Curah Hujan Maksimum Di Pos Hujan (mm) (Ri)	Hujan Rerata Harian	Hujan Harian
-------	---------------	---	---------------------	--------------

		Kefamenanu	Manufui	Oenopu		Rerata Maks. (mm)
2008	0-Jan	0	0	0	0.0000	26.6667
	0-Jan	0	0	0	0.0000	
	30-Nov	0	0	80	26.6667	
2009	0-Jan	0	0	0	0.0000	24.6667
	0-Jan	0		0	0.0000	
	12-Dec	0	0	74	24.6667	
2010	0-Jan	0	0	0	0.0000	21.3333
	27-Nov	0	62	2	21.3333	
	3-Dec	0	0	53	17.6667	
2011	18-Nov	59	0	0	19.6667	34.0000
	25-Jan	6	91	0	32.3333	
	16-Dec	15	11	76	34.0000	
2012	9-Mar	44	15	54	37.6667	45.3333
	13-Jan	3	60	73	45.3333	
	4-Mar	4.5	26	102	44.1667	
2013	4-Jan	40	0	12	17.3333	31.8333
	7-Jan	0	58	10	22.6667	
	3-Jan	0	31.5	64	31.8333	
2014	5-Dec	50	0	0	16.6667	51.5000
	15-Mar	0	65	48	37.6667	
	1-Feb	1.5	60	93	51.5000	
2015	23-Apr	73.1	12.5	0	28.5333	33.2067
	2-Jan	10.05	33.5	16	19.8500	
	3-Jan	17	0.62	82	33.2067	
2016	15-Dec	48	30.7	0	26.2333	26.2333
	26-Jan	2.1	49.2	17	22.7667	
	24-Jan	0	0	71	23.6667	
2017	15-Mar	66	0	15	27.0000	53.6667
	19-Dec	0	62.5	0	20.8333	
	5-Apr	50	0	111	53.6667	
2018	23-Dec	55	0	24	26.3333	26.3333
	25-Dec	0	71.5	0	23.8333	
	7-Feb	0	0.17	78	26.0567	
					Jumlah	374.7733

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.1.2 Perbaikan Data Hujan dan Uji Konsistensi

4.3.1.2.1 Perbaikan Data Hujan

Data hujan stasiun Kefamenanu dan Manufui terdapat data tahun 2008, 2009, dan 2010 yang hilang. Pengisian data hilang menggunakan metode

Reciprocalmethod dengan persamaan 2.1b. Berikut data hujan yang hilang, dapat dilihat pada Tabel 4.3.

$$Px = \frac{\sum_i^n 1 \frac{Pi}{Li^2}}{\sum_i^n 1 \frac{1}{Li^2}} \dots\dots\dots 2.1b$$

Berikut data hujan yang hilang, dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.3 Data Hujan Hilang

Tahun	Curah Hujan Maksimum Di Pos Hujan (mm) (Ri)		
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu
2008	0	0	80
2009	0	0	74
2010	0	62	53
2011	59	91	76
2012	44	60	102
2013	40	58	64
2014	50	65	93
2015	73.1	33.5	82
2016	48	49.2	71
2017	66	62.5	111
2018	55	71.5	78

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Dalam melakukan perbaikan data hujan, memerlukan data hujan pembanding. Data hujan pembanding diambil dari stasiun hujan yang berdekatan dengan stasiun hujan yang ingin ditinjau. Stasiun hujan yang digunakan sebagai pembanding dalam penelitian ini adalah Stasiun Hujan Noemuti dan Stasiun Hujan Sufa. Berikut data hujan yang digunakan sebagai pembanding, dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Data Hujan Pembanding

Noemuti	Sufa
120	90
108	125
114	110
88	111
105	91
0	107
130	76
168	76
285	99
252	86

244	70
-----	----

Sumber: Hasil Analisis, 2019

a. Mencari data hujan yang hilang pos hujan kefamenanu

Data hujan yang hilang pada Stasiun hujan Kefamenanu, terjadi pada 3 tahun yaitu tahun 2008, 2009, dan 2010. Untuk membangkitkan data hujan pada stadium hujan kefamenanu dilakukan dengan metode *Reciproca lmethod* dengan persamaan 2.1b. Penggunaan metode ini memerlukan 2 stasiun pembanding diantara stasiun hujan Kefamenanu, berdasarkan hal tersebut stasiun hujan yang digunakan, sebagai berikut:

- Stasiun hujan Noemuti dengan jarak stasiun terhadap stasiun Kefamenanu, 10.61 Km
- Stasiun hujan Oenopu dengan jarak stasiun terhadap stasiun Kefamenanu, 34.76 Km

Berikut Data hujan yang digunakan dalam mencari data hujan yang hilang, dapat dilihat pada Tabel. 4.5.

Tabel 4.5 Data Perhitungan Stasiun hujan Kefamenanu yang hilang

Tahun	Curah Hujan Maksimum Di Pos Hujan (mm) (Ri)		
	Kefamenanu	Noemuti	Oenopu
	A	B	C
2008	0	120	80
2009	0	108	74
2010	0	114	53
Jarak (Km)		10.61	34.76

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berikut Perhitungan untuk mencari data hujan yang hilang untuk stasiun hujan Kefamenanu :

$$P_x = \frac{\sum_i^n 1 \frac{P_i}{L_{i1}^2}}{\sum_i^n 1 \frac{1}{L_{i1}^2}}$$

$$P_{2008} = \frac{\frac{P^B}{L_B^2} + \frac{P^C}{L_C^2}}{\frac{1}{L_B^2} + \frac{1}{L_C^2}} = \frac{\frac{120}{112.5721} + \frac{80}{1208.25761}}{\frac{1}{112.5721} + \frac{1}{1208.25761}} = 116.5909 \text{ mm}$$

$$P_{2009} = \frac{\frac{P^B}{L_B^2} + \frac{P^C}{L_C^2}}{\frac{1}{L_B^2} + \frac{1}{L_C^2}} = \frac{\frac{108}{112.5721} + \frac{74}{1208.25761}}{\frac{1}{112.5721} + \frac{1}{1208.25761}} = 105.1022 \text{ mm}$$

$$P_{2010} = \frac{\frac{P^B}{L_B^2} + \frac{P^C}{L_C^2}}{\frac{1}{L_B^2} + \frac{1}{L_C^2}} = \frac{\frac{114}{112.5721} + \frac{53}{1208.25761}}{\frac{1}{112.5721} + \frac{1}{1208.25761}} = 108.8011 \text{ mm}$$

Tabel 4.6 Hasil Perhitungan Stasiun hujan Kefamenanu yang hilang

Tahun	Curah Hujan Maksimum Di Pos Hujan (mm) (Ri)		
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu
2008	116.5908671	0	80
2009	105.102237	0	74
2010	108.8010723	62	53

Sumber: Hasil Analisis, 2019

b. Mencari data hujan yang hilang pos hujan manufui

Data hujan yang hilang pada Stasiun hujan Manufui, terjadi pada 2 tahun yaitu tahun 2008 dan 2009. Untuk membangkitkan data hujan pada stadium hujan Manufui dilakukan dengan metode *Reciproca lmethod* dengan persamaan 2.1b. Penggunaan metode ini memerlukan 2 stasiun pembanding diantara stasiun hujan Manufui, berdasarkan hal tersebut stasiun hujan yang digunakan, sebagai berikut:

- Stasiun hujan Sufa dengan jarak stasiun terhadap stasiun Kefamenanu, 9.51 Km
- Stasiun hujan Oenopu dengan jarak stasiun terhadap stasiun Kefamenanu, 10.79 Km

Berikut Data hujan yang digunakan dalam mencari data hujan yang hilang, dapat dilihat pada Tabel. 4.7.

Tabel 4.7 Data Perhitungan Stasiun hujan Manufui yang hilang

Tahun	Curah Hujan Maksimum Di Pos Hujan (mm) (ri)		
	Manufui	Sufa	Oenopu
	A	B	C
2008	0	90	80
2009	0	125	74
Jarak (Km)	-	9.51	10.79

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berikut Perhitungan untuk mencari data hujan yang hilang untuk stasiun hujan Manufui :

$$P_x = \frac{\sum_i^n 1 \frac{P_i}{L_1^2}}{\sum_i^n 1 \frac{1}{L_1^2}}$$

$$P_{2008} = \frac{\frac{P^B}{L_B^2} + \frac{P^C}{L_C^2}}{\frac{1}{L_B^2} + \frac{1}{L_C^2}} = \frac{\frac{90}{90.4401} + \frac{80}{116.42411}}{\frac{1}{90.4401} + \frac{1}{116.42411}} = 85.62804 \text{ mm}$$

$$P_{2009} = \frac{\frac{P^B}{L_B^2} + \frac{P^C}{L_C^2}}{\frac{1}{L_B^2} + \frac{1}{L_C^2}} = \frac{\frac{125}{90.4401} + \frac{74}{116.42411}}{\frac{1}{90.4401} + \frac{1}{116.42411}} = 102.703 \text{ mm}$$

Tabel 4.8 Hasil Perhitungan Stasiun hujan Manufui yang hilang

tahun	curah hujan maksimum di pos hujan (mm) (Ri)		
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu
2008	116.5908671	85.62804487	80
2009	105.102237	102.7030288	74

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Tabel 4.9 Rekapitulasi Hasil Pencarian Data Hujan yang Hilang

Tahun	Curah Hujan Maksimum Di Pos Hujan (mm) (Ri)		
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu
2008	116.6	85.6	80
2009	105.1	102.7	74
2010	108.8	62	53
2011	59	91	76
2012	44	60	102
2013	40	58	64
2014	50	65	93
2015	73.1	33.5	82
2016	48	49.2	71
2017	66	62.5	111
2018	55	71.5	78

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.1.2.2 Uji Konsistensi Data

Uji konsistensi dilakukan untuk dapat mengetahui apakah trend data yang terjadi mempunyai trend data yang konsisten atau yang sesuai dengan persyaratan uji konsistensi data, sehingga dapat melakukan analisis hidrologi dengan data hujan yang telah dilakukan uji konsistensi. Data hujan yang digunakan dalam suatu analisis harus bersifat konsisten. Oleh karena itu, untuk menghasilkan keakuratan data, data hujan tersebut harus diuji konsistensinya. Pengujian akan menghasilkan dua

kemungkinan yaitu akurat atau akurat. Jika hasil uji dinyatakan pangkah maka data hujan tersebut bisa langsung diolah namun jika data hujan dinyatakan tidak akurat atau konsisten maka perlu dilakukan pengalihan terhadap fakktor koreksi.

Penelitian ini menggunakan metode kurva massa ganda (*double-mass curve*) untuk menguji kepanggahan data hujan. Berikut proses uji kepanggahan data hujan atau uji konsistensi data hujan;

1. Pos Hujan Kefamenanu

Pengujian konsistensi data hujan Kota Kefamenanu dilakukan menggunakan metode kurva massa ganda. Berikut proses uji kepanggahan data hujan atau uji konsistensi data hujan;

1. Melakukan rekapitulasi data curah hujan maksimum dari ketiga stasiun, dengan stasiun Kefamenanu sebagai stasiun yang akan di uji konsistensi datanya dan 2 stasiun lainnya di gunakan sebagai stasiun pembanding yaitu stasiun hujan Manafortui dan Oenopu
2. Menghitung nilai komulatif dari stasiun yang akan di uji, sebagaimana di tunjukan pada Tabel 4.10
3. Menghitung nilai rata – rata stasiun pembanding, sebagaimana ditunjukan pada Tabel 4.10
4. Menghitung nilai komulatif dari stasiun pembanding, sebagaimna ditunjukan pada Tabel 4.10

Berikut hasil perhitungan, ditujukan pada Tabel 4.10 dibawah, dan grafik uji konsistensi ditunjukan pada Gambar 4.6 di bawah ini.

Tabel 4.10 Hasil Uji Konsistensi Data Pos Hujan Kefamenanu

Tahun	Curah Hujan Maksimum			Komulatif	Rata - rata Stasiun Pembanding	Komulatif Stasiun Pembanding
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu	Kefamenanu		
2008	116.59	85.63	80.00	116.590867	82.814	82.81
2009	105.10	102.70	74.00	221.693104	88.352	171.17
2010	108.80	62.00	53.00	330.494176	57.500	228.67
2011	59.00	91.00	76.00	389.494176	83.500	312.17
2012	44.00	60.00	102.00	433.494176	81.000	393.17
2013	40.00	58.00	64.00	473.494176	61.000	454.17
2014	50.00	65.00	93.00	523.494176	79.000	533.17
2015	73.10	33.50	82.00	596.594176	57.750	590.92

Sumber: Hasil Analisis, 2019

2016	48.00	49.20	71.00	644.594176	60.100	651.02
2017	66.00	62.50	111.00	710.594176	86.750	737.77
2018	55.00	71.50	78.00	765.594176	74.750	812.52

Berdasarkan grafik pada Gambar 4.6 dapat dilihat terdapat data yang tidak konsisten terhadap garis linear pada grafik. Data hujan yang tidak konsisten tersebut terjadi pada data pada tahun 2010. Maka perlu dilakukan perbaikan dengan mencari nilai factor koreksi, untuk memperbaiki data tersebut. Perhitungan nilai factor koreksi sebagai berikut:

1. Mencari nilai α dengan melihat nilai kurva sebelum patahan yang mendekati garis linear

$$\alpha = \frac{533.17 - 228.67}{590.92 - 57.500} = 0.57$$

2. Mencari nilai β dengan melihat nilai kurva setelah patahan yang mendekati garis linear

$$\beta = \frac{812.52 - 533.17}{765.59 - 590.916} = 1.599$$

3. Menentukan Faktor Koreksi

$$\frac{\alpha}{\beta} = 2.80$$

4. Setelah didapat nilai factor koreksi sebesar 2.80, dilanjutkan dengan nilai dari data hujan yang tidak konsisten di bagi dengan nilai factor koreksi.

$$x = \frac{\text{nilai data tidak konsisten}}{\text{faktor koreksi}}$$

$$x = \frac{108.80}{2.80}$$

$$x = 38.80$$

5. Berikut dilakukan pengecekan terhadap data yang telah di perbaiki agar konsisten atau mendekati garis linear sebagai pembanding didalam grafik

Tabel 4.11 Hasil Uji Konsistensi Data Pos Hujan Kefamenanu setelah di perbaiki

Tahun	Curah Hujan Maksimum			Kumulatif	Rata - rata Stasiun Pembanding	Kumulatif Stasiun Pembanding
	Kefamenanu	Manufu	Oenopu	Kefamenanu		

2008	116.6	85.6	80.0	116.6	82.8	82.8
2009	105.1	102.7	74.0	221.7	88.4	171.2
2010	38.8	62.0	53.0	260.5	57.5	228.7
2011	59.0	91.0	76.0	319.5	83.5	312.2
2012	44.0	60.0	102.0	363.5	81.0	393.2
2013	40.0	58.0	64.0	403.5	61.0	454.2
2014	50.0	65.0	93.0	453.5	79.0	533.2
2015	73.1	33.5	82.0	526.6	57.8	590.9
2016	48.0	49.2	71.0	574.6	60.1	651.0
2017	66.0	62.5	111.0	640.6	86.8	737.8
2018	55.0	71.5	78.0	695.6	74.8	812.5

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan grafik dapat dilihat pada Gambar 4.7 grafik data hujan telah mendekati garis linear dengan nilai factor error sebesar 0.9939, maka data hujan untuk pos hujan Kefamenanu dapat di gunakan dalam analisa hidrologi.

2. Pos Hujan Manufui

Pengujian konsistensi data hujan Kota Kefamenanu dilakukan menggunakan metode kurva massa ganda. Berikut proses uji kepangghahan data hujan atau uji konsistensi data hujan;

1. Melakukan rekapitulasi data curah hujan maksimum dari ketiga stasiun, dengan stasiun Manufui sebagai stasiun yang akan di uji konsistensi datanya dan 2 stasiun lainnya di gunakan sebagai stasiun pembanding yaitu stasiun hujan Kefamenanu dan Oenopu
2. Menghitung nilai komulatif dari stasiun yang akan di uji, sebagaimana di tunjukan pada Tabel 4.12
3. Menghitung nilai rata – rata stasiun pembanding, sebagaimana ditunjukan pada Tabel 4.12
4. Menghitung nilai komulatif dari stasiun pembanding, sebagaimna ditunjukan pada Tabel 4.12. Berikut hasil perhitungan, ditujukan pada Tabel 4.11 dibawah, dan grafik uji konsistensi ditunjukan pada Gambar 4.8, di bawah ini.

Tabel 4.12 Hasil Uji Konsistensi Data Pos Hujan Manufui

Tahun	Curah Hujan Maksimum			Komulatif	Rata - rata	Komulatif
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu	Manufui	Stasiun Pembanding	Stasiun Pembanding

2008	116.59	85.63	80.00	85.63	98.295	98.30
2009	105.10	102.70	74.00	188.33	89.551	187.85
2010	108.80	62.00	53.00	250.33	80.901	268.75
2011	59.00	91.00	76.00	341.33	67.500	336.25
2012	44.00	60.00	102.00	401.33	73.000	409.25
2013	40.00	58.00	64.00	459.33	52.000	461.25
2014	50.00	65.00	93.00	524.33	71.500	532.75
2015	73.10	33.50	82.00	557.83	77.550	610.30
2016	48.00	49.20	71.00	607.03	59.500	669.80
2017	66.00	62.50	111.00	669.53	88.500	758.30
2018	55.00	71.50	78.00	741.03	66.500	824.80

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan grafik dapat dilihat pada Gambar 4.8, grafik data hujan telah mendekati garis linear dengan nilai factor error sebesar 0.9909, maka data hujan untuk pos hujan Manufui dapat di gunakan dalam analisa hidrologi.

3. Pos Hujan Oenopu

Pengujian konsistensi data hujan Kota Kefamenanu dilakukan menggunakan metode kurva massa ganda. Berikut proses uji kepanggahan data hujan atau uji konsistensi data hujan;

1. Melakukan rekapitulasi data curah hujan maksimum dari ketiga stasiun, dengan stasiun Oenopu sebagai stasiun yang akan di uji konsistensi datanya dan 2 stasiun lainnya di gunakan sebagai stasiun pembanding yaitu stasiun hujan Manufui dan Kefamenanu
2. Menghitung nilai komulatif dari stasiun yang akan di uji, sebagaimana di tunjukan pada Tabel 4.13
3. Menghitung nilai rata – rata stasiun pembanding, sebagaimana ditunjukan pada Tabel 4.13
4. Menghitung nilai komulatif dari stasiun pembanding, sebagaimna ditunjukan pada Tabel 4.13

Berikut hasil perhitungan, ditujukan pada Tabel 4.13 dibawah, dan grafik uji konsistensi ditunjukan pada Gambar 4.9, di bawah ini.

Tabel 4.13 Hasil Uji Konsistensi Data Pos Hujan Oenopu

Tahun	Curah Hujan Maksimum			Kumulatif	Rata - rata Stasiun	Komulatif Stasiun
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu	Oenopu		

					Pembanding	Pembanding
2008	116.59	85.63	80.00	80.00	101.109	101.11
2009	105.10	102.70	74.00	154.00	103.903	205.01
2010	108.80	62.00	53.00	207.00	85.401	290.41
2011	59.00	91.00	76.00	283.00	75.000	365.41
2012	44.00	60.00	102.00	385.00	52.000	417.41
2013	40.00	58.00	64.00	449.00	49.000	466.41
2014	50.00	65.00	93.00	542.00	57.500	523.91
2015	73.10	33.50	82.00	624.00	53.300	577.21
2016	48.00	49.20	71.00	695.00	48.600	625.81
2017	66.00	62.50	111.00	806.00	64.250	690.06
2018	55.00	71.50	78.00	884.00	63.250	753.31

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan grafik pada Gambar 4.9 dapat dilihat terdapat data yang tidak konsisten terhadap garis linear pada grafik. Data hujan yang tidak konsisten tersebut terjadi pada data pada tahun 2011. Maka perlu dilakukan perbaikan dengan mencari nilai factor koreksi, untuk memperbaiki data tersebut. Perhitungan nilai factor koreksi sebagai berikut:

1. Mencari nilai α dengan melihat nilai kurva sebelum patahan yang mendekati garis linear

$$\alpha = \frac{690.06 - 365.41}{753.31 - 283.000} = 0.690$$

2. Mencari nilai β dengan melihat nilai kurva setelah patahan yang mendekati garis linear

$$\beta = \frac{753.31 - 690.06}{884.00 - 753.313} = 0.483$$

3. Menentukan Faktor Koreksi

$$\frac{\alpha}{\beta} = 0.70$$

4. Setelah didapat nilai factor koreksi sebesar 0.70, dilanjutkan dengan nilai dari data hujan yang tidak konsisten di bagi dengan nilai factor koreksi.

$$x = \frac{\text{nilai data tidak konsisten}}{\text{faktor koreksi}}$$

$$x = \frac{76.00}{0.70}$$

$$x = 108.40$$

5. Berikut dilakukan pengecekan terhadap data yang telah di perbaiki agar konsisten atau mendekati garis linear sebagai pembanding didalam grafik

6.

Tabel 4.14 Hasil Uji Konsistensi Data Pos Hujan Oenopu setelah di perbaiki

Tahun	Curah Hujan Maksimum			Komulatif	Rata - rata Stasiun Pembanding	Komulatif Stasiun Pembanding
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu	Oenopu		
2008	116.6	85.6	80.0	80.0	82.8	82.8
2009	105.1	102.7	74.0	154.0	88.4	171.2
2010	108.8	62.0	53.0	207.0	57.5	228.7
2011	59.0	91.0	108.4	283.0	99.7	328.4
2012	44.0	60.0	102.0	385.0	81.0	409.4
2013	40.0	58.0	64.0	449.0	61.0	470.4
2014	50.0	65.0	93.0	542.0	79.0	549.4
2015	73.1	33.5	82.0	624.0	57.8	607.1
2016	48.0	49.2	71.0	695.0	60.1	667.2
2017	66.0	62.5	111.0	806.0	86.8	754.0
2018	55.0	71.5	78.0	884.0	74.8	828.7

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan grafik dapat dilihat pada Gambar 4.10, grafik data hujan telah mendekati garis linear dengan nilai factor error sebesar 0.9939, maka data hujan untuk pos hujan Oenopu dapat di gunakan dalam analisa hidrologi.

Berdasarkan hasil uji konsistensi yang dilakukan terhadap pada ke tiga stasiun yang akan digunakan dalam analisa hidrologi, di peroleh data hujan tersebut telah konsisten dan siap digunakan, hasil uji konsistensi data tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.15, dibawah ini;

Tabel 4.15 Rekapitulasi Hasil Uji Konsistensi Data Pos Hujan

tahun	curah hujan maksimum di pos hujan (mm) (Ri)		
	Kefamenanu	Manufui	Oenopu
2008	116.6	85.63	80.0
2009	105.1	102.70	74.0
2010	38.8	62.00	53.0
2011	59.0	91.00	108.4
2012	44.0	60.00	102.0
2013	40.0	58.00	64.0
2014	50.0	65.00	93.0
2015	73.1	33.50	82.0

2016	48.0	49.20	71.0
2017	66.0	62.50	111.0
2018	55.0	71.50	78.0

Sumber: Hasil Analisis, 2019

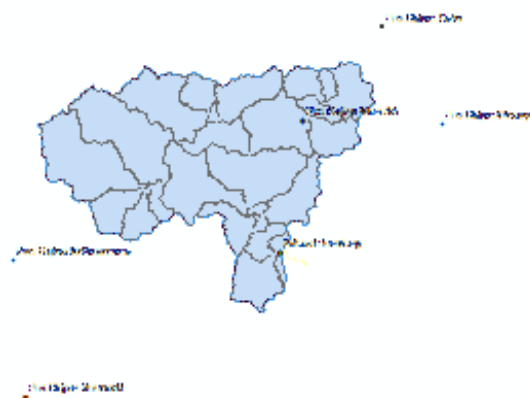
4.3.2 Perhitungan Hujan Daerah

4.3.2.1 Penetapan Stasiun Hujan

Dalam menetapkan stasiun hujan yang berpengaruh terhadap perhitungan analisa hidrologi DAS Maubesi, dicari beberapa stasiun hujan yang Terdekat dengan catchment area DAS Maubesi . Selain itu untuk mengantisipasi kemungkinan adanya data hujan yang hilang, maka disediakan pula beberapa stasiun hujan terdekat yang berada di dekat catchment area DAS Maubesi Sebagai Stasiun hujan pembanding.

Penetapan stasiun hujan dibuat menggunakan bantuan aplikasi Google Earth Pro dan Arc Gis. Pada Google Earth Pro dimasukkan koordinat lokasi Stasiun Hujan seperti pada Gambar 4.11

Berdasarkan Gambar 4.11 terdapat 5 Stasiun Hujan (Sta.) yang data hujannya terletak berdekatan dengan lokasi penelitian. Kedelapan stasiun hujan tersebut adalah data hujan yang berhasil diperoleh dari beberapa Stasiun Hujan yang berada pada Kabupaten TTU. Kelima stasiun hujan tersebut, yakni; Sta. Kefamenau, Sta. Manufui, Sta. Oenopu, Sebagai Stasiun hujan utama dalam perhitunga hidrologi. Sta. Noemuti dan Sta.Sufa, sebagai Stasiun hujan pembanding dalam proses analisa data curah hujan yang hilang dan uji konsistensi.



Gambar 4.12 Lokasi Pos Hujan Milik BWS NT II di Kabupaten TTU

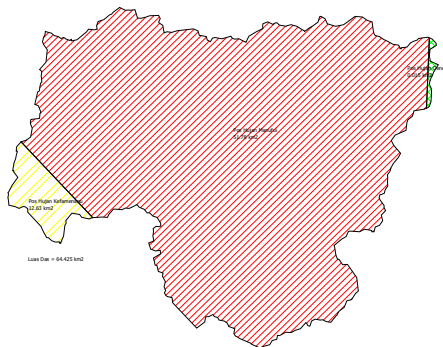
Sumber: Hasil Analisis, 2019

Setelah melakukan penetapan Stasiun hujan yang berada dalam DAS sebagai parameter acuan dalam melakukan analisis hidrologi, selanjutnya melakukan

penetapan point Stasiun Hujan pada DAS Maubesi menggunakan Arc GIS, agar mendapatkan gambaran yang lebih optimal, seperti pada Gambar 4.12 .

4.3.2.2 Penetapan Luas DAS berdasarkan Metode Polygon Thiessen

Membuat gambar pengaruh Sta Kefamenan, Sta Manufui dan Sta Oenopu terhadap DAS Maubesi untuk mencari nilai koefisien thiessen menggunakan bantuan aplikasi Arc GIS dengan mencari luas pengaruh dari Sta Kefamenanu, Sta Manufui dan Sta Oenopu terhadap DAS Maubesi. Berikut gambar pengaruh stasiun hujan terhadap DAS dapat dilihat pada Gambar 4.13;



Gambar 4.14 Luas Pengaruh Pos Hujan Terhadap DAS Maubesi
Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan gambar diatas di peroleh luas area yang terpengaruh oleh stasiun hujan sesuai dengan metode hujan rata – rata daerah Metode Polygon Thiessen, sebagai berikut:

- Stasiun Hujan Kefamenanu sebesar 66.22 Km²
- Stasiun Hujan Manufui sebesar 203.68 Km²
- Stasiun Hujan Oenopu sebesar 0.022 Km²

4.3.2.3 Perhitungan Hujan Rerata Daerah Metode Thiessen

Dari metode perhitungan curah hujan yang ada, digunakan metode Thiesen karena kondisi topografi dan jumlah stasiun memenuhi syarat untuk digunakan metode ini. Metode ini mempertimbangkan daerah pengaruh tiap titik pengamatan. Adapun jumlah stasiun yang masuk di lokasi daerah pengaliran sungai berjumlah tiga buah stasiun yaitu Sta Kefamenanu, Manufui, dan Oenopu. Dari tiga stasiun tersebut masing-masing dihubungkan untuk memperoleh luas daerah pengaruh dari tiap stasiun. Di mana masing-masing stasiun mempunyai daerah

pengaruh yang dibentuk dengan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun.

Rumus :

$$\bar{R} = \left(\frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + A_3 R_3 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \right)$$

Dimana:

- $\bar{R}$ = curah hujan wilayah
- n = jumlah stasiun pengamatan curah hujan yang digunakan
- R_1 = tinggi curah hujan pada stasiun (sinomim untuk R_2, R_3, R_n)
- A_1 = luas daerah polygon sesuai stasiun hujan masing – masing (sinomim untuk A_2, A_3, A_n)
- W_1 = factor bobot untuk luas polygon 1 (sinomim W_2, W_3, W_n)

Berikut hasil perhitungan curah hujan rerata daerah dengan menggunakan Metode Polygon Thiessen:

Bentuk perhitungan, untuk curah hujan rerata daerah pada tahun 2008, pada Stasiun Kefamenanu, sebagai berikut :

1. Melakukan Rekapitulasi data hujan yang telah lolos uji konsistensi untuk dilakukan perhitungan uji konsistensi data dengan metode *Polygon Thiessen*
2. Mencari nilai Koefisien Thiessen, sebagai berikut

Koefisien Thiessen Stasiun Hujan Kefamenau

$$= \frac{12.63}{64.42} = 0.196$$

Koefisien Thiessen Stasiun Hujan Manufui

$$= \frac{51.78}{64.42} = 0.804$$

Koefisien Thiessen Stasiun Hujan Oenopu

$$= \frac{0.015}{64.42} = 0.0002$$

3. Selanjutnya dilakukan perhitungan dengan menggunakan metode Polygon Thiessen

$$\bar{R} = (R_1 \times C_1 + R_2 \times C_2 + R_3 \times C_3)$$

$$\bar{R} = (116.59 \times 0.196 + 85.63 \times 0.804 + 80.00 \times 0.0002)$$

$$\bar{R} = 91.697 \text{ mm}$$

Selanjutnya, hasil perhitungan ada pada pada Tabel 4.16, dengan bentuk perhitungan seperti diatas sebagai berikut:

Tabel 4.16 Perhitungan Hujan Rerata Metode Polygon Thiessen

No	Tahun	Curah Hujan Maksimum			R (mm)
		Kefamenanu	Manufui	Oenopu	
C. Thiessen		0.196	0.804	0.0002	
1	2008	116.59	85.63	80.00	91.697
2	2009	105.10	102.70	74.00	103.167
3	2010	38.84	62.00	53.00	57.457
4	2011	59.00	91.00	108.40	84.731
5	2012	44.00	60.00	102.00	56.873
6	2013	40.00	58.00	64.00	54.473
7	2014	50.00	65.00	93.00	62.066
8	2015	73.10	33.50	82.00	41.275
9	2016	48.00	49.20	71.00	48.970
10	2017	66.00	62.50	111.00	63.197
11	2018	55.00	71.50	78.00	68.267

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana

4.3.3.1 Parameter Hujan

4.3.3.1.1 Parameter Statistik

Suatu kenyataan bahwa tidak semua nilai dari suatu variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata - ratanya, tetapi kemungkinan ada nilai yang lebih besar atau lebih kecil dari nilai rata - ratanya. Besarnya dispersi dapat dilakukan pengukuran disperse (parameter), yakni melalui perhitungan parametrik statistik. Pengukuran dispersi ini digunakan untuk analisa distribusi Normal dan *Gumbel*.

Dimana:

X_i = besarnya debit harian maksimum (m^3/dtk).

X_{rt} = rata-rata debit harian maksimum tahunan (m^3/dtk).

Perhitungan parameter statistik dimaksudkan untuk memperoleh nilai dari beberapa dispersi parameter statistik, seperti deviasi standar (S), koefisien *swekness* (Cs), pengukuran *Kurtois* (Ck), dan koefisien variasi (Cv). Namun sebelum memperoleh perhitungan dispersi diperlukan perhitungan parameter statistik, sebagai berikut;

1. Dalam perhitungan ini, diambil curah hujan rata-rata wilayah tahun 2008 s/d tahun 2018 sebagai dasar perhitungan beberapa parameter statistik.
2. Diketahui besar curah hujan rata-rata wilayah maksimum tahun 2008 ($\bar{X}_{maks_{2008}}$) adalah 91.70 mm dan nilai rata-rata curah hujan maksimum daerah total dari tahun 2008 s/d 2018 ($\bar{X}_{maks}$) sebesar 68.27 mm. Berikut beberapa parameter statistik hujan harian tahun 2008 sebagai contoh;

i. Parameter statistik $\bar{X}_i \text{ maks} - \bar{X}_{maks}$

$$(\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks}) = 91,70 - 68,27$$

$$(\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks}) = 25,136 \text{ mm}$$

ii. Parameter statistik $(\bar{X}_i \text{ maks} - \bar{X}_{maks})^2$

$$(\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^2 = (25,136)^2$$

$$(\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^2 = 631,804 \text{ mm}$$

iii. Parameter statistik $(\bar{X}_i \text{ maks} - \bar{X}_{maks})^3$

$$(\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^3 = (25,136)^3$$

$$(\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^3 = 15880,835 \text{ mm}$$

iv. Parameter statistik $(\bar{X}_i \text{ maks} - \bar{X}_{maks})^4$

$$(\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^4 = (25,136)^4$$

$$(\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^4 = 399176,030 \text{ mm}$$

Perhitungan periode berikutnya disajikan dalam Tabel 4.17

Tabel 4.17 Perhitungan Parameter Statistik

No	Tahun	Rmax(mm) Xi	(Xi-Xrt) mm	(Xi-Xrt) ² mm	(Xi-Xrt) ³ mm	(Xi-Xrt) ⁴ mm
1	2008	91.70	25.136	631.804	15880.83529	399176.030
2	2009	103.17	36.606	1339.974	49050.61918	1795529.970
3	2010	57.46	-9.104	82.884	-754.5769449	6869.704
4	2011	84.73	18.170	330.137	5998.480192	108990.415
5	2012	56.87	-9.688	93.856	-909.2701049	8808.945
6	2013	54.47	-12.088	146.129	-1766.468703	21353.772
7	2014	62.07	-4.495	20.206	-90.83051138	408.297
8	2015	41.27	-25.286	639.406	-16168.3403	408840.510
9	2016	48.97	-17.591	309.451	-5443.613946	95759.769
10	2017	63.20	-3.364	11.314	-38.05507728	128.002
11	2018	68.27	1.706	2.910	4.963318931	8.466

$\sum X_i$	732.171		3608.07055	45763.74239	2845873.881
Xrt	66.561		328.006	4160.340	258715.807
S	18.9949	Xt maks 103.17 Xt min 41.27			
Cv	0.2854				
Cs	0.8161				
Ck	1.9873				

Sumber: Hasil Analisis, 2019

3. Setelah memperoleh nilai parameter statistik selanjutnya dilakukan perhitungan dispersi. Perhitungan dispersi bertujuan untuk mendapatkan nilai deviasi standar (S), koefisien *swekness* (Cs), pengukuran *Kurtois* (Ck), dan koefisien variasi (Cv)

- a) Deviasi standar (Sd)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{3608.0705}{10}} = 18.99$$

- b) Koefisien *skewness* (Cs)

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

$$Cs = \frac{(11)(45763.7423)}{(10)(9)(18.99)^3} = 0.8161$$

- c) Pengukuran *Kurtois* (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)Sd^4}$$

$$Ck = \frac{(11)^2(2845873.881)}{(10)(9)(8)(18.99)^4} = 1.9873$$

- d) Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

$$Cv = \frac{18.99}{66.651} = 0.2854$$

4.3.3.1.2 Parameter Logaritma

Sedangkan untuk pengukuran besarnya dispersi Logaritma dilakukan melalui

perhitungan parametrik logaritma. Pengukuran dispersi ini digunakan untuk analisa distribusi Log Normal dan *Log Pearson Type III*.

Dimana:

Log Xi = Besarnya logaritma debit harian maksimum (m³/dtk).

Log Xrt = Rata-rata logaritma debit harian maksimum (m³/dtk).

Perhitungan parameter Logaritma dimaksudkan untuk memperoleh nilai dari beberapa dispersi parameter logaritma, seperti deviasi standar (S), koefisien *swekness* (Cs), pengukuran *Kurtois* (Ck), dan koefisien variasi (Cv). Namun sebelum memperoleh perhitungan dispersi diperlukan perhitungan parameter logaritma, sebagai berikut;

- 1) Dalam perhitungan ini, diambil curah hujan rata-rata wilayah tahun 2008 s/d tahun 2018 sebagai dasar perhitungan beberapa parameter logaritma, dengan parameter logaritma hujan harian tahun 2008 sebagai contoh.
- 2) Diketahui besarnya curah hujan daerah tahun 2008 ($\bar{X}_{maks_{2015}}$) atau sebesar 91.69 mm, maka nilai Log $\bar{X}_{maks_{2008}}$ sebesar 1.962 mm. Nilai rata-rata curah hujan maksimum daerah total dari tahun 2008 s/d 2018 ($\bar{X}_{maks}$) sebesar 66.56 mm, maka nilai atau(Log $\bar{X}_{maks}$) sebesar 1,808 mm. Berikut beberapa parameter logaritma hujan harian tahun 2008 sebagai contoh :

- a. Parameter statistik Log ($\bar{X}_i \text{ maks} - \bar{X}_{maks}$)

$$\text{Log } (\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks}) = 1,962 - 1,808$$

$$\text{Log } (\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks}) = 0.154 \text{ mm}$$

- b. Parameter statistik Log ($\bar{X}_i \text{ maks} - \bar{X}_{maks}$)²

$$\text{Log } (\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^2 = (0.154)^2$$

$$\text{Log } (\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^2 = 0.024 \text{ mm}$$

- c. Parameter statistik Log ($\bar{X}_i \text{ maks} - \bar{X}_{maks}$)³

$$\text{Log } (\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^3 = (0.154)^3$$

$$\text{Log } (\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^3 = 0.0036 \text{ mm}$$

- d. Parameter statistik Log ($\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks}$)⁴

$$\text{Log } (\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^4 = (0.154)^4$$

$$\text{Log } (\bar{X}_{maks_{2008}} - \bar{X}_{maks})^4 = 0,001 \text{ mm}$$

Perhitungan periode berikutnya disajikan dalam Tabel 4.18

Tabel 4.18 Perhitungan Parameter Logaritma

No	Tahun	Rmax(mm) Xi	Log Xi mm	(Log Xi-Xrt) mm	(Log Xi-Xrt)^2 mm	(Log Xi-Xrt)^3 mm	(Log Xi-Xrt)^4 mm
1	2008	91.69674528	1.962	0.154	0.024	0.003679221	0.001
2	2009	103.1666913	2.014	0.206	0.042	0.008686368	0.002
3	2010	57.45699038	1.759	-0.049	0.002	-0.000115026	0.000
4	2011	84.73070933	1.928	0.120	0.014	0.001730804	0.000
5	2012	56.87310827	1.755	-0.053	0.003	-0.000149459	0.000
6	2013	54.47264261	1.736	-0.072	0.005	-0.000370108	0.000
7	2014	62.06589057	1.793	-0.015	0.000	-3.45869E-06	0.000
8	2015	41.2745518	1.616	-0.192	0.037	-0.007110407	0.001
9	2016	48.96982538	1.690	-0.118	0.014	-0.001645013	0.000
10	2017	63.19743888	1.801	-0.007	0.000	-3.8527E-07	0.000
11	2018	68.26682189	1.834	0.026	0.001	1.80543E-05	0.000
$\sum \text{Log Xi}$		732.1714157	19.888		0.143	0.005	0.004
Xrt		66.56103779	1.808		0.013	0.000	0.000
		S	0.11947	Xt maks 103.17 Xt min 41.27			
		Cv	0.00179				
		Cs	0.33838				
		Ck	1.8581				

Sumber: Hasil Analisis, 2019

- 3) Setelah memperoleh nilai parameter logaritma selanjutnya dilakukan perhitungan dispersi. Perhitungan dispersi bertujuan untuk mendapatkan nilai deviasi standar (S), koefisien *skewness* (Cs), pengukuran *Kurtosis* (Ck), dan koefisien variasi (Cv)

- a) Deviasi standar (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\log X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{0.154}{10}} = 0.1194$$

- b) Koefisien *skewness* (Cs)

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

$$Cs = \frac{(11)(0.0036)}{(10)(9)(0.1194)^3} = 0.338$$

c) Pengukuran Kurtois (Ck)

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

$$Ck = \frac{(11)^2(0.001)}{(11)(10)(9)(0.1194)^4} = 1.851$$

d) Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}}$$

$$Cv = \frac{0.1194}{1.808} = 0.00179$$

4.3.3.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana

4.3.3.2.1 Metode Gumbel

Rumus yang digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan menggunakan metode Distribusi Gumbel, menurut Loebis, 1984 sebagai berikut :

Rumus :

$$X_T = \bar{X} + K \cdot Sx \dots\dots\dots 2.5c$$

Dimana:

X_T = besarnya curah hujan yang terjadi dengan kala ulang T tahun (mm)

$\bar{X}$ = rata-rata x maksimum dari seri data X_i (mm)

Sx = Standar deviasi

K = faktor frekuensi

$$\text{Dengan } K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots 2.5d$$

Dimana:

Y_t = Koefisien Distribusi Gumbel (Tabel 2.2)

Y_n = Koefisien Untuk Distribusi Gumbel ke n (Tabel 2.3)

S_n = Standar Deviasi ke n (Tabel 2.4)

Berikut perhitungan besar nya curah hujan dalam periode ulang 25 tahun;

- 1) Diambil nilai curah hujan rata-rata wilayah periode secara keseluruhan dari tahun 2008 s/d tahun 2018 ($\bar{X}_{maks}$), sebesar 66.561 mm.
- 2) Nilai standar deviasi (S) untuk metode Ej Gumbel diambil dari nilai standar deviasi parameter statistik, karena Metode Ej Gumbel berorientasi pada nilai parameter statistik, yakni sebesar 18.9949 mm.
- 3) Nilai koefisien (Y_t) untuk distribusi gumbel periode ulang tahun 25 tahun, yakni sebesar 3.1985 pada Tabel 2.2
- 4) Nilai hubungan antara deviasi standar (S_n) dengan jumlah data (n) untuk distribusi gumbel periode 25 tahun terhadap jumlah data 2 periode dapat dilihat pada Tabel 2.4, yakni sebesar 0,9833
- 5) Nilai hubungan reduksi variant rata-rata (Y_n) dengan jumlah data (n) untuk distribusi gumbel periode 25 tahun terhadap jumlah data 2 periode dapat dilihat pada Tabel 2.3, yakni sebesar 0,5035.
- 6) Digunakan persamaan 2.5c untuk perhitungan besarnya curah hujan metode Ej Gumbel periode ulang 25 tahun.

$$X_{25} = \bar{X}_{maks} + \left(\frac{Y_t - Y_n}{S_n} \right) \times S$$

$$X_{25} = 66.561 + \left(\frac{3,1985 - 0,5035}{0,9833} \right) \times 19.0072 = 118.6218 \text{ mm}$$

Perhitungan untuk periode kala ulang lainnya disajikan dalam Tabel 4.19

Tabel 4.19 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Gumbel

Periode - Ulang Tahun	Xrt mm	S	K	Y(Tahun)	S_n	Y_n	X(Tahun) mm
5	66.561	18.9949	1.0133	1.4999	0.9833	0.5035	85.8090
25	66.561	18.9949	2.7408	3.1985	0.9833	0.5035	118.6218
50	66.561	18.9949	3.4561	3.9019	0.9833	0.5035	132.2097
100	66.561	18.9949	4.1662	4.6001	0.9833	0.5035	145.6972
200	66.561	18.9949	4.8464	5.269	0.9833	0.5035	158.6187
1000	66.561	18.9949	6.5245	6.919	0.9833	0.5035	190.4926

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.3.2.2 Metode Log Person Tipe III

Metode yang dianjurkan dalam pemakaian distribusi Log Pearson Type III adalah dengan mengkorvesikan rangkaian datanya menjadi bentuk logaritmis. Rumus yang digunakan dalam perhitungan menurut Loebis, 1984 sebagai berikut :

Rumus :

$$\begin{aligned}\text{Log } X_t &= \log \bar{X} + K \cdot S_x \dots\dots\dots 2.5e \\ X_t &= 10^{\text{Log } X_t}\end{aligned}$$

Dimana:

- Log X_t = Logaritma rata-rata
- S_x = Standar deviasi dari logaritma
- K = Koefisien untuk distribusi Log Person Tipe III (Tabel 2.5)
- $\bar{X}$ = Curah Hujan rata-rata

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode distribusi Log Pearson Type III, digunakan Persamaan 2.5e: Sebagai contoh akan dijelaskan periode ulang 25 tahun.

Berikut perhitungan besar nya curah hujan dalam periode ulang 25 tahun;

- 1) Diambil nilai parameter logaritma curah hujan rata-rata wilayah periode secara keseluruhan dari tahun 2008 s/d tahun 2018 ($\text{Log } \bar{X}_{\text{maks}}$), sebesar 1,8080 mm.
- 2) Nilai standar deviasi (S) untuk metode Log Pearson Type III diambil dari nilai standar deviasi parameter logaritma, karena Metode Log Pearson Type III berorientasi pada nilai parameter logaritma, yakni sebesar 0,1195
- 3) Nilai koefisien swekness (C_s) untuk metode Log Pearson Type III, diambil dari nilai koefisien swekness parameter logaritma, yakni sebesar 0,3384.
- 4) Nilai faktor frekuensi dari Log Pearson Type III (K_t), dapat dilihat pada Tabel 2.5 Nilai faktor frekuensi (K_t) berdasarkan nilai C_s , untuk periode ulang 25 tahun dengan C_s positif sebesar 0,3384 yakni sebesar 1,848.
- 5) Digunakan persamaan 2.5e untuk mendapatkan nilai y.

$$y = \text{Log } \bar{X}_{\text{maks}} + (K_t \times S)$$

$$y = 1.81 + (1.848 \times 0,1198) = 2.028$$
- 6) Digunakan persamaaan 2.5e untuk perhitungan besarnya curah hujan metode Log Pearson Type III periode ulang 25 tahun

$$X_{25} = 10^y$$

$$X_{25} = 10^{2.028} = 106.8318 \text{ mm}$$

$$X_{25} = 106.8318 \text{ mm}$$
- 7) Perhitungan besarnya curah hujan untuk periode kala ulang tertentu Metode Log Pearson Type III disajikan dalam Tabel 4.20

Tabel 4.20 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Log Person Tipe III

Periode - Ulang Tahun	LOG Xrt mm	Sx	Cs	K	LOG Xt mm	Xt mm
5	1.8080	0.1195	0.3384	0.015	1.8097	64.5257
25	1.8080	0.1195	0.3384	1.848	2.0287	106.8318
50	1.8080	0.1195	0.3384	2.021	2.0494	112.0386
100	1.8080	0.1195	0.3384	2.124	2.0617	115.2755
200	1.8080	0.1195	0.3384	2.188	2.0693	117.3054
1000	1.8080	0.1195	0.3384	2.520	2.1090	128.5363

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.3.2.3 Metode Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan. Sebaran normal atau kurva normal disebut pula sebaran Gauss. Rumus yang digunakan dalam perhitungan menurut Soewarno, 1995 sebagai berikut :

Rumus :

$$X_T = X + (K.S_d) \dots\dots\dots 2.5b$$

Dimana:

- X_T = Curah hujan dengan periode ulang T tahun (mm)
- i = Harga rata-rata curah hujan (mm)
- S_d = Standar deviasi (simpangan baku)
- K = Nilai variabel reduksi Gauss periode ulang T tahun.

Berikut perhitungan besar nya curah hujan dalam periode ulang 25 tahun;

- 1) Diambil nilai curah hujan rata-rata wilayah periode secara keseluruhan dari tahun 2008 s/d tahun 2018 ($\bar{X}_{maks}$), sebesar 66.651 mm.
 - 2) Nilai standar deviasi (S) untuk metode Normal diambil dari nilai standar deviasi parameter statistik, karena Metode Normal berorientasi pada nilai parameter statistik, yakni sebesar 18.9949.
 - 3) Nilai koefisien (K) untuk distribusi Normal periode ulang tahun 25 tahun, yakni sebesar 1.71 pada Tabel 2.5
 - 4) Digunakan persamaan 2.5a untuk perhitungan besarnya curah hujan metode Normal periode ulang 25 tahun.
- $$X_T = X + (K.S_d)$$

$$X_T = 66.651 + (1.71 \times 19.9949) = 99.0424 \text{ mm}$$

Perhitungan untuk periode kala ulang lainnya disajikan dalam Tabel 4.21

Tabel 4.21 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Normal

Periode - Ulang Tahun	X _{rt} mm	S	K	X(Tahun) mm
5	66.561	18.9949	0.84	82.5168
25	66.561	18.9949	1.71	99.0424
50	66.561	18.9949	2.05	105.5006
100	66.561	18.9949	2.33	110.8192
200	66.561	18.9949	2.58	115.5679
1000	66.561	18.9949	3.09	125.2553

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.3.2.4 Metode Log Normal

Distribusi Log Normal, merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai logaritmik varian X. Distribusi ini dapat diperoleh juga dari distribusi Log Pearson Tipe III, apabila nilai koefisien kemencengan $C_s = 0,00$. Metode Log Normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus. Rumus yang digunakan dalam perhitungan menurut Soewarno, 1995 sebagai berikut :

Rumus :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \times e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{X-\mu}{\sigma}\right)^2} \dots\dots\dots 2.5a$$

Dimana:

- P(X) = Nilai logaritmik dari X atau log (X)
- = 3,14156
- e = 2,71828
- X = Variabel acak kontinu
- = Rata-rata nilai X
- = Standar deviasi nilai X

Sebagai contoh akan dijelaskan periode ulang 25 tahun. Berikut perhitungan besar nya curah hujan dalam periode ulang 25 tahun;

- 1) Diambil nilai parameter logaritma curah hujan rata-rata wilayah periode secara keseluruhan dari tahun 2008 s/d tahun 2018 ($\log \bar{X}_{maks}$), sebesar 1.8080 mm.

- 2) Nilai standar deviasi (S) untuk metode Log Normal diambil dari nilai standar deviasi parameter logaritma, karena Metode Log Normal berorientasi pada nilai parameter logaritma, yakni sebesar 0.1195.
- 3) Nilai koefisien swkness (Cs) untuk metode Log Normal, diambil dari nilai koefisien swkness parameter logaritma, yakni sebesar 0.3384.
- 4) Nilai faktor frekuensi dari Log Pearson Type III (K_t), dapat dilihat pada Tabel 2.5 Nilai faktor frekuensi (K_t) berdasarkan nilai Cs, untuk periode ulang 25 tahun dengan Cs positif sebesar 0.3384 yakni sebesar 1.71.

- 5) Digunakan persamaan 2.16 untuk mendapatkan nilai y.

$$y = \text{Log } \bar{X}_{\text{maks}} + (K_t \times S)$$

$$y = 1.8069 + (1.71 \times 0.1178) = 2.0123$$

- 6) Digunakan persamaaan 2.5b untuk perhitungan besarnya curah hujan metode Log Normal periode ulang 25 tahun

$$X_{25} = 10^y$$

$$X_{25} = 10^{2.0123} = 102.864 \text{ mm}$$

$$X_{25} = 102.864 \text{ mm}$$

Perhitungan besarnya curah hujan untuk periode kala ulang tertentu Metode Log Normal disajikan dalam Tabel 4.22

Tabel 4.22 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Log Normal

Periode - Ulang Tahun	LOG X_{rt} mm	Sx	K	LOG X_t mm	X_t mm
5	1.8080	0.1195	0.84	1.9083	80.971
25	1.8080	0.1195	1.71	2.0123	102.864
50	1.8080	0.1195	2.05	2.0529	112.949
100	1.8080	0.1195	2.33	2.0863	121.993
200	1.8080	0.1195	2.58	2.1162	130.677
1000	1.8080	0.1195	3.09	2.1771	150.358

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.3.3 Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Rencana

Berdasarkan Perhitungan curah hujan rancangan dari ke – 4 Metode tersebut di peroleh curah hujan rancangan dengan kala ulah 5 tahun, 20 tahun, 50 tahun, 100 tahun, 200 tahun dan 1000 tahun, sebagaimana di tunjukan pada Tabel 4.23

Tabel 4.23. Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Rencana

Periode - Ulang Tahun	NORMAL	LOG NORMAL	GUMBEL	LOG PERSON TYPE III
5	82.52	80.97	85.81	64.53
20	99.04	102.86	118.62	106.83
50	105.50	112.95	132.21	112.04
100	110.82	121.99	145.70	115.28
200	115.57	130.68	158.62	117.31
1000	125.26	150.36	190.49	128.54

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Setelah melakukan rekapitulasi curah hujan rancangan dari ke empat metode yang di gunakan, maka perlu dilakukan pengujian berdasarkan bebrapa parameter. Pengujian ini di lakukan untuk mengetahui curah hujan rancangan yang dapat digunakan dalam perhitungan selanjutnya. Tabel dibawah menunjukkan beberapa parameter yang menjadi syarat penggunaan suatu metode distribusi. Dari tabel tersebut ditunjukkan beberapa nilai Cs dan Ck yang menjadi persyaratan dari penggunaan 4 jenis metode distribusi.

Tabel 4.24 Rekapitulasi Pemilihan Uji Diatribusi

Jenis distribusi	Syarat	Perhitungan	Kesimpulan
Gumbel	$Cs \leq 1,1396$	0.8161	MEMENUHI
	$Ck \leq 5,4002$	1.9873	MEMENUHI
Log Person III	$Cs \neq 0$	0.33838	TIDAK MEMENUHI
Normal	$Cs = 0$	0.8161	TIDAK MEMENUHI
	$Ck = 3$	1.9873	TIDAK MEMENUHI
Log Normal	$Cs = 1.137$	0.33838	TIDAK MEMENUHI
	$Ck = 5.383$	1.85815	TIDAK MEMENUHI

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Dari keempat metode yang digunakan di atas kedua metode Ej Gumbel, metode Log Pearson Type III, meode Normal, dan Meode Log Normal diperoleh, metode yang memenuhi persyaratan adalah metode Gumbel, maka dalam perhitungan selanjutnya digunakan hasil perhitungan curah hujan rancangan metode Gumbel.

4.3.4 Perhitungan Uji Distribusi Probabilitas

Uji distribusi probabilitas dimaksudkan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Dalam pengujian distribusi probabilitas ini terdapat 2 metode pengujian distribusi probabilitas, yaitu Metode Chi-Kuadrat dan Metode Smirnov-Kolmogorof. Lebih jelasnya akan dibahas selanjutnya:

4.3.4.1 Metode Chi Kuadrat

Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan metode uji chi kuadrat adalah sebagai berikut (I Made Kamiana, 2010):

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \left[\frac{E_{fi} - O_{fi}}{E_{fi}} \right]^2 \dots\dots\dots 2.6a$$

Dimana:

χ^2 : Parameter chi kuadrat terhitung

E_{fi} : Frekuensi yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya

O_{fi} : Frekuensi yang diamati pada kelas yang sama

n : Jumlah sub kelompok

Derajat nyata atau drajat kepercayaan (α) tertentu yang sering diambil adalah 5%. Derajat kebebasan (Dk) dihitung dengan rumus :

$$Dk = K - (P + 1) \dots\dots\dots 2.6b$$

$$K = 1 + 3,3 \log n \dots\dots\dots 2.6c$$

Dimana:

Dk = Drajat kebebasan

P = Banyaknya parameter, untuk Chi kuadrat adalah 2

K = Jumlah kelas distribusi

n = Banyaknya data

Selanjutnya distribusi probabilitas yang dipakai untuk menentukan curah hujan rencana adalah distribusi probabilitas yang mempunyai simpangan maksimum terkecil dan lebih kecil dari simpangan kritis.

$$\chi^2 < \chi^2 \text{ kritis}$$

Dimana:

χ^2 = parameter Chi kuadrat terhitung

χ^2_{cr} = parameter Chi kuadrat kritis

Prosedur perhitungan dengan menggunakan metode Chi-Kuadrat adalah sebagai berikut:

a. Data hujan diurutkan dari besar ke terkecil

Tabel 4.25 Pengurutan Data Terbesar – Terkecil

No	Tahun	Xt mm	Xt di urutkan besar ke kecil
1	2008	91.6967453	101.73
2	2009	103.166691	92.60
3	2010	57.4569904	84.41
4	2011	84.7307093	67.97
5	2012	56.8731083	65.91
6	2013	54.4726426	62.97
7	2014	62.0658906	58.48
8	2015	41.2745518	56.08
9	2016	48.9698254	54.09
10	2017	63.1974389	50.08
11	2018	68.2668219	45.39

Sumber: Hasil Analisis, 2019

b. Menghitung jumlah kelas

Perhitungan jumlah kelas menggunakan persamaan 2.6 c, sebagai berikut,

- Jumlah data (n) = 11
- Kelas distribusi (K)
 $K = 1 + 3,3 \log n$
 $K = 1 + 3.3 \log (11)$
 $K = 4.460 \approx 4 \text{ kelas}$

c. Menghitung derajat kebebasan (DK) Dan X^2_{cr}

Menghitung nilai derajat kebebasan, menggunakan persamaan 2.6 b, sebagai berikut

- Parameter (P) = 1, parameter chi kuadrat untuk metode gumbel
- Derajat Kebebasan (Dk)
 $Dk = K - (P+1)$
 $Dk = 4 - (1+1)$
 $Dk = 2$
- Nilai X^2_{cr} dengan jumlah data (n) = 11, $\alpha = 5\%$ dan Dk = 2 adalah 5.991 (Tabel Lampiran)

d. Menghitung kelas distribusi

Dimana :

$$n = 11$$

$$K = 4$$

Hitungan :

$$Ef = n/K$$

$$Ef = \frac{11}{4} = 2.75$$

e. Menghitung Interval kelas

Dimana :

$$Xt \text{ Max} = 101.73$$

$$Xt \text{ Min} = 45.39$$

$$K = 4$$

Hitungan :

$$\Delta x = \frac{Xt \text{ Max} - Xt \text{ Min}}{K}$$

$$\Delta x = \frac{101.73 - 45.39}{4}$$

$$\Delta x = 14.0861$$

Tabel 4.26 Perhitungan Parameter Metode Chi Kuadrat

No.	Jenis Data	Formula	Nilai
1.	Banyak data (n)	n	11
2.	Jumlah Kelas (K)	$1 + 3,322 \log n$	4.4595065 $\approx$ 4.0
3.	Derajat Kebebasan (DK)	$K - (P + 1)$	1
4.	Expected Frequency (EF)	n/K	2.75
5.	$X_{\max}$	-	101.73
6.	$X_{\min}$	-	45.39
7.	Jangkauan (Δx)	$(X_{\max} - X_{\min})/K$	14.09

Sumber: Hasil Analisis, 2019

f. Perhitungan nilai X^2

Tabel 4.27 Uji Probabilitas Metode Chi Kuadrat

Batas Kelas	OF	EF	$(OF - EF)^2$	$(OF - EF)^2/EF$
0 < X < 45.39	0	2.75	7.5625	2.75
45.39 < X < 59.48	5	2.75	5.0625	1.840909091
59.48 < X < 73.56	3	2.75	0.0625	0.022727273
73.56 < X < 87.65	1	2.75	3.0625	1.113636364
87.65 < X < 101.73	2	2.75	0.5625	0.204545455
Jumlah	11	13.75		5.93

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Dan dapat disimpulkan uji distribusi probabilitas dengan menggunakan chi kuadrat memenuhi syarat uji distribusi, karena distribusi probabilitas metode gumbel tersebut mempunyai simpangan maksimum terkecil dan lebih kecil dari simpangan kritis $\chi^2 < \chi^2_{cr}$, dengan nilai $5.93 < 5.991$.

4.3.4.2 Metode Smirnov dan Kolmogorov

Pengujian distribusi probabilitas dengan menggunakan Smirnovkolmogorof dilakukan dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

1. Urutkan data (X_i) dari besar ke kecil atau sebaliknya

Tabel 4.28 Pengurutan Data Terbesar – Terkecil

No	Tahun	Xt mm	Xt di urutkan besar ke kecil
1	2008	91.6967453	101.73
2	2009	103.166691	92.60
3	2010	57.4569904	84.41
4	2011	84.7307093	67.97
5	2012	56.8731083	65.91
6	2013	54.4726426	62.97
7	2014	62.0658906	58.48
8	2015	41.2745518	56.08
9	2016	48.9698254	54.09
10	2017	63.1974389	50.08
11	2018	68.2668219	45.39

Sumber: Hasil Analisis, 2019

2. Tentukan peluang empiris masing-masing data yang sudah diurut tersebut $P(X_i)$ dengan rumus tertentu, rumus Weibull misalnya.

$$P(x) = \frac{m}{(n+1)} \times 100 \%$$

Dengan :

P = Probabilitas (%)

m = nomor urut data

n = jumlah data

Penyelesaian;

$$P(\bar{X}_{maks_{11}}) = \frac{i}{n + 1}$$

$$P(\bar{X}_{maks_{11}}) = \frac{11}{12}$$

$$P(\bar{X}_{maks_{11}}) = 0,9167$$

Demikian seterusnya untuk perhitungan peluang empiris untuk data ke-1 s/d data ke-10

3. Hitung nilai peluang teoritis, $P(x <)$, dengan rumus

$$P(x <) = Xi - P(x)$$

menghitung $P(\bar{X}_{maks_{11}} <)$, dengan cara mengurangi nomor urut data ke-11 (i_{11}) yakni =11 dengan nilai $P(\bar{X}_{maks_{11}})$ yakni = 0,9167.

$$P(\bar{X}_{maks_{11}} <) = i_{11} - P(\bar{X}_{maks_{11}})$$

$$P(\bar{X}_{maks_{11}} <) = 11 - 0,91 = 10.0833$$

$$P(\bar{X}_{maks_{11}} <) = 10.0833$$

4. Hitung fungsi $f(t)$ dengan rumus:

$$f(t) = \frac{(Xi - Xrata-rata)}{S_x}$$

Penyelesaian;

$$f(t) = \frac{\bar{X}_{maks_{11}} - \bar{X}_{maks}}{S}$$

$$f(t) = \frac{67.46 - 66.356}{19.0072} = 0.0579$$

Demikian seterusnya untuk perhitungan peluang teoritis berdasarkan Distribusi Probabilitas Gumbel untuk data ke-1 s/d data ke-10

5. Berdasarkan nilai $f(t)$ tentukan luas daerah kurva distribusi normal $P'(x)$, dimana luas kurva distribusi normal ditunjukkan pada Lampiran. Nilai $P'(x)$ didapat dengan rumus

$$P'(x) = \frac{m}{(n-1)} \times 100 \%$$

$$P'(\bar{X}_{maks_i}).$$

$$P'(\bar{X}_{maks_i}) = \frac{i}{n-1}$$

$$P'(\bar{X}_{maks_{11}}) = \frac{11}{11-1} = 1.222$$

6. Hitung $P'(x <)$ dengan rumus,

$$P'(x <) = Xi - P'(x)$$

menghitung $P(\bar{X}_{maks_{11}} <)$, dengan cara mengurangi nomor urut data ke-11 (i_{11}) yakni =11 dengan nilai $P'(\bar{X}_{maks_{11}})$ yakni = 1.222.

$$P(\bar{X}_{maks_{11}} <) = i_{11} - P'(\bar{X}_{maks_{11}})$$

$$P(\bar{X}_{maks_{11}} <) = 11 - 1.222 = 9,778$$

$$P(\bar{X}_{maks_{11}} <) = 9.778$$

7. Hitung nilai ΔP dengan rumus

$$\Delta P = P'(x <) - P(x <)$$

Hitungan :

$$D_{11} = P'(\bar{X}_{maks_{11}} <) - P(\bar{X}_{maks_{11}} <)$$

$$D_{11} = 10.0833 - 9.776$$

$$D_{11} = 0.3056 = D_{maks}$$

Tabel 4.29 Uji Probabilitas Metode Smirnov Kolmogorov

Xi	m	P (x) = m/(n+1)	P (x<)	f(t) = (Xi-Xrt)/sd	P' (x) = m/(n-1)	P' (x<)	DP
1	2	3	4 = nilai 2 - 3	5	6	7 = nilai 2 - 6	8 = 4 - 7
91.70	1	0.0833	0.9167	1.3233	0.1111	0.8889	0.0278
103.17	2	0.1667	1.8333	1.9271	0.2222	1.7778	0.0556
57.46	3	0.2500	2.7500	-0.4793	0.3333	2.6667	0.0833
84.73	4	0.3333	3.6667	0.9566	0.4444	3.5556	0.1111
56.87	5	0.4167	4.5833	-0.5100	0.5556	4.4444	0.1389
54.47	6	0.5000	5.5000	-0.6364	0.6667	5.3333	0.1667
62.07	7	0.5833	6.4167	-0.2366	0.7778	6.2222	0.1944
41.27	8	0.6667	7.3333	-1.3312	0.8889	7.1111	0.2222
48.97	9	0.7500	8.2500	-0.9261	1.0000	8.0000	0.2500
63.20	10	0.8333	9.1667	-0.1771	1.1111	8.8889	0.2778
68.27	11	0.9167	10.0833	0.0898	1.2222	9.7778	0.3056
D max							0.3056

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan perhitungan uji distribusi dengan metode *SmirnovKolmogorov* (Tabel 4.27) didapat simpangan maksimum ΔP maksimum = 0.3056. Jumlah data 11 dan α (derajat kepercayaan) 5% maka (Lampiran 4.2) didapat ΔP kritis sebesar 0.41, maka ΔP maksimum < ΔP kritis, maka distribusi **Probabilitas Gumbel dapat diterima.**

4.3.5 Perhitungan Distribusi Curah Hujan

a. Intensitas Hujan Selama 24 Jam

Perhitungan distribusi curah hujan jam-jaman/intensitas curah hujan ini menggunakan Metode Dr. Moonobe dengan mengacu pada rumus dibawah ini, yang merupakan sebuah variasi dari persamaan-persamaan curah hujan jangka pendek. Persamaannya sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

Berikut bentuk perhitungan besarnya intensitas hujan selama 24 jam dengan rancangan selama 5 tahun, pada 1 jam pertama sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

$$I = \frac{85.81}{24} \times \left[\frac{24}{1} \right]^{2/3}$$

$$I = 3.567 \times 8.320$$

$$I = 29.7483 \text{ mm}$$

Maka besar intensitas hujan pada 1 jam pertama dengan kala ulang 5 tahun adalah sebesar 29.7483 mm. Hasil perhitungan intensitas curah hujan dalam waktu 24 selanjutnya, disajikan pada Tabel 4.29.

Tabel 4.30 Intensitas Hujan Selama 24 Jam

Jam	INTENSITAS HUJAN					
	R5	R25	R50	R100	R200	R1000
	85.81	118.62	132.21	145.70	158.62	190.49
1	29.7483	41.1239	45.8345	50.5104	54.9900	66.0401
2	18.7403	25.9064	28.8740	31.8196	34.6415	41.6027
3	14.3015	19.7703	22.0350	24.2829	26.4365	31.7488
4	11.8056	16.3200	18.1895	20.0451	21.8228	26.2080
5	10.1738	14.0642	15.6752	17.2743	18.8063	22.5854
6	9.0094	12.4545	13.8812	15.2972	16.6539	20.0005
7	8.1295	11.2382	12.5255	13.8033	15.0274	18.0472
8	7.4371	10.2810	11.4586	12.6276	13.7475	16.5100
9	6.8754	9.5046	10.5933	11.6740	12.7093	15.2632
10	6.4091	8.8599	9.8748	10.8821	11.8472	14.2279
11	6.0145	8.3144	9.2668	10.2122	11.1179	13.3520
12	5.6756	7.8458	8.7446	9.6367	10.4913	12.5995
13	5.3806	7.4382	8.2902	9.1359	9.9462	11.9448
14	5.1213	7.0796	7.8906	8.6955	9.4667	11.3690
15	4.8910	6.7613	7.5358	8.3046	9.0411	10.8579
16	4.6851	6.4766	7.2185	7.9549	8.6604	10.4007
17	4.4995	6.2201	6.9326	7.6398	8.3173	9.9887

18	4.3313	5.9875	6.6734	7.3541	8.0064	9.6152
19	4.1779	5.7755	6.4371	7.0938	7.7229	9.2748
20	4.0375	5.5814	6.2207	6.8553	7.4633	8.9630
21	3.9083	5.4027	6.0216	6.6359	7.2244	8.6762
22	3.7889	5.2378	5.8377	6.4333	7.0038	8.4112
23	3.6783	5.0848	5.6673	6.2454	6.7993	8.1656
24	3.5754	4.9426	5.5087	6.0707	6.6091	7.9372

Sumber: Hasil Analisis, 2019

b. Intensitas Hujan di Daerah NTT

Pada umumnya Intensitas curah hujan atau curah hujan jam-jaman di NTT hanya terjadi selama 4 jam. Berikut penyesuaiannya:

$$I = \frac{R_4}{4} \times \left[\frac{4}{t} \right]^{2/3}$$

Berikut bentuk perhitungan besarnya intensitas hujan selama 4 jam dengan rancangan selama 5 tahun, pada 1 jam pertama sebagai berikut:

$$I = \frac{R_4}{4} \times \left[\frac{4}{t} \right]^{2/3}$$

$$I = \frac{85.81}{4} \times \left[\frac{4}{1} \right]^{2/3}$$

$$I = 21.40 \times 2.51984$$

$$I = 54.05 \text{ mm}$$

Maka besar intensitas hujan pada 1 jam pertama dengan kala ulang 5 tahun adalah sebesar 54.05 mm. Hasil perhitungan intensitas curah hujan dalam waktu 4 jam, selanjutnya disajikan pada Tabel 4.30.

Tabel 4.31 Intensitas Hujan Selama 4 Jam

Jam	INTENSITAS HUJAN					
	R5	R20	R50	R100	R200	R1000
	85.81	118.62	132.21	145.70	158.62	190.49
1	54.0563	74.7270	83.2869	91.7835	99.9235	120.0028
2	34.0533	47.0751	52.4675	57.8200	62.9479	75.5970
3	25.9876	35.9250	40.0402	44.1249	48.0382	57.6913
4	21.4523	29.6554	33.0524	36.4243	39.6547	47.6232

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.6 Perhitungan Koefisien Pengaliran

Factor-faktor yang mempengaruhi harga koefisien pengaliran adalah infiltrasi dan tampungan air hujan pada tanah, sehingga dapat mempengaruhi jumlah air hujan yang mengalir (Soewarno,1991)

Rumus :

$$C_r = \frac{\sum C_i.A_i}{A} \dots\dots\dots 2.8$$

Dimana :

- Cr = harga rata-rata koefisien pengaliran
- Ci = nilai koefisien pengaliran pada masing-masing daerah
- Ai = luas masing-masing bagian daerah pengaliran (ha)
- A = luas daerah pengaliran total (ha)

Data :

- LUAS DAERAH ALIRAN SUNGAI
- Area dipengaruhi pos hujan Kefamenanu = 66.2208 km2
- Area dipengaruhi pos hujan Manufui = 203.98 km2
- Area dipengaruhi pos hujan Oenopu = 0.022 km2
- Area DAS Maubesi = 270.2228 km2
- Koefisien Pengaliran Area P.H. Kefamenanu = 0.8
- Koefisien Pengaliran Area P.H. Manufui = 0.75
- Koefisien Pengaliran Area P.H. Oenopu = 0.45

Perhitungan :

$$C_r = \frac{\sum C_i.A_i}{A}$$

$$C_r = \frac{(66.221 \times 0.8) + (203.98 \times 0.75) + (0.022 \times 0.45)}{270.22}$$

$$C_r = \frac{52.97 + 152.99 + 0.0099}{270.22}$$

$$C_r = 0.76$$

Berdasarkan perhitungan diatas, diperoleh nilai koefisien pengaliran dari DAS Maubesi sebesar 0.76

4.3.7 Perhitungan Curah Hujan Netto

a. Curah Hujan Netto Jam – jaman

Hujan Netto adalah curah hujan yang menghasilkan limpasan langsung. Besarnya hujan netto jam – jaman diperoleh dari perkalian antara hujan yang terjadi dengan koefisien pengaliran. koefisien pegaliran didapat sebesar 0.76.

Dengan menganggap bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu (*linear and time invariant process*), maka hujan netto (R_n) dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$R_n = C \times R$$

Dengan :

R_n = Hujan netto

C = Koefisien limpasan

R = Intesitas curah hujan

Berikut bentuk perhitungan besarnya curah hujan netto jam –jaman selama 24 jam dengan rancangan selama 5 tahun, pada 1 jam pertama sebagai berikut:

$$R_n = C \times R$$

$$R_n = 0.76 \times 29.75$$

$$R_n = 22.60 \text{ mm}$$

Maka curah hujan netto jam –jaman selama 24 jam pada 1 jam pertama dengan kala ulang 5 tahun adalah sebesar 22.60 mm. Hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.32

Tabel 4.32 Curah Hujan Netto Jam - Jaman Selama 24 Jam

Jam	CURAH HUJAN NETTO JAM - JAMAN					
	R5	R25	R50	R100	R200	R1000
1	22.6008	31.2431	34.8220	38.3744	41.7777	50.1728
2	14.2376	19.6819	21.9365	24.1743	26.3183	31.6069
3	10.8653	15.0201	16.7407	18.4485	20.0846	24.1206
4	8.9691	12.3988	13.8191	15.2289	16.5795	19.9111
5	7.7294	10.6850	11.9090	13.1239	14.2878	17.1589
6	6.8447	9.4621	10.5460	11.6218	12.6525	15.1950
7	6.1762	8.5380	9.5160	10.4868	11.4168	13.7110
8	5.6502	7.8108	8.7055	9.5936	10.4444	12.5432
9	5.2235	7.2209	8.0481	8.8691	9.6557	11.5960

10	4.8692	6.7311	7.5022	8.2675	9.0007	10.8094
11	4.5694	6.3167	7.0403	7.7585	8.4466	10.1439
12	4.3119	5.9607	6.6435	7.3213	7.9706	9.5723
13	4.0878	5.6510	6.2983	6.9408	7.5564	9.0748
14	3.8908	5.3786	5.9947	6.6063	7.1922	8.6374
15	3.7159	5.1368	5.7252	6.3093	6.8688	8.2491
16	3.5594	4.9205	5.4841	6.0436	6.5796	7.9017
17	3.4184	4.7256	5.2669	5.8042	6.3190	7.5887
18	3.2906	4.5489	5.0700	5.5872	6.0827	7.3050
19	3.1741	4.3879	4.8905	5.3894	5.8674	7.0464
20	3.0674	4.2403	4.7261	5.2082	5.6701	6.8095
21	2.9692	4.1046	4.5748	5.0415	5.4886	6.5916
22	2.8786	3.9793	4.4351	4.8876	5.3210	6.3903
23	2.7945	3.8631	4.3056	4.7449	5.1657	6.2037
24	2.7163	3.7550	4.1852	4.6121	5.0212	6.0301

Sumber: Hasil Analisis, 2019

b. Curah Hujan Netto Jam – Jaman di Daerah NTT

Pada umumnya Intensitas curah hujan atau curah hujan jam-jaman di NTT hanya terjadi selama 4 jam. Dengan menggunakan rumus sebgai berikut :

$$R_n = C \times R$$

Dengan :

R_n = Hujan netto

C = Koefisien limpasan

R = Intesitas curah hujan

Berikut bentuk perhitungan besarnya curah hujan netto jam –jaman selama 4 jam dengan rancangan selama 5 tahun, pada 1 jam pertama sebagai berikut:

$$R_n = C \times R$$

$$R_n = 0.76 \times 54.06$$

$$R_n = 41.068 \text{ mm}$$

Maka curah hujan netto jam –jaman selama 4 jam pada 1 jam pertama dengan kala ulang 5 tahun adalah sebesar 41.068 mm. Hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.33.

Tabel 4.33 Curah Hujan Netto Jam - Jaman Selama 4 Jam

Jam	CURAH HUJAN NETTO JAM - JAMAN					
	R5	R25	R50	R100	R200	R1000
1	41.0683	56.7725	63.2757	69.7309	75.9151	91.1700
2	25.8714	35.7645	39.8612	43.9277	47.8235	57.4335
3	19.7436	27.2934	30.4198	33.5231	36.4962	43.8300
4	16.2980	22.5302	25.1110	27.6727	30.1269	36.1808

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.8 Perhitungan Banjir Rencana

4.3.8.1 Metode Rasional

Metode ini menggambarkan hubungan antara debit limpasan dengan besar curah hujan yang terjadi pada daerah pengaliran sungai. Parameter utama yang digunakan adalah koefisien pengaliran (α), waktu konsentrasi (t_c), intensitas hujan (I) dan luas daerah pengaliran sungai (A). Persamaan empiris dari metode rasional adalah :

$$Qt = \frac{1}{3.6} \cdot \alpha \cdot I \cdot A \dots\dots\dots 2.10a$$

Keterangan :

QT = Debit banjir rencana (m^3 / dtk)

α = Koefisien pengaliran

I = Intensitas hujan (mm/jam)

A = Luas daerah pengaliran / tangkapan hujan (km^2)

Diketahui :

- Alur terpanjang dimana permukaan mengalir = 8.20 Km = 8200 m
- Perbedaan tinggi rata – rata daerah hulu dan hilir = 100 m
- Luas DAS = 64.425 Km² = 64425000 m²
- C_p = Komponen C yang disebabkan oleh intensitas hujan yang bervariasi (Tabel 2.8) = 0.05
- C_t = Komponen C yang disebabkan oleh keadaan topografi (Tabel 2.9) = 0.00

- C_o = Komponen C yang disebabkan oleh tampungan permukaan (Tabel 2.10) = 0.00
- C_s = komponen C yang disebabkan oleh infiltrasi (Tabel 2.11) = 0.20
- C_c = Komponen C yang disebabkan oleh penutup lahan (Tabel 2.12) = 0.10

Penyelesaian :

a. Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi aliran adalah waktu yang dibutuhkan untuk hujan yang jatuh di hampir seluruh daerah tangkapan untuk dapat mengalir, sehingga seluruh aliran daerah tangkapan mengalir pada suatu titik yang ditinjau atau waktu yang dibutuhkan oleh air yang jatuh pada titik terjauh ke titik yang ditinjau. Perhitungan waktu konsentrasi menggunakan persamaan 2.10b dan 2.10c di peroleh nilai t_c sebesar 354.314 jam

b. Intensitas Hujan

Intensitas curah hujan adalah curah hujan jangka pendek yang dinyatakan dalam intensitas perjam (mm/jam). Intensitas curah hujan digunakan untuk menghitung besarnya debit banjir rencana dalam merencanakan teknis bangunan air. Untuk menentukan intensitas curah hujan digunakan rumus Dr. Mononobe.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \dots\dots\dots 2.10d$$

Keterangan :

I = Intensitas hujan selama waktu konsentrasi t_c (mm/jam)

RT = Curah hujan dengan kala ulang t tahun (mm)

t_c = Waktu konsentrasi (jam)

Dalam perhitungan ini menggunakan curah hujan rancangan metode gumbel yang telah lolos uji distribusi dan probabilitas, dan menggunakan waktu durasi hujan untuk Provinsi NTT sebesar 4 jam.

Perhitungan intensitas hujan tahun ulang 5 tahun sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

$$I = \frac{85.8090}{4} \times \left[\frac{24}{4} \right]^{2/3}$$

$$I = 0.7994 \text{ mm}$$

Selanjutnya perhitunga dilakukan terhadap kala hujan lainnya, berikut hasil perhitungan di tampilkan pada Tabel 4.34

Tabel 4.34 Intensitas Hujan Metode Rasional

tahun ulang	curah hujan (Rt)	intensitas hujan
5	85.8090	0.7994
25	118.6218	1.1052
50	132.2097	1.2317
100	145.6972	1.3574
200	158.6187	1.4778
1000	190.4926	1.7747

Sumber: Hasil Analisis, 2019

c. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu faktor koreksi yang sangat dipengaruhi oleh kondisi dan situasi daerah tangkapan hujan seperti kemiringan kondisi vegetasi dan lain-lain. Koefisien pengaliran dihitung dengan memperhatikan faktor iklim dan fisiografi yaitu dengan menjumlahkan beberapa koefisien sebagai berikut:

$$C = C_p + C_t + C_o + C_s + C_c$$

$$C = 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.20 + 0.10$$

$$C = 0.35$$

Berdasarkan perhitungan diatas, diperoleh nilai koefisien pengaliran sebesar 0.35

d. Perhitungan Metode Rasional

Berikut bentuk perhitungan untuk mencari besar debit banjir rancangan dengan menggunakan metode rasional, conntoh perrhitungan menggunakan debit banjir rancangan untuk kala ulang 5 tahun sebagai berikut:

$$Q_T = \frac{1}{3.6} \times \alpha \times I \times A$$

$$Q_T = \frac{1}{3.6} \times 0.35 \times 0.7994 \times 64.42$$

$$Q_T = \frac{1}{3.6} \times 51.49734$$

$$Q_T = 5.0074 \text{ m}^3/\text{det}$$

Selanjutnya perhitunga dilakukan terhadap kala hujan lainnya, berikut hasil perhitungan di tampilkan pada Tabel 4.35

Tabel 4.35 Perhitungan Banjir Rancangan Metode Rasional

TAHUN ULANG	I (Intensitas Hujan)	Qt
-------------	----------------------	----

5	0.7994	5.0074
25	1.1052	6.9222
50	1.2317	7.7151
100	1.3574	8.5022
200	1.4778	9.2562
1000	1.7747	11.1162

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.3.8.2 Metode Nakayasu

Dalam menentukan debit banjir rencana non hidrograf digunakan metode HSS Nakayasu. Berikut proses perhitungan Debit banjir rancangan metode HSS Nakayasu n sebagai contoh;

Diketahui:

Luas Daerah Aliran Sungai (A) = 64.42 Km²

Koefisien Aliran = 0,763

Panjang Sungai (L) atau *stream* terpanjang = 8.20 Km

α = 2

Dalam perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Nakayasu, ada beberapa parameter yang diperlukan, berikut perhitungan parameter :

1. Waktu Kelambatan, time

$$T_g = 0.21 \times L^{0.7} \rightarrow L < 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0.4 + 0.058 \times L \rightarrow L > 15 \text{ km}$$

Untuk $L = 8.20 \text{ Km} < 15 \text{ Km}$ maka perhitungan waktu kelambatan (time lag, t_g)

$$t_g = 0,21 \times L^{0.7}$$

$$t_g = 0.21 \times 8.20^{0.7}$$

$$t_g = 0.9160 \text{ jam}$$

2. Waktu puncak dan debit puncak hidrograf satuan sintesis

$$T_p = T_g \times 0,8 \times T_r$$

$$T_r = 0,75 \times T_g$$

Perhitungan :

a) Waktu puncak dan debit puncak hidrograf satuan sintetis

$$t_r = 0,75 \times t_g$$

$$t_r = 0,75 \times 0.916$$

$$t_r = 0.687 \text{ jam}$$

b) Waktu puncak

$$t_p = t_g + 0,8 T_r$$

$$t_p = 0.916 + 0,8 \times 0.687$$

$$t_p = 1.4656 \text{ jam}$$

3. Waktu saat debit sama dengan 0,3 kali debit puncak

$$T_{0,3} = \alpha \times T_g$$

Perhitungan :

$$t_{0,3} = \alpha \times t_g$$

$$t_{0,3} = 2 \times 0.916 = 1.832 \text{ jam}$$

4. Debit puncak

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times A \times R_0 \times \frac{1}{(0,3 \times t_p + t_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times 64.4225 \times 1 \times \frac{1}{(0,3 \times 1.465 + 1.832)}$$

$$Q_p = 1.6625 \text{ m}^3/\text{det}$$

5. Mencari Ordinat Hidrograf

a. Debit bagian lengkung naik : $0 < t < t_p$

$$Q_t = Q_{\text{Maks}} \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \dots\dots\dots 2.12b$$

Perhitungan :

Pada bagian $0 < t < 1.4656 \text{ jam}$

$$Q = Q_p \frac{t^{2,4}}{t_p^{2,4}}$$

$$Q = 1.6625 \times \frac{t^{2,4}}{1.4656^{2,4}}$$

1	
t	Qt
0	0
0.5	0.1259
1	0.6643

b. Debit bagian lengkung turun :

a. $T_p < t < (T_p + T_{0.3})$

$$Q_t = Q_{\text{Maks}} \times 0,3^{\left(\frac{t-T_p}{(T_{0.3})}\right)} \dots\dots\dots 2.12c$$

Perhitungan :

Pada bagian 1.4656 jam $< t < (1.4656 + 1.832)$ jam atau
1.4656 jam $< t < 3.2976$

$$Q = Q_p \times 0,3^{\frac{t-t_p}{t_{0,3}}}$$

$$Q = 1.6625 \times 0,3^{\frac{t-1.4656}{1.832}}$$

2	
t	Qt
1.5	1.6253
2	1.1701
2.5	0.8424
3	0.6065

b. $(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + 2.5 T_{0.3})$

$$Q_t = Q_{\text{Maks}} \times 0,3^{\left(\frac{(t-T_p)+0,5 \times T_{0.3}}{(1,5 \times T_{0.3})}\right)} \dots\dots\dots 2.12d$$

Perhitungan :

Pada bagian 3.2976 jam $< t < (1.4656 + 2.5 \times 1.832)$ jam
atau 3.2976 jam $< t < 6.0456$

$$Q = Q_p \times 0,3^{\frac{t-t_p+0,5 \times t_{0,3}}{1,5 \times t_{0,3}}}$$

$$Q = 1.6625 \times 0,3^{\frac{t-1.4565+0,5 \times 1.832}{1,5 \times 1.832}}$$

3	
t	Qt
3.5	0.4564
4	0.3666
4.5	0.2945
5	0.2366
5.5	0.19
6	0.1526

c. $t > (T_p + 2.5 T_{0.3})$

$$Q_t = Q_{\text{Maks}} \times 0,3^{\left(\frac{(t-T_p)+1,5 \times T_{0.3}}{(2 \times T_{0.3})}\right)} \dots\dots\dots 2.12e$$

Perhitungan :

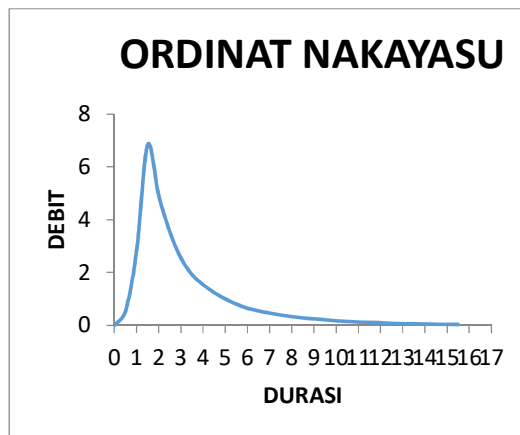
Pada bagian jam $t > (1.4656 + 2.5 \times 1.832)$ jam atau jam
 $t > 6.0456$

$$Q = 1.6625 \times 0,3^{\frac{t-t_p+1,5 \times t_{0,3}}{2 \times t_{0,3}}}$$

$$Q = 1.6625 \times 0,3^{\frac{t-1.4565+1,5 \times 1.832}{2 \times 1.832}}$$

4	
t	Qt
6.5	0.1289
7	0.1093
7.5	0.0928
8	0.0787
8.5	0.0668
9	0.0567
9.5	0.0481
10	0.0408
10.5	0.0346
11	0.0294
11.5	0.0249
12	0.0211
12.5	0.0179
13	0.0152
13.5	0.0129
14	0.011
14.5	0.0093
15	0.0079
15.5	0.0067

c. Grafik Ordinat Nakayasu



6. Perhitungan Base Flow

$$Q_B = 0.4751 \times A^{0.644} \times D^{0.9430}$$

Dengan :

$$D = \frac{LN}{A}$$

$$D = \frac{8200}{64445000} = 1^{-4}$$

Maka :

$$Q_B = 0.4751 \times 64.425^{0.644} \times 0.0001^{0.9430}$$

$$Q_B = 10.8575 \text{ m}^3/\text{det}$$

Berdasarkan perhitunga diatas, diperoleh debit base flow dari sungai Maubesi sebesar $10.8575 \text{ m}^3/\text{det}$.

7. Untuk periode ulang 5 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.36, untuk periode ulang 20 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.37, untuk periode ulang 50 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.38, untuk periode ulang 100 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.39, Untuk periode ulang 200 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.40, Untuk periode ulang 1000 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.41, Sedangkan rekapitulasi perhitungan debit rencana (hidrograf) Nakayasu pada DAS Maubesi dapat dilihat pada Tabel 4.42 dan Gambar 4.24.

Tabel 4.39 Perhitungan Banjir Rancangan Metode Nakayasu Kala Ulang 100 Tahun

t	Qt	R1	R2	R3	R4	Base Flow	Q100th
jam	m3/det	69.7309	43.9277	33.5231	27.6727	m3/det	m3/det
0	0.000	0.000	-			10.85745	10.85745
0.5	0.126	8.776	0.000	-		10.85745	19.634
1	0.664	46.320	5.529	0.000	-	10.85745	62.707
1.5	1.625	113.337	29.180	4.219	0.000	10.85745	157.593
2	1.170	81.594	71.398	22.269	3.483	10.85745	189.601
2.5	0.842	58.742	51.401	54.487	18.382	10.85745	193.870
3	0.606	42.290	37.005	39.227	44.978	10.85745	174.357
3.5	0.456	31.827	26.641	28.240	32.381	10.85745	129.947
4	0.367	25.566	20.050	20.331	23.312	10.85745	100.116
4.5	0.295	20.536	16.105	15.301	16.783	10.85745	79.582
5	0.237	16.496	12.937	12.291	12.631	10.85745	65.211
5.5	0.190	13.251	10.392	9.873	10.146	10.85745	54.518
6	0.153	10.644	8.347	7.930	8.150	10.85745	45.929
6.5	0.129	8.986	6.705	6.370	6.546	10.85745	39.465
7	0.109	7.625	5.661	5.117	5.259	10.85745	34.519

7.5	0.093	6.469	4.803	4.320	4.224	10.85745	30.674
8	0.079	5.489	4.076	3.666	3.566	10.85745	27.654
8.5	0.067	4.658	3.458	3.110	3.026	10.85745	25.109
9	0.057	3.952	2.934	2.639	2.567	10.85745	22.950
9.5	0.048	3.353	2.490	2.239	2.178	10.85745	21.118
10	0.041	2.845	2.112	1.900	1.848	10.85745	19.563
10.5	0.035	2.414	1.792	1.612	1.568	10.85745	18.244
11	0.029	2.048	1.521	1.368	1.331	10.85745	17.125
11.5	0.025	1.738	1.290	1.161	1.129	10.85745	16.175
12	0.021	1.475	1.095	0.985	0.958	10.85745	15.370
12.5	0.018	1.251	0.929	0.836	0.813	10.85745	14.686
13	0.015	1.062	0.788	0.709	0.690	10.85745	14.106
13.5	0.013	0.901	0.669	0.602	0.585	10.85745	13.614
14	0.011	0.764	0.567	0.510	0.497	10.85745	13.196
14.5	0.009	0.648	0.481	0.433	0.421	10.85745	12.842
15	0.008	0.550	0.409	0.367	0.357	10.85745	12.541
15.5	0.007	0.467	0.347	0.312	0.303	10.85745	12.286

Sumber: Hasil Analisis, 2019

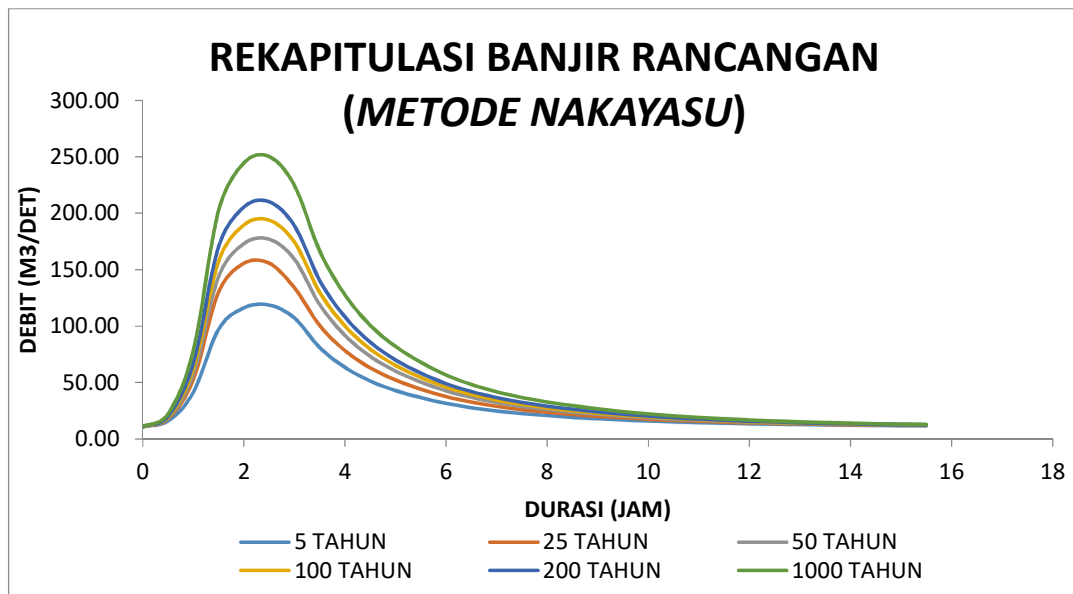
8. Berikut Rekapitulasi Debit bajir Nakayasu dari Kala ulang 5 tahun, 20 tahun, 50 tahun, 100 tahun, 200 tahun, dan 1000 tahun.

Tabel 4.42 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu

t	Q 5th	Q 20th	Q 50th	Q 100th	Q 200th	Q 1000th
jam	m3/det	m3/det	m3/det	m3/det	m3/det	m3/det
0	10.86	10.86	10.86	10.86	10.86	10.86
0.5	16.03	18.00	18.82	19.63	20.41	22.33
1	41.39	53.07	57.91	62.71	67.30	78.65
1.5	97.28	130.32	144.01	157.59	170.61	202.71
2	116.13	155.60	173.05	189.60	205.45	244.56
2.5	118.64	155.72	176.93	193.87	210.10	250.14
3	107.15	133.84	159.22	174.36	188.86	224.63
3.5	81.00	100.52	118.92	129.95	140.51	166.56
4	63.43	78.28	91.85	100.12	108.03	127.56
4.5	51.33	63.03	73.22	79.58	85.68	100.71
5	42.87	52.27	60.18	65.21	70.03	81.92
5.5	36.57	44.12	50.48	54.52	58.39	67.94
6	31.51	37.58	42.68	45.93	49.04	56.71
6.5	27.71	32.67	36.82	39.47	42.00	48.26
7	24.79	28.94	32.33	34.52	36.62	41.79
7.5	22.53	26.04	28.84	30.67	32.43	36.77
8	20.75	23.73	26.10	27.65	29.14	32.82
8.5	19.25	21.78	23.79	25.11	26.37	29.49
9	17.98	20.12	21.83	22.95	24.02	26.67

9.5	16.90	18.72	20.17	21.12	22.03	24.27
10	15.98	17.53	18.76	19.56	20.34	22.24
10.5	15.21	16.52	17.56	18.24	18.90	20.52
11	14.55	15.66	16.54	17.12	17.68	19.05
11.5	13.99	14.93	15.68	16.18	16.65	17.81
12	13.51	14.32	14.95	15.37	15.77	16.76
12.5	13.11	13.79	14.33	14.69	15.03	15.86
13	12.77	13.35	13.81	14.11	14.39	15.10
13.5	12.48	12.97	13.36	13.61	13.86	14.46
14	12.23	12.65	12.98	13.20	13.40	13.92
14.5	12.03	12.38	12.66	12.84	13.02	13.45
15	11.85	12.15	12.39	12.54	12.69	13.06
15.5	11.70	11.95	12.15	12.29	12.41	12.73

Sumber: Hasil Analisis, 2019



Gambar 4.24 Grafik Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan hasil perhitungan debit banjir rencana yang telah dihitung menggunakan 2 metode yaitu metode rasional (Tabel 4.34) dan metode nakayasu (Tabel 4.41), maka debit banjir rancangan yang akan digunakan dalam perencanaan bendung menggunakan hasil perhitungan metode nakayasu. Hal ini di dasarkan pada debit banjir hasil perhitungan dengan menggunakan 2 metode berbeda di peroleh debit banjir nakayasu terbesar, dan dapat digunakan sebagai factor debit banjir dalam analisa hidrolika bendung.

Debit banjir rancangan yang digunakan dalam perencanaan bendung, yaitu debit bajir dengan kala ulang 100 tahun yaitu sebesar 193.87 m³/det

4.4 Analisa Kebutuhan Air

4.4.1 Perhitungan Evapotranspirasi

Untuk perhitungan di tugas kali ini digunakan metode Penman modifikasi yang dapat dijabarkan sebagai berikut:

Rumus umum Penman Modifikasi:

$$ET = c \times (w \times R_n + (1-w) \times f(u) \times (e_a - e_d)) \dots\dots\dots 2.14a$$

Keterangan:

- ET = Evapotranspirasi dalam mm/hari
- c = Faktor koreksi akibat keadaan iklim siang dan malam
- w = Faktor bobot tergantung dari temperature udara dan ketinggian tempat
- R_n = Radiasi netto ekivalien dengan evaporasi mm/hari
- R_{ns} = Gelombang pendek radiasi yang masuk = $(1-\alpha) \cdot (0,25 + n/N) \cdot R_a$
- R_a = Ekstra terrestrial radiasi matahari
- R_{nl} = Gelombang panjang radiasi netto
- N = Lama maksimum penyinaran matahari
- 1-w = Faktor bobot tergantung pada temperature udara
- f(U) = Fungsi kecepatan angin = $0,27 \cdot (1 + u/100)$
- f(ed) = efek tekanan uap pada radiasi gelombang panjang
- f(n/N) = efek lama penyinaran matahari pada radiasi gelombang panjang
- f(t) = efek temperature pada radiasi gelombang panjang
- e_a = tekanan uap jenuh tergantung pada temperature
- e_d = $e_a \cdot R_h/100$
- R_h = curah hujan efektif

Berikut perhitungan besar nya Evapotransipirasi, pada bulan Januari;

1. Data
 - a. Stasiun Iklim : Lasiana
 - Elevasi Stasiun Klimatologi 19 m
 - Elevasi Lokasi Studi 268 m
 - Beda Tinggi 249 m
 - Parameter nilai a : 0.25
 - Parameter nilai b :0.5
 - b. Temperatur (T), sebesar 27.6°C

- c. Kecepatan Angin (U), sebesar 15.29 km/hr
- d. Kelembapan Relatif (Rh), sebesar 85.1%
- e. Penyinaran Matahari (n), sebesar 49.28%
- f. Tekanan Uap Jenuh (ea), sebesar 37,00
- g. Faktor bobot tergantung dari temperature udara dan ketinggian tempat (W), sebesar 0.77
- h. Faktor bobot tergantung pada temperature udara (1-w), sebesar 0.23
- i. Ekstra terrestrial radiasi matahari (Ra), sebesar 16.4 mm/hr
- j. Efek temperature pada radiasi gelombang panjang (f (T)), sebesar 16.22
- k. Faktor perkiraan kondisi musim (c), sebesar 1.1

2. Koreksi Data

- a. $T = T - 0.006 H$
 $T = 27.6 - 0.006 \times 249$
 $T = 26.13^{\circ}C$
- b. $n = n - 0.010 H$
 $n = 49.28 - 0.010 \times 249$
 $n = 47.79 \%$

3. Analisa Data

- a. $ed = \frac{ea \times Rh}{100}$
 $ed = \frac{37.00 \times 85.1}{100}$
 $ed = 31.49 \text{ mbar}$
- b. $ea - ed$
 $37.00 - 31.49$
 5.51 mbar
- c. $f(u) = 0,27 \times (\frac{1+U}{100})$
 $f(u) = 0,27 \times (\frac{1+15.29}{100})$
 $f(u) = 0.31$
- d. $RS = (a + b \times \frac{n}{N}) \times Ra$
 $RS = (0.25 + 0.5 \times 0.48) \times 16.4$
 $RS = 8.02 \text{ mm/hr}$
- e. $Rns = (1 - a) \times Rs$

$$Rns = (1 - 0.5) \times 8.02$$

$$Rns = 4.01 \text{ mm/hr}$$

$$f. \quad f(ed) = (0.34 - 0.004 \times ed^{0.5})$$

$$f(ed) = (0.34 - 0.004 \times 31.49^{0.5})$$

$$f(ed) = 0.32 \text{ mm/hr}$$

$$g. \quad f\left(\frac{n}{N}\right) = 0.1 + 0.9 \frac{n}{N}$$

$$f\left(\frac{n}{N}\right) = 0.1 + 0.9 \cdot 0.48$$

$$f\left(\frac{n}{N}\right) = 0.53 \text{ mm/hr}$$

$$h. \quad Rn1 = f(T) \times f(ed) \times f\left(\frac{n}{N}\right)$$

$$Rn1 = 16.22 \times 0.32 \times 0.53$$

$$Rn1 = 2.73 \text{ mm/hr}$$

$$i. \quad Rn = Rns - Rn1$$

$$Rn = 4.01 - 2.73$$

$$Rn = 1.28 \text{ mm/hr}$$

4. Evapotranspirasi Potensial

$$ET = c \times (w \times Rn + (1 - w) \times f(u) \times (ea - ed))$$

$$ET = 1.1 \times (0.77 \times 1.28 + 0.23 \times 0.31 \times 5.51)$$

$$ET = 1.52 \text{ mm/hari}$$

Berdasarkan perhitungan di atas diperoleh nilai evapotranspirasi potensial pada bulan Januari sebesar 1.52 mm/hari, maka dalam bulan Januari nilai evapotranspirasi, sebesar $ET = 1.52 \times 31 = 47.08 \text{ mm/bulan}$

Berikut perhitungan lanjutan evapotranspirasi untuk bulan berikutnya, dapat dilihat pada Tabel dibawah ini.

Tabel 4.43 Perhitungan Evapotranspirasi Metode Penman

No.	Uraian	Keterangan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
I	Data														
1	Temperatur (T)	Data	C	27.6	27.4	27.2	27.7	27.6	26.5	26.3	26.6	27.3	28.8	29.1	22.6
2	Kecepatan Angin (U)	Data	km/hr	15.29	12.09	11.55	14.46	14.65	19.99	19.27	20.30	17.45	15.15	14.08	7.49
3	Kelembapan Relatif (Rh)	Data	%	85.1	84.2	85.1	80.6	75.6	72.7	69.9	66.9	68.4	69.9	71.5	63
4	Penyinaran Matahari (n)	Data	%	49.28	61.1	70.9	81.8	84.7	90.6	91	95.64	94.7	89.5	74.2	46.1
II	Koreksi Data														
5	$T = (T - 0.006 H)$	(1)-(0,006 DH)	C	26.13	25.87	25.70	26.21	26.11	25.04	24.85	25.06	25.85	27.31	27.65	21.14
6	$n = (n - 0,010 H)$	(4)x(0,010 DH)	%	47.79	59.61	69.41	80.31	83.21	89.11	89.51	94.15	93.21	88.01	72.71	44.61
III	Analisa Data														
7	ea (Tekanan uap jenuh pada suhu rata2 harian)	(Lampiran)	mbar	37.00	36.46	36.10	37.17	36.96	34.71	34.31	34.76	36.41	39.64	40.42	27.47
8	$ed = ea \times Rh / 100$	(7)*(3)/100	mbar	31.49	30.70	30.72	29.96	27.94	25.24	23.99	23.25	24.91	27.71	28.90	17.31
9	$(ea - ed)$	(7)-(8)	mbar	5.51	5.76	5.38	7.21	9.02	9.48	10.33	11.50	11.51	11.93	11.52	10.16
10	$f(u) = 0,27 \times (1 + U/100)$	0,27 (1+(2)/100)	km/hr	0.31	0.30	0.30	0.31	0.31	0.32	0.32	0.32	0.32	0.31	0.31	0.29
11	W	(Lampiran)		0.77	0.76	0.76	0.77	0.77	0.76	0.75	0.76	0.76	0.77	0.78	0.72
12	$(1 - W)$	(Lampiran)		0.23	0.24	0.24	0.23	0.23	0.24	0.25	0.24	0.24	0.23	0.22	0.28
13	Ra	(Lampiran)	mm/hr	16.4	16.3	15.5	14.2	12.8	12	12.4	13.5	14.8	15.9	16.2	16.2
14	n/N	(6)/100		0.48	0.60	0.69	0.80	0.83	0.89	0.90	0.94	0.93	0.88	0.73	0.45
15	$R_s = (a + b \cdot n/N) R_a$	Hitung	mm/.hr	8.02	8.93	9.25	9.25	8.53	8.35	8.65	9.73	10.60	10.97	9.94	7.66
16	$R_{ns} = (1 - a) R_s$	Hitung	mm/.hr	4.01	8.93	9.25	9.25	8.53	8.35	8.65	9.73	10.60	10.97	9.94	7.66
17	f (T)	(Lampiran)	mm/hr	16.22	16.17	16.14	16.24	16.22	16.01	15.97	16.01	16.17	16.46	16.53	15.13
18	$f(ed) = (0,34 - 0,004 \cdot (8)^{0,5})$	Hitung	mm/hr	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
19	$f(n/N) = 0,1 + 0,9 n/N$	Hitung	mm/hr	0.53	0.64	0.72	0.82	0.85	0.90	0.91	0.95	0.94	0.89	0.75	0.50
20	$R_{n1} = f(T) \times f(ed) \times f(n/N)$	(17)*(18)*(19)	mm/hr	2.73	3.27	3.72	4.25	4.39	4.62	4.63	4.86	4.86	4.68	3.97	2.45
21	$R_n = R_{ns} - R_{n1}$	(16)-(20)	mm/hr	1.28	5.66	5.54	5.00	4.14	3.73	4.02	4.87	5.74	6.29	5.97	5.21
22	Kecepatan angin rata-rata (Ud)	Hitung	m/det												
23	Faktor perkiraan kondisi musim (c)	(Lampiran)		1.1	1.1	1	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1.1	1.1	1.1	1.1
IV	Evapotranspirasi Potensial														
24	$E_t = c (W \times R_n + (1 - W) \times f(U) \times (ea - ed))$	(23)*((11) (21) + (12) (10) (9))	hr kalender	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
			mm/hari	1.52	5.21	4.60	3.92	3.44	3.21	3.46	4.59	5.77	6.28	5.97	5.03
			mm/bln	47.08	151.05	142.74	117.59	106.60	96.31	107.31	142.28	173.08	194.56	179.04	155.81

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.4.2 Perhitungan Debit Andalan

Di Indonesia model Simulasi hujan-aliran yang sering digunakan adalah model Dr. FJ Mock. Model ini paling sering digunakan terutama di daerah yang curah hujan tinggi sampai sedang. Model tersebut menghitung besarnya aliran dari data curah hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

Data yang diperlukan untuk perhitungan ini adalah:

- Hujan setengah bulan (mm)
- Hari setengah bulan rata-rata
- Evapotranspirasi
- Cathment area

1. Perhitungan: Bulan januari Stasiun I tahun 2001, untuk periode 1

1. Hujan (p) = 3519 mm/bulan
2. Hari hujan = 11 hari
3. Eto = 47.08 mm/hari
4. Penutup lahan = 20%
5. Hitung = $m/20 \times (18-n)/100$
= 7.00
6. Evapotranspirasi air terukur (de) = hasil (3) x(5)
= 47.08×7.00
= 329.56
7. Et = Eto-de
= $47.08 - 329.56$
= -282.48
8. S = Rs - Et

$$= 35.19 - (-282.48)$$

$$= 317.67$$

9. Run off storge

$$= 10\% \times R$$

$$= 10\% \times 35.19$$

$$= 3.52$$

10. Kandungan air tanah (is)

$$= 317.67 - 3.52$$

$$= 314.15$$

11. Soll Moisnture =IS+SMC,SMC

$$= \text{hasil}(10) + \text{hasil}(80)$$

$$= 314.15 + 80$$

$$= 394.15$$

12. Kelebihan air (ws)

$$= \text{hasil (8)} - \text{hasil (10)}$$

$$= 317.67 - 314.52$$

$$= 3.52$$

13. Infiltrasi (I), i=0,2

$$= \text{hasil 12} \times i$$

$$= 3.52 \times 0,2$$

$$= 0.70$$

14. $0,5 \times (1+k) I$ (Dimana $k = 0,5$)

$$= 0,5 \times (1+0,5) \times 0.70$$

$$= 0.52$$

15. $K \times (V_n - 1)$

$$= (V_n - 1)$$

$$= 0,5 \times (6)$$

$$= 3$$

16. Volume tampungan(V_n)

$$= \text{hasil (14)} + \text{hasil (15)}$$

$$= 0.52 + 3$$

$$= 3.52$$

$$\begin{aligned}
17. \Delta V_n &= V_n - (V_{n-1}) &= \text{Hasil (16)} - (V_{n-1}) \\
& &= 3.52 - 6 \\
& &= -2.47 \\
18. \text{Aliran dasar (BF)} & &= \text{Hasil (13)} - \text{hasil (17)} \\
& &= 0.70 - (-2.47) \\
& &= 3.18 \\
19. \text{Aliran langsung (DR)} & &= \text{Hasil (12)} - \text{hasil (13)} \\
& &= 3.52 - 0.70 \\
& &= 3 \\
20. \text{Aliran (R)} & &= \text{hasil (18)} + \text{hasil (19)} \\
& &= 3.18 + 3 \\
& &= 6 \text{ mm/ det} \\
21. \text{Debit aliran sungai} & &= \frac{A \times 1000 \times (\text{hasil 20})}{86400 \times \text{jumlah hari}} \\
& &= \frac{4.504 \times 10000 \times 6}{86400 \times 15} \\
& &= 1.249 \text{ m}^3/\text{det}
\end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel.4.43 dan 4.44

2. Penentuan letak debit andalan 80%

Debit andalan adalah debit yang diharapkan selali tersedia sepanjang tahun dengan resiko kegagalan yang diperhitungkan sekecil mungkin. Apabila ditetapkan debit andalan untuk keperluan irigasi 80% maka resiko kegagalannya adalah 20%, ini terjadi pada pengambilan lebih kecil dari debit yang diperhitungkan.

Pada perhitungan debit andalan pada umumnya dilakukan dengan cara merangking data debit rata – rata bulanan, setengah bulan, atau debit rata- rata sepuluh hari, yang ditetapkan berdasarkan pola operasi.

Perhitungan debit andalan dalam prakteknya, seperti penggunaan untuk irigasi, industry, ataupun keperluan air baku dapat menggunakan dengan metode rangking dan metode statistic.

- Metode Rangking

Perhitungan metode rangking dilakukan dengan data pencatatan debit seri jangka panjang, selanjutnya data tersebut akan diurut dari terkecil sampai terbesar. Setelah data diurut terlebih dahulu ditetapkan prosentase debit andalan yang diharapkan.

- Keperluang irigasi biasanya ditetapkan debit tersedia 80%,maka rumusnya :

$$M = 0.20 \times N$$

Berikut perhitungan metode rangking untuk mrendapatkan R80 dari data debit andalan yang telah di susun, sebagai berikut

$$M = 0.2 \times N$$

$$M = 0.2 \times 10$$

$$M = 2$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka di peroleh debit andalan 80 % terletak pada data 2 dari Tabel 4.46

Tabel 4.44 Perhitungan Debit Andalan Tahun 2009

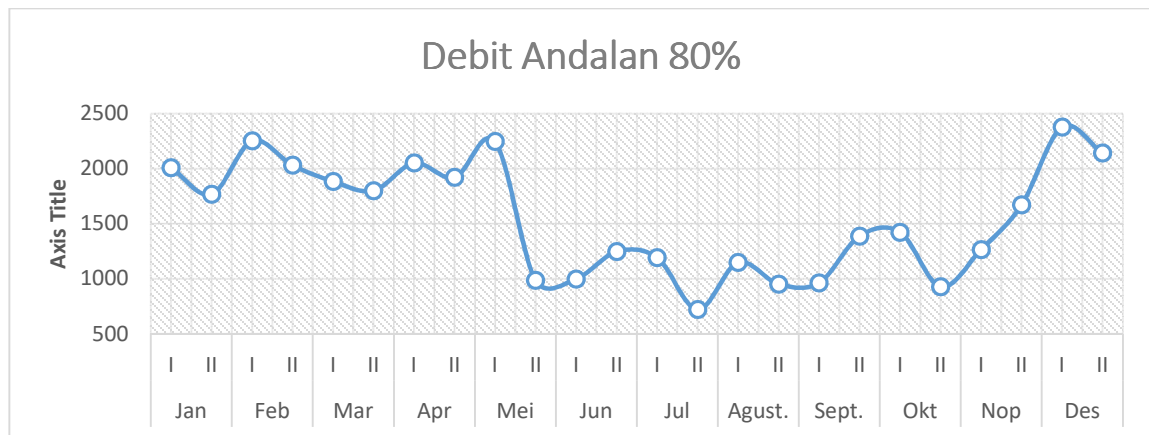
N o	Dasar	Hitungan	Satuan	Jan		Feb		Mar		Apr		Mei		Jun		Jul		Agust.		Sept.		Okt		Nop		Des	
	Data			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
1	Curah Hujan R		mm	35.19	37.56	91.74	38.67	62.22	12.00	19.27	1.83	91.66	1.83	0.00	16.17	0.00	3.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.70	98.88	93.68
2	Hari Hujan (n)			11.00	12.00	13.00	10.00	10.00	5.00	4.00	5.00	10.00	1.00	0.00	1.00	0.00	3.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	9.00	11.00
	Evapotraspirasi Terbatas																										
3	Evapotranspirasi Eto		mm/bl n	47.08	47.08	151.05	151.05	142.74	142.74	117.59	117.59	106.60	106.60	96.31	96.31	107.31	107.31	142.28	142.28	173.08	173.08	194.56	194.56	179.04	179.04	155.81	155.81
4	Lahan Terbuka m	ditetapkan	%	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
5	dE/Eto = (m/20) *(18-n)	hitungan		7.00	6.00	5.00	8.00	8.00	13.00	14.00	13.00	8.00	17.00	18.00	17.00	18.00	15.00	16.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	14.00	9.00	7.00
6	dE	(3) x (5)		329.56	282.48	755.26	1208.42	1141.90	1855.59	1646.29	1528.69	852.77	1812.14	1733.57	1637.26	1931.50	1609.58	2276.49	2561.05	3115.36	3115.36	3502.07	3502.07	3222.71	2506.55	1402.25	1090.64
7	Et I = Eto -dE	(3) - (6)	%	-282.48	-235.40	-604.21	-1057.37	-999.16	1712.85	-1528.69	-1411.10	-746.17	-1705.54	1637.26	-1540.95	1824.19	1502.28	2134.21	2418.77	2942.29	2942.29	3307.51	3307.51	3043.67	-2327.51	-1246.45	-934.84
	Water Balance																										
8	S = Rs -Et I	(1) - (7)		317.67	272.97	695.95	1096.03	1061.38	1724.85	1547.97	1412.93	837.83	1707.37	1637.26	1557.11	1824.19	1505.28	2138.21	2418.77	2942.29	2942.29	3307.51	3307.51	3043.67	2367.21	1345.33	1028.52
9	Run Off Strum	(10%*(1))		3.52	3.76	9.17	3.87	6.22	1.20	1.93	0.18	9.17	0.18	0.00	1.62	0.00	0.30	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.97	9.89	9.37
10	Soil Storage IS	(8) - (9)		314.15	269.21	686.78	1092.17	1055.16	1723.65	1546.04	1412.75	828.67	1707.19	1637.26	1555.50	1824.19	1504.98	2137.81	2418.77	2942.29	2942.29	3307.51	3307.51	3043.67	2363.24	1335.44	1019.15
11	Soil Monsture = IS + SMC, SMC = 80		mmHg	394.15	349.21	766.78	1172.17	1135.16	1803.65	1626.04	1492.75	908.67	1787.19	1717.26	1635.50	1904.19	1584.98	2217.81	2498.77	3022.29	3022.29	3387.51	3387.51	3123.67	2443.24	1415.44	1099.15
12	Water Surplus	(8) - (10)		3.52	3.76	9.17	3.87	6.22	1.20	1.93	0.18	9.17	0.18	0.00	1.62	0.00	0.30	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.97	9.89	9.37
	Run Off and Ground Water Storage																										
13	Infiltrasi (I), i = 0.2	(12) * i	mmHg	0.703770981	0.751294729	1.834857511	0.773323921	1.244441307	0.24	0.385439895	0.036559531	1.833137277	0.036559531	0	0.323336369	0	0.06	0.08	0	0	0	0	0	0	0.794092386	1.977655168	1.873675988
14	0,5 * I * (1+k), k = 0.5	0.5 *(13)*1.6		0.527828236	0.563471047	1.376143133	0.579992941	0.93333098	0.18	0.289079921	0.027419649	1.374852957	0.027419649	0	0.242502277	0	0.045	0.06	0	0	0	0	0	0	0.59556929	1.483241376	1.405256991
15	k * V(n-1)		mmHg	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
16	Storage Vol. Vn	(14) + (15)		3.527828236	3.563471047	4.38	3.58	3.93	3.18	3.29	3.03	4.37	3.03	3.00	3.24	3.00	3.04	3.06	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.60	4.48	4.41
17	dVn = Vn -V(n-1)			-2.47	-2.44	-1.62	-2.42	-2.07	-2.82	-2.71	-2.97	-1.63	-2.97	-3.00	-2.76	-3.00	-2.96	-2.94	-3.00	-3.00	-3.00	-3.00	-3.00	-3.00	-2.40	-1.52	-1.59
18	Base Flow	(13) - (17)		3.175942745	3.187823682	3.46	3.19	3.31	3.06	3.10	3.01	3.46	3.01	3.00	3.08	3.00	3.02	3.02	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.20	3.49	3.47
19	Direct Run Off	(12) - (13)		3	3	7	3	5	1	2	0	7	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	3	8	7	
20	Run Off	(18) + (19)	mm/2 mg	6	6	11	6	8	4	5	3	11	3	3	4	3	3	3	3	3	3	3	3	6	11	11	
	Debit Aliran Sungai																										
21	Jumlah Hari			15	16	15	13	15	16	15	15	15	16	15	15	16	15	16	15	15	15	16	15	15	15	16	
22	Debit	A*1000*(20)/	m³/3/de tik	1.249	1.211	2.251	1.512	1.728	0.786	0.967	0.658	2.250	0.617	0.626	0.912	0.626	0.636	0.696	0.586	0.626	0.626	0.586	0.626	1.329	2.378	2.143	
23	Debit	(86400*ml h hari)	liter/ detik	1249.160	1210.560	2251.470	1512.455	1728.274	785.804	967.072	657.913	2249.945	616.793	625.516	912.039	625.516	636.267	696.408	586.421	625.516	625.516	625.516	586.421	625.516	1329.199	2378.010	2143.002
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
23	Debit rata- rata tiap bulan		m³/3/de tik	1.230		1.882		1.257		0.812		1.433		0.769		0.631		0.641		0.626		0.606		0.977		2.261	
24	Debit rata- rata tiap bulan		liter/ detik	1229.865		1881.963		1257.039		812.493		1433.369		768.778		630.891		641.414		625.516		605.968		977.357		2260.506	
				1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12	

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Tabel 4.46 Penentuan Data Debit Andalan 80%

No		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Satuan		liter/ detik	liter/ detik	liter/ detik	liter/ detik	liter/ detik	liter/ detik	liter/ detik	liter/ detik	liter/ detik	liter/ detik
Jan	I	2078.797	2007.906	1919.291	1759.784	1564.832	1431.91	1267.453	1249.16	1174.927	979.9747
	I	2098.41	1766.105	1550.106	1433.799	1367.338	1251.031	1210.569	1190.561	1167.955	1126.417
Feb	I	2273.75	2251.47	2249.945	2007.906	1830.676	1618.001	1609.139	1493.94	1419.245	1370.766
	I	2058.131	2030.52	1948.722	1846.474	1785.126	1519.282	1512.455	1457.933	1273.887	1008.043
Mar	I	2433.256	1883.845	1777.507	1728.274	1529.386	1458.494	1423.048	1305.855	1210.373	1104.035
	I	2015.334	1800.166	1550.106	1467.03	1284.262	1267.647	1251.031	1251.031	785.8041	702.7278
Apr	I	2592.763	2050.989	1759.784	1405.325	1121.758	1112.897	1104.921	997.6976	967.0723	829.3296
	I	2035.93	1920.177	1290.126	1192.65	1174.927	935.6673	714.1305	657.9129	625.5157	625.5157
Mei	I	2249.945	2246.897	1954.737	1954.737	1922.54	1228.096	785.0223	767.2993	731.8534	644.1248
	I	1084.879	985.1873	985.1873	853.096	835.6499	835.6499	686.1126	686.1126	652.8821	616.7933
Jun	I	1600.278	998.5838	944.5288	909.0829	873.637	838.1911	806.2898	749.5764	660.9616	625.5157
	I	1653.447	1245.819	1121.758	944.5288	912.0394	731.8534	715.0166	696.4075	696.4075	678.6846
Jul	I	1298.988	1192.65	1174.927	979.9747	891.3599	838.1911	734.9042	722.7071	660.9616	625.5157
	I	1118.109	720.1739	702.7278	686.1126	686.1126	669.4973	652.8821	652.8821	636.2668	603.0363
Agust.	I	1157.204	1148.343	714.1305	706.5086	696.4075	678.3399	660.9616	634.3772	625.5157	625.5157
	I	1242.724	951.9568	647.1656	594.7286	586.421	586.421	586.421	586.421	586.421	586.421
Sept.	I	988.8361	962.2517	819.8985	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157
	I	1423.048	1387.602	678.3399	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157
Okt	I	1511.663	1423.048	1121.758	926.8058	685.1822	667.775	625.5157	625.5157	625.5157	625.5157
	I	1383.954	927.0339	835.6499	639.5725	619.6515	596.3902	586.421	586.421	586.421	586.421
Nop	I	1281.265	1263.542	1245.819	1068.589	935.6673	854.237	785.0223	625.5157	625.5157	625.5157
	I	1724.338	1671.17	1653.447	1387.602	1329.199	1304.305	1112.897	1112.897	984.7198	979.9747
Des	I	2388.68	2378.01	2025.628	1582.555	1511.663	1476.217	1228.096	1068.589	891.3599	847.3771
	I	2143.002	2143.002	1849.181	1624.875	1500.26	1500.26	1433.799	1423.098	993.4949	935.3415

Sumber: Hasil Analisis, 2019



Gambar 4.26 Grafik Debit Andalan 80%

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.4.3 Perhitungan Kebutuhan Penyiapan Lahan

Contoh perhitungan kebutuhan air pengolahan lahan pada bulan januari, periode pertama (I).

- a. Mencari harga evaporasi terbuka yang diambil 1,1 ETo selama penyiapan lahan (Eo)

$$E_o = E_{To} \times 1,1 = 1,52 \text{ mm/hr} \times 1,1 = 1,67 \text{ mm/hr}$$

- b. Perkolasi

Perkolasi adalah gerakan air ke bawah dari zona tidak jenuh, yang tertekan diantara permukaan tanah sampai ke permukaan air tanah (zona jenuh). Daya perkolasi (P) adalah laju perkolasi maksimum yang dimungkinkan, yang besarnya dipengaruhi oleh kondisi tanah dalam zona tidak jenuh yang terletak antara permukaan tanah dengan permukaan air tanah. Pada tanah-tanah lempung berat dengan karakteristik pengolahan (*puddling*) yang baik, laju perkolasi dapat mencapai 1-3 mm/ hr. Pada tanah-tanah yang lebih ringan laju perkolasi bisa lebih tinggi.

$$P = 2 \text{ mm/hr}$$

- c. Mencari harga kebutuhan air untuk mengganti kehilangan air akibat evaporasi dan perlokasi di sawah yang sudah dijenuhkan (M)

$$M = E_o + P = 1,67 \text{ mm/hr} + 2 = 3,67 \text{ mm/hr}$$

- d. Jangka waktu penyiapan lahan, yang dirancang ada 2, yaitu sebagai berikut,

$$T = 30 \text{ hari}$$

$$T = 45 \text{ hari}$$

- e. Air yang dibutuhkan untuk penjenuhan

$$S = 250 \text{ mm}$$

$$S = 350 \text{ mm}$$

yang di terapkan pada tiap jumlah hari rancangan untuk penyiapan lahan

- f. Konstanta

$$K = M \times T / S = 3,67 \text{ mm/hr} \times 30 \text{ hr} / 250 \text{ mm} = 0.44$$

$$K = M \times T / S = 3,67 \text{ mm/hr} \times 30 \text{ hr} / 300 \text{ mm} = 0.37$$

$$K = M \times T / S = 3,67 \text{ mm/hr} \times 45 \text{ hr} / 250 \text{ mm} = 0.66$$

$$K = M \times T / S = 3,67 \text{ mm/hr} \times 45 \text{ hr} / 300 \text{ mm} = 0.55$$

- g. Kebutuhan air irigasi untuk penyiapan lahan

- Kebutuhan air irigasi untuk masa penyiapan lahan 30 hari, dengan penjumlahan sebesar S = 250 mm

$$IR = \frac{M \times ek}{ek - 1}$$

$$IR = \frac{3.67 \times 2.71^{0.44}}{2.71^{0.44} - 1}$$

$$IR = 2.67 \text{ mm/hr}$$

- Kebutuhan air irigasi untuk masa penyiapan lahan 30 hari, dengan penjumlahan sebesar S = 300 mm

$$IR = \frac{M \times ek}{ek - 1}$$

$$IR = \frac{3.67 \times 2.71^{0.37}}{2.71^{0.37} - 1}$$

$$IR = 2.67 \text{ mm/hr}$$

- Kebutuhan air irigasi untuk masa penyiapan lahan 45 hari, dengan penjumlahan sebesar S = 250 mm

$$IR = \frac{M \times ek}{ek - 1}$$

$$IR = \frac{3.67 \times 2.71^{0.66}}{2.71^{0.66} - 1}$$

$$IR = 2.67 \text{ mm/hr}$$

- Kebutuhan air irigasi untuk masa penyiapan lahan 45 hari, dengan penjumlahan sebesar S = 300 mm

$$IR = \frac{M \times ek}{ek - 1}$$

$$IR = \frac{3.67 \times 2.71^{0.55}}{2.71^{0.55} - 1}$$

$$IR = 2.67 \text{ mm/hr}$$

Tabel 4.47 Perhitungan Kebutuhan Air Untuk Penyiapan Lahan

Bulan	Tengah Bulan	ETO		EO = 1.1 x ETO	P	M = EO + P	K = M X T/S				e	LR = M x ek / ek - 1			
		mm/hari	mm/hari	mm/hari	mm/hari	T = 30 Hari		T = 45 Hari		T = 30 Hari		T = 45 Hari			
						S = 250	S = 300	S = 250	S = 300	S = 250		S = 300	S = 250	S = 300	
Jan	I	1.52	1.67	2.00	3.67	0.44	0.37	0.66	0.55	2.72	2.67	2.67	2.67	2.67	
	II	1.52	1.67	2.00	3.67	0.44	0.37	0.66	0.55	2.72	2.67	2.67	2.67	2.67	
Feb	I	5.21	5.73	2.00	7.73	0.93	0.77	1.39	1.16	2.72	6.73	6.73	6.73	6.73	
	II	5.21	5.73	2.00	7.73	0.93	0.77	1.39	1.16	2.72	6.73	6.73	6.73	6.73	
Mar	I	4.60	5.06	2.00	7.06	0.85	0.71	1.27	1.06	2.72	6.06	6.06	6.06	6.06	
	II	4.60	5.06	2.00	7.06	0.85	0.71	1.27	1.06	2.72	6.06	6.06	6.06	6.06	
Apr	I	3.92	4.31	2.00	6.31	0.76	0.63	1.14	0.95	2.72	5.31	5.31	5.31	5.31	
	II	3.92	4.31	2.00	6.31	0.76	0.63	1.14	0.95	2.72	5.31	5.31	5.31	5.31	
Mei	I	3.44	3.78	2.00	5.78	0.69	0.58	1.04	0.87	2.72	4.78	4.78	4.78	4.78	
	II	3.44	3.78	2.00	5.78	0.69	0.58	1.04	0.87	2.72	4.78	4.78	4.78	4.78	
Jun	I	3.21	3.53	2.00	5.53	0.66	0.55	1.00	0.83	2.72	4.53	4.53	4.53	4.53	
	II	3.21	3.53	2.00	5.53	0.66	0.55	1.00	0.83	2.72	4.53	4.53	4.53	4.53	

Jul	I	3.46	3.81	2.00	5.81	0.70	0.58	1.05	0.87	2.72	4.81	4.81	4.81	4.81
	II	3.46	3.81	2.00	5.81	0.70	0.58	1.05	0.87	2.72	4.81	4.81	4.81	4.81
Agust.	I	4.59	5.05	2.00	7.05	0.85	0.70	1.27	1.06	2.72	6.05	6.05	6.05	6.05
	II	4.59	5.05	2.00	7.05	0.85	0.70	1.27	1.06	2.72	6.05	6.05	6.05	6.05
Sept.	I	5.77	6.35	2.00	8.35	1.00	0.83	1.50	1.25	2.72	7.35	7.35	7.35	7.35
	II	5.77	6.35	2.00	8.35	1.00	0.83	1.50	1.25	2.72	7.35	7.35	7.35	7.35
Okt	I	6.28	6.90	2.00	8.90	1.07	0.89	1.60	1.34	2.72	7.90	7.90	7.90	7.90
	II	6.28	6.90	2.00	8.90	1.07	0.89	1.60	1.34	2.72	7.90	7.90	7.90	7.90
Nop	I	5.97	6.56	2.00	8.56	1.03	0.86	1.54	1.28	2.72	7.56	7.56	7.56	7.56
	II	5.97	6.56	2.00	8.56	1.03	0.86	1.54	1.28	2.72	7.56	7.56	7.56	7.56
Des	I	5.03	5.53	2.00	7.53	0.90	0.75	1.36	1.13	2.72	6.53	6.53	6.53	6.53
	II	5.03	5.53	2.00	7.53	0.90	0.75	1.36	1.13	2.72	6.53	6.53	6.53	6.53

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.4.4 Perhitungan Curah Hujan Andalan

Dalam perhtingan curah hujan andalan, perlu dilakukan mencari R80 dari data hujan. Berikut proses penentuan dilakukan sebagai berikut :

1. Menyusun data hujan yang di peroleh dengan minimal data hujan yang dimiliki 10 tahun
2. Menyusun data hujan yang di peroleh dari data terbesar ke data terkecil per bulan
3. Menentukan letak data R80, dengan menggunakan persamaan metode rangking. Keperluang irigasi biasanya ditetapkan debit tersedia 80%,maka rumusnya :

$$M = 0.30 \times N$$

Berikut perhitungan metode rangking untuk mrendapatkan R80 dari data debit andalan yang telah di susun, sebagai berikut

$$M = 0.3 \times N$$

$$M = 0.3 \times 10$$

$$M = 3$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka di peroleh Curah Hujan Andalan 80 % terletak pada data 3 dari Tabel 4.48

Tabel 4.48 Perhitungan Curah Hujan Andalan

No		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Jan	I	82	78	73	64	53	45.5	36.22069	35.18855	31	20
	II	91	75.40467	71	58	51	47	40	36.36057	35	32.5
Feb	I	93	91.74288	91.65686	78	68	56	55.5	49	44.78543	42.05
	II	65.35016	64	62.22207	60	55	52	39	36	27	14
Mar	I	102	71	65	62.22207	51	47	45	38.38751	33	27
	II	86	73.05	58	53	42	41	40	40	19.27199	7
Apr	I	111	80.43097	64	44	28	27.5	27.05	21	19.27199	11.5
	II	79.58126	73.05	42.46124	37.5	32	31	17.5	5	0	0
Mei	I	91.65686	91.48484	75	75	73.18334	34	9	8	6	1.05
	II	30	24	24	16.05	15	15	6	6	4	1.827977
Jun	I	55	21.05	18	16	14	12	10.2	7	2	0
	II	58	35	28	18	16.16682	6	5.05	4	4	3
Jul	I	38	32	31	20	15	12	6.172136	5.48393	2	0
	II	32	8.05	7	6	6	5	4	4	3	1

Agust.	I	30	29.5	5	4.569941	4	2.98055	2	0.5	0	0
	II	39.5	22	3.655953	0.5	0	0	0	0	0	0
Sept.	I	20.5	19	10.96786	0	0	0	0	0	0	0
	II	45	43	2.98055	0	0	0	0	0	0	0
Okt	I	50	45	28	17	3.36662	2.38444	0	0	0	0
	II	48	20.5	15	3.198959	2	0.6	0	0	0	0
Nop	I	37	36	35	25	17.5	12.90538	9	0	0	0
	II	62	59	58	43	39.70462	38.3	27.5	27.5	20.26774	20
Des	I	99.48484	98.88276	79	54	50	48	34	25	15	12.51831
	II	93.6838	93.6838	76	62.5	55	55	51	50.35596	24.5	21

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.4.5 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Menghitung curah hujan efektif untuk padi sebesar 70% dari R80 dari waktu dalam suatu periode sedangkan untuk curah hujan efektif palawija sebesar 50% dan dikaitkan dengan Tabel. Evapotranspirasi rata-rata bulanan (*USDA (SCS),1696*).

Tabel 4.49 Perhitungan Curah Hujan Efektif Padi

Bulan	Periode	R80	Jumlah Hari	Re Padi	
				70% R80	mm/hari
Jan	I	73	15	51.1	3.41
	II	71	16	49.7	3.11
Feb	I	91.65686	15	64.1598	4.28
	II	62.22207	13	43.55545	3.35
Mar	I	65	15	45.5	3.03
	II	58	16	40.6	2.54
Apr	I	64	15	44.8	2.99
	II	42.46124	15	29.72287	1.98
Mei	I	75	15	52.5	3.50
	II	24	16	16.8	1.05
Jun	I	18	15	12.6	0.84
	II	28	15	19.6	1.31
Jul	I	31	15	21.7	1.45
	II	7	16	4.9	0.31
Agust.	I	5	15	3.5	0.23
	II	3.655953	16	2.559167	0.16
Sept.	I	10.96786	15	7.677502	0.51
	II	2.98055	15	2.086385	0.14
Okt	I	28	15	19.6	1.31
	II	15	16	10.5	0.66
Nop	I	35	15	24.5	1.63
	II	58	15	40.6	2.71
Des	I	79	15	55.3	3.69
	II	76	16	53.2	3.33

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Tabel 4.50 Perhitungan Curah Hujan Efektif Palawija

Bulan	Periode	R80	Jumlah Hari	Re Palawija	
				50% R80	mm/hari
Jan	I	73	15	36.5	2.43
	II	71	16	35.5	2.22
Feb	I	91.65686	15	45.82843	3.06
	II	62.22207	13	31.11103	2.39
Mar	I	65	15	32.5	2.17
	II	58	16	29	1.81
Apr	I	64	15	32	2.13
	II	42.46124	15	21.23062	1.42
Mei	I	75	15	37.5	2.50
	II	24	16	12	0.75
Jun	I	18	15	9	0.60
	II	28	15	14	0.93
Jul	I	31	15	15.5	1.03
	II	7	16	3.5	0.22
Agust.	I	5	15	2.5	0.17
	II	3.655953	16	1.827977	0.11
Sept.	I	10.96786	15	5.48393	0.37
	II	2.98055	15	1.490275	0.10
Okt	I	28	15	14	0.93

	II	15	16	7.5	0.47
Nop	I	35	15	17.5	1.17
	II	58	15	29	1.93
Des	I	79	15	39.5	2.63
	II	76	16	38	2.38

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.4.6 Perhitungan 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 (Sosrodarsono dan Takeda, 2003). Kebutuhan air sawah untuk padi ditentukan oleh faktor-faktor berikut:

- Penyiapan lahan
- Penggunaan konsumtif
- Perkolasi dan rembesan
- Pergantian lapisan air
- Curah hujan efektif.

Kebutuhan Air Irigasi yang diambil untuk Daerah Irigasi Kleja adalah periode harian tengah bulanan. Pola tanam yang digunakan adalah Padi – Padi - Palawija dengan jenis padi dan palawija varietas biasa dengan percobaan dengan 4 alternatif masa mulai tanam.

- Contoh Perhitungan kebutuhan air irigasi padi dimulai awal tanam pada bulan Februari Periode 2 pada alternative pola tanam 1

- Penggunaan konsumtif

$$ET_c = K_c \times ET_o$$

$$ET_c = 1.067 \times 5.21$$

$$ET_c = 5.56 \text{ mm/hari}$$

- Perkolasi adalah gerakan air ke bawah dari zona tidak jenuh, yang tertekan di antara permukaan tanah sampai ke permukaan air tanah (zona jenuh). Daya perkolasi (P) adalah laju perkolasi maksimum yang dimungkinkan, yang besarnya dipengaruhi oleh kondisi tanah dalam zona tidak jenuh yang terletak antara permukaan tanah dengan permukaan air tanah.

$$P = 2 \text{ mm/hari}$$

3. Penggantian lapisan air dilakukan setelah pemupukan. Penggantian lapisan air dilakukan menurut kebutuhan. Jika tidak ada penjadwalan semacam itu, lakukan penggantian sebanyak 2 kali, masing-masing 50 mm (atau 3,3 mm/hari selama 1/2 bulan) selama sebulan dan dua bulan setelah transplantasi.

$$WLR = WLR\ 1 + WLR\ 2$$

$$WLR = 3.3 + 1.1$$

$$WLR = 4.4\text{ mm/hari}$$

4. Curah Hujan Efektif untuk padi adalah 70% dari curah hujan tengah bulanan yang terlampaui 80% dari waktu periode tersebut.

$$Re\ Padi = \frac{R80 \times 0.7}{Periode\ Pengamatan}$$

$$Re\ Padi = \frac{65 \times 0.7}{15}$$

$$Re\ Padi = 3.35\text{ mm/hari}$$

5. Kebutuhan air sawah

$$NFR = ET_c + P + WLR - Re$$

$$NFR = 5.56 + 2 + 4.4 - 3.35$$

$$NFR = 5.30\text{ mm/hari}$$

6. Kebutuhan air Irigasi

$$IR = \frac{NFR}{e}$$

$$IR = \frac{5.30}{0.65}$$

$$IR = 8.162\text{ mm/hari}$$

7. Kebutuhan pengambilan air pada sumbernya

$$DR = \frac{IR}{8.64}$$

$$DR = \frac{8.162}{8.64}$$

$$DR = 0.945\text{ mm/hari}$$

Berdasarkan contoh perhitungan diatas, dapat di peroleh jumlah debit air kebutuhan irigasi dengan nilai koefisien saluran primer, yaitu 0.945 mm/hari. Perhitungan lanjutan dapat di lihat pada Tabel di bawah ini.

Tabel 4.51 Perhitungan Kebutuhan Air (Alternatif 1)

Keterangan		Satuan	Bulan																							
			Jan		Feb		Mar		Apr		Mei		Jun		Jul		Agust.		Sept.		Okt		Nop		Des	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
			PADI												PALAWIJA											
Rencana Pola Tata Tanam			PADI												PALAWIJA											
Padi - Padi - Palawija			PADI												PALAWIJA											
Padi - Padi - Palawija			PADI												PALAWIJA											
Padi - Padi - Palawija			PADI												PALAWIJA											
Koefisien Tanaman																										
c1			1.1	1.1	1.05	1.05	0.95	0	LP	LP	LP	1.1	1.1	1.05	1.05	0.95	0	0.5	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95	LP	LP	LP
c2			LP	1.1	1.1	1.05	1.05	0.95	0	LP	LP	LP	1.1	1.1	1.05	1.05	0.95	0	0.5	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95	LP	LP
c3			LP	LP	1.1	1.1	1.05	1.05	0.95	0	LP	LP	LP	1.1	1.1	1.05	1.05	0.95	0	0.5	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95	LP
	kc		LP	LP	1.08333	1.06666	1.01666	0.66666	LP	LP	LP	LP	LP	1.08333	1.06666	1.01666	0.66666	0.48333	0.36333	0.68333	0.86666	1.01	1.00666	LP	LP	LP
Evapotranspirasi	Eto	mm/har	1.52	1.52	5.21	5.21	4.60	4.60	3.92	3.92	3.44	3.44	3.21	3.21	3.46	3.46	4.59	4.59	5.77	5.77	6.28	6.28	5.97	5.97	5.03	5.03
Perkolasi	P	mm/har	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Evaporasi	Etc	mm/har	2.67	2.67	5.64276	5.55594	4.68117	3.06962	6.06	5.31	5.31	4.78	4.78	3.47783	3.69223	3.51916	3.05979	2.21835	3.94228	6.33887	6.00776	7.56	6.53	6.53	6.53	
Pergatian Lapisan Air	WLR	mm/har			3.3		3.3							3.3		3.3										
	WLR	mm/har				3.3		3.3						3.3		3.3										
	WLR	mm/har					3.3		3.3						3.3		3.3									
Pergatian Lapisan Air	WLR	mm/har			1.1	1.1	2.2	1.1	1.1					1.1	1.1	2.2	1.1	1.1								
Hujan Efektif	Re	mm/har																								
Padi		mm/har	3.40666	3.10625	4.27732	3.35041	3.03333	2.5375	2.98666	1.98152	3.5	1.05	0.84	1.30666	1.44666	0.30625	0.23333	0.15994	0.51183	0.13909	1.30666	0.65625	1.63333	2.70666	3.68666	
Palawija		mm/har	2.43333	2.21875	3.05522	2.39315	2.16666	1.8125	2.13333	1.41537	2.5	0.75	0.6	0.93333	1.03333	0.21875	0.16666	0.11424	0.36559	0.09935	0.93333	0.46875	1.16666	1.93333	2.63333	
Kebutuhan Air Bersih di Sawah	NFR	mm/har																								
Padi		mm/har	1.26392	1.56434	4.46544	5.30553	5.84784	3.63212	6.17821	5.33017	3.8117	5.73245	5.94245	5.27116	5.34556	7.41291	5.92646						6.85810	4.84192	5.20359	
Palawija		mm/har																5.20410	3.73054	5.84292	6.50596	7.87012	6.84109			
Kebutuhan Air	IR	Ltr/dt/Ha																								
IR- Padi		Ltr/dt/Ha	1.94450	2.40668	6.86990	8.16235	8.99668	5.58788																10.5509	7.44912	8.00553
IR - Padi		Ltr/dt/Ha							9.50494	8.20026	5.86415	8.81915	9.14223	8.10948	8.22394	11.4044	9.11763									
IR - Palawija		Ltr/dt/Ha																8.00631	5.73929	8.98912	10.0091	12.1078	10.5247			
IR		Ltr/dt/Ha	1.94450	2.40668	6.86990	8.16235	8.99668	5.58788	9.50494	8.20026	5.86415	8.81915	9.14223	8.10948	8.22394	11.4044	9.11763	8.00631	5.73929	8.98912	10.0091	12.1078	10.5247	10.5509	7.44912	8.00553
Kebutuhan Air di Intake	DR	Ltr/dt/Ha																								
DR - Padi		Ltr/dt/Ha	0.22505	0.27855	0.79512	0.94471	1.04128	0.64674																1.22117	0.86216	0.92656
DR - Padi		Ltr/dt/Ha							1.10010	0.94910	0.67872	1.02073	1.05812	0.93859	0.95184	1.31996	1.05528									
DR - Palawija		Ltr/dt/Ha																0.92665	0.66427	1.04040	1.15847	1.40137	1.21814			
DR		Ltr/dt/Ha	0.22505	0.27855	0.79512	0.94471	1.04128	0.64674	1.10010	0.94910	0.67872	1.02073	1.05812	0.93859	0.95184	1.31996	1.05528	0.92665	0.66427	1.04040	1.15847	1.40137	1.21814	1.22117	0.86216	0.92656
Q Kebutuhan Padi 1		m3/det																								
Q Kebutuhan Padi 2																										
Q Kebutuhan Palawija																										
Q Total																										

Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.4.7 Perhitungan Luas Areal Tanam

Luas areal tanam merupakan luasan sawah yang bisa ditanam, jika debit andalan dari sungai dapat memenuhi kebutuhan air irigasi yang di butuhkan oleh sawah tersebut. Luas areal sawah dari lokasi penelitian adalah 50 Ha. Persamaan yang digunakan dalam menentukan luas tanam, sebagai berikut;

$$\text{Luas area terari} = \frac{\text{Debit andalan}}{\text{Kebutuhan air irigasi}}$$

Berikut Perhitungan luas area terari:

- Contoh perhitungan menentukan luas area terari pada alternatif pola tanam 1

$$\text{Luas area terari} = \frac{\text{Debit andalan}}{\text{Kebutuhan air irigasi}}$$

$$\text{Luas area terari} = \frac{2007.906 \text{ lt/det}}{0.23 \text{ lt/det/ha}}$$

$$\text{Luas area terari} = 8921.719 \text{ ha}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas di peroleh, bahwa dengan debit air sungai sebesar 2007.906 lt/dt dapat memenuhi kebutuhan air irigasi sebesar 0.23 lt/dt/ha, dengan cakupan lahan mencapai 8921.719 Ha, untuk perhitungan lanjutan dapat dilihat pada Tabel 4.52 dibawah ini

Tabel 4.52 Perhitungan Luas Areal Tanam

Bulan	Periode	Q Andalan	Q Andalan	Alternatif (lt/det/ha)				Luas Tanam (Ha)				Ket.
		m3/det	lt/det	1	2	3	4	1	2	3	4	
Jan	I	2.008	2007.906	0.23	0.24	0.18	0.35	8921.719	8380.243	11460.610	5741.761	
	II	1.766	1766.105	0.28	0.23	0.24	0.18	6340.325	7847.326	7371.057	10080.472	
Feb	I	2.251	2251.470	0.80	1.00	0.95	0.96	2831.581	2248.538	2375.442	2339.548	
	II	2.031	2030.520	0.94	0.80	1.00	0.95	2149.343	2553.702	2027.877	2142.327	
Mar	I	1.884	1883.845	1.04	0.83	0.68	0.88	1809.158	2269.838	2776.220	2133.587	
	II	1.800	1800.166	0.65	1.04	0.83	0.68	2783.421	1728.796	2169.014	2652.902	
Apr	I	2.051	2050.989	1.10	0.57	0.92	0.70	1864.350	3627.085	2235.826	2930.415	
	II	1.920	1920.177	0.95	0.87	0.57	0.92	2023.144	2202.652	3395.749	2093.225	
Mei	I	2.247	2246.897	0.68	0.85	0.87	0.51	3310.484	2628.361	2577.436	4419.977	
	II	0.985	985.187	1.02	0.54	0.85	0.87	965.174	1825.205	1152.447	1130.117	
Jun	I	0.999	998.584	1.06	0.98	0.54	0.81	943.726	1023.116	1850.024	1232.588	
	II	1.246	1245.819	0.94	1.06	0.98	0.54	1327.319	1172.414	1276.425	2308.063	
Jul	I	1.193	1192.650	0.95	0.99	1.06	1.03	1252.986	1208.301	1122.378	1163.315	
	II	0.720	720.174	1.32	0.95	0.99	1.06	545.602	756.608	729.624	677.741	
Agust.	I	1.148	1148.343	1.06	1.52	1.17	1.20	1088.186	753.404	984.744	953.232	
	II	0.952	951.957	0.93	1.06	1.52	1.17	1027.303	902.088	624.559	816.336	
Sept.	I	0.962	962.252	0.66	1.03	1.20	1.74	1448.584	935.889	805.031	553.740	
	II	1.388	1387.602	1.04	0.66	1.03	1.20	1333.710	2088.911	1349.587	1160.884	
Okt	I	1.423	1423.048	1.16	1.10	0.70	1.07	1228.386	1291.229	2041.481	1327.723	
	II	0.927	927.034	1.40	1.16	1.10	0.70	661.517	800.223	841.161	1329.907	
Nop	I	1.264	1263.542	1.22	1.35	1.11	1.06	1037.268	938.767	1137.386	1186.876	
	II	1.671	1671.170	1.22	1.22	1.35	1.11	1368.496	1371.899	1241.620	1504.315	
Des	I	2.378	2378.010	0.86	1.04	1.05	1.18	2758.178	2293.897	2266.295	2021.171	
	II	2.143	2143.002	0.93	0.86	1.04	1.05	2312.843	2485.600	2067.201	2042.327	
Max		2.251	2378.010	1.401	1.524	1.524	1.738	8921.719	8380.243	11460.610	10080.472	
Min		0.720	720.174	0.225	0.225	0.175	0.175	545.602	753.404	624.559	553.740	
Kebutuhan Air (m3/det)				0.001	0.002	0.002	0.002					
Luas Sawah								50	Ha			
Kebutuhan rata-rata 1 Ha								0.93	Liter/detik			
Kebutuhan untuk sawah yang diari								46.71500361	Liter/detik			
Minumum Padi (Ha)		Padi 1		1809.16		1728.80		2027.88		2093.22		
Minumum Padi (Ha)		Padi 2		545.60		753.40		624.56		553.74		

Minumum Palawija (Ha)	Palawija	661.52	800.22	841.16	1186.88	
Pemenuhan Kebutuhan	Padi 1	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi	
Pemenuhan Kebutuhan	Padi 2	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi	
Pemenuhan Kebutuhan	Palawija	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi	
Total		3016.28	3282.42	3493.60	3833.84	

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh, bahwa dengan debit andalan yang ada pada Sungai Kleja mampu memenuhi kebutuhan air pada daerah irigasi kleja dengan luasan area sawah pengembangan 150 Ha, pada 4 contoh alternative pola tanam. Kebutuhan air irigasi rata-rata pada daerah irigasi kleja yaitu sebesar 0.93 liter/detik/ha, maka untuk pemenuhan luas lahan sawah yang akan di kembangkan sampat 150 Ha, dibutuhkan debit air 139,5 Liter /detik.

Dalam perhitungan lanjutan untuk perencanaan bendung, dibutuhkan data kebutuhan air irigasi untuk perencanaan dimensi intake, maka debit air pengambilan diambil dari debit kebutuhan air irigasi maksimum dari perhitungan alternative pola tanam 1, yaitu 1.4 liter/det/ ha.

4.5 Analisa Hidrolika Bendung

4.5.1 Umum

Pemilihan Aspek yang mempengaruhi dalam pemilihan lokasi bendung menurut KP.02 Tahun 2013 Bangunan Utama adalah:

1. Pertimbangan topografi.
2. Kemantapan geoteknik pondasi bendung.
3. Pengaruh hidraulik.
4. Pengaruh regime sungai.
5. Tingkat kesulitan saluran induk.
6. Ruang untuk bangunan pelengkap bendung.
7. Luas layanan irigasi.
8. Luas daerah tangkapan air.
9. Tingkat kemudahan pencapaian.
10. Biaya pembangunan.
11. Kesepakatan *stakeholder*.

Rekomendasi syarat pemilihan lokasi bendung menurut sebagai berikut:

1. Topografi: dipilih lembah sempit dan tidak terlalu dalam dengan mempertimbangkan topografi di daerah tangkapan air maupun daerah layanan irigasi.
2. Geoteknik: dipilih dasar sungai yang mempunyai daya dukung kuat, stratigrafi lapisan batuan miring ke arah hulu, tidak ada sesar aktif, tidak ada erosi buluh, dan dasar sungai hilir bendung tahan terhadap gerusan air. Disamping itu diusahakan keadaan batuan tebing kanan dan kiri bendung cukup kuat dan stabil serta relatif tidak terdapat bocoran samping.
3. Hidraulik: dipilih bagian sungai yang lurus. Jika bagian sungai lurus tidak didapatkan, lokasi bendung ditolerir pada belokan sungai dengan syarat posisi bangunan intake harus terletak pada tikungan luar dan terdapat bagian sungai yang lurus di hulu bendung. Kalau yang terakhir inipun tidak terpenuhi perlu dipertimbangkan pembuatan bendung di kopur atau dilakukan rekayasa perbaikan sungai (*river training*).
4. *Regime* sungai: Hindari lokasi bendung pada bagian sungai dimana terjadi perubahan kemiringan sungai secara mendadak, dan hindari bagian sungai dengan belokan tajam. Pilih bagian sungai yang lurus mempunyai kemiringan relatif tetap sepanjang penggal tertentu.
5. Saluran induk: Pilih lokasi bendung sedemikian sehingga pembangunan saluran induk dekat bendung tidak terlalu sulit dan tidak terlalu mahal. Hindari *trace* saluran menyusuri tebing terjal apalagi berbatu. Usahakan ketinggian galian tebing pada saluran induk kurang dari 8 m dan ketinggian timbunan kurang dari 6 m.
6. Ruang untuk bangunan pelengkap: Lokasi bendung harus dapat menyediakan ruangan untuk bangunan pelengkap bendung, utamanya untuk kolam pengendap dan saluran penguras dengan panjang dan lebar masing-masing kurang lebih 300 – 500 m dan 40 – 60 m.
7. Luas layanan irigasi: Lokasi bendung harus sedemikian sehingga dapat memberikan luas layanan yang memadai terkait dengan kelayakan sistem irigasi. Elaborasi tinggi bendung (yang dibatasi sampai dengan 6 – 7 m), menggeser lokasi bendung ke hulu atau ke hilir, serta luas layanan irigasi harus dilakukan untuk menemukan kombinasi yang paling optimal.

8. Luas daerah tangkapan air: Lokasi bendung harus dipilih dengan mempertimbangkan luas daerah tangkapan, terkait dengan debit andalan yang didapat dan debit banjir yang mungkin terjadi menghantam bendung. Hal ini harus dikaitkan dengan luas layanan yang didapat dan ketinggian lantai layanan dan pembangunan bangunan melintang anak sungai (kalau ada).
9. Pencapaian mudah: Lokasi bendung harus relatif mudah dicapai untuk keperluan mobilisasi alat dan bahan saat pembangunan fisik maupun operasi dan pemeliharaan. Kemudahan melakukan inspeksi oleh aparat pemerintah juga harus dipertimbangkan masak-masak.
10. Biaya pembangunan yang efisien: dari berbagai alternatif lokasi bendung dengan mempertimbangkan faktor-faktor yang dominan, akhirnya dipilih lokasi bendung yang biaya konstruksinya minimal tetapi memberikan output yang optimal.
11. Kesepakatan stakeholder: apapun keputusannya, yang penting adalah kesepakatan antar pemangku kepentingan lewat konsultasi publik. Untuk itu direkomendasikan melakukan sosialisasi pemilihan lokasi bendung.

4.5.2 Data Teknis

Berdasarkan keadaan fisik lapangan dan hasil analisa data hidrologi, diperoleh informasi sebagai berikut ini:

1. Debit banjir rencana (Q100) = 778.94 m³/det
2. Daerah Aliran Sungai/Catchment Area
 - a. Luas Catchment Area = 270.22 km²
 - b. Panjang sungai (L) = 7.38 km
 - c. $0.9 \times L$ =
3. Topografi lahan
 - a. Ketinggian relatif dasar sungai di hulu = 271 m
 - b. Ketinggian relatif dasar sungai di hilir = 261 m
 - c. Elevasi dasar sungai dilokasi rencana bendung = 266 m
4. Luas daerah yang akan diari
 - a. Sebelah kanan seluas = 50 Ha
 - b. Sebelah kiri seluas = 0
 - c. Elevasi sawah tertinggi = 273 m
5. Parameter tanah pada lokasi bendung didapat

- | | |
|----------------------|---------------------------|
| a. Sudut geser | = 8 |
| b. Kohesi | = 1.37 Kg/cm ² |
| c. Berat jenis tanah | = 2.65 Ton/m ³ |

4.5.3 Kemiringan Sungai Rata- rata

Kemiringan sungai yang diambil adalah kemiringan sungai rata – rata dari profil memanjang sungai pada peta topografi aliran sungai maubesi antara elevasi hulu sungai dan elevasi dasar sungai dilokasi bendung. Kemiringan rata – rata (I) adalah sebagai berikut:

$$I = \frac{Elv.Hulu - Elv.Bendung}{0.9L}$$

$$I = \frac{271 - 266}{7.38}$$

$$I = 0.677507 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, kemiringan rata –rata sungai sebaesar 0.678 m

4.5.4 Lebar Sungai Rata-rata

Dalam menentukan lebar sungai pada lokasi bendung adalah dengan cara mengambil lebar sungai rata – rata berdasarkan data lapangan dimana pengukuran lebar sungai dilakukan per patok dari bendung ke arah hulu dan hilir dari sungai dengan jarak bervariasi.

Tabel 4.53 Perhitungan Lebar Sungai

No. Patok	Lebar sungai (m)	No. Patok	Lebar sungai (m)
P1	18.71	P10	32.1
P2	25.7	P11	21.69
P3	26.71	P12	31.8
P4	20.3	P13	24.7
P5	23.88	P14	20.52
P6	26.46	P15	25.7
P7	20.16	P16	30
P8	24.99	P17	30.27
P9	25	P18	27

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Dari Tabel 4.52 diatas, diperoleh lebar sungai rata – rata sebagai berikut:

$$\frac{455.69}{18} = 25.316 \text{ m}$$

Dari perhitungan diatas di peroleh lebar sungai Maubesi rata – rata yaitu 25 .316 m

4.5.5 Tinggi Elevasi Mercu Bendung

Tinggi mercu bendung ditentukan berdasarkan elevasi sawah tertinggi yang akan dialiri dan jarak lokasi sawah tersebut ke bendung, selain tinggi muak air yang dibutuhkan oleh tanaman, juga perlu mempertimbangkan factor kehilangan energy di sepanjang saluran dan boks tersier maupun kuarter. Berikut factor- factor yang mempengaruhi tinggi elevasi mercu bendung:

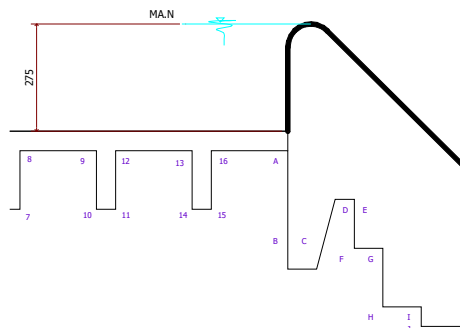
1. Elevasi sawah tertinggi	=	273 m
2. Peil muka air sawah tertinggi	=	0.1 m
3. Kehilangan tekanan dari tersier ke sawah	=	0.1 m
4. kehilangan tekanan dari sekunder ke tersier	=	0.1 m
5. Kehilangan tekanan dari primer ke sekunder	=	0.1 m
6. Kehilangan tekanan dari turning saluran	=	0.2 m
7. Persediaan untuk lain - lain bangunan	=	0.15 m
		+

Elevasi mercu bendung	=	273.75 m
-----------------------	---	----------

Ketinggian dasar sungai di loksi rencana

bendung	=	271 m
		-

Tinggi mercu bendung (P)	=	2.75 m
--------------------------	---	--------



Gambar 4.27 Sketsa Tinggi Mercu Bendung

4.5.6 Lebar Total Bendung

Lebar total bendung adalah jarak antara tembok sebelah dalam kiri dan kanan bendung, untuk menentukan lebar total bendung dapat dihitung dengan memakai rumus:

$$B_{tot} = 1,2 \times Br$$

Dimana :

B_{tot} = Lebar total bendung (m)

Br = Lebar sungai rata – rata

Perhitungan sebagai berikut :

$$B_{tot} = 1,2 \times Br$$

$$B_{tot} = 1,2 \times 25.316$$

$$B_{tot} = 30.38 \text{ m}$$

Lebar total bendung kleja yang akan di rencanakan, berdasarkan luas sungai Maubesi rata – rata yaitu 30.38 m

4.5.7 Lebar Efektif Bendung

Tidak seluruh lebar bendung bermanfaat untuk melewati debit, oleh karena adanya pilar –pilar dan pintu – pintu penguras. Lebar bendung yang bermanfaat untuk melewati debit di sebut lebar efektif bendung (B_{eff}) atau lebar atas mercu bendung.

Perhitungan lebar efektif bendung sebagai berikut :

Diketahui:

Lebar total bendung (B_{tot})	=	30.37933333	m
Lebar pintu penguras (B_p) ¹	=	1.8	m
Tebal pilar (T_p)	=	1	m
Konstruksi pilar bulat (K_p)	=	0.1	(lampiran)

Konstruksi tembok pengiring bulat

(ka) = 0.1 (lampiran)

Banyak pilar (n) = 1 buah

Hitungan:

$$B_{eff} = B_{tot} - 2(n \cdot K_p + Ka)H_1 - \sum Tp - (0.2 \times B_p)$$

$$B_{eff} = 30.379 - 2(1.0 \cdot 0.1 + 0.1)H_1 - (1 \times 1) - (0.2 \times 1.8)$$

$$B_{eff} = 30.379 - 0.22 H_1 - 1 - 0.36$$

$$B_{eff} = 28.64 - 0.22 H_1 \text{ m}$$

Setelah di dapat nilai $B_{eff} = 28.64 - 0.22 H_1$, maka perlu di cari nilai H_1 untuk dapat mendapat lebar efektif bendung. Untuk memperoleh nilai H_1 dilakukan menggunakan perhitungan kemampuan peluapan bendung. Hal ini juga untuk memperoleh kemampuan lebar mercu bendung dalam meluapkan debit banjir rancangan yang melewati bendung. Berikut perhitungan yang dilakukan menggunakan persamaan VT.CHOW, Sebagai berikut:

Perhitungan yang dilakukan menggunakan cara coba - coba pada nilai H_1 , berikut perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.54.

Tabel 4.54 Perhitungan Lebar Efektif Bendung

H1 (m)	1.7040	Beff (m)	H1 ^{1.5} (m)	q (m ² /det)	p (m)	V (m/det)	hd (m)	k (m)	d (m)	r (m)	Q100 (m ³ /det)
2	1.704	28.2	2.828	4.81964	2.75	1.01466	1.947473	0.052527	1.33332	7.6	135.9138
2.1	1.704	28.178	3.043	5.185594	2.75	1.06919	2.041675	0.058325	1.399986	7.98	146.1197
2.2	1.704	28.156	3.263	5.560369	2.75	1.12331	2.135622	0.064378	1.466652	8.36	156.5577
2.3	1.704	28.134	3.488	5.943761	2.75	1.17698	2.229322	0.070678	1.533318	8.74	167.2218
2.4	1.704	28.112	3.718	6.335581	2.75	1.23021	2.322785	0.077215	1.599984	9.12	178.1059
2.542	1.704	28.08076	4.053	6.906101	2.75	1.30501	2.45511	0.08689	1.69465	9.6596	193.9286
2.6	1.704	28.068	4.192	7.143805	2.75	1.33529	2.509031	0.090969	1.733316	9.88	200.5123
2.7	1.704	28.046	4.437	7.559886	2.75	1.38714	2.601829	0.098171	1.799982	10.26	212.0246

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berikut Penjelasan perhitungan dari Tabel 4.54:

a) Menghitung debit banjir rencana

$$Q_{100} = 1.704 \times B_{eff} \times H_1^{1.5}$$

$$Q_{100} = 1.704 \times 28.081 \times 2.542^{0.5}$$

$$Q_{100} = 193.93 \text{ m}^3/\text{det} > Q_{Banjir} = 193.87 \text{ m}^3/\text{det}$$

b) Menghitung debit banjir per satuan meter persegi

$$q = \frac{Q_{100}}{B_{eff}}$$

$$q = \frac{193.93}{28.08}$$

$$q = 6.9061 \text{ m}$$

c) Menghitung kecepatan aliran

$$V = \frac{q}{P+H1}$$

$$V = \frac{6.9061}{1+2.542}$$

$$V = 1.305 \text{ m/det}$$

d) Menghitung tinggi air diatas mercu bendung

$$H1 = hd + \frac{V^2}{2g}$$

$$H1 = hd + \frac{V^2}{2g}$$

$$2.542 = hd + \frac{1.305^2}{2 \times 9.8}$$

$$Hd = 2.45 \text{ m}$$

e) Menghitung tinggi energy

$$k = \frac{V^2}{2g}$$

$$k = \frac{1.305^2}{2 \times 9.8}$$

$$k = 0.0869 \text{ m}$$

f) Menghitung tinggi air diatas titik pertengahan puncak

$$d = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{6.9061^2}{9.8}}$$

$$d = 1.6946 \text{ m}$$

g) Menentukan harga r

$$r = H1 \times 3.80$$

$$r = 2.542 \times 3.80$$

$$r = 9.6596 \text{ m}$$

Berdasarkan percobaan pada tabel diatas di peroleh nilai Hi dengan debit banjir rancangan $Q_{100} = 193.87 \text{ m}^3/\text{det} >$ debit banjir rancangan pada analisa hidrologi, maka

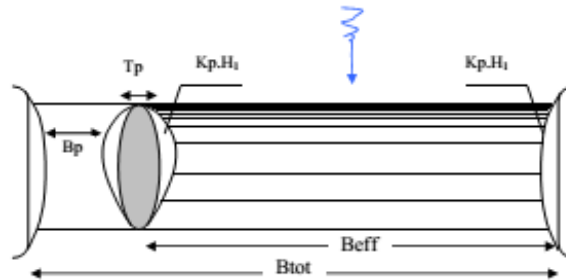
nilai H1 dapat di peroleh. Nilai H1 = 2.542m, kemudian digunakan untuk menentukan lebar efektif bendung, sebagai berikut :

$$B_{eff} = 28.64 - 0.22H_1 \text{ m}$$

$$B_{eff} = 28.64 - 0.22 \times 2.542 \text{ m}$$

$$B_{eff} = 28.081 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas diperoleh lebar efektif bendung sebesar 28.653 m



Gambar 4.29 Sketsa Lebar Efektif Bendung
Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.5.8 Tinggi Muka Air Banjir di Hilir Bendung

Dalam menghitung tinggi muka air hilir bendung diperlukan asumsi bentuk penampang sungai. Dalam perhitungan ini penampang sungai dianggap berbentuk trapesium dengan perbandingan kemiringan talud 1:1. Perhitungan tinggi muka air banjir menggunakan persamaan strickler yaitu:

$$Q = A \times V \dots\dots\dots 2.17a$$

$$V = k \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots 2.17b$$

$$A = (b + m.h) \times h \dots\dots\dots 2.17c$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots 2.17d$$

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots 2.17e$$

Dimana:

- Q = debit rencana(m3/det)
- V = kecepatan (m/dt)
- A = luas penampang (m2)
- P = keliling basah (m)

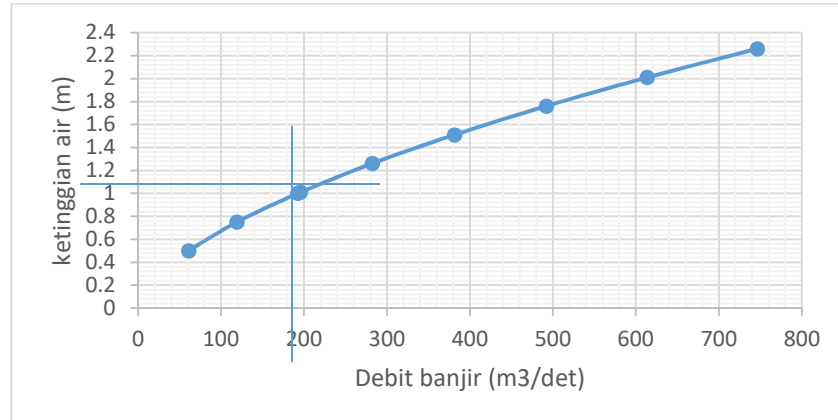
R = jari-jari hidrolis (m)
 K = koefisien stricker
 I = kemiringan sungai

Maka dengan rumus diatas dapat dihitung debit sungai setiap pertambahan kedalaman 0.25 m

Tabel 4.55 Perhitungan Tinggi Muka Air Banjir Pada Hilir Sungai

H (m)	A (m)	P (m)	R (m)	n	V (m/det)	Q100 (m3/det)
0.5	12.90806	26.73032	0.482899318	0.035	4.695853	60.61432518
0.75	19.54958	27.43743	0.712515068	0.035	6.086105	118.9808119
1	26.31611	28.14454	0.935034389	0.035	7.295053	191.9774216
1.01	26.58937	28.17282	0.943795114	0.035	7.340549	195.1805874
1.26	33.4859	28.87993	1.159486911	0.035	8.420165	281.9568155
1.51	40.50743	29.58704	1.369093805	0.035	9.406589	381.0367437
1.76	47.65396	30.29414	1.573041884	0.035	10.31898	491.7403738
2.01	54.92548	31.00125	1.771718366	0.035	11.17051	613.5459108
2.26	62.32201	31.70836	1.965475924	0.035	11.97076	746.0420936

Sumber: Hasil Analisis, 2019]



Gambar 4.30 Grafik Perbandingan Debit Banjir dan Tinggi Banjir

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Dari hitungan diatas dapat digambarkan lengkung debit di hilir bendung. Dengan plotting Q100 = 193.87 m3/det. Maka didapat tinggi air banjir dihilir bendung dengan h = 1 m. Bendung direncanakan pada elevasi dasar sungai di hilir +261 m, sehingga elevasi muka air dihilir bendung adalah +262 m

Parameter :

- $h = 1\text{m}$
- $l = 0.0713$
- $n = 0.035$

Hitungan :

- $A = (b + m \cdot h) \times h$
 $A = (28.19 + 2.175) \times 2.175$
 $A = 66.043 \text{ m}$
- $P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$
 $P = 25.3161 + 2 \times 2.175\sqrt{1 + 1}$
 $P = 28.1445 \text{ m}$
- $R = \frac{A}{P}$
 $R = \frac{26.3161}{28.1445}$
 $R = 0.935 \text{ m}$

Rumus Manning :

- $V = k \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$
 $V = \frac{1}{n} \times 10.935^{\frac{2}{3}} \times 0.0713^{\frac{1}{2}}$
 $V = 7.295 \text{ m}$
- $Q = A \times V$
 $Q = 26.3161 \times 7.295$
 $Q = 191.977 \text{ m}^3/\text{det}$
- $Q_{100} < Q = 193.87 \text{ m}^3/\text{det} = 191.977 \text{ m}^3/\text{det}$
Maka nilai h dapat di terima

Berdasarkan perhitungan menggunakan rumus manning untuk menentukan nilai tinggi air banjir pada hilir bendung di peroleh tinggi banjir pada hilir bendung terjadi dengan ketinggian 1 m dari elevasi dasar sungai bagian hilir atau pada elevasi + 261.00 + 1 m = + 262 m, dengan asu msi kemiringan talud dari sungai sebesar 1:1.

4.5.9 Tinggi Maksimum Air Diatas Mercu

Perhitungan tinggi maksimum air diatas mercu bendung, dilakukan guna mengetahui tinggi energy banjir yang terjadi pada puncak mercu dan menentukan tinggi

dari sayap bendung yang didesain. Perhitungan tinggi muka air diatas mercu dilakukan dengan menggunakan rumus :

$$Q_d = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g b H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots 2.18$$

dimana:

- Q_d = debit desain, m³/det
 C_d = koefesien debit = $C_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$
 g = percepatan gravitasi
 b = panjang mercu efektif, m
 H = tinggi 82ias82y di atas mercu, m

Perhitungan di lakukan dengan cara menentukan nilai H dengan cara coba – coba, berikut perhitungan sebagai berikut :

Diketahui :

1. Elevasi mercu bendung = + 273. 75 m
2. Elevasi lantai muka bendung = + 271 m
3. Tinggi mercu = 2.75 m
4. Debit banjir rencana (Q100 Tahun) = 193.87 m³/det

Perhitungan :

- Untuk pendekatan diambil $C_d = 1.3$

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3}} \times g \times b \times H^{1.5} \dots\dots\dots 2.16a$$

Dimana:

- Q = Debit (m³/det)
 C_d = Koefisien debit ($C_d = C_0 \times C_1 \times C_2$)
 g = Percepatan gravitasi (m/dt) = 9,8
 b = Panjang mercu (m)
 H = Tinggi 82ias82y diatas mercu (m)

Koefisien debit C_d adalah hasil dari:

- a. C_0 yang merupakan fungsi H/r (Gambar 2.12)
- b. C_1 yang merupakan fungsi p/H (Gambar 2.13), dan

- c. C_2 yang merupakan fungsi p/H_1 dan kemiringan mukan hulu bendung (Gambar 2.14)

Hitungan :

$$Q = C_d \times 2/3 \times \sqrt{2/3 \times g \times b \times H_1^{1.5}}$$

$$193.87 = 1.3 \times 2/3 \times \sqrt{2/3 \times 9.8 \times 28.64 - 0.22 H_1 \times H_1^{1.5}}$$

$$778.94 = 1.3 \times 2/3 \times \sqrt{1.704 \times 28.64 - 0.22 H_1 \times H_1^{1.5}}$$

$$778.94 = 63.4443 \times H_1^{1.5} - 0.487 H_1^{2.5}$$

- Dengan cara coba – coba, $H_1 = 3$ m

$$193.87 = 64.4443 \times H_1^{1.5} - 0.487 H_1^{2.5}$$

$$778.94 = 64.4443 \times 3^{1.5} - 0.487 3^{2.5}$$

$$778.94 = 339.666 - 7.597$$

$$778.94 = 322.069 \text{ m}^3/\text{det}$$

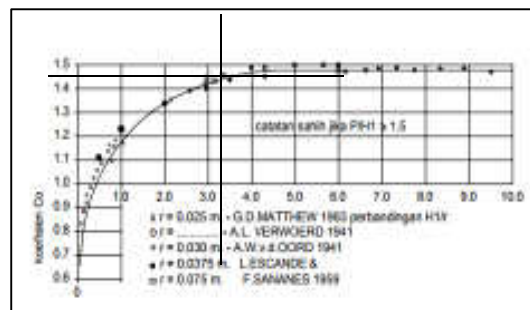
Jadi dengan harga $H_1 =$, maka $r_1 = 0.3 - H_1$ diperoleh 0.9

Maka didapat harga parameter bantuan untuk mendapat koefisien debit (C_d)

$$\frac{H_1}{r_1} = 3.3333$$

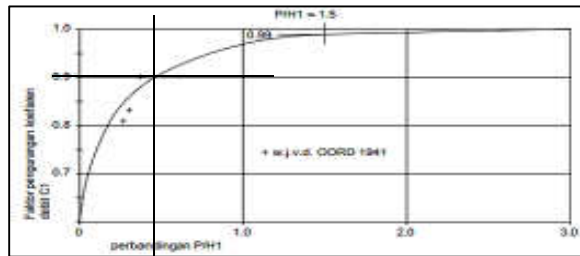
$$\frac{p}{H_1} = 0.4333$$

Maka dari grafik koefisien debit, didapat harga:

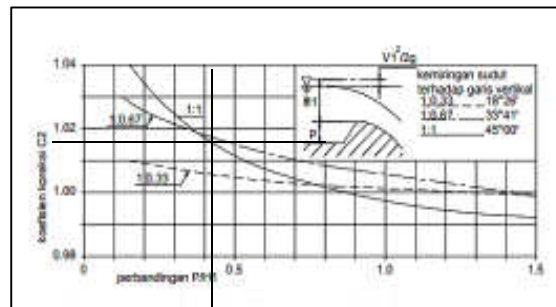


Gambar 4.32 Grafik Fungsi H_1/r

Sumber: Hasil Analisis, 2019



Gambar 4.33 Grafik Fungsi P/HI
Sumber: Hasil Analisis, 2019



Gambar 4.34 Grafik P/HI dan Kemiringan muka hulu bendung
Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan gambar diatas, maka nilai koefisien yang di dapat sebagai berikut:

$$C_o = 1.45$$

$$C_1 = 0.9$$

$$C_2 = 1$$

$$C_d = C_o \times C_1 \times C_2$$

$$C_d = 1.45 \times 0.9 \times 1$$

$$C_d = 1.305$$

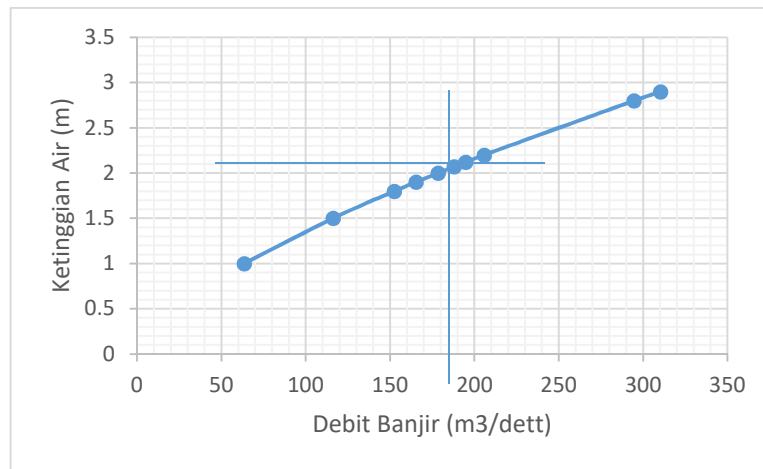
Data hitungan selanjutnya pada Tabel 4.56 dengan nilai H1 coba – coba sebagai berikut:

Tabel 4.56 Perhitungan Tinggi Air Maksimum Diatas Banjir

H1	Cd	$2/3\sqrt{2/3}xg$	Beff	$H1^{1,5}$	$0,40H1^{2,5}$	Q100(m ³ /det)
1	1.305	1.704025734	28.64	1	0.22	63.40120263
1.5	1.305	1.704025734	28.64	1.837117	0.606248711	116.2117285
1.8	1.305	1.704025734	28.64	2.414953	0.956321553	152.5562844

1.9	1.305	1.704025734	28.64	2.618969	1.094729152	165.3690855
2	1.305	1.704025734	28.64	2.828427	1.244507935	178.5136398
2.07	1.305	1.704025734	28.64	2.978211	1.356277461	187.9072853
2.12	1.305	1.704025734	28.64	3.086767	1.439667939	194.7121583
2.2	1.305	1.704025734	28.64	3.263127	1.57935363	205.7619847
2.8	1.305	1.704025734	28.64	4.685296	2.886142428	294.6321432
2.9	1.305	1.704025734	28.64	4.938522	3.150777065	310.4143226

umber: Hasil Analisis, 2019



Gambar 4.35 Grafik Hubungan Debit Banjir dengan Tinggi air diatas Mercu

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan grafik diatas, nilai H1 untuk tinggi elevasi banjir diatas mercu bendung adalah 2 m

- Mencari nilai kecepatan aliran pada waktu banjir terjadi

$$Vo = \frac{Q}{A}$$

$$Vo = \frac{193.87}{28.18 \times 2}$$

$$Vo = 3.44 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Mencari tinggi banjir yang terjadi diatas mercu bendung

$$Hd = H1 \times \frac{Vo^2}{2g}$$

$$Hd = 2 \times \frac{3.44^2}{2 \times 9.8}$$

$$Hd = 1.396 \text{ m}$$

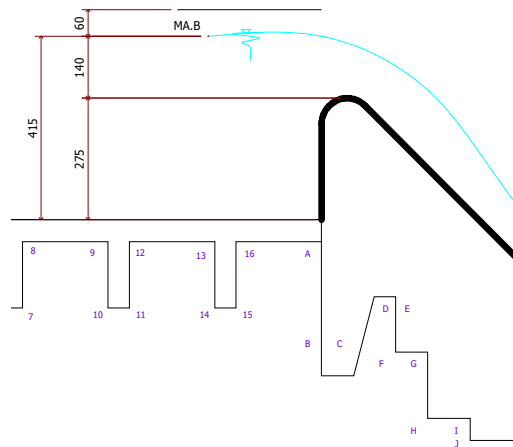
- Mencari tinggi jagaan dari tanggul bendung

$$k = \frac{v_o^2}{2g}$$

$$k = \frac{3.44^2}{2 \times 9.8}$$

$$k = 0.60 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka tinggi muka air banjir yang terjadi ketika melewati puncak mercu bendung adalah sebesar 2 m, dengan tinggi energi banjir 0.60 m, maka tinggi energi banjir yang terjadi diatas mercu 2.1 m = 2m



Gambar 4.36 Sketsa Kondisi Muka Air Banjir
Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.5.10 Arus Balik

Perhitungan arus balik dilakukan untuk mengetahui panjangnya arus balik yang terjadi akibat pembendungan pada alur sungai. Hal ini berguna untuk dalam merencanakan panjang tanggul sungai yang harus dibangun. Perhitungan arus balik sebagai berikut :

- Tinggi puncak mercu bendung (P) = 2.75 m
- Tinggi muka air di puncak mercu bendung (H) = 2 m
- Tinggi muka air dihilir bendung (h) = 1 m
- Kemiringan dasar sungai disekitar bendung (I) = 0.06512

Untuk menghitung arus balik (*back water*) dapat dipakai Rumus:

$$Z = \Delta H \cdot 1 - X/L^2 \dots\dots\dots 2.19$$

Untuk $H/P > 1$, maka $L = 2 \cdot H / I$

Untuk $H/P < 1$, maka $L = P + H / I$

Dimana:

Z = Ketinggian muka air disepanjang *back water* (m).

H = Tinggi muka air diatas mercu bendung (m).

h = Tinggi muka air dihilir bendung (m).

P = Tinggi puncak mercu bendung (m).

L = Panjang total dimana kurva 87ias dilihat (m).

I = Kemiringan dasar sungai sekitar bendung.

Perhitungan sebagai berikut :

- Menentukan rumus L yang akan digunakan

$$\frac{H}{P} = \frac{2}{2.75} = 0.727 < 1$$

Maka, dipakai Rumus :

$$H/P < 1, \text{ maka } L = P + H / I$$

- Mencari nilai L

$$L = (P + H) / I$$

$$L = (2.75 \times 2) / 0.0651$$

$$L = 72.94 \text{ m}$$

- Mencari nilai ΔH

$$\Delta H = P + H - h$$

$$\Delta H = 2.75 + 2 - 1$$

$$\Delta H = 3.75 \text{ m}$$

- Menentukan nilai $Z = 0$

$$Z = \Delta H \times \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2$$

Agar $Z = 0$, maka nilai $X = 72.9401 \text{ m}$

$$Z = 9.29 \times \left(1 - \frac{160.862}{160.862}\right)^2$$

$$Z = 9.29 \times (1 - 1)^2$$

$$Z = 0$$

Untuk mencapai nilai $Z = 0$ maka nilai X dilakukan dengan cara coba – coba pada rumus diatas, berikut perhtiungan dapat dilihat pada Tabel.4.57.

Tabel 4.57 Perhitungan Arus Balik

ΔH (m)	X (m)	L (m)	Z (m)	H (m)	I	Elv. Dasar sungai (X.I) + Elv. dasar bendung	Elevasi muka air
3.75	0	72.94007	3.75	2	0.065122	271	274.75
3.75	20	72.94007	3.468059	2	0.065122	272.302439	275.7705
3.75	40	72.94007	2.622234	2	0.065122	273.604878	276.2271
3.75	60	72.94007	1.212527	2	0.065122	274.9073171	276.1198
3.75	80	72.94007	-0.76106	2	0.065122	276.2097561	275.4487
3.75	100	72.94007	-3.29853	2	0.065122	277.5121951	274.2137
3.75	120	72.94007	-6.39989	2	0.065122	278.8146341	272.4147
3.75	140	72.94007	-10.0651	2	0.065122	280.1170732	270.0519
3.75	72.94007	72.94007	0	2	0.065122	275.75	275.75
3.75	92.94007	72.94007	-2.33842	2	0.065122	277.052439	274.714
3.75	112.9401	72.94007	-5.24073	2	0.065122	278.354878	273.1141

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan hasil perhitungan pada tabel diatas, maka panjang arus balik dari mercu bendung kearah hulu sungai sebesar 72.9401 m = 73 m pada kondisi debit banjir Q100. Dengan nilai $\Delta H = 3.75$ m pada puncak mercu bendung.

4.5.11 Perhitungan Bentuk Hidrolis Mercu

Bendung dengan mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar atau mercu *Ogee*. Bendung akan memberikan banyak keuntungan bagi sungai, karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisien debit menjadi lebih tinggi, karena lengkung *streamline* dan tekanan negatif pada mercu ($H1/r$). Dalam perencanaan bentuk hidrolis mercu bendung kleja di gunakan model mercu bendung tipe bulat dengan penggunaan nilai jari – jari hanya 1 (R1) sebagai penbentuk lengkungan hidrolis dari mercu bendung tersebut.

Berikut perhitungan mercu bendung tersebut:

- Tipe mercu yang digunakan adalah mercu dengan tipe bulat
- Penggunaan jari – jari mercu hanya 1 buah (R1) untuk membentuk lengkungan hidrolis dari mercu bendung
- Nilai $R1 = 0,3 \times H1$, maka R1 dari mercu adalah $R1 = 0.3 \times 2 = 0.6$ m
- Kemiringan bagian hulu di desain vertical

- Kemiringan bangunan hilir didesain dengan perbandingan kemiringan 1:1
Alasan pemilihan
- Pemilihan mercu tipe bulat menyesuaikan dengan material yang terbawah aliran, pada sungai kleja tidak material berupa batuan besar yang terbawah aliran
- Dengan debit banjir rencana yang cukup besar, pemilihan mercu bendung dengan tipe bulat diharapkan dapat mengurangi tinggi energy banjir yang terjadi pada atas mercu dan hulu bendung.

4.5.12 Perhitungan Peredam Energy

Perhitungan kolam peredam energy di lakukan untuk mengetahui tipe peredam energy yang cocok sesuai dengan kebutuhan, yang di pengaruhi oleh beberapa factor, yaitu factor jenis tanah, jenis material yang terbawah ketika banjir, dan besarnya limpasan banjir yang terjadi pada bendung. Dalam merencanakan kolam peredam energy, data – data lapangan didapat antara lain

- Debit banjir rencana 100 Tahunan (Q100) = 193.87 m³/det
- Lebar efektif bendung (Beff) = 28.2 m
- Elevasi puncak mercu bendung = 273.75 m
- Elevasi dasar sungai dihilir bendung = 271 m
- Tinggi puncak bendung (P) = 2.75 m
- Tinggi muka air dipuncak bendung (He) = 2 m
- Tinggi muka air dihilir bendung (h) = 1 m

1) Pemilihan tipe kolam peredam energy

Kolam peredam energy direncanakan menggunakan Tipe Vlugter. Kolam peredam energy dengan aliran sungai tidak membawaj batuan besar. Bentuk hidrolis tipe kolam peredam energy ini akan dipengaruhi oleh tinggi energy di puncak mercu (He) dan perbedaan energy di hulu dengan muka air banjir hilir (Z).

2) Menentukan nilai Z/He

Untuk $\frac{1}{3} < \frac{Z}{He} < \frac{4}{3}$, maka $D = L = R = 0.6 \times He + 1.4 \times Z$

$$a = 0.20 \times He \sqrt{He/Z}$$

Untuk $\frac{4}{3} < \frac{Z}{He} < 10$, maka $D = L = R = He + 1.1 \times Z$

$$a = 0.15 \times He \sqrt{He/Z}$$

Dimana:

D = Kedalaman kolam diukur dari puncak mercu sampai permukaan kolam.

L = Panjang kolam yang diukur dari perpotongan bidang miring dan horizontal.

R = Jari-jari kolam, dengan titik pusat sejajar dengan elevasi mercu.

a = *end sill*.

Hitungan :

$$Hc = \frac{2}{3} \times He$$

$$Hc = \frac{2}{3} \times 2$$

$$Hc = 1.333 \text{ m}$$

$$Z = (273.75 + 2) - (271 - 1)$$

$$Z = 275.75 - 272$$

$$Z = 3.75 \text{ m}$$

$$\frac{Z}{He} = \frac{3.75}{2} = 1.875$$

$$\frac{Z}{He} > \frac{4}{3}$$

$$1.875 > 1.33$$

Maka dari perhitungan diatas, persamaan yang digunakan untuk menentukan nilai D, L, dan R adalah :

$$D = L = R = He + 1.1 \times Z$$

$$a = 0.15 \times He \sqrt{He/Z}$$

3) Menentukan nilai $D = L = R$

$$D = L = R = He + 1.1 \times Z$$

$$D = L = R = 4.9 + 1.1 \times 3.75$$

$$D = L = R = 6.125 \approx 6 \text{ m}$$

4) Menentukan nilai a

$$a = 0.15 \times He \sqrt{He/Z}$$

$$a = 0.15 \times 2 \sqrt{42/3.75}$$

$$a = 0.219 \approx 0.22 \text{ m}$$

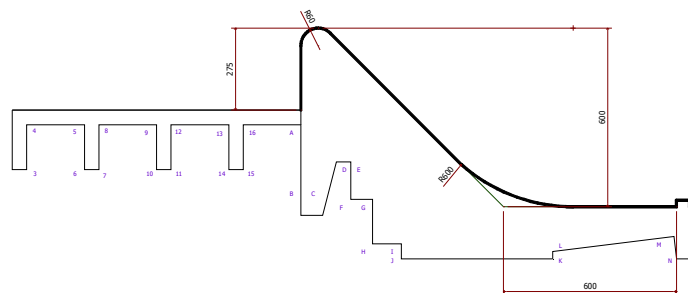
5) Menentukan nilai $2a$

$$2a = 2 \times a$$

$$2a = 2 \times 0.2$$

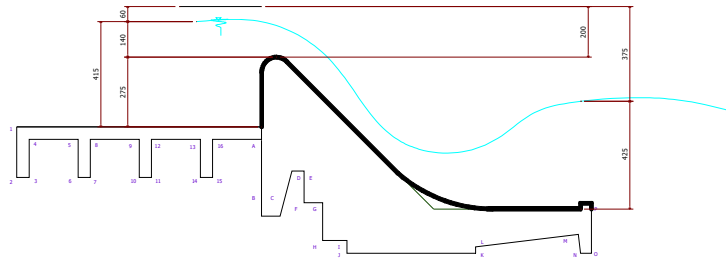
$$2a = 44 \text{ m} = 0.45 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas tipe kolam olak yang digunakan merupakan tipe Vlugter, dengan kedalaman kolam olak dari puncak mercu ke dasar lantai kolam olak yaitu 6 m , lengkungan hidrolis dari kolam olak yaitu 6 m, dan panjang kolam olak sebesar 6 m. Berikut gambar bentuk hidrolis kolam olak dengan tipe Vlugter :



Gambar 4.39a Sketsa Kolam Olak

Sumber: Hasil Analisis, 2019



Gambar 4.39b Sketsa Kolam Olak
Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.5.13 Perhitungan Lantai Muka

Lantai muka adalah sebuah struktur bangunan di dasar sungai yang terletak di hilir bendung. Lantai muka berfungsi untuk memperpanjang jalur rembesan air. Dalam perancangan lantai muka terdapat dua teori yaitu teori Bligh dan teori Lane, yang digunakan untuk mengevaluasi panjang lantai muka. Untuk melakukan perhitungan lantai muka dapat digunakan rumus sebagai berikut:

a. Teori Bligh

$$Lv + Lh > \Delta H \times C \dots\dots\dots 2.26a$$

Dimana:

Lv = Panjang Creep line vertikal (m)

Lh = Panjang Creep line horizontal (m)

C = Koefisien Bligh

ΔH = selisih tinggi muka air hulu dan hilir bendung (m)

b. Teori Lane

$$\frac{Lv + 1/3 Lh}{\Delta H} \geq C \dots\dots\dots 2.26b$$

Dimana:

C = Koefisien Lane

Lv = Panjang Creep line vertikal (m)

Lh = Panjang Creep line horizontal (m)

ΔH = Selisih tinggi muka air hulu dan hilir bendung

Panjang lantai muka atau hulu direncanakan 15 m, data – data yang telah dipeoleh anatara lain:

- Elevasi tinggi muka air banjir di hulu bendung = 275.15 m
- Elevasi tinggi muka air banjir dihilir bendung = 271.40 m

- Elevasi tinggi mercu bendung = 273.75 m
- Elevasi dasar sungai di Hulu bendung = 271 m
- Elevasi dasar sungai di Hilir bendung = 271 m
- Elevasi kolam olak = 267.75 m

Untuk mengontrol panjang lantai muka bendung harus dicek dulu panjang rembesan air dibawah bendung dengan memakai rumus BLIGH dan LINE. Untuk menghitung panjang rembesan dapat dilihat pada Tabel 4.58 dan 4.59.

Tabel 4.58 Perhitungan Panjang Creap Line Pada Kondisi Air Normal

Titik	Garis	Panjang rembesan			Lx	H =	Hx	P =
		V	H	1/3H		Lx/CL		Hx-H
1					0.00	0	2.75	2.75
	1-2	2						
2					2.00	0.33	4.75	4.42
	2-3		0.5	0.17				
3					2.17	0.36	4.75	4.39
	3-4	1.5						
4					3.67	0.61	3.25	2.64
	4-5		2	0.67				
5					4.33	0.72	3.25	2.53
	5-6	1.5						
6					5.83	0.97	4.75	3.78
	6-7		0.5	0.17				
7					6.00	1.00	4.75	3.75
	7-8	1.5						
8					7.50	1.25	3.25	2.00
	8-9		2	0.67				
9					8.17	1.36	3.25	1.89
	9-10	1.5						
10					9.67	1.61	4.75	3.14
	10-11		0.5	0.17				
11					9.83	1.64	4.75	3.11
	11-12	1.5						
12					11.33	1.89	3.25	1.36
	12-13		2	0.67				
13					12.00	2.00	3.25	1.25
	13-14	1.5						
14					13.50	2.25	4.75	2.50

	14-15		0.5	0.17				
15					13.67	2.28	4.75	2.47
	15-16	1.5						
16					15.17	2.53	3.25	0.72
	16-A		2	0.67				
A					15.83	2.64	3.25	0.61
	A-B	3						
B					18.83	3.14	6.25	3.11
	B-C		0.75	0.25				
C					19.08	3.18	6.25	3.07
	C-D	0.48						
D					19.56	3.26	5.75	2.49
	D-E		0.5	0.17				
E					19.73	3.29	5.75	2.46
	E-F	1.25						
F					20.98	3.50	7	3.50
	F-G		0.75	0.25				
G					21.23	3.54	7	3.46
	G-H	1.5						
H					22.73	3.79	8.5	4.71
	H-I		1	0.33				
I					23.06	3.84	8.5	4.66
	I-J	0.5						
J					23.56	3.93	8	4.07
	J-K		5.25	1.75				
K					25.31	4.22	8	3.78
	K-L	0.25						
L					25.56	4.26	7.75	3.49
	L-M		4.2	1.40				
M					26.96	4.49	7.4	2.91
	M-N	0.8						
N					27.76	4.63	7.4	2.77
	N-O		0.45	0.15				
O					27.91	4.65	6.95	2.30
	O-P	1.97						
P					29.88	4.98	4.98	0.00
		22.25	22.90	7.63				

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Tabel 4.59 Perhitungan Panjang Creap Line Pada Kondisi Air Banjir

Titik	Garis	Panjang rembesan			Lx	H =	Hx	P =
		V	H	1/3H		Lx/CL		Hx-H
1					0.00	0	4.15	4.146212
	1-2	2						
2					2.00	0.33	6.15	5.81
	2-3		0.5	0.17				
3					2.17	0.36	6.15	5.79
	3-4	1.5						
4					3.67	0.61	4.65	4.04
	4-5		2	0.67				
5					4.33	0.72	4.65	3.92
	5-6	1.5						
6					5.83	0.97	6.15	5.17
	6-7		0.5	0.17				
7					6.00	1.00	6.15	5.15
	7-8	1.5						
8					7.50	1.25	4.65	3.40
	8-9		2	0.67				
9					8.17	1.36	4.65	3.29
	9-10	1.5						
10					9.67	1.61	6.65	5.04
	10-11		0.5	0.17				
11					9.83	1.64	6.65	5.01
	11-12	1.5						
12					11.33	1.89	4.65	2.76
	12-13		2	0.67				
13					12.00	2.00	4.65	2.65
	13-14	1.5						
14					13.50	2.25	6.65	4.40
	14-15		0.5	0.17				
15					13.67	2.28	6.65	4.37
	15-16	1.5						
16					15.17	2.53	4.65	2.12
	16-A		2	0.67				
A					15.83	2.64	4.65	2.01
	A-B	3						
B					18.83	3.14	7.65	4.51

	B-C		0.75	0.25				
C					19.08	3.18	7.65	4.47
	C-D	0.48						
D					19.56	3.26	7.15	3.89
	D-E		0.5	0.17				
E					19.73	3.29	7.15	3.86
	E-F	1.25						
F					20.98	3.50	8.40	4.90
	F-G		0.75	0.25				
G					21.23	3.54	8.40	4.86
	G-H	1.5						
H					22.73	3.79	9.90	6.11
	H-I		1	0.33				
I					23.06	3.84	9.90	6.05
	I-J	0.5						
J					23.56	3.93	9.40	5.47
	J-K		5.25	1.75				
K					25.31	4.22	9.40	5.18
	K-L	0.25						
L					25.56	4.26	9.15	4.89
	L-M		4.2	1.40				
M					26.96	4.49	8.80	4.30
	M-N	0.8						
N					27.76	4.63	8.80	4.17
	N-O		0.45	0.15				
O					27.91	4.65	8.35	3.69
	O-P	1.97						
P					29.88	4.98	6.38	1.40
		22.25	22.90	7.63				

Sumber: Hasil Analisis, 2019

- Panjang rembesan vertical = 22.25 m
- Panjang rembesan horizontal = 20.90 m
- Creep Ration = 6 m

a) Kontrol kondisi air normal

$$\sum LW = \sum LV + 1/3 \sum LH$$

$$\sum LW = 22.25 + \frac{1}{3+22.9}$$

$$\sum LW = 29.88 \text{ m}$$

Beda tinggi muka air di Hulu dan di Hilir (ΔH)

$$\Delta H = 237.75 + 271 - 0.22$$

$$\Delta H = 2.53 \text{ m}$$

$$C = \frac{L}{\Delta H}$$

$$C = \frac{29.88}{2.53}$$

$$C = 11.81 > 6 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Berdasarkan perhitungan control kondisi air normal terhadap rembesan yang terjadi pada perencanaan lantai muka, di peroleh nilai creep ration lantai muka rencana > syarat creep ration untuk lantai muka dengan tanah dasar pasir. Nilai creep ration yang didapat yaitu $8.53 > 6$, maka control kondisi pada air normal dinyatakan Aman.

b) Kontrol kondisi air banjir

$$\sum LW = \sum LV + 1/3 \sum LH$$

$$\sum LW = 22.25 + \frac{1}{3+22.9}$$

$$\sum LW = 104.53 \text{ m}$$

Beda tinggi muka air di Hulu dan di Hilir (ΔH)

$$\Delta H = 275.15 + 271.40$$

$$\Delta H = 3.75 \text{ m}$$

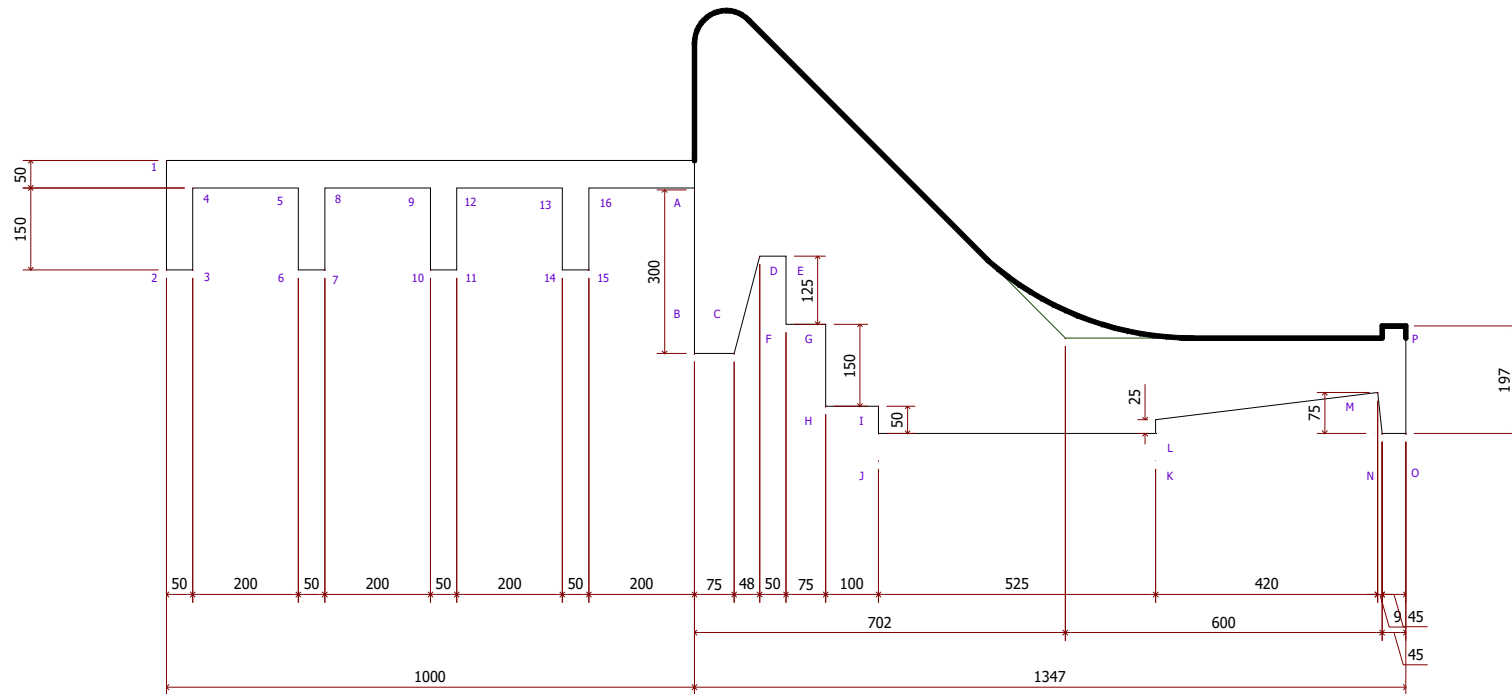
$$C = \frac{L}{\Delta H}$$

$$C = \frac{29.88}{3.75}$$

$$C = 7.97 > 6 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Berdasarkan perhitungan control kondisi air banjir terhadap rembesan yang terjadi pada perencanaan lantai muka, di peroleh nilai creep ration lantai muka rencana >

syarat creep ration untuk lantai muka dengan tanah dasar pasir. Nilai creep ration yang didapat yaitu $7.97 > 6$, maka control kondisi pada air banjir dinyatakan Aman.



Gambar 4.40 Sketsa Bentuk Bendung
Sumber: Hasil Analisis, 2019

4.5.14 Perhitungan Tebal Lantai Kolam Olak

Perhitungan tebal lantai kolam olak dilakukan untuk mengecek ketebalan lantai kolam olak yang direncanakan. Hal ini bertujuan agar lantai kolam olak yang telah di desain dapat menerima gaya – gaya yang berkerja pada kolam olak terutama gaya angkat akibat beban air yang melimpas pada kondisi muka air normal dan kondisi muka air banjir. Perhitungan tebal lantai kolam olak sebagai berikut :

a. Pada kondisi muka air normal

Tebal lantai muka kolam olak pada energy

- Pada potongan A – A (TA) = 1.5 m
- Pada potongan B – B (TB) = 1 m
- Panjang Creep Line (LTot) air normal = 29.88 m
- Panjang Creep Line s/d titik “ L “ = 25.56 m
- Panjang Creep Line s/d titik “ M “ = 26.96 m

Persamaan yang digunakan :

$$Ux = \left(Hx - \frac{lx}{\sum l} \Delta H \right) \gamma_{air} \dots\dots\dots 2.24b$$

Dimana:

- U = Gaya angkat (Uplift preasure) pada titik (ton/m²)
- H = Tinggi titik terhadap air muka (m)
- l = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai (m)
- $\sum l$ = Panjang total bidang kontak bendung dengan tanah (m)
- ΔH = Beda tinggi energi (m)
- γ_{air} = Berat jenis air (1 ton/m³)

Hitungan :

$$\Delta H = 273.75 - 267.97 = 5.78 \text{ m}$$

$$HA = 273.75 - 266.25 = 7.5 \text{ m}$$

$$HB = 273.75 - 267.97 + 1 = 6.78 \text{ m}$$

Uplift Pressure pada titik A

$$UA = \left(HA - \frac{lA}{\sum l} \Delta H \right) \gamma_{air}$$

$$UA = \left(7.5 - \frac{25.56}{29.88} 5.78 \right) 1$$

$$UA = 2.56 \text{ Ton/m}^3$$

Berat lantai + Berat air pada titik A

$$W_A = (TA \times \gamma_{Pas}) + (\gamma_W \times T_{air})$$

$$W_A = (1.5 \times 2.2) + (1 \times 0.35)$$

$$W_A = 3.65 \text{ ton/m}^3 > 2.56 \text{ ton/m}^3 \text{Ok}$$

Uplift Pressure pada titik B

$$UB = \left(HB - \frac{l_B}{\sum l} \Delta H \right) \gamma_{air}$$

$$UA = \left(6.78 - \frac{26.96}{29.88} 5.78 \right) 1$$

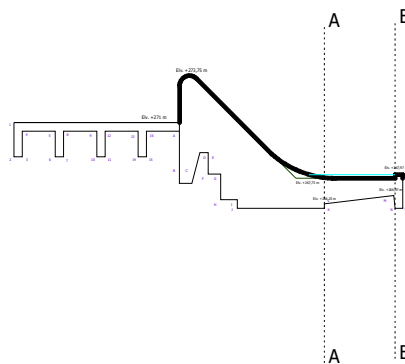
$$UA = 1.56 \text{ Ton/m}^3$$

Berat lantai + Berat air pada titik B

$$W_B = (TB \times \gamma_{Pas}) + (\gamma_W \times T_{air})$$

$$W_B = (1 \times 2.2) + (1 \times 0.35)$$

$$W_B = 2.55 \text{ ton/m}^3 > 1,56 \text{ ton/m}^3 \text{Ok}$$



Gambar 4.41 Sketsa Uplift Pressure Kondisi Air Normal

Sumber: Hasil Analisis, 2019

b. Pada kondisi muka air banjir

Tebal lantai muka kolam olak pada energy

- Pada potongan A – A (TA) = 1.5 m
- Pada potongan B – B (TB) = 1 m
- Panjang Creep Line (LTot) air normal = 29.88 m
- Panjang Creep Line s/d titik “ L “ = 25.56 m

$$- \text{ Panjang Creep Line s/d titik " M " } = 26.96 \text{ m}$$

Persamaan yang digunakan :

$$Ux = \left(Hx - \frac{lx}{\sum l} \Delta H \right) \gamma_{air} \dots\dots\dots 2.24b$$

Dimana:

- U = Gaya angkat (Uplift pressure) pada titik (ton/m²)
- H = Tinggi titik terhadap air muka (m)
- l = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai (m)
- Σl = Panjang total bidang kontak bendung dengan tanah (m)
- ΔH = Beda tinggi energi (m)
- γ air = Berat jenis air (1 ton/m³)

Hitungan :

$$\Delta H = 275.75 - 267.97 = 7.78 \text{ m}$$

$$HA = 275.75 - 266.25 = 9.5 \text{ m}$$

$$HB = 275.75 - 267.97 + 1 = 8.78 \text{ m}$$

Uplift Pressure pada titik A

$$UA = \left(HA - \frac{lA}{\sum l} \Delta H \right) \gamma_{air}$$

$$UA = \left(9.5 - \frac{25.56}{29.88} 7.78 \right) 1$$

$$UA = 2.844 \text{ Ton/m}^3$$

Berat lantai + Berat air pada titik A

$$W_A = (TA \times \gamma_{pas}) + (\gamma_W \times T_{air})$$

$$W_A = (1.5 \times 2.2) + (1 \times 1.35)$$

$$W_A = 4.65 \text{ ton/m}^3 > 2.845 \text{ ton/m}^3 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Uplift Pressure pada titik B

$$UB = \left(HB - \frac{lB}{\sum l} \Delta H \right) \gamma_{air}$$

$$UA = \left(8.78 - \frac{26.96}{29.88} 7.78 \right) 1$$

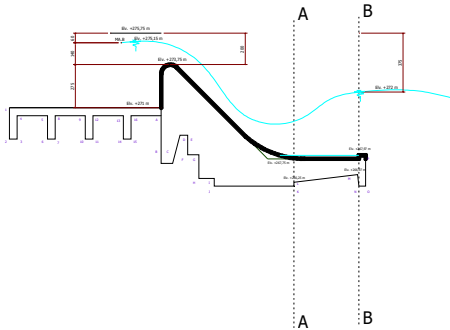
$$UA = 1.760 \text{ Ton/m}^3$$

Berat lantai + Berat air pada titik B

$$W_B = (TB \times \gamma_{pas}) + (\gamma_W \times T_{air})$$

$$W_B = (1 \times 2.2) + (1 \times 1.35)$$

$$W_B = 3.55 \text{ ton/m}^3 > 1.76 \text{ ton/m}^3 \text{Ok}$$



Gambar 4.42 Sketsa Uplift Pressure Kondisi Air Banjir
Sumber: Hasil Analisis, 2019

Berdasarkan perhitungan tebal lantai kolam olak yang telah dilakukan, di peroleh hasil bahwa konstruksi dari lantai kolam olak dapat dikatakan aman terhadap gaya angkat yang terjadi, sebagai akibat dari limpasan air pada kondisi muka air normal maupun kondisi muka air banjir.

4.5.15 Perhitungan Pintu Penguras dan Pintu Intake

4.5.15.1 Pintu Penguras

Lebar pintu penguras diambil 1/10 dari lebar total bendung yang di rencanakan:

- Lebar pintu penguras (Bp)
- Lebar bersih pintu

Lebar pintu penguras dibuat sebanyak 1 buah, mempunyai (Bp) = 3.038 m dengan 1 buah pilar dengan tebal 1 m.

Pintu penguras direncanakan pada kondisi air setinggi 1.5 m, dan besarnya debit yang dikeluarkan dari pintu penguras dapat dihitung dengan memakai rumus:

$$Q = \mu \times b \times h \sqrt{2 \times g \times Z}$$

Untuk menghitung diameter sedimentasi maksimum yang terbilas dipakai rumus :

$$V = 1.5 \times C\sqrt{D}$$

Dimana:

Q = Debit penguras (m³/det)

h = Tinggi bukaan pintu = 1.5 m

b = lebar pintu = 1.8 m

μ = Koefisien pengaliran = 0.45

g = Percepatan gravitasi (m/det) = 9.8 m/det

Z = Beda tinggi muka air hulu dan hilir = 1/3h

V = Kecepatan pegaliran penguras (m/det)

C = Koefisien sedimen, diambil 5.5

D = Diameter sedimen yang terbilas (m)

Hitungan :

1. Menghitung beda tinggi muka air hulu dan hilir

$$Z = \frac{1}{3} \times h$$

$$Z = \frac{1}{3} \times 1.5 = 0.5 \text{ m}$$

2. Menghitung debit penguras

$$Q = \mu \times b \times h \sqrt{2 \times g \times Z}$$

$$Q = 0.45 \times 1.8 \times 1.5 \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.5}$$

$$Q = 3.80 \text{ m}^3/\text{det}$$

3. Menghitung luas pintu penguras

$$A = b \times h$$

$$A = 1.8 \times 1.5 = 2.7 \text{ m}^2$$

4. Menghitung kecepatan pengaliran dan penguras

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{3.80}{1.27}$$

$$V = 1.409 \text{ m/det}$$

5. Diameter sedimen terbilas

$$V = 1.5 \times C\sqrt{D} \longrightarrow \text{Diameter sedimen terbilas}$$

$$D = \left(\frac{V}{1.5 \times C} \right)^2$$

$$D = \left(\frac{1.409}{1.5 \times 5.5} \right)^2$$

$$D = 0.02916 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, pintu penguras yang direncanakan 1 buah dengan dimensi 1.8 m x 1.50 m dengan kecepatan pengaliran pengurasan 1.409 m/det, mampu menguras sedimen dengan ukuran butiran 0.029 m.

4.5.15.2 Debit Pengambilan

Perhitungan debit pengambilan dilakukan untuk mengetahui Qrecana dalam mendesain pintu intake. Debit kebutuhan air irigasi diambil dari perhitungan kebutuhan air pada intake yang telah dihitung pada Sub Bab. Perhitungan Kebutuhan air , dari perhitungan tersebut didapat:

$$Q_n = 1.40138 \text{ liter/detit/ Ha}$$

$$Q_n = 0.00140 \text{ m}^3/\text{det}/\text{Ha}$$

Debit yang direncanakan untuk mengari sawa dengan luas rencana 50 Ha

$$Q_n = 1.40138 \times 150$$

$$Q_n = 210.206 \text{ liter/detik}$$

$$Q_n = 0.21 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Untuk dimensi dengan pengambilan Q Recn harus direncanakan sekurang – kurangnya 120% dari debit kebutuhan air pad intake, untuk membuat fleksibel dan agar memenuhi kemungkinan meningkatnya selama umur proyek.

$$Q_{Recn} = 1.2 \times Q_n$$

$$Q_{Recn} = 1.2 \times 0.21$$

$$Q_{Recn} = 0.252 \text{ m}^3/\text{det}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka debit pengambilan rencana untuk intake denga luas sawah teraliri 150 Ha adalah 0.252 m³/det

4.5.15.3 Pintu Pengambilan

Perhitungan dimensi peintu pengambilan dilakukan dengan mengabaikan factor kecepatan (V). Dimensi bangunan pengambilan dihitung dengan rumus:

$$Q = \mu \times b \times h \sqrt{2 \times g \times Z}$$

Dimana:

Q = Debit pengambilan (m³/det) = 0.0841 m³/det

h = Tinggi bukaan pintu

b = lebar pintu

μ = Koefisien bukaan bawah air = 0.80

g = Percepatan gravitasi (m/det) = 9.8 m/det

Z = Beda tinggi muka air hulu dan hilir = 0.10

Direncanakan lebar pintu pengambilan (h) = 2h

Hitungan:

$$Q = \mu \times b \times h \sqrt{2 \times g \times Z}$$

$$0.252 = 0.8 \times 2h \times h \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.1}$$

$$0.252 = 0.8 \times 2h^2 \times 1.4$$

$$0.252 = 1.12 \times 2h^2$$

$$2h^2 = 0.084/1.12$$

$$2h^2 = 0.0751$$

- Mencari nilai h

$$h = \sqrt{0.075/2}$$

$$h = 0.335 \approx 0.40 \text{ m}$$

- Mencari nilai b

$$b = 2h \approx 0.8 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas didapat nilai b = 0.80 m dan h = 0.40 m

Kontrol:

$$Q = \mu \times b \times h \sqrt{2 \times g \times Z}$$

$$Q = 0.8 \times 0.8 \times 0.4 \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.1}$$

$$Q = 0.3584 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q = 0.3584 > 0.252 \text{ m}^3/\text{det} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Berdasarkan hasil uji control debit berdasarkan dimensi rencanan pintu pengambilan, di peroleh debit dengan dimensi 0.80 x 0.40 m dapat memenuhi debit rencana pengambiln untuk pengaliran kebutuhan air irigasi dengan luasa teraliri 150 Ha.

4.6 Analisa Stabilitas Bendung

4.6.1 Perhitungan Gaya-gaya yang Berkerja

4.6.1.1 Perhitungan Gaya Pada Kondisi Air Normal

a) Gaya akibat berat sendiri

Gaya akibat sendiri adalah gaya yang ditimbulkan oleh berat sendiri dari konstruksi

Untuk menghitung gaya akibat berat sendiri dari konstruksi bendung, peninjauan dilakukan pada setiap 1 meter, sehingga gaya yang diperhitungkan adalah luas bidang dikalikan dengan berat jenis pasangan batu (γ Pas = 2.20 ton/m³).

Data hitungan selanjutnya pada tabel

Tabel 4.60 Perhitungan Gaya Akibat Berat Sendiri

No	Lebar	Tinggi	Luas	γ pas	Gaya	Lengan		Momen	
						x	y	Mx	My
						m	m	m	m
G1	0.73	0.59	0.21535	2.2	0.47377	8.25	7.34	3.91	3.48
G2	1.27	0.9	0.5715	2.2	1.2573	7.76	7.34	9.76	9.23
G3	1.4	3.9	5.46	2.2	12.012	8	5.2	96.10	62.46
G4	4.01	3.9	7.8195	2.2	17.2029	5.99	4.57	103.05	78.62
G5	0.75	1.79	1.3425	2.2	2.9535	8.36	2.36	24.69	6.97
G6	0.48	1.79	0.4296	2.2	0.94512	7.82	2.63	7.39	2.49
G7	7.4	2.65	19.61	2.2	43.142	5.13	2.67	221.32	115.19
G8	2.28	1.24	1.4136	2.2	3.10992	2.51	2.42	7.81	7.53
G9	5.23	1.5	3.9225	2.2	8.6295	3.63	1.25	31.33	10.79
G10	1.02	1.3	1.326	2.2	2.9172	0.47	1.14	1.37	3.33
G11	5.25	0.5	2.625	2.2	5.775	2.63	0.25	15.19	1.44
			44.73555		98.41821	60.55	37.17	521.8975	301.513

Sumber: Hasil Analisis, 2019

b) Gaya akibat gaya angkat

Hukum Archimedes berlaku untuk konstruksi bendung dengan gaya tekan ke atas sama dengan berat dari volume benda yang dipindahkan. Jadi akan sangat mengurangi berat beton, padahal semakin berat betonnya akan semakin stabil terhadap gaya geseran. Oleh karena itu harus diusahakan agar gaya tekan ke atas sekecil-kecilnya (Soedibyo. 1993).

Adapun rumus akibat gaya angkat adalah:

$$Px = Hx \times \frac{Lx}{L} \times \Delta H \dots\dots\dots 2.28a$$

$$Momen = Px \times L \dots\dots\dots 2.28b$$

Dimana:

P_x = Gaya angkat pada , kg/m²

L = Panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah, m

L_x = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai , m

ΔH = Beda tinggi energi, m

H = Tinggi energi di hulu bendung, m

Dan di mana L dan L_x adalah jarak relatif yang dihitung menurut cara Lane, bergantung kepada arah bidang tersebut. Bidang yang membentuk sudut 45° atau lebih terhadap bidang horizontal, dianggap vertikal.

$$\Delta H = 237.75 - 267.97 = 5.78 \text{ m}$$

Tabel 4.61 Perhitungan Gaya Akibat Gaya Angkat

Titik	Garis	Hx	Lx	L	Px	Momen
A	16-A	3.25	15.83	2	2.37	4.75
B	A-B	6.25	18.83	3	5.75	17.26
C	B-C	6.25	19.08	0.75	1.42	1.06
D	C-D	5.75	19.56	0.48	0.82	0.39
E	D-E	5.75	19.73	0.5	0.84	0.42
F	E-F	7.00	20.98	1.25	2.41	3.01
G	F-G	7.00	21.23	0.75	1.43	1.07
H	G-H	8.50	22.73	1.5	3.24	4.86
I	H-I	8.50	23.06	1	2.13	2.13
J	I-J	8.00	23.56	0.5	0.98	0.49
K	J-K	8.00	25.31	5.25	9.59	50.35
K'	K-K'	9.94	29.00	1.79	3.55	6.35
Jumlah		84.19	258.9267	18.77	34.53433	92.15133

Sumber: Hasil Analisis, 2019

c) Gaya akibat gempa

Gaya gempa diperhitungkan terhadap konstruksi dan arah gaya diperhitungkan adalah gaya horizontal.

Rumus :

$$K = E \times \sum G$$

$$Ad = n \times (ac \times z)^m$$

$$E = Ad/g$$

Dimana :

K = Gaya gempa

E = Koefisien gempa

$\sum G$ = Berat konstruksi

Ad = Percepatan gempa (cm/detik³)
 n/m = Koefisien untuk jenis tanah
 AC = Percepatan kejut dasar (cm/detik²)
 g = Percepatan gravitasi (9.8 m/det²)
 Z = Koefisien Zona

Diperoleh nilai (n,m) dari Tabel 2.15 dan 2.16 untuk zona gempa Indonesia dari Lampiran:

n = 1,56 (jenis tanah aluvial)
 m = 0,89 (jenis tanah aluvial)
 AC = 190 (Periode ulang 20 tahun)
 Z = 1,0 (Lokasi penelitian)
 g = 980 cm/det²

Hitungan:

$$Ad = n \times (ac \times z)^m$$

$$Ad = 1,56 \times (160 \times 1,0)^{0,89}$$

$$Ad = 1,56 \times 91,551$$

$$Ad = 142,821 \text{ cm/det}^2$$

$$E = \frac{Ad}{g}$$

$$E = \frac{145.825}{980}$$

$$E = 0.15$$

Data hitungan selanjutnya pada table

Tabel 4.62 Perhitungan Gaya Akibat Gempa

No	Gaya	E	K = E X G	Lengan		Momen	
		Koef. Gempa		x	y	MH	MV
				m	m	ton/m	ton/m
G1	0.47377	0.15	0.07	8.25	7.34	0.59	0.52
G2	1.2573	0.15	0.19	7.76	7.34	1.46	1.38
G3	12.012	0.15	1.80	8	5.2	14.41	9.37
G4	17.2029	0.15	2.58	5.99	4.57	15.46	11.79
G5	2.9535	0.15	0.44	8.36	2.36	3.70	1.05
G6	0.94512	0.15	0.14	7.82	2.63	1.11	0.37

G7	43.142	0.15	6.47	5.13	2.67	33.20	17.28
G8	3.10992	0.15	0.47	2.51	2.42	1.17	1.13
G9	8.6295	0.15	1.29	3.63	1.25	4.70	1.62
G10	2.9172	0.15	0.44	0.47	1.14	0.21	0.50
G11	5.775	0.15	0.87	2.63	0.25	2.28	0.22
	98.42		14.76	60.55	37.17	78.28	45.23

Sumber: Hasil Analisis, 2019

d) Gaya akibat hidrostatik

Gaya hidrostatik kondisi air normal dihitung dengan rumus:

$$W_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 \dots\dots\dots 2.30a$$

$$M = W_w \cdot L \dots\dots\dots 2.30c$$

Dimana:

W_w = Besar gaya hidrostatik (ton)

γ_w = Berat jenis air (1 ton/m³)

h = Tinggi mercu (m)

h_1 = Tinggi muka air di depan mercu (m)

M = Momen gaya (ton m)

L = Jarak titik berat (m)

Dimana :

$$\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$$

Hitungan:

$$W_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

$$W_w = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 2.25^2$$

$$W_w = 3.28 \text{ ton/m}^2$$

Tabel 4.63 Perhitungan Gaya Akibat Hidrostatik

No	Uraian	HA	Gaya	Lengan	Mh
		m	m	m	ton.m
1	$0,5 \times \gamma_w \times 2.56$	2.56	3.28	9.09	29.79
Jumlah			3.28		29.79
Catatan : (+) dan (-) adalah arah gaya					

Sumber: Hasil Analisis, 2019

e) Gaya akibat tekanan tanah aktif

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma_{sub} \times H_A^2 \times K_A \dots\dots\dots 2.31a$$

$$K_A = tg^2 \times \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots 2.31b$$

$$M = P_A \times L_A \dots\dots\dots 2.31c$$

Keterangan:

P_A = tekanan tanah aktif

γ_{sub} = berat isi jenih tanah = $\gamma_{tanah} - \gamma_{air}$

H_A = tinggi tanah aktif

K_A = Koefisien tanah aktif

L_A = Panjang lengan gaya

ϕ = Sudut geser dalam

Dimana :

$\gamma_{sub} = 2.65 \text{ ton/m}^3$

$\phi = 8$

Hitungan :

$$K_A = tg^2 \times \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_A = tg^2 \times \left(45^\circ - \frac{8}{2}\right)$$

$$K_A = 0.756 \text{ m}$$

Tabel 4.64 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Aktif

No	Uraian	HA	Gaya	Lengan	Mh
		m	m	m	ton.m
1	$0,5 \times \gamma_{sub} \times 3.03^2 \times 0.756$	3.03	9.192365	2.48	22.79706
2	$0,5 \times \gamma_{sub} \times 1.25^2 \times 0.756$	1.25	1.564451	2.42	3.785972
3	$0,5 \times \gamma_{sub} \times 1.5 \times 0.756$	1.5	2.25281	1	2.25281
4	$0,5 \times \gamma_{sub} \times 0.5^2 \times 0.756$	0.5	0.250312	0.17	0.042553
Jumlah			13.25994		28.8784

Sumber: Hasil Analisis, 2019

f) Gaya akibat tekanan tanah pasif

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma_{sub} \times H_P^2 \times K_P \dots\dots\dots 2.32a$$

$$K_P = tg^2 \times \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots 2.32b$$

$$M = P_P \times L_P \dots\dots\dots 2.32c$$

Keterangan:

P_P = tekanan tanah pasif

γ_{sub} = berat isi jenih tanah = $\gamma_{tanah} - \gamma_{air}$

H_p = tinggi tanah pasif

K_p = Koefisien tanah pasif

L_p = Panjang lengan pasif

ϕ = Sudut geser dalam

Dimana :

$\gamma_{sub} = 2.65 \text{ ton/m}^3$

$\phi = 8$

Hitungan :

$$K_A = tg^2 \times \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_A = tg^2 \times \left(45^\circ + \frac{8}{2} \right)$$

$$K_A = 1.323 \text{ m}$$

Tabel 4.65 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pasif

No	Uraian	HA	Gaya	Lengan	Mh
		m	m	m	ton.m
1	$0,5 \times \gamma_{sub} \times 1.75^2 \times 0.756$	1.75	-5.37	2.06	-11.06
2					
Jumlah			-5.37		-11.06
Catatan : (+) dan (-) adalah arah gaya					

Sumber: Hasil Analisis, 2019

g) Gaya akibat tekanan lumpur

Apabila bendung telah bereksplotasi, maka akan ada endapan lumpur di bawah bendung. Endapan lumpur ini diperhitungkan setinggi mercu. Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung atau terhadap pintu dapat dihitung sebagai menurut KP-02 tahun 2013 berikut:

$$P_S = \frac{1}{2} \gamma_S \times H_S^2 \times K_S \dots\dots\dots 2.33a$$

$$K_S = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots\dots\dots 2.33b$$

$$M = P_S \times L_S \dots\dots\dots 2.33c$$

Keterangan:

P_S = tekanan tanah lumpur (ton)

γ_S = berat isi tanah lumpur = 1,00 ton/m² (KP-02 tahun 2013)

H_S = tinggi tanah lumpur (m)

K_S = Koefisien tanah lumpur
 L_S = Panjang lengan gaya
 $\emptyset$ = Sudut geser dalam
 M = Momen akibat tekanan lumpur

Dimana :

γ_s = 1 Ton/m³

$\emptyset$ = 8

Hitungan :

$$KS = \frac{1 - \sin \emptyset}{1 + \sin \emptyset}$$

$$KS = \frac{1 - \sin 8}{1 + \sin 8}$$

$$KS = 0.756$$

Tabel 4.66 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Lumpur

No	Uraian	HA	Gaya (ton)		Lengan	Mv	Mh
		m	V	H	m	ton.m	ton.m
1	$0,5 \times \gamma_s \times 2.56^2 \times 0.756$	2.56		2.48	9.09		22.5
2							
Jumlah			0.00	2.48		0.00	22.51

Catatan : (+) dan (-) adalah arah gaya

Sumber: Hasil Analisis, 2019

h) Rekapitulasi gaya yang berkerja

Tabel 4.67 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Pada Kondisi Muka Air Normal

No	Gaya - gaya	Besar	Momen	Arah
		Gaya		Gaya
	Vertikal	V	MV	
1	Berat sendiri konstruksi	98.41821	521.8975	(-)
2	Gaya akibat gaya angkat	34.53433	92.15133	(+)
	Jumlah	132.9525	614.0488	(-)
	Horizontal	H	MH	
1	Gempa	14.76	78.28	(+)
2	Tekanan tanah aktif'	13.25994	28.8784	(+)
3	Tekanan tanah pasif	-5.37	-11.06	(-)
4	Tekanan lumpur	2.48	29.79	(+)
5	Tekanan Hidrostatik	3.28	29.79	(+)
	Jumlah	28.41	155.67	(+)

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Jarak titik pusat gaya kondisi muk air normal

$$X = \frac{\sum MV}{\sum GV} = \frac{-614.05}{-132.95} = 4.62 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum MH}{\sum GH} = \frac{155.673}{28.4057} = 5.48 \text{ m}$$

4.6.1.2 Perhitungan Gaya Pada Kondisi Air Banjir

a) Gaya akibat gaya angkat

Adapun rumus akibat gaya angkat adalah:

$$Px = Hx \times \frac{Lx}{L} \times \Delta H \dots\dots\dots 2.28a$$

$$Momen = Px \times L \dots\dots\dots 2.28b$$

Dimana:

Px = Gaya angkat pada , kg/m²

L = Panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah, m

Lx = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai , m

ΔH = Beda tinggi energi, m

H = Tinggi energi di hulu bendung, m

Dan di mana L dan Lx adalah jarak relatif yang dihitung menurut cara Lane, bergantung kepada arah bidang tersebut. Bidang yang membentuk sudut 45° atau lebih terhadap bidang horizontal, dianggap vertikal.

$$\Delta H = 276.97 - 273.22 = 3.75\text{m}$$

Tabel 4.68 Perhitungan Gaya Akibat Gaya Angkat

Titik	Garis	Hx	Lx	L	Px	Momen
A	16-A	11.47	15.83333	2	5.43	10.87
B	A-B	15.07	18.83333	3	9.00	27.01
C	B-C	15.07	19.08333	0.75	2.22	1.67
D	C-D	14.07	19.56333	0.48	1.29	0.62
E	D-E	14.07	19.73	0.5	1.34	0.67
F	E-F	16.57	20.98	1.25	3.70	4.63
G	F-G	16.57	21.23	0.75	2.20	1.65
H	G-H	19.07	22.73	1.5	4.72	7.08
I	H-I	19.07	23.06333	1	3.10	3.10
J	I-J	17.07	23.56333	0.5	1.36	0.68
K	J-K	17.07	25.31333	5.25	13.28	69.70
K'	K-K'	20.76	29.00333	1.79	4.80	8.60
Jumlah		195.93	258.9267	18.77	52.44435	136.2614

Sumber: Hasil Analisis, 2019

b) Gaya akibat hidrostatik

Gaya hidrostatik kondisi air banjir dihitung dengan rumus:

$$W_w = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h \cdot (2h_1 - h) \dots\dots\dots 2.30b$$

$$M = W_w \cdot L \dots\dots\dots 2.30c$$

Dimana:

W_w = Besar gaya hidrostatik (ton)

γ_w = Berat jenis air (1 ton/m³)

h = Tinggi mercu (m)

h_1 = Tinggi muka air di depan mercu (m)

M = Momen gaya (ton m)

L = Jarak titik berat (m)

Dimana :

$$h_1 = 4.15 \text{ m}$$

$$h = 2.75 \text{ m}$$

Hitungan :

$$W_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (2h_1 - h)$$

$$W_w = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (2 \times 4.15 - 2.75)$$

$$W_w = 1.93 \text{ ton/m}^2$$

Tabel 4.69 Perhitungan Gaya Akibat Hidrostatik Pada Banjir

No	Uraian	HA	Gaya	Lengan	Mh
		m	m	m	ton.m
	Horizontal				
W1	$0,5 \times \gamma_w \times 2.75 \times (2h_1 - h)$	2.75	1.93	10.15	19.54
	Jumlah		1.93		19.54
	Vertikal				
W2	$0,5 \times \gamma_w \times 2.75 \times (2h_1 - h)$	2.75	1.93	8.64	16.63
W3	$0,5 \times \gamma_w \times 2.75 \times (2h_1 - h)$	2.75	1.93	8.08	15.55
W4	$0,5 \times \gamma_w \times 2.75 \times (2h_1 - h)$	2.75	1.93	8.18	15.75
W5	$0,5 \times \gamma_w \times 2.75 \times (2h_1 - h)$	2.75	1.93	5.78	11.13
W6	$0,5 \times \gamma_w \times 2.75 \times (2h_1 - h)$	2.75	1.93	3.25	6.26
W7	$0,5 \times \gamma_w \times 2.75 \times (2h_1 - h)$	2.75	1.93	2.47	4.75
	Jumlah		11.55		70.07
Catatan : (+) dan (-) adalah arah gaya					

Sumber: Hasil Analisis, 2019

c) Rekapitulasi gaya yang berkerja

Tabel 4.70 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Pada Kondisi Muka Air Banjir

No	Gaya - gaya	Besar	Momen	Arah
		Gaya		Gaya
	Vertikal	V	MV	
1	Berat sendiri konstruksi	98.41821	521.8975	(-)
2	Gaya akibat gaya angkat	52.44435	136.2614	(+)
3	Tekanan Hidrostatik	11.55	70.07	(+)
	Jumlah	162.4126	728.2289	(-)
	Horizontal	H	MH	
1	Gempa	14.76273	78.28462	(+)
2	Tekanan tanah aktif'	13.25994	28.8784	(+)
3	Tekanan tanah pasif	-5.3699	-11.062	(-)
4	Tekanan lumpur	2.476145	29.78611	(+)
5	Tekanan Hidrostatik	1.93	19.54	(+)
	Jumlah	27.05	145.43	(+)

Sumber: Hasil Analisis, 2019

Jarak titik pusat gaya kondisi muk air normal

$$X = \frac{\sum MV}{\sum GV} = \frac{-728.23}{-162.41} = 4.484 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum MH}{\sum GH} = \frac{145.426}{27.054} = 5.375 \text{ m}$$

4.6.2 Analisa Stabilitas Bendung

4.6.2.1 Stabilitas Pada Kondisi Air Normal

a) Analisa guling

Kontrol terhadap guling Persamaan yang digunakan yaitu :

$$Sf = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq 1,5 \text{ (pada kondisi normal) 2.34a}$$

Dimana:

Sf = faktor keamanan

$\sum Mt$ = besarnya momen vertikal (KNm)

$\sum Mg$ = besarnya momen horisontal (KNm)

Data :

MH = 614.049 ton/m (←)

MV = 155.673 ton/m (→)

Hitungan :

ΣV = jumlah gaya vertical

Data :

$$MH = 614.049 \text{ ton/m (} \leftarrow \text{)}$$

$$MV = 155.673 \text{ ton/m (} \rightarrow \text{)}$$

$$\Sigma V = 132.95 \text{ KN (} \rightarrow \text{)}$$

$$B = 9.9 \text{ m}$$

Hitungan :

$$e = \frac{1}{2}B - \left(\frac{MT-MG}{\Sigma V} \right) < \frac{1}{6}B$$

$$e = \frac{15}{2} - \left(\frac{614.049-155.673}{132.95} \right) < \frac{15}{6}$$

$$e = 1,50 < 1.65 \dots \dots \dots \text{OK}$$

b. Perhitungan terhadap daya dukung tanah

Diketahui :

$$\text{Kohesi Tanah} = 1.37 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam tanah} = 8$$

$$\text{Berat jenis tanah} = 2.65 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Berat jenis tanah jenuh air} = 2.95 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Lebar telapak pondasi} = 9.9 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman} = 16.2 \text{ m}$$

Untuk menghitung daya dukung tanah diijinkan, dipakai rumus:
TERZAGHI

Tabel 4.71 Rumus perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tanah

No	Tipe Pondasi	Kapasitas Daya Dukung
1	Menerus	$Q.Ult = C.nc + Qnq + 0.5 B\gamma n\gamma$
2	Empat Persegi Panjang	$Q.Ult = 1,3 C.nc + Qnq + 0.4 B\gamma n\gamma$
3	Lingkaran	$Q.Ult = 1,3 C.nc + Qnq + 0.3 B\gamma n\gamma$

Sumber: Teknik Pondasi Dr. Ir. Suhardjito Pradoto

$$Q.Ult = C \times nc + Q \times nq + 0.5 \times B\gamma \times n\gamma$$

Hitungan :

Untuk harga factor daya dukung Tarzaghi (nc , nq , $n\gamma$)

Dapat dilihat pada Tabel 4.70 Berdasarkan Harga sudut geser dalam dengan harga = 8, diperoleh

- $N_c = 9.6$
- $N_q = 2.7$
- $n_\gamma = 1.2$

Hitungan:

$$\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w = 2.95 - 1 = 1.95 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 1.37 = 13.7 \text{ ton/m}^2$$

$$Q = \Delta f \times \gamma = 16.2 \times 1.95 = 31.59 \text{ ton/m}^2$$

$$Q.Ult = C \times n_c + Q \times n_q + 0.5 \times B \gamma \times n_\gamma$$

$$Q.Ult = 13.7 \times 9.6 + 31.59 \times 2.7 + 0.5 \times 9.9 \times 1.95 \times 1.2$$

$$Q.Ult = 131.52 + 85.293 + 11,583$$

$$Q.Ult = 228.396 \text{ ton/m}^2$$

Perhitungan tegangan tanah menggunakan persamaan (E. Mawardi dan Moch Memed, 2002) yaitu :

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots 2.36b$$

Dimana :

$\sigma_{1,2}$ = tegangan tanah yang terjadi

V = gaya-gaya vertical

B = lebar dasar

e = eksentrisitas

$\bar{\sigma}$: tegangan ijin (ton/m²)

Persyaratannya yaitu bila $\sigma < \bar{\sigma}$ dan $\sigma > \bar{\sigma}$

Data :

- $\sum V = 132.95 \text{ KN } (\rightarrow)$
- $e = 1,502$
- Lebar Dasar pondasi Bendung = 9.9 m

- Sudut geser tanah = 8
- Berat jenis tanah basah = 3.65 t/m³
- Tegangan ijin tanah = 228.396 t/m²

Hitungan :

Tekanan tanah maksimum (σ Max)

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{L} \times 1 + \frac{6e}{L} < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{max} = \frac{132.95}{9.9} \times 1 + \frac{6 \times 1.50}{9.9} < 228.396$$

$$\sigma_{max} = 25.657 < 228.396 \text{ ton/m}^2$$

Berdasarkan perhitungan diatas, tekanan tanah maksimum pada bendung < tekanan tanah yang diijinkan, maka dapat stabilitas bendung untuk daya dukung tanah kondisi max teridentifikasi aman.

Tekanan tanah minimum (σ Min)

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{L} \times 1 - \frac{6e}{L} > \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{max} = \frac{132.95}{9.9} \times 1 - \frac{6 \times 1.50}{9.9} > 0$$

$$\sigma_{max} = 1.202 > 0$$

Berdasarkan perhitungan diatas, tekanan tanah minimum pada bendung > tekanan tanah yang diijinkan, maka dapat stabilitas bendung untuk daya dukung tanah kondisi minimum teridentifikasi aman.

4.6.2.2 Stabilitas Pada Kondisi Air Banjir

a) Analisa guling

Kontrol terhadap guling Persamaan yang digunakan yaitu :

$$Sf = \frac{\Sigma Mt}{\Sigma Mg} \geq 1,25 \text{ (pada kondisi banjir) 2.34b}$$

Dimana:

Sf = faktor keamanan

ΣMt = besarnya momen vertikal (KNm)

ΣMg = besarnya momen horisontal (KNm)

Data :

$$MH = 728.229 \text{ ton/m (} \leftarrow \text{)}$$

$$MV = 145.426 \text{ ton/m (} \rightarrow \text{)}$$

Hitungan :

$$Sf = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq 1,25 \text{ (pada kondisi banjir)}$$

$$Sf = \frac{728.229}{145.426} \geq 1,25$$

$$Sf = 5.00 \geq 1,25 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Konstruksi aman terhadap guling

b) Analisa geser

Persamaan yang digunakan yaitu :

$$Sf = \frac{\sum Rv \times f}{\sum Rh} \geq 1,5 \text{ (pada kondisi banjir)} \dots \dots \dots 2.35b$$

Dimana:

Sf = faktor keamanan

$\sum Rv$ = besarnya gaya vertikal (KN)

$\sum Rh$ = besarnya gaya horisontal (KN)

f = Koefisien geser antara konstruksi dengan tanah dasar

Data :

$$\sum H = 27.05 \text{ KN (} \leftarrow \text{)}$$

$$\sum V = 162.41 \text{ KN (} \rightarrow \text{)}$$

$$f = 0.4 \text{ (Tabel 2.18)}$$

Hitungan :

$$Sf = \frac{\sum Rv \times f}{\sum Rh} \geq 1,5 \text{ (pada kondisi banjir)}$$

$$Sf = \frac{162.41 \times 0.4}{27.05} \geq 1,5$$

$$Sf = 2.40 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Konstruksi aman terhadap geser

c) Analisa daya dukung tanah

a. Perhitungan terhadap eksentrisitas

Nilai eksentrisitas dihitung dengan menggunakan persamaan (E.mawardi dan Moch Memed, 2002) yaitu :

$$e = \frac{1}{2} B - \left(\frac{MT - MG}{\sum V} \right) < \frac{1}{6} B \dots \dots \dots 2.36a$$

Dimana :

e = eksentrisitas

B = lebar dasar
 MT = momen tanah
 MG= momen guling
 ΣV = jumlah gaya vertical

Data :

MH = 728.229 ton/m (←)
 MV = 145.426 ton/m (→)
 ΣV = 162.41. KN (→)
 B = 9.9 m

Hitungan :

$$e = \frac{1}{2}B - \left(\frac{MT-MG}{\Sigma V} \right) < \frac{1}{6}B$$

$$e = \frac{9.9}{2} - \left(\frac{728.229-145.426}{162.41} \right) < \frac{9.9}{6}$$

e = 1.36 < 1.65.....OK

b. Perhitunga terhadap daya dukung tanah

Diketahui :

Kohesi Tanah = 1.37 kg/cm3
 Sudut geser dalam tanah = 8
 Berat jenis tanah = 2.65 ton/m3
 Berat jenis tanah jenuh air = 2.95 ton/m3
 Lebar telapak pondasi = 9.9 m
 Kedalaman = 16.2 m

Untuk menghitung daya dukung tanah diijinkan, dipakai rumus:
 TERZAGHI

Tabel 4.71 Rumus perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tanah

No	Tipe Pondasi	Kapasitas Daya Dukung
1	Menerus	$Q.Ult = C.nc + Qnq + 0.5 B_{\gamma} n_{\gamma}$
2	Empat Persegi Panjang	$Q.Ult = 1,3 C.nc + Qnq + 0.4 B_{\gamma} n_{\gamma}$
3	Lingkaran	$Q.Ult = 1,3 C.nc + Qnq + 0.3 B_{\gamma} n_{\gamma}$

Sumber: Teknik Pondasi Dr. Ir. Suhardjito Pradoto

$$Q.Ult = C \times nc + Q \times nq + 0.5 \times B_{\gamma} \times n_{\gamma}$$

Hitungan :

Untuk harga factor daya dukung Tarzaghi (n_c , n_q , n_γ)

Dapat dilihat pada Tabel 4.70, Berdasarkan Harga sudut geser dalam dengan harga = 8, diperoleh

- $N_c = 9.6$
- $N_q = 2.7$
- $n_\gamma = 1.2$

Hitungan:

$$\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w = 2.95 - 1 = 1.95 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 1.37 = 13.7 \text{ ton/m}^2$$

$$Q = \Delta f \times \gamma = 16.2 \times 1.95 = 31.59 \text{ ton/m}^2$$

$$Q.Ult = C \times n_c + Q \times n_q + 0.5 \times B \gamma \times n_\gamma$$

$$Q.Ult = 13.7 \times 9.6 + 31.59 \times 2.7 + 0.5 \times 9.9 \times 1.95 \times 1.2$$

$$Q.Ult = 131.52 + 85.293 + 11.58$$

$$Q.Ult = 228.396 \text{ ton/m}^2$$

Perhitungan tegangan tanah menggunakan persamaan (E. Mawardi dan Moch Memed, 2002) yaitu :

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \dots\dots\dots 2.36b$$

Dimana :

$\sigma_{1,2}$ = tegangan tanah yang terjadi

V = gaya-gaya vertical

B = lebar dasar

e = eksentrisitas

$\bar{\sigma}$: tegangan ijin (ton/m²)

Persyaratannya yaitu bila $\sigma < \bar{\sigma}$ dan $\sigma > \bar{\sigma}$

Data :

- $\sum V = 162.41 \text{ KN (} \rightarrow \text{)}$
- $e = 1.36$

- Lebar Dasar pondasi Bendung = 9.9 m
- Sudut geser tanah = 8
- Berat jenis tanah basah = 3.65 t/m³
- Tegangan ijin tanah = 228.396 t/m²

Hitungan :

Tekanan tanah maksimum (σ_{Max})

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{L} \times 1 + \frac{6e}{L} < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{max} = \frac{162.41}{9.9} \times 1 + \frac{6 \times 1.36}{9.9} < 228.396$$

$$\sigma_{max} = 60.9431 < 228.396$$

Berdasarkan perhitunga diatas, tekanan tanah maksimum pada bendung < tekanan tanah yang diijinkan, maka dapat stabilitas bendung untuk daya dukung tanah kondisi max teridentifikasi aman.

Tekanan tanah minimum (σ_{Min})

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{L} \times 1 - \frac{6e}{L} > \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{max} = \frac{162.41}{9.9} \times 1 - \frac{6 \times 1.36}{9.9} > 0$$

$$\sigma_{max} = 2.867 > 0$$

Berdasarkan perhitunga diatas, tekanan tanah minimum pada bendung > tekanan tanah yang diijinkan, maka dapat stabilitas bendung untuk daya dukung tanah kondisi minimum teridentifikasi aman.

4.7 Pembahasan

4.7.1 Analisa Hidrologi

Perhitungan analisa hidrologi yang telah dilakukan untuk mengetahui debit banjir kala ulang 100 tahun yang melewati sungai Kleja, menggunakan 2 metode yang berbeda yaitu metode non hydrograph dan metode hydrograph satuan sintentik. Metode non hydrograph menggunakan metode rasional dan metode hidrograf satuan sintetik menggunakan metode nakyasu, dari kedua metode ini di peroleh debit banjir Q100, sebagai berikut :

- Metode Rasional = 8.5022 m³/det
- Metode Nakayasu = 193.87 m³/det

Berdasarkan hasil perhitungan debit banjir rancangan kala ulang 100 tahun dari kedua metode, dipakai debit banjir rancangan kala ulang 100 tahun dari metode nakayasu yaitu 193.87 m³/det. Pemilihan banjir rancangan dengan metode nakayasu, didasarkan pada syarat luas DAS maksimum dan debit banjir terbesar dari kedua metode. Debit banjir rancangan Q₁₀₀ = 193.87 m³/det ini akan dipakai dalam perencanaan hidrolika bendung dan stabilitas dari bendung yang direncanakan.

Perhitungan kebutuhan air yang dilakukan, guna mengetahui debit air intake yang dibutuhkan dalam mengalirkan air ke sawah dengan luasan sawah yang akan dikembangkan sebesar 150 Ha. Berdasarkan hasil analisa kebutuhan air diperoleh debit kebutuhan air di intake sebesar 1.401 liter/det/ ha, maka jika direncanakan untuk kebutuhan 150 Ha, dibutuhkan 210.206 liter/det, dengan alternative pola tanam padi – padi – palawija dengan waktu mulai tanam terjadi pada bulan januari periode 1 dari alternative tanam 1. Debit air pada intake yang telah diperoleh, digunakan sebagai dasar perencanaan dimensi intake yang sesuai untuk mengalirkan debit air yang sesuai dengan kebutuhan air yang telah dihitung. Kebutuhan air rata – rata dari 12 bulan untuk pola tanam padi – padi – palawija untuk alternative tanam 1 yaitu 0.93 liter/detik/ha.

4.7.2 Analisa Hidrolika

4.7.2.1 Kondisi Eksisting

Bendung Kleja 1 yang berlokasi pada Kelurahan Bitauini, Kecamatan Insana, Kabupaten TTU (Timor Tengah Utara), Provinsi Nusa Tenggara Timur, merupakan salah satu prasarana irigasi yang masih beroperasi sampai saat ini. Berdasarkan observasi dilapangan, kondisi bendung yang ada masih berupa bendung yang terbuat dari bronjong yang dilengkapi satu pintu penguras, dan satu pintu pengambilan yang masih berkerja dengan cukup baik, namun mercu bendung mengalami kerusakan. Hal ini di karenakan struktur bendung yang belum permanen, selain itu juga akibat banjir yang sering terjadi di lokasi tersebut. Bendung tersebut baru mencukupi pengairan seluas 15 Ha dari luasan yang telah di peluas pada 2015 seluas 150 Ha D.I Kleja 1 (PUPR Kab. TTU, 2015). Diharapkan dengan perencanaan bendung kleja 1 dari tipe pengambilan bebas menjadi bendung tetap, dapat memenuhi kebutuhan air untuk mengairi sawah dengan luas 50 Ha, dan memungkinkan adanya perluasan daerah sawah di kemudian hari. Pembangunan bendung ini akan

sangat membantu dalam memenuhi ketersediaan air untuk persawahan di bagian hilir sungai Maubesi. Dari letak bendung Kleja berada pada alur sungai yang berbelok sehingga perlu di pindahkan, dan dengan elevasi dasar sungai + elevasi mercu bendung lama hanya mampu membendung untuk sawa dengan luasan 15 ha yang berlevasi rendah.

4.7.2.2 Metode Pengerjaan

Berdasarkan kondisi eksisisting yang terjadi pada bendung tersebut maka perlu dilakukan perencanaan ulang tubuh bendung, hal ini di lakukan agar dapat menjawab permasalahan yang terjadi pada lokasi penelitian. Berikut beberapa pertimbangan yang diambil, sebagai dasar untuk mendesain ulang bendung yaitu mendesain mercu, lantai muka, kolam olak, dan pintu intake serta dapat stabil dalam kondisi air normal maupun banjir selama umur pelayanan dari bendung, sebagai berikut:

- 1) Pemindahan letak bendung

Pemindahan letak bendung direncanakan kearah hulu sungai dengan pertimbangan letak yang di rencanakan berada pada alur sungai yang lurus, sehingga dapat mengurangi permasalahan gerusan yang terjadi pada tebing sungai (belokan sungai) sebagai akibat dari adanya pembendungan di bagian belokan sungai dan berdampak pada penumpukan sedimen pada belokan sungai.

- 2) Perluasan sawah

Perencanaan ulang bendung dilakukan sebagai upaya pemenuhan ketersediaan air untuk sawah terencana dari 15 ha menjadi 150 ha. Berdasarkan kondisi di lapangan lahan kosong pada bagian hulu sungai belum di optimalkan karena elevasi pada kolasi tesebut lebih tinggi dari elevasi mercu bendung eksisiting yaitu pada elevasi +273 m dan pada elevasi sawah yang telah di garap yaitu +268 m. Hal ini juga berdampak pada perencanaan pintu intake yang dapat memenuhi kebutuhan air irigasi untuk 150 Ha bahkan lebih selama umur pelayanan.

- 3) Stabilitas konstruksi bendung

Stabilitas konstruksi bendung eksisting tidak diperhatikan dalam perencanaan maupun pelaksanaan, hal ini berdampak pada kerusakan konstruksi sebelum habis umur rencana bangunan. Berangkat dari itu maka perlu di rencanakan

konstruksi pondasi dari bendung yang memperhatikan analisa stabilitas yang diijinkan sesuai dengan peraturan yang berlaku.

4) Bahan Konstruksi

Pada perencanaan ulang bendung Kleja dilakukan dengan menggunakan konstruksi pasangan batu sebagai upaya menggantikan konstruksi bronjong yang telah rusak akibat banjir, diharapkan dengan menggunakan konstruksi pasangan batu dan kontrol konstruksi yang baik dapat mengoptimalkan fungsi bendung selama umur pelayanan bendung tersebut.

4.7.2.3 Hasil Analisa Hidrolika Bendung

Dalam perencanaan konstruksi bendung, perhitungan hidrolika bangunan bendung sangat menentukan. Analisa hidrolika bendung yang dilakukan, berguna untuk mengetahui secara detail mengenai dimensi, elevasi muka air yang terjadi, dan dampak yang terjadi akibat terbangunya bendung. Salah satu faktor yang sangat mempengaruhi analisa hidrolika yaitu debit banjir rancangan kala ulang yang digunakan, berdasarkan hasil analisa hidrologi dari sungai yang akan dibangun bendung tersebut. Analisa hidrolika bangunan bendung biasanya menggunakan banjir dengan kala ulang 100 tahun (Diktat Morfologi Sungai, Ir. Suwanto M.Mi). Hasil perhitungan banjir kala ulang 100 tahun yang digunakan dalam Analisa hidrolika bangunan yaitu $Q_{100} = 193.87 \text{ m}^3/\text{det}$.

Berdasarkan hasil analisa hidrolika dari bendung didapat data perencanaan bendung sebagai berikut :

a) Perencanaan Mercu

Dalam analisa hidrolika, perencanaan mercu bendung meliputi perhitungan tinggi mercu bendung, lebar total bendung, lebar efektif bendung, tinggi muka air banjir di hilir sungai, tinggi air maksimum diatas mercu, arus balik, dan penentuan bentuk hidrolis mercu.

Penentuan tinggi mercu bendung dipengaruhi oleh beberapa faktor yaitu elevasi sawah tertinggi, tinggi perir muka air sawah tertinggi, faktor kehilangan tekanan di setiap saluran, dan lain- lain. Berdasarkan hasil perhitungan dari faktor yang mempengaruhi tersebut diperoleh tinggi mercu untuk bendung Kleja tersebut adalah 2.75 m dengan elevasi dasar sungai +271 m dan elevasi sawah terjauh +273, sehingga elevasi mercu bendung menjadi +273.75 m.

Lebar total bendung merupakan jarak antara tembok sebelah kiri dan kanan dari bendung, dari perhitungan yang telah dilakukan diperoleh lebar total bendung yaitu 30.83 m dari lebar sungai rata – rata 25.319 m.

Tidak seluruh bendung digunakan untuk melimpahkan air yang dibendung, namun hanya bagian dengan lebar total bendung yang telah dikurangi lebar pilar – pilar dan pintu intake maupun penguras. Perhitungan lebar efektif bendung dilakukan dengan menentukan nilai H dengan cara coba-coba yang mendekati debit banjir rancangan Q100 dan factor – factor lebar pilar dan pintu yang ada pada bendung. Dari perhitungan yang telah dilakukan diperoleh lebar efektif bendung atau lebar dari mercu sebesar 28.19 m

Perhitungan tinggi muka air di hilir sungai dilakukan dengan menggunakan persamaan manning-strickler, dengan nilai H yang dicari dengan metode coba - coba hingga mencapai debit banjir rancangan Q100 yang mendekati. Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan diperoleh tinggi muka air banjir pada hilir sungai sebesar 1m, maka dengan elevasi dasar sungai +261 m, tinggi elevasi air yang naik ketika banjir dengan kala ulang Q100 pada hilir sungai mencapai elevasi +262 m. Perhitungan tinggi muka air banjir pada hilir sungai ini sangat mempengaruhi perencanaan kolam olak untuk bendung tersebut.

Perhitungan tinggi air di atas mercu, dilakukan untuk mengetahui tinggi energy yang terjadi pada kondisi muka air banjir dengan banjir rancangan Q100. Perhitungan ini sangat mempengaruhi perencanaan tinggi jagaan dari bendung atau tanggul bendung dan besarnya arus balik yang terjadi akibat pembendungan yang dilakukan pada sungai Kleja. Perhitungan yang dilakukan dengan menentukan nilai H secara coba – coba hingga mendekati debit banjir rancangan Q 100 yang telah ditetapkan. Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan diperoleh tinggi banjir maksimum pada mercu yaitu 2 m dengan tinggi muka air dari puncak mercu 1,4 m dan tinggi jagaan yang disarankan 0.6 m.

Perhitungan arus balik dilakukan untuk mengetahui panjangnya arus balik yang terjadi sebagai akibat adanya pembendungan pada aliran sungai. Perhitungan arus balik dilakukan dengan menentukan nilai ΔH terlebih dahulu dan berlanjut pada penentuan jarak arus balik yang terjadi dengan asumsi elevasi air muka air pada mercu bendung harus mencapai kesamaan pada elevasi muka air normal pada sungai, maka pada titik tersebut merupakan

batas pengaruh arus balik yang terjadi. Berdasarkan perhitungan arus balik yang telah dilakukan didapat arus balik terjadi pada jarak 72.94 m dari mercu bendung kearah hulu sungai, perhitungan ini sangat mempengaruhi perencanaan tanggul sungai bagian hulu, sebagai banguna pengaman bantaran sungai akibat aur balik yang terjadi.

Perencanaan hidrolis mercu bendung, sangat di pengaruhi oleh factor jenis material yang terbawah. Dalam perencanaan ini bentuk hidrolis mercu yang diambil merupakan tipe bulat dengan nilai $R=0.60m$. Tipe bulat diambil sebagai bentuk hidrolis mercu untuk bendung Kleja didasarkan pada jenis material yang terbawah pada sungai Kleja yaitu pasir dan batuan kecil yang terbawah oleh aliran sungai.

b) Perencanaan Kolam Olak

Perhitungan kolam olak dilakukan untuk mengetahui tipe perdam yang cocok sesuai dengan kebutuhan. Adapun beberapa factor yang mempengaruhi yaitu jenis material yang terbawah oleh banjir, jenis tanah daar pada lokasi bendung, dan besaarnya debit banjir yang melimpas ketika banjir. Tipe kolam olak bendung yang dipilih dalam perencanaan yaitu tipe vlugter, dengan pertimbangan jenis material yang terbawah ketika banjir bukan merupakan batuan besar. Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan di peroleh tinggi, jari- jari dan panjangkolam olak yaitu 6m. Hal ini di pengaruhi juga oleh tinggi air banjir pada mercu bendung dan pada hilir sungai, dengan tinggi kolam olak dari puncak mercu sebesar 6 m mampu meredam energy banjir yang terjadi akibat pembendungan, sehingga air yang kembali kesungai dapat mendapat nergi banjir yang aman untuk sungai bagian hilir.

c) Perencanaam Lantai Muka

Lantai muka adalah sebuah struktur bangunan di dasar sungai yang terletak di hilir bendung. Lantai muka berfungsi untuk memperpanjang jalur rembesan air. Dalam perancangan lantai muka terdapat dua teori yaitu teori Bligh dan teori Lane, yang digunakan untuk mengevaluasi panjang lantai muka. Perhitunga dilakukan dengan mendesain bentuk hidrolis dari lantai muka dengan mengasumsi panjang lantai muka dan kedalaman dari pondasi lantai muka, selanjutnya dilakukan perhitungan panjang rembesan vertical dan horizontal, untuk dibandingkan dengan nilai koefisien rembesan. Berdasarkan kondisi tanah pada sungai tersebut yang berpasir maka nilai creep ratio yang diambil sebesar 6. Dari percobaan desain dan control

terhadap nilai creep ratio pada desain tersebut di dapat panjang lantai muka 10 m dengan control konstruksi lantai muka aman pada kondisi muka air normal maupun kondisi muka air banjir, pada sungai Kleja.

d) Perencanaan Pintu Intake dan Penguras

Pintu penguras mempunyai fungsi sebagai salah satu bangunan dari bendung, dengan peran sebagai penguras sedimen yang menumpuk pada lantai muka. Dalam perencanaan ini pintu penguras didesain dengan jumlah 1 buah dengan lebar pintu 1.80m dan tinggi bukaan 1.5 m. Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, bahwa dengan dimensi pintu yang telah didesain mampu menguras sedimen diameter 0.029 m dengan kecepatan aliran penguras 1,409 m³/det.

Pintu intake didesain dengan memperhatikan jumlah debit air yang dibutuhkan oleh sawah. Debit pengambilan untuk pemenuhan kebutuhan air yaitu 1.40 liter/det/ha dengan luasan sawa teralirih 150 ha maka debit air yang dibutuhkan adalah 210.206 liter/det/ha atau 0.21 m³/detik. Dalam perencanaannya debit pengambilan didesain sekurang – kurangnya 120% dari debit yang dibutuhkan, untuk memenuhi factor fleksibilitas selama umur penggunaan, maka debit yang didapat sebesar 0.25m³/det. Dari debit Q Recn pengambilan tersebut di dapat dimensi untuk pintu intake yaitu 0,80 m x 0,40 m.

4.7.3 Analisa Stabilitas

Analisa stabilitas di mulai dengan melakukan perhitungan gaya – gaya yang berkerja pada bendung, dalam kondisi air normal maupun kondisi banjir. Gaya – gaya yang dihitung anatara lain gaya akibat berat sendiri gaya akibat gaya angkat, gaya akibat tekana hidrostatik, gaya akibat gempa, gaya akibat tekanan tanah aktif, gaya akibat tekanan pasif, dan gaya akibat tekanan lumpur. Setelah melakukan perhitungan gaya – gaya yang berkerja pada bendung pada kondisi air normal maupun air banjir, maka dilakukan evaluasi stabilitas pada kondisi guling, geser, dan daya dukung.

a) Stabilitas Bendung Pada Kondisi Muka Air Normal

Berdasarkan hasil evaluasi stabilitas bendung pada kondisi air normal, di peroleh hasil analisa guling $3.95 > 1.5$, maka konstruksi dapat dikatakan aman terhadap guling. Dari analisa geser yang dilakukan di peroleh $1.87 > 1,5$, maka konstruksi dapat dikatakan aman terhadap geser. Analisa daya dukung tanah dilakukan dengan 2 tahap yaitu penentuan nilai eksentrisitas dan nilai

daya dukung tanah yang diijinkan. Nilai eksitresitas yang diperoleh dari perhitungan yang telah dilakukan adalah 1.15 dan dapat di gunakan dalam perhitungan daya dukung tanah karena telah lolos uji nilai eksestrisitas lebih kecil dari 1.65. Pondasi dari bendung di bangun dengan tipe pondasi menerus, hal ini berpengaruh pada pemilihan rumus perhitungan kapasitas daya dukung tanah. Tekanan ijin tanah di dapat sebesar 228.396 ton/m². Berdasarkan perhitungan tekanan tanah maksimum, sebesar 25.65 ton/m², dan tegangan ijin max < tegangan yang diijinkan. Pada tekanan minimum di peroleh 1.2 ton/m² > 0. Maka dari factor- factor yang memepengaruhi stabilitas di simpulkan bahwa konstruksi bendung Kleja yang telah direncanakan aman pada kondisi air normal.

b) Stabilitas Bendung Pada Kondisi Muka Air Banjir

Berdasarkan hasil evaluasi stabilitas bendung pada kondisi air banjir, di peroleh hasil analisa guling $5 > 1.25$, maka konstruksi dapat dikatakan aman terhadap guling. Dari analisa geser yang dilakukan di peroleh $2.40 > 1.25$, maka konstruksi dapat dikatakan aman terhadap geser. Analisa daya dukung tanah dilakukan dengan 2 tahap yaitu penentuan nilai eksentrisitas dan nilai daya dukung tanah yang diijinkan. Nilai eksitresitas yang diperoleh dari perhitungan yang telah dilakukan adalah 1.36 dan dapat di gunakan dalam perhitungan daya dukung tanah karena telah lolos uji nilai eksestrisitas lebih kecil dari 1.65. Pondasi dari bendung di bangun dengan tipe pondasi menerus, hal ini berpengaruh pada pemilihan rumus perhitungan kapasitas daya dukung tanah. Tekanan ijin tanah di dapat sebesar 228.396 ton/m². Berdasarkan perhitungan tekanan tanah maksimum, sebesar 29.94 ton/m², dan tegangan ijin max < tegangan yang diijinkan. Pada tekanan minimum di peroleh 2.87 ton/m² > 0. Maka dari factor- factor yang memepengaruhi stabilitas di simpulkan bahwa konstruksi bendung Kleja yang telah direncanakan aman pada kondisi air banjir.