

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Pada analisa ini diperhitungkan untuk memperoleh data curah hujan dengan mengambil harga rata-rata. Tujuan dari analisa hidrologi ini adalah untuk mengetahui debit banjir yang akan di analisa dengan periode ulang 10 tahun dengan menggunakan stasiun hujan BMKG (Badan Metereologi Klimatologi dan Geofisika).

4.1.1 Penentuan Luasan Catchment Area

Catchment Area (daerah aliran) ditentukan berdasarkan peta topografi wilayah yang dilalui trase jalan. Sering terjadi, tidak tersedia peta topografi yang diperlukan sehingga sulit untuk menghitung catchment area. Jika hal ini terjadi maka sebagai gambaran kasar perencana dapat mengambil asumsi bahwa batas daerah aliran yang di perhitungkan adalah dimulai dari as jalan sampai tepi perbatasan bahu jalan dengan selokan samping dan kurang lebih areal selebar 100 m (maksimum) dihitung mulai dari tepi luar selokan samping.

Tabel 4.1 Perhitungan Catchment Area

<i>DAS</i>	Luasan		<i>Luas DAS</i>	
	<i>Panjang</i>	<i>Lebar</i>	<i>(Ha)</i>	<i>(Km2)</i>
	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>		
Klakahrejo	500	80	40	0,4
Bandar rejo	750	106	80	0,8
Kandangan Gunung	200	90	18	0,18
Sal Babat Jerawat	1000	480	480	4,8
Sal Manukan	824	22	180	1,8

Lanjutan Tabel 4.1

Sal Bringin	4370	8,5	370	3,7
Sal Kali Kandangan	4570	6,5	300	3
Saluran Diversi Alami	1900	32,5	618	6,18
Box Culvert Diversi	1900	33,5	618	6,18

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.1 Analisa Curah Hujan Rata – rata

Curah hujan diperlukan untuk perencanaan saluran drainase adalah curah hujan rata-rata di wilayah yang ditinjau. Diperlukan data stasiun terdekat yang berpengaruh terhadap DAS Kali Kandangan yaitu Stasiun Hujan Kandangan didapatkan melalui penggambaran berdasarkan rata-rata timbang metode Polygon Thiessen. Oleh karenanya digunakan Metode Aritmatik dengan rumus sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n)$$

Dimana :

\bar{R} = Curah hujan rata-rata daerah.

n = Jumlah titik-titik (pos-pos) pengamatan.

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan di tiap titik pengamatan.

Tabel 4.2 Data Curah Hujan Stasiun Kandangan

No	Tahun	Curah Hujan Maksimum (mm)	
		Stasiun Kandangan	Rata2
1	2008	5,18	5,18
2	2009	5,76	5,76
3	2010	8,63	8,63
4	2011	5,58	5,58
5	2012	4,47	4,47
6	2013	6,46	6,46
7	2014	5,54	5,54
8	2015	5,01	5,01
9	2016	9,89	9,89
10	2017	4,85	4,85
N= 10	$\sum R =$	61,36157613	

(Sumber : Hasil perhitungan dan Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika)

4.1.2 Analisa Frekuensi

Analisa frekuensi adalah analisa tentang pengulangan kejadian untuk memperkirakan atau memilih distribusi yang akan dipakai. Parameter statistik yang dimiliki data adalah X , S , C_s , C_k , dan C_v .

Curah hujan rencana dihitung untuk mendapatkan parameter statistik untuk dapat diketahui jenis distribusi yang sesuai dengan data curah hujan yang tersedia.

Tabel 4.3 Hasil perhitungan parameter

No	Tahun	R maks	X -Xbar	(X-Xbar) ²	(X - Xbar) ³	(X - Xbar) ⁴
1	2008	5,182647386	-0,95	0,91	-0,87	0,83
2	2009	5,757468175	-0,38	0,14	-0,05	0,02
3	2010	8,632434186	2,50	6,23	15,56	38,83
4	2011	5,575775553	-0,56	0,31	-0,18	0,10
5	2012	4,467534915	-1,67	2,78	-4,65	7,75
6	2013	6,459692869	0,32	0,10	0,03	0,01

Lanjutan Tabel 4.3

7	2014	5,536478804	-0,60	0,36	-0,22	0,13
8	2015	5,008052157	-1,13	1,27	-1,44	1,62
9	2016	9,888522741	3,75	14,08	52,83	198,25
10	2017	4,852969349	-1,28	1,65	-2,11	2,71
jumlah		61,36157613	-	27,85	58,92	250,25
R rata-rata		6,136157613				

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Mencari Parameter Statistik

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

$$S = \sqrt{\frac{27,85}{10-1}}$$

$$= 1,76$$

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

$$Cs = \frac{58,92}{(10-1)(10-2)1,76^3}$$

$$= 1,50$$

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

$$Ck = \frac{9^2 250,25}{(10-1)(10-2)(10-3)1,50^4}$$

$$= 5,19$$

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \quad Cv = \frac{1,76}{6,1361} \quad Cv = 0,29$$

Tabel 4.4 Hasil Parameter Statistik

No		Parameter Statistik
1	Sd	1,76
2	Cs	1,50
3	Ck	5,19
4	Cv	0,29

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.1.4 Analisa Uji Kecocokan Sebaran

1. Metode Normal

$$\begin{aligned}
 X_t &= X_{rt} + K \cdot S_d \\
 &= 6,1361 + (1,7590 \cdot 1,28) \\
 &= 8,3876
 \end{aligned}$$

Tabel 4.5 besarnya curah hujan dengan periode ulang tertentu metode normal

No	Periode	X	S	k	X _t
1	2	6,14	1,7590	0	6,1362
2	5	6,14	1,7590	0,84	7,6137
3	10	6,14	1,7590	1,28	8,3876
4	20	6,14	1,7590	1,64	9,0209
5	25	6,14	1,7590	1,708	9,1405
6	50	6,14	1,7590	2,05	9,7421
7	100	6,14	1,7590	2,33	10,2346

(Sumber : Hasil Perhitungan)

2. Metode Gumbel Tipe I

$$X_t = X_{rt} + ((S/S_n) * (Y_t - Y_n))$$

$$= 6,136 + ((1,7590/0,9496) * (2,2502 - 0,4952))$$

$$= 9,3870$$

Tabel 4.6 Besarnya Curah Hujan Dengan Periode Ulang Tertentu

Metode Gumbel Tipe I

No	Periode	X	S	Y _t	Y _n	S _n	X _t
1	2	6,1362	1,7590	0,3665	0,4952	0,9496	5,8978
2	5	6,1362	1,7590	1,4999	0,4952	0,9496	7,9972
3	10	6,1362	1,7590	2,2502	0,4952	0,9496	9,3870
4	20	6,1362	1,7590	2,9702	0,4952	0,9496	10,7207
5	25	6,1362	1,7590	3,1985	0,4952	0,9496	11,1436
6	50	6,1362	1,7590	3,9019	0,4952	0,9496	12,4465
7	100	6,1362	1,7590	4,6001	0,4952	0,9496	13,7398

(Sumber : Hasil Perhitungan)

3. Metode Log Person III

$$\begin{aligned} \text{Log } X_t &= \text{Log } X_{rt} + (k \cdot S) \\ &= 0,7742 + (1,1337 \cdot 0,1108) \\ &= 0,8998 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_t &= 10^{\text{Log } X_t} \\ &= 10^{0,8998} \\ &= 7,9 \end{aligned}$$

Tabel 4.7 besarnya Curah Hujan Dengan Periode Ulang Tertentu Metode log peson III

No	Periode	Peluang	S LogX	Log Xrt	Cs	k	Log Xt	Xt
1	2	50	0,1108	0,7742	1,20	0,1592	0,7918	6,2
2	5	20	0,1108	0,7742	1,20	0,8256	0,8657	7,3
3	10	10	0,1108	0,7742	1,20	1,1337	0,8998	7,9
4	20	5	0,1108	0,7742	1,20	1,2968	0,9179	8,3
5	25	4	0,1108	0,7742	1,20	1,3783	0,9269	8,5
6	50	2	0,1108	0,7742	1,20	1,5091	0,9414	8,7
7	100	1	0,1108	0,7742	1,20	1,6096	0,9526	9,0

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.8 Analisis hasil distribusi

Periode (th)	Gumbel Tipe I	Log Person Tipe III
2	5,8978	6,1916
5	7,9972	7,3394
10	9,3870	7,9398
20	10,7207	8,2773
25	11,1436	8,4512
50	12,4465	8,7381
100	13,7398	8,9651

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.1.4 Analisa Uji Kecocokan Sebaran

Uji Sebaran Chi Kuadrat (Chi Squart test)

digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 K &= 1 + 3,322 \log n = 4,322 \\
 DK &= K - (P+1) = 2 \\
 E_i &= n / K = 2 \\
 \Delta X &= (X_{maks} - X_{min}) / K - 1 = 0,062974444 \\
 X_{awal} &= X_{min} - (0,5 * \Delta X) = 0,71174642 \\
 X_{akhir} &= X_{maks} + (0,5 * \Delta X) = 0,963644195
 \end{aligned}$$

Tabel 4.9 Uji Sebaran Chi Kuadrat

No	Kemungkinan	Jumlah Data		(O _i -E _i) ²	((O _i -E _i) ²)/E _i
		E _i	O _i		
1	0,7117 < X < 0,7747	2	1	1	0,5000
2	0,7747 < X < 0,8377	2	2	0	0,0000
3	0,8377 < X < 0,9007	2	1	1	0,5000
4	0,9007 < X < 0,9636	2	5	9	4,5000
5	0,9636 < X < 1,0266	2	1	1	0,5000
	Jumlah		10		6,0000

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Chi-Square Hitung (X_h^2)	=	6,0000
n	=	10
α	=	2,5%
K	=	4,322
DK	=	2
Chi-Square Kritis	=	7,3780
$(X_h^2) < (X_h^2 \text{ cr})$	6,0000 <	7,3780

oke..!!

D. Intensitas Curah Hujan

Tabel 4.10 Perhitungan Intensitas Curah Hujan

t (Jam)	R 24						
	R2	R5	R10	R20	R25	R50	R100
	5,8997	7,3499	8,2815	9,1603	82,4518	10,2906	11,1820
1	2,0453	2,5481	2,8710	3,1757	28,5844	3,5676	3,8766
2	1,2885	1,6052	1,8086	2,0006	18,0071	2,2474	2,4421
3	0,9833	1,2250	1,3802	1,5267	13,7420	1,7151	1,8637
4	0,8117	1,0112	1,1394	1,2603	11,3437	1,4158	1,5384
5	0,6995	0,8714	0,9819	1,0861	9,7757	1,2201	1,3258
6	0,6194	0,7717	0,8695	0,9618	8,6569	1,0804	1,1740
7	0,5589	0,6963	0,7846	0,8678	7,8114	0,9749	1,0594
8	0,5113	0,6370	0,7178	0,7939	7,1461	0,8919	0,9691
9	0,4727	0,5889	0,6636	0,7340	6,6064	0,8245	0,8960
10	0,4406	0,5490	0,6185	0,6842	6,1583	0,7686	0,8352
11	0,4135	0,5152	0,5805	0,6421	5,7792	0,7213	0,7838
12	0,3902	0,4861	0,5478	0,6059	5,4535	0,6806	0,7396
13	0,3699	0,4609	0,5193	0,5744	5,1701	0,6453	0,7012
15	0,3363	0,4189	0,4720	0,5221	4,6997	0,5866	0,6374
16	0,3221	0,4013	0,4522	0,5001	4,5018	0,5619	0,6105
17	0,3094	0,3854	0,4342	0,4803	4,3234	0,5396	0,5863
18	0,2978	0,3710	0,4180	0,4624	4,1618	0,5194	0,5644
19	0,2872	0,3579	0,4032	0,4460	4,0145	0,5010	0,5444
20	0,2776	0,3458	0,3897	0,4310	3,8795	0,4842	0,5261
21	0,2687	0,3348	0,3772	0,4172	3,7553	0,4687	0,5093
22	0,2605	0,3245	0,3657	0,4045	3,6407	0,4544	0,4937
23	0,2529	0,3151	0,3550	0,3927	3,5344	0,4411	0,4793
24	0,2458	0,3062	0,3451	0,3817	3,4355	0,4288	0,4659

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.1.5 Analisis Debit Banjir Rencana

a. Metode Rasional

$$\begin{aligned}
 Q_t &= 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \\
 &= 0,178 \cdot 0,2 \cdot 7,9869 \cdot 6,18 \\
 &= 2,7444
 \end{aligned}$$

Tabel 4.11 Perhitungan Debit Metode Rasional

No	Periode Ulang	A	R24	L	H	C	V	t	I	Q
	tahun	km ²	mm	km	km		km/jam	jam	mm/jam	
1	2	6,18	5,8997	1,9	0,088	0,2	8,8159	0,2155	5,6899	1,9551
2	5	6,18	7,3499	1,9	0,088	0,2	8,8159	0,2155	7,0885	2,4357
3	10	6,18	8,2815	1,9	0,088	0,2	8,8159	0,2155	7,9869	2,7444
4	20	6,18	9,1603	1,9	0,088	0,2	8,8159	0,2155	8,8345	3,0356
5	25	6,18	82,4518	1,9	0,088	0,2	8,8159	0,2155	79,5194	27,3235
6	50	6,18	10,2906	1,9	0,088	0,2	8,8159	0,2155	9,9246	3,4102
7	100	6,18	11,1820	1,9	0,088	0,2	8,8159	0,2155	10,7843	3,7056

(Sumber : Hasil Perhitungan)

b. Metode Wedwen

$$\begin{aligned}
 Q_n &= \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \\
 &= 0,920 \cdot 0,957 \cdot 46,336 \cdot 6,18 \\
 &= 252,019
 \end{aligned}$$

Tabel 4.12 Perhitungan Lamanya Curah Hujan Saat Kritis Metode Weduwen

T	β	q_n	α	Q_n	t
0,010	0,957	46,336	0,920	252,019	1,442
0,030	0,957	45,709	0,919	248,386	1,445
0,040	0,957	45,403	0,919	246,606	1,446
0,050	0,957	45,100	0,918	244,850	1,448
0,047	0,957	45,190	0,918	245,374	1,447

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dengan Cara coba-coba didapat $t = 0,047$ jam

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \cdot (R_n / 240)$$

$$= 1,0501 R_n$$

Tabel 4.13 Perhitungan Debit Metode Wedwen

No	Periode	Rn (mm)	Q (m ³ /dt)
1	2	5,8997	6,1952
2	5	7,3499	7,7180
3	10	8,2815	8,6962
4	20	9,1603	9,6191
5	25	82,4518	86,5810
6	50	10,2906	10,8060
7	100	11,1820	11,7420

(Sumber : Hasil Perhitungan)

C. Metode Hasper

$$Q_i = \alpha \cdot \beta \cdot A \cdot q_t$$

$$= 0,7535 \cdot 0,859 \cdot 1,9 \cdot 0,4124$$

$$= 3,0778$$

Tabel 4.14 Perhitungan Debit Banjir Dengan Metode Hasper

No	Periode tahun	R24 mm	A km ²	L km	I	t	Rn	q m ³ /dt km	Koef. Red (β)	Koef. Alir (α)	Qt m ³ /dt
1	2	5,8997	11,535	1,9	0,00005	3,3364	4,9540	0,4124	0,859	0,7535	3,0778
2	5	7,3499	11,535	1,9	0,00005	3,3364	6,1685	0,5136	0,859	0,7535	3,8324
3	10	8,2815	11,535	1,9	0,00005	3,3364	6,9480	0,5785	0,859	0,7535	4,3167
4	20	9,1603	11,535	1,9	0,00005	3,3364	7,6829	0,6396	0,859	0,7535	4,7732
5	25	82,4518	11,535	1,9	0,00005	3,3364	67,3800	5,6098	0,859	0,7535	41,8617
6	50	10,2906	11,535	1,9	0,00005	3,3364	8,6274	0,7183	0,859	0,7535	5,3600
7	100	11,1820	11,535	1,9	0,00005	3,3364	9,3717	0,7802	0,859	0,7535	5,8224

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.15 Rekapitulasi Debit Banjir Rencana

Periode Ulang	Rasional	Hasper	Weduwen
2	1,9551	1,8999	6,1952
5	2,4357	2,3657	7,7180
10	2,7444	2,6647	8,6962
20	3,0356	2,9465	9,6191
25	3,1165	3,0247	9,8753
50	3,4102	3,3088	10,8060
100	3,7056	3,5942	11,7420

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Metode Weduwen tidak digunakan karena hasil debit banjirnya berbeda dengan Metode Rasional dan Hasper. Melansir dari Modul RDE – 07 : Dasar-dasar Perencanaan Drainase Jalan Departemen Pekerjaan Umum Badan Pembinaan Konstruksi dan Sumber Daya Manusia Pusat Pembinaan Kompetensi dan Pelatihan Konstruksi PUSBIN-KPK pada umumnya untuk catchment area < 25 km² dipakai rumus Rasional (Departemen Pekerjaan Umum, 2005). Melalui pengujian analisa kesalahan relatif dengan hasil presentasi dalam tabel berikut.

Satuan Pengukuran terkecil adalah 0,0001

$$\begin{aligned}
 \text{Salah Mutlak} &= \frac{\text{Satuan Terkecil}}{0,5} \\
 &= \frac{0,0001}{0,5} = 0,00005 \\
 &= 1,9551 - 0,00005 \\
 &= 1,95555
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Salah Relatif} &= \frac{\text{Hasil Perhitungan} - \text{Salah Mutlak}}{\text{Hasil Perhitungan}} \\ &= \frac{1,95555}{1,9551} \times 100\% \\ &= 0,99997\% \end{aligned}$$

Tabel 4.16 PRESENTASE RE

Periode Ulang	Rasional	Hasper	Weduwen
2	0,99997	0,99997	0,99999
5	0,99998	0,99998	0,99999
10	0,99998	0,99998	0,99999
20	0,99998	0,99998	0,99999
25	0,99998	0,99998	0,99999
50	0,99999	0,99998	1,00000
100	0,99999	0,99999	1,00000
RATA-RATA	0,99998	0,99998	0,99999

Dari hasil perhitungan kesalahan relatif di atas presentase metode rasional dan Hasper memiliki nilai rata-rata yang sama yaitu 0,99998% sedangkan metode weduwen 0,99999% maka dari itu tidak di pilih metode weduwen dikarenakan nilai kesalahan relatifnya lebih tinggi, untuk perencanaan saluran Diversi Gunungsari digunakan Metode Rasional karena hasil Periode Ulangnya yang lebih tinggi dari Metode Hasper.

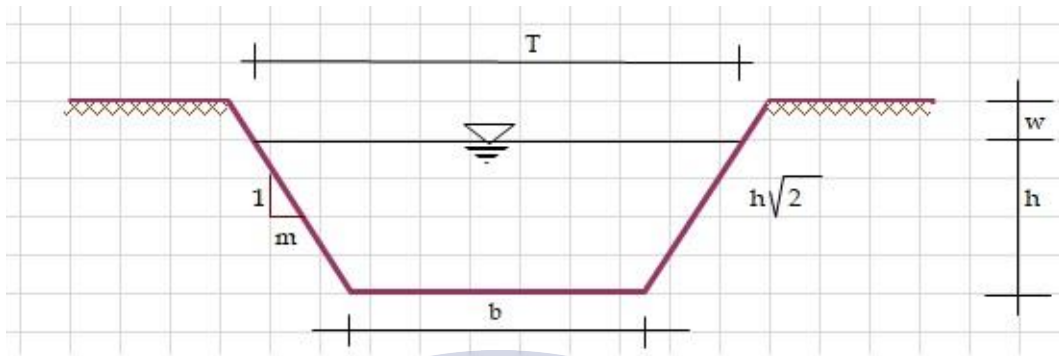
4.2 Analisis Kapasitas Saluran Drainase

Dimensi saluran bentuk trapesium

Dimana:

- Kecepatan rencana (v) = 0,4 m/dtk
- Koefisien kekasaran Manning (n) = 0,0178

- Kemiringan talud rencana (m : n) = 1 : 2



Gambar . 4.1 Penampang Saluran

Penampang ekonomis

$$b = 1,5 h$$

Luas Penampang Trapesium (A)

$$A = \frac{Q}{v} \text{ dimana } A = (b+m.h).h$$

Keliling basah (p)

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

Jari-jari hidrolis (R)

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

$$= \frac{(b+m.h).h}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$$

Dengan menggunakan rumus Manning maka v =

$$v = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

dimana :

Q = Debit (m³/detik)

A = Luas (m²)

p = keliling basah (m)

R = jari-jari hidrolis

S = kemiringan saluran

Untuk trapesium dimana b = 1,5h, didapat

$$\begin{aligned} A &= (b+m.h).h, \text{ misal } m=1 \\ &= (1,5h + 1.h) .h \\ &= 2,5 h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 1.5h + 2h \sqrt{1 + 1^2} \\ &= 1.5h + 2h \sqrt{2} \\ &= 4,328h \end{aligned}$$

Dari persamaan 1 di dapat :

$$\frac{A^{5/3}}{p^{2/3}} = \frac{n \cdot Q}{S^{1/2}}$$

$$\left[\frac{(2.5h^2)^5}{(4,328.h)^2} \right]^{1/3} = \frac{n \cdot Q}{S^{1/2}} \quad n = 0,0178$$

$$\frac{97,656 h^{10}}{18,732 h^2} = \left[\frac{0,018 \cdot Q}{s^{1/2}} \right]^3$$

$$5,2135 h^8 = 0,0000056$$



Tabel 4.17 Analisis kapasitas debit rencana

Dimensi Saluran Tersier	I saluran	n	Lebar Saluran	Tinggi Saluran	A	P	R	V	Q eksisting	Q2 Rencana	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Klakahrejo	0,0038	0,011	0,70	1,00	0,70	2,70	0,259	2,2785	1,5950	2,5644	tidak oke..!!
Saluran Bandarrejo	0,0012	0,011	1,00	1,00	1,00	3,00	0,333	1,5232	1,5232	2,2261	tidak oke..!!
Saluran Kandangan	0,0092	0,011	0,40	0,60	0,24	1,60	0,150	2,4576	0,5898	3,8605	tidak oke..!!
Akumulasi Jumlah Debit Saluran Tersier									3,7080		
Dimensi Saluran Primer	I saluran	n	Lebar Saluran	Tinggi Saluran	A	P	R	V	Q eksisting	Q10 Rencana	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Box Culvert Terbangun Diversi Gunungsari Sisi Sememi	0,00005	0,013	7,60	3,50	26,60	14,60	1,822	0,7809	20,7725	2,7444	oke..!!
Saluran Eksisting Alami Diversi Gunungsari	0,0012	0,027	5,62	1,35	7,59	8,32	0,912	1,2070	9,1611	9,7963	tidak oke..!!

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Lanjutan Tabel Perhitungan

Dimensi Saluran Sekunder	I saluran	n	Lebar Saluran	Tinggi Saluran	A	P	R	V	Q eksisting	Q5 Rencana	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Bringin	0,00090	0,027	5,00	1,50	7,50	8,00	0,938	1,0658	7,9935	1,7825	oke..!!

Dimensi Saluran Primer	I saluran	n	Lebar Saluran	Tinggi Saluran Efektif	A	P	R	V	Q eksisting	Q10 Rencana	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Box Culvert Terbangun Manukan	0,00061	0,013	3,50	3,20	11,19	9,90	1,13	2,0570	23,0241	4,8786	oke..!!
Dimensi Saluran Primer	I saluran	n	Lebar Saluran	Tinggi Saluran	A	P	R	V	Q eksisting	Q10 Rencana	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Box Culvert Terbangun Babat Jerawat	0,00013	0,013	7,60	3,50	26,60	14,60	1,82	1,3083	34,8013	5,8634	oke..!!
					yang masuk ke Saluran Sememi 40%				13,9205		

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Lanjutan tabel perhitungan

Dimensi Saluran Primer	I saluran	n	Lebar Saluran	Tinggi Saluran	A	P	R	V	Q eksisting	Q10 Rencana	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Kali Kandangan	0,0002	0,027	7,00	2,50	17,50	12,00	1,46	0,7401	12,9511	4,2293	oke..!!

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.18 Akumulasi Jumlah Debit Yang tertampung pada Saluran Sememi

Saluran	Debit (Q)
Saluran Klakahrejo	1,5950
Saluran Bandarrejo	1,5232
Saluran Kandangan	0,5898
Saluran Box Culvert Terbangun Babat Jerawat	13,9205
Q Total	17,6285

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.19 Akumulasi Jumlah Debit Yang tertampung pada Saluran Kali Kandangan

Saluran	Debit (Q)
Saluran Box Culvert Terbangun Diversi Gunungsari Sisi Sememi	17,6285
Saluran Bringin	7,9935
Saluran Box Culvert Terbangun Manukan	23,0241
Q Total	48,6462

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.20 Hasil Analisis Saluran

Saluran	Q Eksisting	Q Masuk	Analisa
Saluran Eksisting Alami Diversi Gunungsari	9,1611	17,6285	tidak oke..!!
Saluran Kali Kandangan	12,9511	48,6462	tidak oke..!!

Hasil Analisis Saluran Setelah Box Culvert Terbangun

Saluran	Q Eksisting	Q Masuk	Analisa
Saluran Box Culvert Terbangun Diversi Gunungsari Sisi Sememi	20,7725	17,6285	oke..!!

Tabel 4.21 Usulan perhitungan perubahan dimensi apabila dilakukan normalisasi ataupun pembangunan lanjutan.

Dimensi Saluran Tersier	I saluran	n	Lebar Saluran	Tinggi Saluran	A	P	R	V	Q eksisting	Q2 Rencana	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Klakahrejo	0,0038	0,013	1,00	1,20	1,20	3,40	0,353	2,3682	2,8418	2,5644	oke..!!
Saluran Bandarrejo	0,0012	0,013	1,20	1,50	1,80	4,20	0,429	1,5239	2,7431	2,2261	oke..!!
Saluran Kandangan	0,0092	0,013	1,00	1,20	1,20	3,40	0,353	3,6788	4,4146	3,8605	oke..!!
Dimensi Saluran Primer	I saluran	n	Lebar Saluran Efektif	Tinggi Saluran Efektif	A	P	R	V	Q eksisting	Q Masuk	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Kali Kandangan	0,0002	0,027	11,00	4,50	49,50	20,00	2,48	1,0530	52,1218	48,6462	oke..!!
Dimensi Boezem Rencana	I saluran	n	Lebar Saluran Efektif	Tinggi Saluran Efektif	A	P	R	V	Q eksisting	Q Masuk	Analisa
			m	m	m ²	m		m/det	m ³ /det	m ³ /det	
Saluran Kali Kandangan	0,0002	0,027	50,00	2,50	125,00	55,00	2,27	0,9948	124,3480	48,6462	oke..!!

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.22 Hasil Analisis Saluran Setelah dilakukan Evaluasi dan Normalisasi

Saluran	Q Eksisting	Q Normalisasi	Q Masuk	Dimensi Eksisting		Dimensi Normalisasi		Analisa
				Lebar (m)	Tinggi (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	
Saluran Klakahrejo	1,5950	2,8418	2,5644	0,70	1,00	1,00	1,20	oke..!!
Saluran Bandarrejo	1,5232	2,7431	2,2261	1,00	1,00	1,20	1,50	oke..!!
Saluran Kandangan	0,5898	4,4146	3,8605	0,40	0,60	1,00	1,20	oke..!!
Saluran Box Culvert Terbangun Diversi Gunungsari Sisi Sememi	9,1611	20,7725	17,6285	5,62	1,35	7,60	3,50	oke..!!
Saluran Kali Kandangan	12,9511	52,1218	48,6462	7,00	2,50	11,00	4,50	oke..!!

Hasil Analisis Saluran Kandangan Dengan Boezem

Saluran	Q Eksisting	Q Akumulasi	Q Masuk	Analisa
Kali Kandangan dengan Rencana Boezem	12,9511	137,2991	48,6462	oke..!!

Dapat ditarik kesimpulan pada tabel perhitungan dan analisis di atas bahwa Q10 Saluran Diversi Gunungsari sisi Sememi kapasitas debit kondisi saluran eksisting sebesar 9,1611 m³/detik tidak mampu menampung debit banjir rencana Q10 saluran eksisting alami dan yang masuk dari Q2 saluran tersier sebesar 17,6284 m³/detik. Pembangunan yang dilakukan dengan Box Culvert didapatkan daya tampung kapasitas yang lebih besar dan cukup menampung debit rencana saluran Box Culvert dan saluran tersier pada DAS Sememi sebesar 20,7725 m³/detik. Sedangkan untuk kali Kandangan untuk eksisting saat ini berkapasitas 12,9511m³/detik tidak mampu menampung debit rencana dari saluran Diversi Sememi, Saluran Bringin maupun saluran Diversi manukan yang akumulasi debitnya sebesar 48,6462. Perlu adanya pelebaran sepanjang saluran kali kandangan dengan lebar 11 meter kedalaman 4,5 meter dengan kapasitas tampung mencapai 52,1218 m³/detik maupun boezem dengan luasan 50 m² dengan kedalaman minimal 2,5 meter untuk menampung limpasan sementara debit banjir yang berkapasitas 124.3480 m³/detik.

4.3 Analisis Kebutuhan Pompa Submersible

4.3.1 Perhitungan Kolam Tampung

$$\begin{aligned} V &= L \cdot B \cdot H \\ &= 21,5 \cdot 18,2 \cdot 6,5 \\ &= 2543,45 \end{aligned}$$

Dimana :

V = Volume kolam penampungan (m³)

L = Panjang Kolam Penampungan (m)

B = Lebar kolam penampungan (m)

H = Tinggi kolam penampungan (m)

Tabel 4.23 Perhitungan Kolam Tampung

	Panjang (L)	Lebar (B)	Kedalaman (H)	Volume (V)
	m	m	m	m ³
Polder Pompa Kandangan	21,5	18,2	6,5	2543,45

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Diketahui Kapasitas kolam tampung sebanyak 2543,45 m³

4.3.2 Perhitungan Kebutuhan Pompa

Pompa ini berfungsi untuk membantu mengeluarkan air dari kolam penampungan air banjir maupun langsung dari sauran drainase pada saat air tidak dapat mengalir secara gravitasi. Rumus yang digunakan untuk menghitung kebutuhan kapasitas pompa apabila volume tampungan telah ditentukan adalah sebagai berikut :

$$Q_p = Q_{\max} - \left[\frac{2 \times Q_{\max} \times V_t}{n \times t} \right]^{0,5}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= 12,95 - \left[\frac{2 \times 12,95 \times 2543,95}{3600} \right]^{0,5} \\ &= 8,673 \end{aligned}$$

Tabel 4.24 Daftar Pompa Eksisting Kandangan

No	Jenis Pompa	Kapasitas	
1	Pompa Lumpur (Sludge)	0,75	m3/s
2	Pompa Banjir (Submersible)	2,00	m3/s
3	Pompa Banjir (Submersible)	2,00	m3/s
4	Pompa Banjir (Submersible)	5,00	m3/s
		9,75	m3/s

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Diketahui Debit Rencana	4,23	m3/det
Kapasitas Tampung Debit Saluran	12,9510949	m3/det
Kapasitas Debit Masuk	48,6461651	m3/det
Selisih Debit	35,6950702	m3/det

Tabel 4.25 Perhitungan Kebutuhan Pompa Eksisting

	Q Maks	Vt	ntc	Qp
	m3/detik	m3	detik	m3
Polder Pompa Kandangan	12,95	2543,45	3600	8,673

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.26 Analisis Pompa Eksisting Rumah Pompa Kandangan Untuk Kapasitas Kali Kandangan Eksisting

Saluran	Qp Sal	Kapasitas Pompa Eksisting	Analisis
Kali Kandangan	8,673	9,75	oke..!!

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.27 Perhitungan Kebutuhan Pompa

	Q Maks	Vt	ntc	Qp
	m3/detik	m3	detik	m3
Polder Pompa Kandangan	35,70	2543,45	3600	28,593

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.28 Analisis Pompa Eksisting Untuk Kapasitas Kali Kandangan Eksisting

Saluran	Qp Sal	Kapasitas Pompa Eksisting	Analisis
Kali Kandangan	28,593	9,75	tidak oke..!!

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Selisih kelebihan debit 18,843 m³/det

Berdasarkan perhitungan tersebut didapatkan kebutuhan pompa pada kondisi tidak hujan didapatkan debit yg tertampung pada polder sebesar 8,869 m³ dan pompa eksisting pada Rumah Pompa Kandangan masih lebih besar kapasitasnya daripada kebutuhan. Sedangkan apabila terjadi pada kondisi debit banjir rencana Q₁₀ terdapat selisih kelebihan debit sebanyak 18,843 m³/detik.

4.3.3 Analisis Puncak Banjir dengan HSS Nakayasu

Perhitungan Unit Hidrograf Metode Nakayasu

Parameter HSS Nakayasu

1	Luas DAS (A)	=	14,68	km ²
2	Panjang Sungai Utama (L)	=	4,57	km
3	Parameter Alfa (a)	=	3	
4	Koefisien Pengaliran (C)	=	0,65	
5	Ro	=	1	mm

Parameter Bentuk Hidrograf

Menghitung waktu antara hujan samapi debit puncak banjir (*t_g*)

$$t_g = 0.4 + 0.058 L = 0,66506 \text{ jam}$$

Menghitung waktu untuk mencapai puncak (*T_p*)

$$t_r = 0.75 * t_g = 0,4988 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + (0.8 * t_r) = 1,0641 \text{ jam}$$

$$= 1 \text{ jam}$$

Menghitung besarnya T_{0.3}

$$T_{0.3} = a * t_g = 1,99518 \text{ jam}$$

$$= 2 \text{ jam}$$

$$1.5 * T_{0.3} = 2,99277 \text{ jam}$$

$$= 3 \text{ jam}$$

$$2 * T_{0.3} = 3,99036 \text{ jam}$$

Menghitung debit maksimum hidrograf satuan

$$Q_p = (CA * R_o) / (3.6 * ((0.3 * T_p) + T_{0.3})) = 1,76191 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan besarnya (Q_b)

$$D = 0,9$$

$$Q_b = 0.4751 A^{(0.6444)} D^{(0.943)} = 2,42926 \text{ m}^3/\text{dt}$$



Tabel 4.29 Lengkung Hidrograf Nakayasu

Karakteristik	Notasi	Persamaan	Awal		Akhir	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
Lengkung Naik	Qa	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2.4}$	0	0	T_p	1
Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Q_p \cdot 0.3^{[(t-T_p)/T_{0.3}]}$	T_p	1	$T_p + T_{0.3}$	3
Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Q_p \cdot 0.3^{[(t-T_p+0.5T_{0.3})/1.5T_{0.3}]}$	$T_p + T_{0.3}$	3	$T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$	6
Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Q_p \cdot 0.3^{[(t-T_p+1.5T_{0.3})/2T_{0.3}]}$	$T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$	6	~	~



Tabel 4.30 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

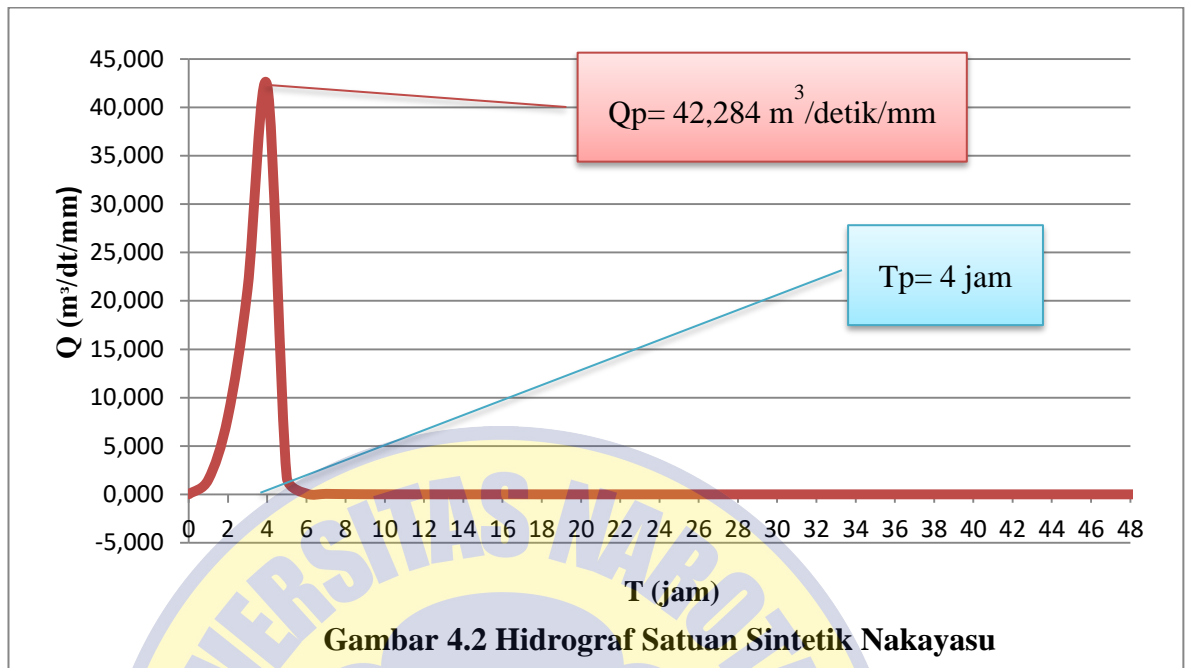
T (jam)	Q (m³/dt/mm)	Keterangan	
0	0,000	Qa	
1	1,518		
2	8,011		
3	21,199		
4	42,284	Qp	Tp
5	1,762	Qd₁	
6	0,090		
7	0,049		
8	0,027		
9	0,015		
10	0,008		
11	0,004		
12	0,002		
13	0,001		
14	0,001		
15	0,000	Qd₂	
16	0,003		
17	0,002		
18	0,001		
19	0,001		
20	0,001		
21	0,000		
22	0,000		
23	0,000		
24	0,000		
25	0,000		
26	0,000		
27	0,000		
28	0,000		
29	0,000		
30	0,000		
31	0,000		

Lanjutan Tabel

32	0,000
33	0,000
34	0,000
35	0,000
36	0,000
37	0,000
38	0,000
39	0,000
40	0,000
41	0,000
42	0,000
43	0,000
44	0,000
45	0,000
46	0,000
47	0,000
48	0,000
49	0,000
50	0,000

Qd₃

Sumber : Hasil Perhitungan



Analisis kebutuhan pompa setelah menghitung debit puncak jam-jaman

Tabel 4.31 Perhitungan Kebutuhan Pompa

	Q Maks	Vt	ntc	Qp
	m ³ /detik	m ³	detik	m ³
Polder Pompa Kandangan	12,95	2543,45	14400	10,812

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.32 Analisis Pompa Eksisting Rumah Pompa Kandangan Untuk Kapasitas Kali Kandangan Eksisting

Saluran	Qp Sal	Kapasitas Pompa Eksisting	Analisis
Kali Kandangan	10,812	9,75	tidak oke..!!

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.33 Perhitungan Kebutuhan Pompa

	Q Maks	Vt	ntc	Qp
	m ³ /detik	m ³	detik	m ³
Polder Pompa Kandangan	35,70	2543,45	14400	32,144

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.34 Analisis Pompa Eksisting Untuk Kapasitas Kali Kandangan Eksisting

Saluran	Qp Sal	Kapasitas Pompa Eksisting	Analisis
Kali Kandangan	32,144	9,75	tidak oke..!!

Sumber : Hasil Perhitungan

Selisih kelebihan debit 22,394

Pada debit puncak Qp terdapat pada jam ke 4, menghasilkan debit sebesar 42,284 m³/detik pada waktu ini kapasitas pompa tidak bisa mengurangi debit banjir puncak.

4.3.4 Penelusuran Aliran

Dalam metode penelusuran aliran yang dilakukan dengan menggunakan metode penelusuran waduk yang diperoleh jumlah volume aliran air limpasan yang merupakan hasil dari pengurangan nilai air masuk (*inflow*) dan hasil dari pengolahan data dari HSS Nakayasu terhadap aliran air keluar (*outflow*). Aliran air yang melimpas dinyatakan dalam satuan volume air yang nantinya dapat dijadikan sebagai rencana pembuatan polder maupun boezem yang akan digunakan nantinya sebagai penambahan tampungan. Langkah-langkah yang dilakukan dalam pengolahan metode penelusuran sebagai berikut.

- a. Menghitung konstanta C_0

$$C_0 = \frac{\Delta t/K}{2+(\frac{\Delta t}{K})}$$

$$C_0 = \frac{1/1,5}{2+(\frac{1}{1,5})}$$

$$C_0 = 0,25 \text{ m}^3/\text{det}$$

- b. Menghitung konstanta C_1

$$C_0 = C_1$$

$$C_1 = 0,25 \text{ m}^3/\text{det}$$

- c. Menghitung konstanta C_2

$$C_2 = \frac{2-\Delta t/K}{2+(\frac{\Delta t}{K})}$$

$$C_2 = \frac{2-1/1,5}{2+(\frac{1}{1,5})}$$

$$C_2 = 0,5 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- d. Menghitung konstanta C_0 dikalikan debit inflow I_2

$$C_0 I_2 = 0,25 \times 1,5179$$

$$= 0,3795 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- e. Menghitung konstanta C_1 dikalikan debit inflow I_1

Nilai Inflow pada jam ke 0 belum ada atau 0

$$C_1 I_1 = 0,25 \times 0$$

$$= 0 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- f. Menghitung konstanta C_2 dikalikan debit outflow

Karena nilai inflow pada jam ke 0 tidak ada maka untuk outflow pada jam ke 0 sama dengan 0.

$$C_2 O_1 = 0,5 \times 0$$

$$= 0 \text{ m}^3/\text{detik}$$

g. Menghitung debit outflow

Untuk debit outflow pada jam ke 0 tidak ada dikarenakan tidak ada aliran masuk (inflow) pada jam ke 0. Sedangkan untuk jam selanjutnya dapat dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned}O_2 &= C_0I_2 + C_2I_1 + C_2O_1 \\ &= 0,3795 + 0 + 0 \\ &= 0,3795 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

h. Menghitung debit inflow dikurangi outflow (I - O)

$$\begin{aligned}I - O &= 1,5179 - 0,3795 \\ &= 1,1384 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

i. Menghitung kapasitas tampungan air (*storage*)

$$\begin{aligned}S &= 0,5 \times (I - O) \times 3600 \\ &= 0,5 \times 1,1384 \times 3600 \\ &= 2049,101 \text{ m}^3\end{aligned}$$

j. Menghitung kapasitas tampungan air (*storage*) komulatif

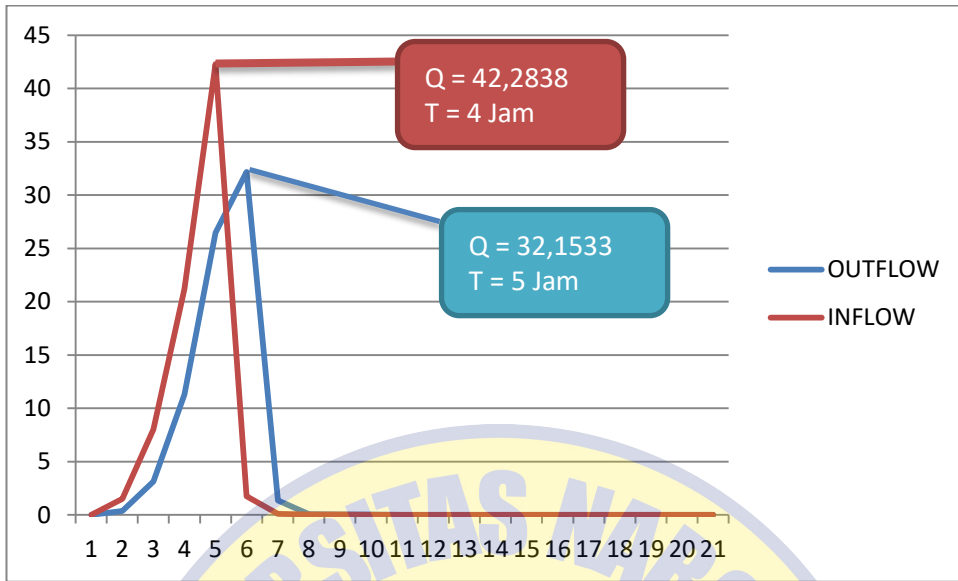
$$\begin{aligned}S_{kum} &= S_{kum1} + S_2 \\ &= 2049,101 + 8766,118 \\ &= 10815,2184 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Tabel 4.35 Perhitungan Inflow dan Outflow menggunakan debit HSS Nakayasu

t	Inflow	C0I2	C1I1	C2O1	Outflow	I-O	S	Skum
Jam	m3/dt	m3/dt	m3/dt	m3/dt	m3/dt	m3/dt	m3	m3
0	0				0	0	0	2049,10072
1	1,5179	0,3795	0	0	0,3795	1,1384	2049,10072	10815,2184
2	8,0113	2,0028	0,3795	0,7589	3,1412	4,8701	8766,11772	26569,8902
3	21,1993	5,2998	2,0028	4,0056	11,3083	9,8910	17803,7725	46267,8467
4	42,2838	10,5709	5,2998	10,5996	26,4704	15,8134	28464,0742	-26240,4137
5	1,7619	0,4405	10,5709	21,1419	32,1533	-30,3914	-54704,488	-56962,0722
6	0,0896	0,0224	0,4405	0,8810	1,3438	-1,2542	-2257,5842	-2312,40293
7	0,0490	0,0123	0,0224	0,0448	0,0795	-0,0305	-54,818697	-84,8005003
8	0,0268	0,0067	0,0123	0,0245	0,0435	-0,0167	-29,981803	-46,3796483
9	0,0147	0,0037	0,0067	0,0134	0,0238	-0,0091	-16,397845	-25,3662628
10	0,0080	0,0020	0,0037	0,0073	0,0130	-0,0050	-8,9684175	-13,8734836
11	0,0044	0,0011	0,0020	0,0040	0,0071	-0,0027	-4,905066	-7,58777702
12	0,0024	0,0006	0,0011	0,0022	0,0039	-0,0015	-2,682711	-4,149957
13	0,0013	0,0003	0,0006	0,0012	0,0021	-0,0008	-1,467246	-2,26972182
14	0,0007	0,0002	0,0003	0,0007	0,0012	-0,0004	-0,8024758	-1,24137121
15	0,0004	0,0001	0,0002	0,0004	0,0006	-0,0002	-0,4388954	2,94432293
16	0,0029	0,0007	0,0001	0,0002	0,0010	0,0019	3,3832183	2,08716109
17	0,0019	0,0005	0,0007	0,0014	0,0027	-0,0007	-1,2960572	-2,16283983
18	0,0013	0,0003	0,0005	0,0010	0,0018	-0,0005	-0,8667826	-1,44647317
19	0,0009	0,0002	0,0003	0,0006	0,0012	-0,0003	-0,5796906	-2,55590608
20	0,0006	0,0001	0,0002	0,0013	0,0017	-0,0011	-1,9762155	-1,97621553

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan aliran air masuk (*inflow*) dan aliran air keluar (*outflow*) diatas dapat ditarik kesimpulan bahwa inflow puncak pada jam ke 4 yaitu 42,2838 m3/detik dan outflow puncak pada jam ke 5 sebesar 32,1533 m3/detik.



Gambar 4.3 Grafik Outflow terhadap Inflow Kali Kandangan



Tabel 4.36 Analisis Perhitungan Volume Aliran Keluar Menggunakan Pompa Eksisting RPA Kandangan

t	Inflow	C0I2	C1I1	C2O1	Outflow	I-O	Vol Limpasan	Vol Kumulatif	Pompa 0,75 m3/detik	Pompa 2 m3/detik	Pompa 2 m3/detik	Pompa 5 m3/detik	Vol Pompa	Vol Genangan
Jam	m3/dt	m3/dt	m3/dt	m3/dt	m3/dt	m3/dt	m3	m3	m3	m3	m3	m3	m3	m3
0	0	0	0	0	0	0	0	2049,1007	2700	7200	7200	18000	0	2049,1007
1	1,5179	0,3795	0	0	0,3795	1,1384	2049,1007	10815,2184	2700	7200	7200	18000	9900	915,2184
2	8,0113	2,0028	0,3795	0,7589	3,1412	4,8701	8766,1177	26569,8902	2700	7200	7200	18000	25200	1369,8902
3	21,1993	5,2998	2,0028	4,0056	11,3083	9,8910	17803,7725	46267,8467	2700	7200	7200	18000	35100	11167,8467
4	42,2838	10,5709	5,2998	10,5996	26,4704	15,8134	28464,0742	-26240,4137	2700	7200	7200	18000	0	-26240,4137
5	1,7619	0,4405	10,5709	21,1419	32,1533	-30,3914	-54704,4879	-56962,0722	2700	7200	7200	18000	0	-56962,0722
6	0,0896	0,0224	0,4405	0,8810	1,3438	-1,2542	-2257,5842	-2312,4029	2700	7200	7200	18000	0	-2312,4029
7	0,0490	0,0123	0,0224	0,0448	0,0795	-0,0305	-54,8187	-84,8005	2700	7200	7200	18000	0	-84,8005
8	0,0268	0,0067	0,0123	0,0245	0,0435	-0,0167	-29,9818	-46,3796	2700	7200	7200	18000	0	-46,3796
9	0,0147	0,0037	0,0067	0,0134	0,0238	-0,0091	-16,3978	-25,3663	2700	7200	7200	18000	0	-25,3663
10	0,0080	0,0020	0,0037	0,0073	0,0130	-0,0050	-8,9684	-13,8735	2700	7200	7200	18000	0	-13,8735
11	0,0044	0,0011	0,0020	0,0040	0,0071	-0,0027	-4,9051	-7,5878	2700	7200	7200	18000	0	-7,5878
12	0,0024	0,0006	0,0011	0,0022	0,0039	-0,0015	-2,6827	-4,1500	2700	7200	7200	18000	0	-4,1500
13	0,0013	0,0003	0,0006	0,0012	0,0021	-0,0008	-1,4672	-2,2697	2700	7200	7200	18000	0	-2,2697
14	0,0007	0,0002	0,0003	0,0007	0,0012	-0,0004	-0,8025	-1,2414	2700	7200	7200	18000	0	-1,2414
15	0,0004	0,0001	0,0002	0,0004	0,0006	-0,0002	-0,4389	2,9443	2700	7200	7200	18000	0	2,9443
16	0,0029	0,0007	0,0001	0,0002	0,0010	0,0019	3,3832	2,0872	2700	7200	7200	18000	0	2,0872
17	0,0019	0,0005	0,0007	0,0014	0,0027	-0,0007	-1,2961	-2,1628	2700	7200	7200	18000	0	-2,1628
18	0,0013	0,0003	0,0005	0,0010	0,0018	-0,0005	-0,8668	-1,4465	2700	7200	7200	18000	0	-1,4465

Lanjutan Tabel

19	0,0009	0,0002	0,0003	0,0006	0,0012	-0,0003	-0,5797	-2,5559	2700	7200	7200	18000	0	-2,5559
20	0,0006	0,0001	0,0002	0,0013	0,0017	-0,0011	-1,9762	-1,9762	2700	7200	7200	18000	0	-1,9762

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan di atas di temukan bahwa inflow dan outflow disertai pompa eksisting maksimum masih menyisakan debit air sebesar 11167,8467 m³

Tabel 4.37 Analisis Perhitungan Volume Aliran Keluar Menggunakan Pompa Eksisting ditambah Pompa 3 m³ RPA Kandangan

t	Inflow	C0I2	C1I1	C2O1	Outflow	I-O	Vol Limpasan	Vol Kumulatif	Pompa 0,75 m ³ /detik	Pompa 2 m ³ /detik	Pompa 2 m ³ /detik	Pompa 5 m ³ /detik	Pompa 3 m ³ /detik	Vol Pompa	Vol Genangan
Jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ⁴	m ³	m ³
0	0	0	0	0	0	0	0	2049,1007	2700	7200	7200	18000	10800	0	2049,1007
1	1,5179	0,3795	0	0	0,3795	1,1384	2049,1007	10815,2184	2700	7200	7200	18000	10800	9900	915,2184
2	8,0113	2,0028	0,3795	0,7589	3,1412	4,8701	8766,1177	26569,8902	2700	7200	7200	18000	10800	25200	1369,8902
3	21,1993	5,2998	2,0028	4,0056	11,3083	9,8910	17803,7725	46267,8467	2700	7200	7200	18000	10800	45900	367,8467
4	42,2838	10,5709	5,2998	10,5996	26,4704	15,8134	28464,0742	-26240,4137	2700	7200	7200	18000	10800	0	-26240,4137
5	1,7619	0,4405	10,5709	21,1419	32,1533	-30,3914	-54704,4879	-56962,0722	2700	7200	7200	18000	10800	0	-56962,0722
6	0,0896	0,0224	0,4405	0,8810	1,3438	-1,2542	-2257,5842	-2312,4029	2700	7200	7200	18000	10800	0	-2312,4029
7	0,0490	0,0123	0,0224	0,0448	0,0795	-0,0305	-54,8187	-84,8005	2700	7200	7200	18000	10800	0	-84,8005
8	0,0268	0,0067	0,0123	0,0245	0,0435	-0,0167	-29,9818	-46,3796	2700	7200	7200	18000	10800	0	-46,3796
9	0,0147	0,0037	0,0067	0,0134	0,0238	-0,0091	-16,3978	-25,3663	2700	7200	7200	18000	10800	0	-25,3663

Lanjutan Tabel

10	0,0080	0,0020	0,0037	0,0073	0,0130	-0,0050	-8,9684	-13,8735	2700	7200	7200	18000	10800	0	-13,8735
11	0,0044	0,0011	0,0020	0,0040	0,0071	-0,0027	-4,9051	-7,5878	2700	7200	7200	18000	10800	0	-7,5878
12	0,0024	0,0006	0,0011	0,0022	0,0039	-0,0015	-2,6827	-4,1500	2700	7200	7200	18000	10800	0	-4,1500
13	0,0013	0,0003	0,0006	0,0012	0,0021	-0,0008	-1,4672	-2,2697	2700	7200	7200	18000	10800	0	-2,2697
14	0,0007	0,0002	0,0003	0,0007	0,0012	-0,0004	-0,8025	-1,2414	2700	7200	7200	18000	10800	0	-1,2414
15	0,0004	0,0001	0,0002	0,0004	0,0006	-0,0002	-0,4389	2,9443	2700	7200	7200	18000	10800	0	2,9443
16	0,0029	0,0007	0,0001	0,0002	0,0010	0,0019	3,3832	2,0872	2700	7200	7200	18000	10800	0	2,0872
17	0,0019	0,0005	0,0007	0,0014	0,0027	-0,0007	-1,2961	-2,1628	2700	7200	7200	18000	10800	0	-2,1628
18	0,0013	0,0003	0,0005	0,0010	0,0018	-0,0005	-0,8668	-1,4465	2700	7200	7200	18000	10800	0	-1,4465
19	0,0009	0,0002	0,0003	0,0006	0,0012	-0,0003	-0,5797	-2,5559	2700	7200	7200	18000	10800	0	-2,5559
20	0,0006	0,0001	0,0002	0,0013	0,0017	-0,0011	-1,9762	-1,9762	2700	7200	7200	18000	10800	0	-1,9762

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan di atas di temukan bahwa inflow dan outflow disertai pompa eksisting maksimum dan penambahan pompa 3 m³ dihasilkan debit yang masih bisa di habiskan dengan pompa terkecil atau debit inflow bisa dialirkan ke outflow dengan maksimal dengan menambah kapasitas pompa, tidak ada debit yang meluber.