

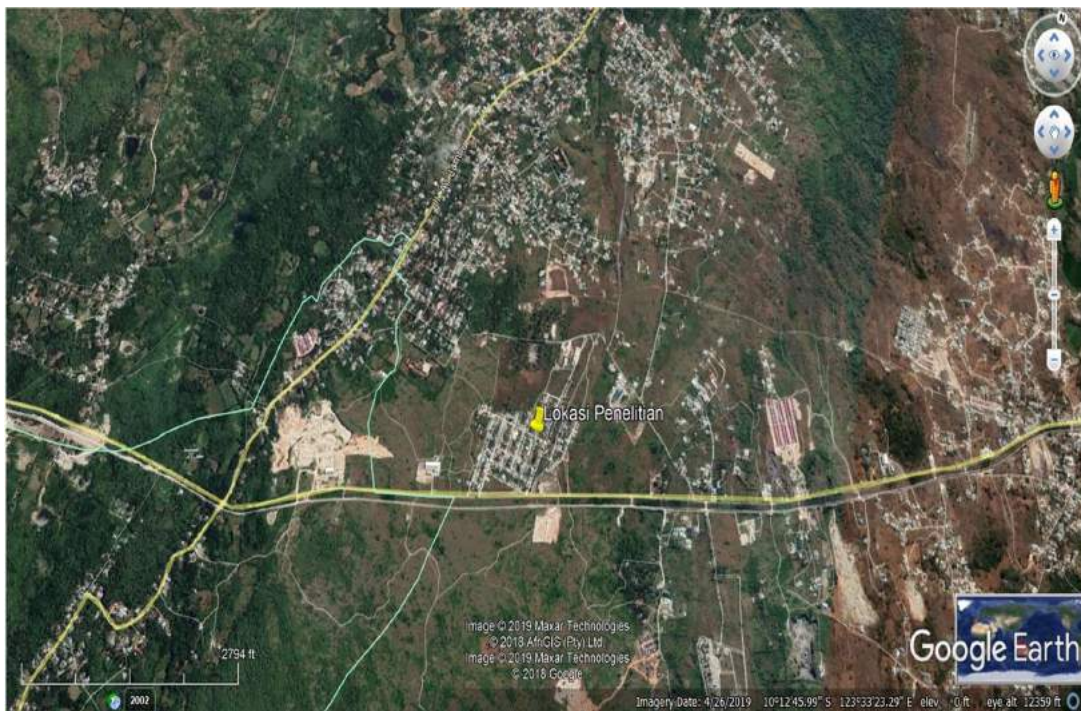
BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Gambaran Umum

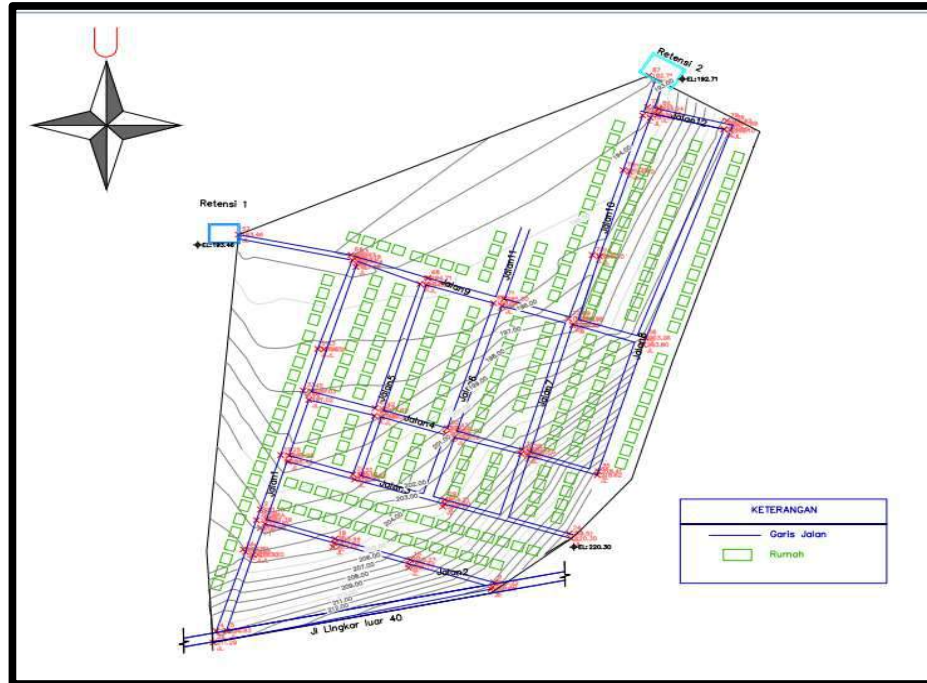
4.1.1 Keadaan Geografis

Saluran Drainase terletak pada perumahan Puri Indah Kelurahan Manulai II, Kecamatan Alak, Kota kupang. Pada lokasi ini elevasi titik tertinggi dari hasil pengukuran menggunakan total station dengan titik elevasi kontur 220,30 meter, dan titik terendah elevasi kontur sebesar 193,46 meter, berdasarkan letak geografis kelurahan Manulai II terletak di pinggiran kota yang tidak jauh dari batas Kota Kupang,



Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian

Sumber: Google Earth Pro 2018



Gambar 4. 2 Elevasi Lokasi Penelitian

Sumber: Perhitungan 2019

4.1.2 Keadaan Iklim

Seperti halnya daerah lain di Nusa Tenggara Timur (NTT), Kota Kupang memiliki 2 musim yaitu musim kemarau dan musim hujan. Pada umumnya Kota kupang mengalami musim hujan pada bulan Januari – April, sementara 8 bulan lainnya mengalami musim kemarau, yang menyebabkan wilayah Kota Kupang tergolong wilayah kering.

4.2 Analisa Hidrologi

Data hidrologi merupakan bahan informasi yang sangat penting dalam pelaksanaan inventarisasi potensi sumber-sumber air, pemanfaatan dan pengelolaan sumber-sumber air yang tepat dan rehabilitasi sumber-sumber alam seperti air, tanah dan hutan yang telah rusak. Fenomena hidrologi seperti besarnya : curah hujan, temperatur, penguapan, lama penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran dan konsentrasi sedimen sungai akan selalu berubah menurut waktu. Dengan demikian suatu nilai dari sebuah data hidrologi itu hanya dapat terjadi lagi pada waktu yang berlainan sesuai dengan fenomena pada saat pengukuran nilai itu dilaksanakan. Kumpulan data hidrologi dapat disusun dalam bentuk daftar atau tabel. Sering pula daftar atau tabel tersebut disertai dengan gambar-gambar yang biasa disebut diagram atau grafik.

4.2.1 Analisa Curah Hujan

Dalam memperoleh nilai curah hujan rata-rata wilayah, digunakan pendekatan metode konsistensi, karena jumlah stasiun hujan yang berada pada catchment area lokasi penelitian hanya satu stasiun hujan, yakni BMKG Stasiun Klimatologi El Tari Kupang.

Berikut cara perhitungan curah hujan rata-rata :

1. Sebelum melakukan perhitungan, diambil nilai curah hujan maksimum setiap tahunnya dalam periode waktu dari taun 2008 s/d 2017 pada BMKG Stasiun Klimatologi El Tari Kupang. Sebagai contoh, berikut pengambilan nilai curah hujan maksimum tahun 2008 BMKG Stasiun Klimatologi El Tari Kupang.

Tabel 4. 1 Data Hujan Harian BMKG Stasiun Klimatologi El Tari Kupang Tahun 2008

Tanggal	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
1	11	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4	20	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
3	26	4	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0
4	17	10	0	13	0	0	0	0	0	0	0	7
5	22	18	4	6	0	0	0	0	0	0	0	25
6	0	0	18	2	0	0	0	0	0	0	0	20,9
7	0	0	8	2	0	0	0	0	0	0	6	19
8	21	0	7	1	0	0	0	0	0	3	0	20
9	3	0	6	0	0	0	0	0	0	0	10	26
10	4	0	5	0	0	0	0	0	0	0	5	5
11	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	17,8	8	2	0	0	1	0	0	0	0	0	2
13	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	11	11
14	4	11	0	0	0	0	0	0	0	0	11,8	7
15	3	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	2
16	5	5	6	0	0	0	0	0	0	0	3	0
17	4	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	11
18	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	5	12
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4
20	0	0	0	0	0	8	0	0	0	0	1	2
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3
22	9	13	3	1	0	0	0	0	0	9	0	0
23	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
24	6	3	0	0	0	0	0	0	0	0	6	25
25	37	0	1	0	0	0	0	0	0	7	4	6
26	21	0	2	0	0	0	0	0	0	5	8	6
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	18	0
28	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4
29	0	3	0	0	0	0	0	0	0	12	2	9
30	0		0	0	0	0	0	0	0	21,6	8	10
31	24		11		0		0	0		0		26
Jumlah (mm)	259,8	128,0	101,0	35,0	0,0	9,0	0,0	0,0	0,0	60,6	111,8	262,9
Jumlah hari hujan (hari)	19	14	15	9	0	2	0	0	0	7	17	23
Rata-rata (mm)	13,7	9,1	6,7	3,9	0,0	4,5	0,0	0,0	0,0	8,7	6,6	11,4
Max (mm)	37,0	20,0	18,0	13,0	0,0	8,0	0,0	0,0	0,0	21,6	18,0	26,0
Min (mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Sumber: BMKG Stasiun Klimatologi El Tari Kupang

Nilai curah hujan maksimum $R_{2008} = 37 \text{ mm}$, terjadi pada Januari 2008

Tabel data hujan harian BMKG Stasiun Klimatologi El Tari Kupang, selengkapnya dilampirkan.

- Selanjutnya menentukan data curah hujan maksimum sebagai data curah hujan yang digunakan sebagai data curah hujan tahunan yang dipakai dalam perhitungan. karena hanya menggunakan data dari 1 stasiun

$$\bar{X} = \frac{R_{2008}}{n}$$

dengan;

$\bar{X}$ = besar curah hujan rerata daerah (mm)

R_{2008} = Curah hujan maksimum tahun 2008 (mm)

n = Jumlah stasiun hujan, yakni 1 (satu) stasiun hujan yakni BMKG Stasiun Klimatologi El Tari Kupang

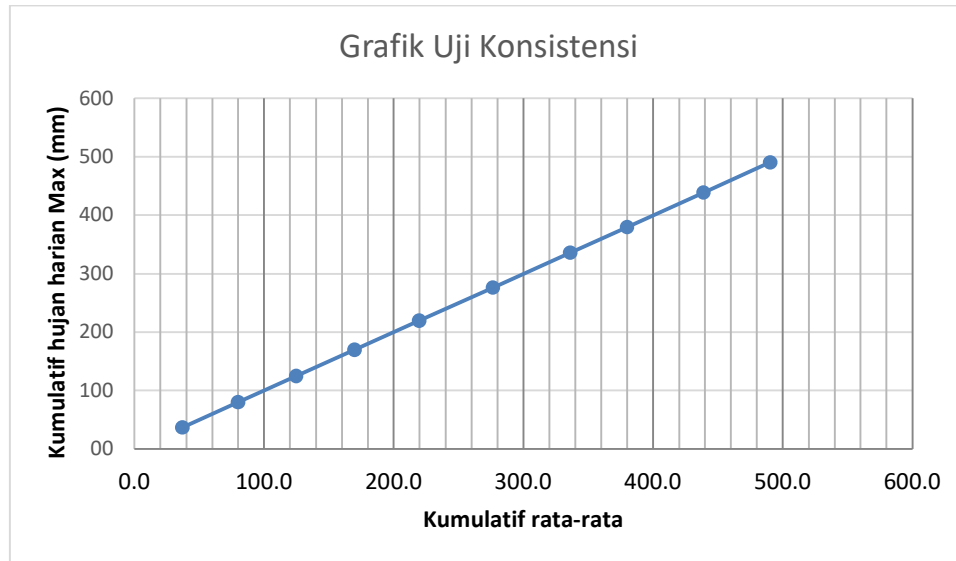
Jadi, besar curah hujan rerata daerah pada tahun 2008, yakni sebesar 37,0 mm. Perhitungan periode hujan rerata daerah lainnya selengkapnya pada periode-periode berikutnya disajikan dalam Tabel 4.2. Perhitungan Curah Hujan Rata- Rata Metode Uji Konsistensi

- Setelah menghitung curah hujan rata-rata wilayah tahun 2017 selanjutnya dihitung curah hujan rata-rata wilayah periode secara keseluruhan dari tahun 2008 s/d tahun 2017. Menggunakan metode uji konsistensi

Tabel 4. 2. Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata Metode Uji konsistensi

No	tahun	Stasiun El Tari	Curah hujan Maksimum Rata2	kumulatif hujan harian maximum	rata- rata	kumulatif rata rata
			mm	mm	mm	mm
1	2008	37,0	37,0	37,0	37,0	37,0
2	2009	43,0	43,0	80,0	43,0	80,0
3	2010	44,8	44,8	124,8	44,8	124,8
4	2011	45,0	45,0	169,8	45,0	169,8
5	2012	49,8	49,8	219,6	49,8	219,6
6	2013	56,8	56,8	276,4	56,8	276,4
7	2014	59,7	59,7	336,1	59,7	336,1
8	2015	43,8	43,8	379,9	43,8	379,9
9	2016	58,9	58,9	438,8	58,9	438,8
10	2017	51,6	51,6	490,4	51,6	490,4
N= 10	Jlh Stasiun =	1	490,4		49,0	

Sumber: Perhitungan 2019



Gambar 4. 3 Grafik uji konsistensi

Sumber: Hasil perhitungan

Dari grafik diatas terlihat tegak lurus ke atas,menunjukkan bahwa grafik diatas konsisten, dan tidak ada penyimpangan. Oleh karena itu data curah hujan layak untuk digunakan.

4.2.2. Parameter Statistik dan Perhitungan Dispersi

Perhitungan parameter statistik dilakukan sebelum perhitungan dispersi. 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 2017 sebagai dasar perhitungan beberapa parameter statistik.
2. Diketahui besarnya curah hujan daerah tahun 2008 (R_{2008}) atau (X_{2008}) sebesar 37 mm dan nilai rata-rata curah hujan maksimum daerah total dari tahun 2008 s/d 2017 ($\bar{R}$) atau ($\bar{X}$) sebesar 49,0 mm. Berikut beberapa parameter statistik hujan harian tahun 2008 sebagai contoh;

- a. Parameter statistik $X_i - \bar{X}$

$$X_{2008} - \bar{X} = 37,0 - 49,0$$

$$X_{2008} - \bar{X} = -12,04 \text{ mm}$$

b. Parameter statistik $(X_i - \bar{X})^2$

$$(X_{2008} - \bar{X})^2 = (-12,04)^2$$

$$(X_{2008} - \bar{X})^2 = 145,0 \text{ mm}$$

c. Parameter statistik $(X_i - \bar{X})^3$

$$(X_{2008} - \bar{X})^3 = (-12,04)^3$$

$$(X_{2008} - \bar{X})^3 = -1735,34 \text{ mm}$$

d. Parameter statistik $(X_i - \bar{X})^4$

$$(X_{2008} - \bar{X})^4 = (-12,04)^4$$

$$(X_{2008} - \bar{X})^4 = 21013,87 \text{ mm}$$

Perhitungan periode berikutnya disajikan dalam Tabel 4.3 Parameter Statistik

Tabel 4. 3 Parameter Statistik

No	Tahun	R maks	Xbar	X - Xbar	(X - Xbar) ²	(X - Xbar) ³	(X - Xbar) ⁴
1	2008	37,0	49,0	-12,0	144,96	-1745,34	21013,87
2	2009	43,0	49,0	-6,0	36,48	-220,35	1330,91
3	2010	44,8	49,0	-4,2	17,98	-76,23	323,19
4	2011	45,0	49,0	-4,0	16,32	-65,94	266,39
5	2012	49,8	49,0	0,8	0,58	0,44	0,33
6	2013	56,8	49,0	7,8	60,22	467,29	3626,16
7	2014	59,7	49,0	10,7	113,64	1211,36	12913,05
8	2015	43,8	49,0	-5,2	27,46	-143,88	753,92
9	2016	58,9	49,0	9,9	97,22	958,59	9451,65
10	2017	51,6	49,0	2,6	6,55	16,78	42,95
Jumlah		490,4			521,40	402,72	49722,42
R rata-rata		49,0					

Sumber: Hasil Perhitungan 2019

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), sehingga dapat dijadikan acuan atau dasar dalam mengambil kesimpulan analisa jenis sebaran yang memenuhi persyaratan. Berikut perhitungan dispersi untuk parameter statistik yang didasarkan pada hasil perhitungan pada Tabel 4.3 Parameter Statistik;

1) Deviasi standar (S), menggunakan persamaan 2.2

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

$$S = \sqrt{\frac{521,4}{10 - 1}}$$

$$S = 7,61 \text{ mm}$$

- 2) Koefisien *skewness* (Cs), menggunakan persamaan 2.2

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

$$Cs = \frac{10 \times 402,717}{(10-1) \times (10-2) \times 7,61^3}$$

$$Cs = 0,12684$$

- 3) Pengukuran Kurtosis (Ck), menggunakan persamaan 2.4

$$Ck = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(\text{std}(x))^4}$$

$$Ck = \frac{10^2 \times 4972,424}{7,61^4}$$

$$Ck = 1,4815$$

- 4) Koefisien Variasi menggunakan Persamaan 2.5

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

$$Cv = \frac{7,61}{49,04}$$

$$Cv = 0,1552$$

Selanjutnya rekapitulasi perhitungan dispersi parameter statistik dan dispersi parameter logaritma disajikan dalam Tabel 4.4 Rekapitulasi Perhitungan Dispersi

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Dispersi

No	Dispersi	Parameter Statistik
1	S	7,61
2	CV	0,155
3	CS	0,127
4	CK	1,481

Sumber :Hasil Perhitungan 2019

4.2.3 Analisis Frekuensi

Analisis frekuensi adalah suatu analisa data hidrologi dengan menggunakan statistika yang bertujuan untuk memprediksi suatu besaran hujan atau debit dengan masa ulang tertentu. Dalam perhitungan analisis jenis sebaran digunakan Metode Ej Gumbel dan Metode Log Pearson Type III.

1) Metode Ej Gumbel

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode distribusi Ej Gumbel digunakan Persamaan 2.6 pada Bab II.

Perhitungan besar nya curah hujan Sebagai berikut;

1. Diambil nilai curah hujan rata-rata wilayah periode secara keseluruhan dari tahun 2008 s/d tahun 2017 ($\bar{X}$), yakni sebesar 49,0 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 7,61 mm
3. Nilai hubungan antara deviasi standar (S_n) dengan jumlah data (n) untuk distribusi dapat dilihat pada tabel 2.3., yakni sebesar 0,9496
4. Nilai hubungan reduksi variant rata-rata (Y_n) dengan jumlah data (n) untuk distribusi gumbel dapat dilihat pada tabel 2.2, yakni sebesar 0,4952.
5. Digunakan persamaan 2.6 untuk perhitungan besarnya curah hujan metode Ej Gumbel
6. $Y_T = (\text{reduced varieties})$ yang nilainya dihitung berdasarkan persamaan 2.7

$$Y_T = -\ln(-\ln(\frac{T-1}{T}))$$

$$X_{t2} = \bar{X} + \left(\frac{Y_t - Y_n}{S_n}\right) \times S$$

$$X_{t2} = 49,0 + \left(\frac{-0,1287}{0,9496}\right) \times 7,61$$

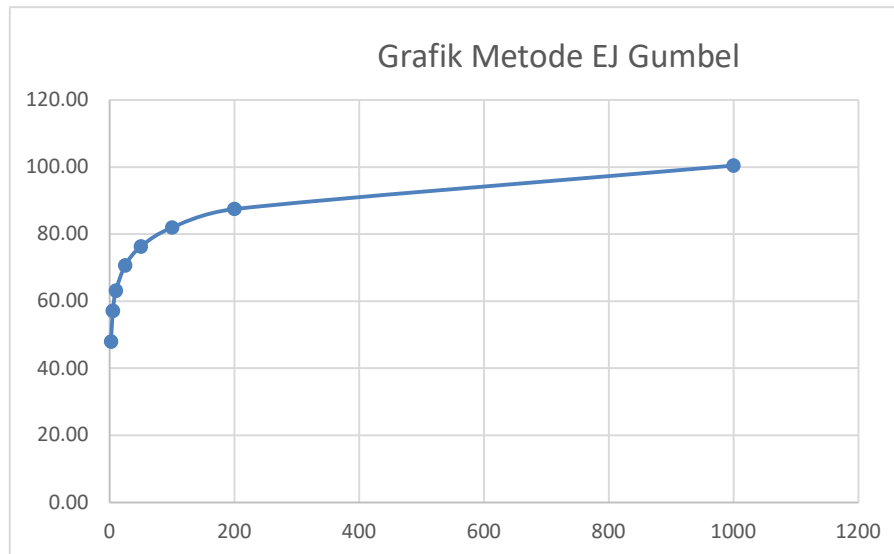
$$X_{t2} = 48,01 \text{ mm}$$

7. Perhitungan untuk curah hujan lainnya disajikan dalam tabel 4.5 Besarnya Curah Hujan Dengan Periode Ulang Tertentu Metode Ej Gumbel.

Tabel 4. 5.Besarnya Curah Hujan Dengan Periode Ulang Tertentu Metode Ej Gumbel

No	Periode	Xbar (mm)	Sd (mm)	Sn	Yn	Yt	Xt (mm)
1	2	49,0	7,61	0,9496	0,4952	0,367	48,01
2	5	49,0	7,61	0,9496	0,4952	1,500	57,09
3	10	49,0	7,61	0,9496	0,4952	2,250	63,11
4	25	49,0	7,61	0,9496	0,4952	3,199	70,71
5	50	49,0	7,61	0,9496	0,4952	3,902	76,35
6	100	49,0	7,61	0,9496	0,4952	4,600	81,94
7	200	49,0	7,61	0,9496	0,4952	5,296	87,52
8	1000	49,0	7,61	0,9496	0,4952	6,907	100,44

Sumber : Hasil Perhitungan 2019



Gambar 4. 4Grafik Metode Ej Gumbel

Sumber: Hasil perhitungan

2) Metode Log Pearson Tipe III

Mengitung curah hujan dengan Pers. 2.8 sampai Pers. 2.13 Bab II yaitu :

$$Y = \bar{Y} + k \cdot S$$

Perhitungan curah hujan rencana dengan distribusi sebaran metode log person III dapat dilakukan dengan menggunakan parameter-parameter statistik yang telah didapatkan dari perhitungan sebelumnya. Untuk mencari nilai curah hujan rencana dapat menggunakan rumus :

$$X_T = 10^Y$$

Tabel 4. 6 Distribusi Frekuensi Metode Log Person Tipe III

Tahun	X	Log X	Log X bar	Log X - Log X bar	(Log X - Log X bar) ²	(Log X - Log X bar) ³
2008	37,0	1,57	1,69	-0,118	0,0138	-0,001626
2009	43,0	1,63	1,69	-0,052	0,0027	-0,000143
2010	44,8	1,65	1,69	-0,035	0,0012	-0,000041
2011	45,0	1,65	1,69	-0,033	0,0011	-0,000035
2012	49,8	1,70	1,69	0,011	0,0001	0,000001
2013	56,8	1,75	1,69	0,069	0,0047	0,000322
2014	59,7	1,78	1,69	0,090	0,0081	0,000733
2015	43,8	1,64	1,69	-0,044	0,0020	-0,000087
2016	58,9	1,77	1,69	0,084	0,0071	0,000600
2017	51,6	1,71	1,69	0,027	0,0007	0,000019
Jumlah		16,86			0,0416	-0,000256
R rata-rata		1,69				

Sumber : perhitungan 2019

- a. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus

$$\overline{\text{Log X}} = \frac{\sum_{i=1}^n \log (X_i)}{n}$$

$$\overline{\text{Log X}} = \frac{16,858}{10}$$

$$\overline{\text{Log X}} = 1,69$$

- b. Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut

$$\text{Std (x)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^2}{n-1}}$$

$$\text{Std (x)} = \sqrt{\frac{0,0416}{10-1}}$$

$$\text{Std (x)} = 0,0680$$

- c. Menghitung koefisien skewness dengan rumus

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

$$Cs = \frac{10*-0,0003}{(10-1)(10-2)(0,0680)^3}$$

$$Cs = -0,102$$

Nilai C_s yang sudah didapat dipakai untuk mencari nilai T pada tabel 2.4 Harga K untuk distribusi log person tipe III maka didapat :

T	= 2 dan	$C_s = -0,102$ maka nilai	$K = 0,017$
T	= 5 dan	$C_s = -0,102$ maka nilai	$K = 0,836$
T	= 10 dan	$C_s = -0,102$ maka nilai	$K = 1,270$
T	= 20 dan	$C_s = -0,102$ maka nilai	$K = 1,567$
T	= 25 dan	$C_s = -0,102$ maka nilai	$K = 1,716$
T	= 50 dan	$C_s = -0,102$ maka nilai	$K = 2,000$
T	= 100 dan	$C_s = -0,102$ maka nilai	$K = 2,252$
T	= 200 dan	$C_s = -0,102$ maka nilai	$K = 2,482$

- Perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang 2 tahun

$$\text{Log } X_2 = \text{Log } \bar{X} + (K \times \text{Std Log } X)$$

$$\text{Log } X_2 = 1,69 + (0,017 \times 0,068)$$

$$\text{Log } X_2 = 1,6870$$

$$X_{t_2} = 10^{1,6870}$$

$$X_{t_2} = 48,635 \text{ mm}$$

- Perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun

$$\text{Log } X_5 = \text{Log } \bar{X} + (K \times \text{Std Log } X)$$

$$\text{Log } X_5 = 1,69 + (0,836 \times 0,068)$$

$$\text{Log } X_5 = 1,7426$$

$$X_{t_5} = 10^{1,7426}$$

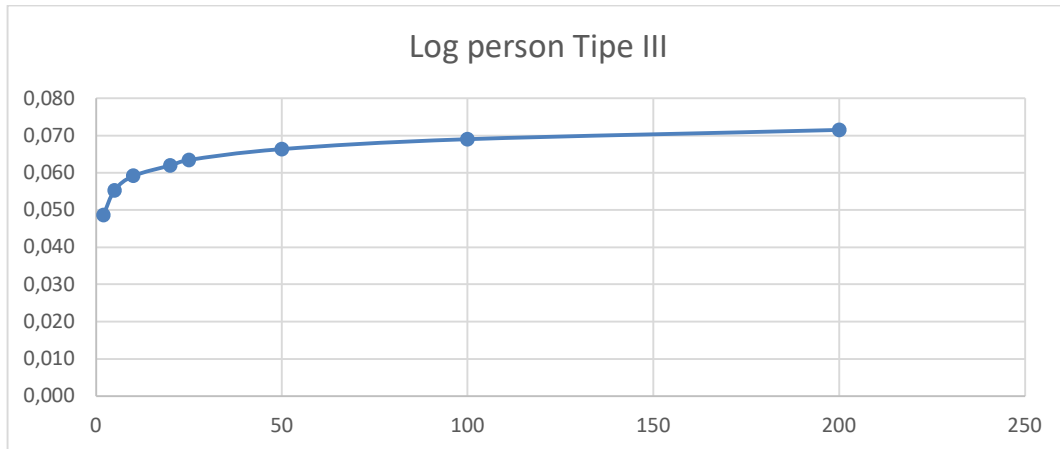
$$X_{t_5} = 55,286 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dilakukan dalam tabel dibawah ini

Tabel 4. 7 Besarnya Curah Hujan Dengan Periode Ulang Tertentu Metode Log Pearson Tipe III

No	Periode	Log $\bar{X}$	Std Log($\bar{X}$)	C_s	k	$Y = \text{Log } \bar{X} + k \text{ Std Log } (\bar{X})$	$X_t = 10^Y$
1	2	1,69	0,068	-0,102	0,017	1,6870	48,635
2	5	1,69	0,068	-0,102	0,836	1,7426	55,286
3	10	1,69	0,068	-0,102	1,270	1,7721	59,172
4	20	1,69	0,068	-0,102	1,567	1,7923	61,987
5	25	1,69	0,068	-0,102	1,716	1,8024	63,450
6	50	1,69	0,068	-0,102	2,000	1,8217	66,333
7	100	1,69	0,068	-0,102	2,252	1,8389	69,002
8	200	1,69	0,068	-0,102	2,482	1,8545	71,531

Sumber : Hasil Perhitungan 2019



Gambar 4. 5 Grafik Metode Log Pearson Type III

Sumber: Hasil perhitungan

Dari hasil perhitungan curah hujan renana dengan menggunakan kedua metode diatas selanjutnya dapat ditentukan metode mana yang bisa dipakai sebagai suatu metode yang telah memenuhi syarat yang tertera pada table 4.8 di bawah ini.

Tabel 4. 8 Parameter Pemilihan Jenis Distribusi Sebaran Curah Hujan

No.	Jenis	Syarat	Hasil Hitungan	Keterangan
1	Ej Gumbel	$Cs < 1,1396$	$Cs = 0,127$	memenuhi
		$Ck < 5,4002$	$Ck = 1,481$	memenuhi
2	Log Pearson III	$Cs = 0 < Cs < 9$	$0 < -0,102 < 9$	tidak memenuhi

Sumber: Hasil Perhitungan 2019

Dari keempat metode yang digunakan di atas yang paling mendekati syarat adalah sebaran Metode Gumbel dengan nilai $Cs = 0,217$ lebih kecil dari persyaratan $Cs \leq 1,140$ dan nilai $Ck = 1,481$ yang lebih kecil dari persyaratan $Ck \leq 5,4$. Dari jenis sebaran yang telah memenuhi syarat tersebut perlu diuji kecocokan sebarannya dengan beberapa metode. Hasil uji kecocokan sebaran menunjukan distribusinya dapat diterima atau tidak.

4.2.4 Uji kesesuaian Distribusi Frekuensi

1) Uji Sebaran Chi kuadrat (*Chi square test*)

a) Data hujan diurut dari kecil ke besar

Tabel 4. 9 Pengurutan Data Hujan dari Kecil ke Besar

Xi (mm)	Xi Diurut dari Kecil ke Besar (mm)
37,0	37,00
43,0	43,00
44,8	43,80
45,0	44,80
49,8	45,00
56,8	49,80
59,7	51,60
43,8	56,80
58,9	58,90
51,6	59,70

Sumber : Hasil Perhitungan 2019

Untuk menguji keselarasan sebaran Metode Gumbel, digunakan Uji Sebaran Chi Kuadrat (Chi Square Test) (Soewarno, 1995). Digunakan Persamaan 2.16, Persamaan 2.17 dan Persamaan 2.18 pada Bab II sebagai berikut :

$$X^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \leq x_{cr}^2$$

Dimana :

X^2 = harga *chi-kuadrat*,

n = jumlah sub kelompok,

O_i = frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama,

E_i = frekuensi yang diharapkan sesuai pembagian kelasnya.

Prosedur perhitungan *chi-kuadrat* adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data pengamatan dari data yang besar ke data yang kecil atau sebaliknya.
2. Hitung jumlah kelas yang ada (k) = $1 + 3,322 \log n$. Dalam pembagian kelas disarankan agar masing-masing kelas terdapat empat buah data pengamatan.
3. Hitung nilai E_i = jumlah data (n)/jumlah kelas (k)
4. Tentukan nilai O_i untuk masing-masing kelas
5. Hitung nilai X^2 untuk masing-masing kelas kemudian hitung nilai total X^2
6. Nilai X^2 dari perhitungan harus lebih kecil dari nilai X^2 dari tabel untuk derajat nyata tertentu yang sering diambil sebesar 5 % dengan parameter derajat kebebasan.

Rumus Derajat Kebebasan :

$$Dk = K - (P + 1)$$

Dimana :

Dk = Derajat kebebasan

K = jumlah kelas

P = banyaknya keterikatan

(nilai P = 2 untuk distribusi normal dan binomial, nilai P = 1 untuk distribusi poisson dan gumbel).

Perhitungan *Chi-kuadrat* :

1. Jumlah kelas (k)

$$K = 1 + 3,322 \log n \quad ; n = 10$$

$$\begin{aligned} K &= 1 + 3,322 \log 10 \\ &= 4,322 \approx 4 \end{aligned}$$

2. Derajat kebebasan (dk)

$$Dk = 4 - (1 + 1)$$

$$Dk = 2$$

Untuk Dk = 2, signifikan (α) = 5 %, maka dari tabel uji *chi-kuadrat* didapat harga $X^2 = 5,991$. Tabel uji *chi-kuadrat* dapat dilihat pada tabel 2.6 Bab II.

3. Nilai Frekuensi yang diharapkan

$$E_i = \frac{n}{K}$$

$$E_i = \frac{10}{4}$$

$$E_i = 2,5$$

$$4. \quad \Delta x = \frac{(X_{\max} - X_{\min})}{K - 1}$$

$$\Delta x = \frac{(59,7 - 37,0)}{4 - 1}$$

$$\Delta x = 7,567 \approx 8$$

$$\begin{aligned} 5. \quad X_{\text{awal}} &= X_{\min} - (0,5 \times \Delta x) \\ &= 37,0 - (0,5 \times 8) \\ &= 33,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_{\text{akhir}} &= X_{\max} - (0,5 \times \Delta x) \\ &= 59 - (0,5 \times 8) \\ &= 55,7 \end{aligned}$$

Nilai X^2 cr dicari pada Tabel 2.6 dengan menggunakan nilai $Dk=2$ dan Derajat Kepercayaan 5%, lalu dibandingkan dengan nilai X^2 hasil perhitungan yang dapat dilihat pada Tabel 4.10. Syarat yang harus dipenuhi yaitu X^2 hitungan $< X^2_{cr}$ (Soewarno, 1995).

Tabel 4. 10 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	33	$< X <$	41	2,5	1	2,25	0.90
2	41	$< X <$	49	2,5	4	2,25	0.90
3	49	$< X <$	57	2,5	3	0,25	0.10
4	57	$X >$	65	2,5	2	0,25	0.10
	Jumlah			10	10		2,00

Sumber : Hasil Perhitungan 2019

Derajat Signifikasi (α) = 5 %

X^2 hasil hitungan = 2,00

X^2 cr (Tabel 2.6) = 5,991

Dari hasil perhitungan didapat nilai $X^2 = 2,00$. Nilai ini lebih kecil apabila dibandingkan dengan nilai X^2 kritis yang ditunjukkan oleh Tabel 2.6 pada Bab II yaitu dengan derajat kebebasan (Dk) sebesar = 2 dan derajat kepercayaan (α) = 5 %, maka didapat nilai X^2 kritis = 5,991. Dilihat hasil perbandingan di atas bahwa ternyata X^2 hitungan $< X^2_{cr}$, Maka dari pengujian kecocokan penyebaran Distribusi Gumbel dapat diterima

2) Uji Sebaran Smirnov – Kolmogorov

Untuk menguatkan perkiraan pemilihan distribusi yang diambil, maka dilakukan pengujian distribusi dengan menggunakan metode Smirnov-Kolmogorov dari masing-masing distribusi. Metode ini dikenal dengan uji kecocokan non parametik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Berdasarkan data yang ada pada Tabel, nilai n adalah 10, sehingga didapat harga kritis Smirnov-Kolmogorov dengan derajat kepercayaan 0,05 adalah 0,41. Hasil perhitungan uji keselarasan sebaran dengan Smirnov – Kolmogorov untuk Metode Gumbel Tipe I dapat dilihat pada Tabel 2.7.

X_i = Hujan Rencana

$\bar{X}$ = Rata-rata curah hujan = 49,0 mm

Std = Standar Deviasi = 7,61 mm

n = Jumlah Data = 10

Langkah-langkah pengujian Smirnov-Kolmogorov adalah sebagai berikut :

1. Mengurutkan data dari yang besar sampai yang terkecil dan juga besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.

- Menentukan nilai masing-masing peluang teoritis dan hasil penggambaran data persamaan distribusinya.
- Dari kedua peluang ditentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dan peluang teoritis.

Berdasarkan tabel nilai krisis (*Smirnov-Kolmogorov Test*) dapat ditentukan harga D

Tabel 4. 11 Uji Keselarasan Sebaran Smirnov – Kolmogorov

Tahun	Rmax (Xi)	m	P(x)=m/(n+1)	P(x<) = 1-P	Kt = (Xi- Xa)/Sx	P'(x) = m/(n- 1)	P'(x<) = 1-P'	D = P(x<)- P'(x<)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5) = 1 - (4)	(6)	(7)	(8)	(9)
2014	59,7	1	0.0909	0.9091	1.4005	0,1111	0,8889	0,0202
2016	58,9	2	0.1818	0.8182	1.2954	0,2222	0,7778	0,0404
2013	56,8	3	0.2727	0.7273	1.0195	0,3333	0,6667	0,0606
2017	51,6	4	0.3636	0.6364	0.3363	0,4444	0,5556	0,0808
2012	49,8	5	0.4545	0.5455	0.0998	0,5556	0,4444	0,1010
2011	45,0	6	0.5455	0.4545	-0.5308	0,6667	0,3333	0,1212
2010	44,8	7	0.6364	0.3636	-0.5571	0,7778	0,2222	0,1414
2015	43,8	8	0.7273	0.2727	-0.6884	0,8889	0,1111	0,1616
2009	43,0	9	0.8182	0.1818	-0.7935	1,0000	0,0000	0,1818
2008	37,0	10	0.9091	0.0909	-1.5818	1,1111	-0,1111	0,2020

Sumber : Hasil Perhitungan 2019

Derajat signifikasi = 5 % = 0,05

D_{maks} = 0,2020

D₀ kritis = 0,41

D₀ kritis didapat dari tabel 2.7 untuk nilai n =10 dan Derajat kebebasan Dk=5%. Syarat yang harus dipenuhi D_{max} < D₀ kritis (0,2020 < 0,41)

Dilihat dari perbandingan di atas bahwa D_{maks} < D₀ kritis, maka metode sebaran yang diuji yaitu metode Gumbel dapat diterima.

4.2.5 Intensitas Curah hujan jam-jaman

Perhitungan intensitas curah hujan ini menggunakan Metode Dr. Moonobe dengan mengacu pada Persamaan 2.23 Bab II yang merupakan sebuah variasi dari persamaan-persamaan curah hujan jangka pendek. Persamaannya sebagai berikut :

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

1. Perhitungan nilai intensitas curah hujan dengan periode ulang 2 tahun dalam kurun waktu 1 jam

$$I_1 = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

$$I_1 = \frac{48,01}{24} \times \left[\frac{24}{1} \right]^{2/3}$$

$$I_1 = 16,64 \text{ mm/jam}$$

2. Perhitungan nilai intensitas curah hujan dengan periode ulang 5 tahun dalam kurun waktu 1 jam

$$I_5 = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

$$I_5 = \frac{57,09}{24} \times \left[\frac{24}{1} \right]^{2/3}$$

$$I_5 = 19,79 \text{ mm/jam}$$

3. Perhitungan nilai intensitas curah hujan dengan periode ulang 10 tahun dalam kurun waktu 1 jam

$$I_{10} = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

$$I_{10} = \frac{63,11}{24} \times \left[\frac{24}{1} \right]^{2/3}$$

$$I_{10} = 21,88 \text{ mm/jam}$$

4. Perhitungan nilai intensitas curah hujan dengan periode ulang 20 tahun dalam kurun waktu 1 jam

$$I_{20} = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

$$I_{20} = \frac{70,71}{24} \times \left[\frac{24}{1} \right]^{2/3}$$

$$I_{20} = 24,51 \text{ mm/jam}$$

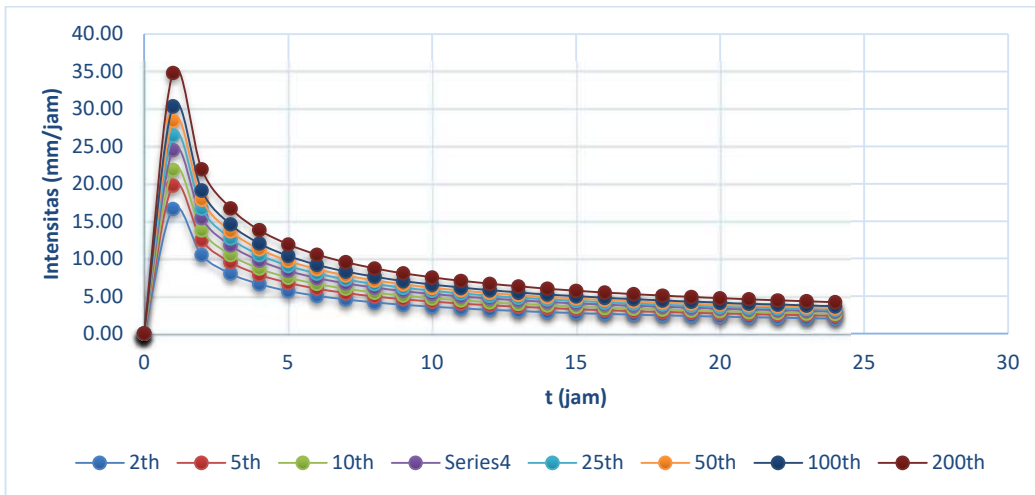
Perhitungan selanjutnya dilakukan dalam tabel dibawah ini

Tabel 4. 12 Hasil Perhitungan Intensitas Curah Hujan Jam-Jaman

t (jam)	R ₂₄							
	R ₂	R ₅	R ₁₀	R ₂₀	R ₂₅	R ₅₀	R ₁₀₀	R ₂₀₀
	48,01	57,09	63,11	70,71	76,35	81,94	87,52	100,44
1	16,64	19,79	21,88	24,51	26,47	28,41	30,34	34,82
2	10,48	12,47	13,78	15,44	16,67	17,90	19,11	21,93
3	8,00	9,52	10,52	11,78	12,72	13,66	14,59	16,74
4	6,61	7,85	8,68	9,73	10,50	11,27	12,04	13,82
5	5,69	6,77	7,48	8,38	9,05	9,72	10,38	11,91

6	5,04	5,99	6,63	7,42	8,02	8,60	9,19	10,55
7	4,55	5,41	5,98	6,70	7,23	7,76	8,29	9,52
8	4,16	4,95	5,47	6,13	6,62	7,10	7,59	8,70
9	3,85	4,57	5,06	5,67	6,12	6,57	7,01	8,05
10	3,59	4,26	4,71	5,28	5,70	6,12	6,54	7,50
11	3,37	4,00	4,42	4,96	5,35	5,74	6,13	7,04
12	3,18	3,78	4,17	4,68	5,05	5,42	5,79	6,64
13	3,01	3,58	3,96	4,43	4,79	5,14	5,49	6,30
14	2,87	3,41	3,77	4,22	4,56	4,89	5,22	5,99
15	2,74	3,25	3,60	4,03	4,35	4,67	4,99	5,72
16	2,62	3,12	3,45	3,86	4,17	4,47	4,78	5,48
17	2,52	2,99	3,31	3,71	4,00	4,30	4,59	5,27
18	2,42	2,88	3,19	3,57	3,85	4,14	4,42	5,07
19	2,34	2,78	3,07	3,44	3,72	3,99	4,26	4,89
20	2,26	2,69	2,97	3,33	3,59	3,86	4,12	4,73
21	2,19	2,60	2,87	3,22	3,48	3,73	3,99	4,57
22	2,12	2,52	2,79	3,12	3,37	3,62	3,86	4,43
23	2,06	2,45	2,71	3,03	3,27	3,51	3,75	4,31
24	2,00	2,38	2,63	2,95	3,18	3,41	3,65	4,18

Sumber : Hasil Perhitungan 2019



Gambar 4. 6 Grafik Hujan Jam-Jaman

Sumber: Hasil perhitungan 2019

Dari grafik di atas menunjukkan bahwa, intensitas curah hujan bervariasi setiap jamnya. Semakin lamanya periode tahun, semakin besar intensitas curah hujan yang terjadi.

4.2.6 Debit banjir Rancangan Metode Rasional (Non Hidrograf)

Untuk menghitung atau memperkirakan besarnya debit banjir yang akan terjadi dalam berbagai periode ulang dengan hasil yang baik dapat dilakukan dengan analisis data aliran

dari sungai yang bersangkutan. perhitungan debit banjir akan digunakan Metode Rasional sebagai berikut :

1. Metode Rasional

Untuk menghitungnya menggunakan Persamaan 2.24 s/d Persamaan 2.27 pada Bab II yaitu :

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A \text{ m}^3/\text{det}$$

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

$$T_c = \frac{L}{w} \quad (\text{untuk perhitungan waktu konsentrasi periode ulang})$$

$$w = 72 \times \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6} \quad (\text{waktu kecepatan perlambatan})$$

Data yang ada yaitu :

L = jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau (km)

Skala pada gambar kontur 1:1000 (*Sumber : Data Gambar kontur hasil perhitungan*)

Sedangkan panjang sungai pada gambar = 285,495 cm

Maka untuk menghitung panjang sungai (L) :

$$\begin{aligned} L &= \text{Panjang sungai pada gambar} \times \text{skala gambar} \\ &= 361,93 \times 1000 \\ &= 361,93 \text{ m} \\ &= 0,36193 \text{ km} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \text{luas DAS (km)} \\ &= 0,0750 \text{ km}^2 \quad (\text{Sumber : Data Gambar Kontur hasil perhitungan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= \text{Beda tinggi ujung hulu dengan titik tinggi yang ditinjau (km)} \\ &\text{Rumus untuk mencari kontur interval/beda tinggi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= \frac{1}{2000} \times \text{Skala Gambar} \\ &= \frac{1}{2000} \times 1000 \\ &= 0,5 \text{ km} \end{aligned}$$

$$C = 0,6 \quad \text{Kompleks perumahan, harga (C) pada tabel 2.8 Bab II}$$

Dari Tabel 4.12 diketahui :

R24 periode ulang 2 tahun	=	48,01	mm
R24 periode ulang 5 tahun	=	57,09	mm
R24 periode ulang 10 tahun	=	63,11	mm
R24 periode ulang 20 tahun	=	70,71	mm
R24 periode ulang 25 tahun	=	76,35	mm
R24 periode ulang 50 tahun	=	81,94	mm

$$\begin{aligned} R_{24} \text{ periode ulang 100 tahun} &= 87,52 \text{ mm} \\ R_{24} \text{ periode ulang 200 tahun} &= 100,44 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan waktu konsentrasi untuk periode ulang 2 tahun

$$T_{c_2} = \frac{L}{w}$$

Waktu Kecepatan Perlambatan

$$w = 72 \cdot \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6}$$

$$w = 72 \cdot \left(\frac{0,5}{0,36193} \right)^{0.6}$$

$$w = 87,4056 \text{ km/jam}$$

maka : T_{c_2}

$$T_{c_2} = \frac{0,362}{87,4056}$$

$$T_{c_2} = 0,004 \text{ jam}$$

Intensitas Hujan Selama t Jam

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

$$I = \frac{48,01}{24} \times \left[\frac{24}{0,004} \right]^{2/3}$$

$$I = 654,44 \text{ (mm/jam)}$$

Debit banjir rancangan Q

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

$$Q = 0,278 \times 0,6 \times 654,44 \times 0,0750$$

$$Q = 8,07 \text{ (m}^3/\text{det)}$$

- a. Perhitungan waktu konsentrasi untuk periode ulang 5 tahun

$$T_{c_5} = \frac{L}{w}$$

Waktu Kecepatan Perlambatan

$$w = 72 \cdot \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6}$$

$$w = 72 \cdot \left(\frac{0,5}{0,03619} \right)^{0.6}$$

$$w = 87,4056 \text{ km/jam}$$

maka : T_{c_5}

$$T_{c_5} = \frac{0,362}{87,4056}$$

$$T_{c_5} = 0,004 \text{ jam}$$

Intensitas Hujan Selama t Jam

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

$$I = \frac{57,09}{24} \times \left[\frac{24}{0,003} \right]^{2/3}$$

$$I = 767,583 \text{ (mm/jam)}$$

Debit banjir rancangan Q

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

$$Q = 0,278 \times 0,6 \times 767,583 \times 0,075$$

$$Q = 9,60 \text{ (m}^3/\text{det)}$$

- b. Perhitungan waktu konsentrasi untuk periode ulang 10 tahun

$$T_{c10} = \frac{L}{w}$$

Waktu Kecepatan Perlambatan

$$w = 72 \times \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6}$$

$$w = 72 \times \left(\frac{0,5}{0,03619} \right)^{0.6}$$

$$w = 87,405 \text{ km/jam}$$

maka : T_{c10}

$$T_{c10} = \frac{0,362}{87,405}$$

$$T_{c10} = 0,004 \text{ jam}$$

Intensitas Hujan Selama t Jam

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

$$I = \frac{63,11}{24} \times \left[\frac{24}{0,004} \right]^{2/3}$$

$$I = 848,5 \text{ (mm/jam)}$$

Debit banjir rancangan Q

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

$$Q = 0,278 \times 0,6 \times 848,5 \times 0,075$$

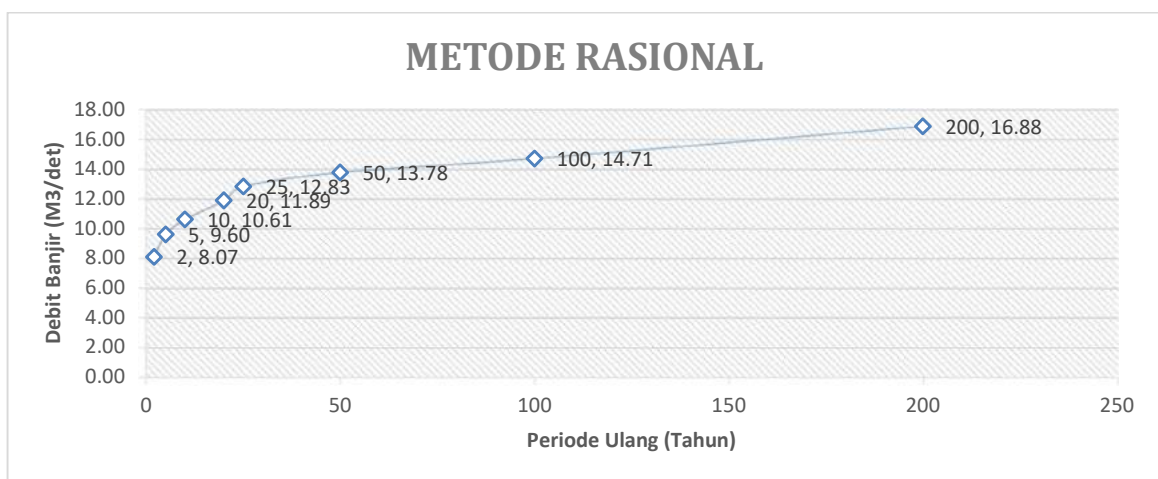
$$Q = 10,61 \text{ (m}^3/\text{det)}$$

Perhitungan debit banjir untuk periode ulang tahun selanjutnya dengan metode rasional dilakukan dalam tabel dibawah ini :

Tabel 4. 13 Perhitungan Debit Metode Rasional

No	Periode Ulang	A	Rt	L	H	C	w	tc	I	Qt
	(tahun)	(km ²)	(mm)	(km)	(km)		(km/jam)	(mm/jam)	(mm/jam)	(m ³ /det)
1	2	0,075	48,01	0,3619	0,5	0,6	87,406	0,00414	645,4	8,07
2	5	0,075	57,09	0,3619	0,5	0,6	87,406	0,00414	767,6	9,60
3	10	0,075	63,11	0,3619	0,5	0,6	87,406	0,00414	848,5	10,61
4	20	0,075	70,71	0,3619	0,5	0,6	87,406	0,00414	950,6	11,89
5	25	0,075	76,35	0,3619	0,5	0,6	87,406	0,00414	1026,4	12,83
6	50	0,075	81,94	0,3619	0,5	0,6	87,406	0,00414	1101,7	13,78
7	100	0,075	87,52	0,3619	0,5	0,6	87,406	0,00414	1176,6	14,71
8	200	0,075	100,44	0,3619	0,5	0,6	87,406	0,00414	1350,3	16,88

Sumber : Hasil Perhitungan 2019



Gambar 4. 7 Grafik Banjir Rancangan Metode Rasional

Sumber: Hasil perhitungan

4.3. Perhitungan Perencanaan Drainase

Sebelum melakukan perencanaan drainase terlebih dahulu diberi penamaan saluran-saluran yang berada pada jaringan drainase.

Tabel 4. 14 Penamaan Saluran

NO	Nama Jalan	Nama Saluran	Simbol
1	Jalan 1	Primer kiri	Primer Kiri
		Sekunder kanan 1	S. Kanan 1
		Sekunder kanan 2	S. Kanan2
		Sekunder kanan 3	S. Kanan3
2	Jalan 2	Sekunder Kanan	S.kanan
3	Jalan 3	Sekunder Kiri	S.Kiri
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1

		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2
		Sekunder Kanan 3	S.Kanan3
		Sekunder Kanan 4	S.Kanan4
4	Jalan 4	Sekunder Kiri 1	S.Kiri1
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri2
		Sekunder Kiri 3	S.Kiri3
		Sekunder Kiri 4	S.Kiri4
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2
		Sekunder Kanan 3	S.Kanan3
		Sekunder Kanan 4	S.Kanan4
5	Jalan 5	Sekunder Kiri 1	S.Kiri1
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri2
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2
6	Jalan 6	Sekunder Kiri 1	S.Kiri1
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri2
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2
7	Jalan 7	Sekunder Kiri 1	S.Kiri 1
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri 2
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan 1
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan 2
8	Jalan 8	Sekunder Kiri 1	S.Kiri 1
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri 2
		Sekunder Kanan	S.Kanan
9	Jalan 9	Primer kiri	Primer kiri
		Sekunder Kiri 1	S.Kiri 1
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri 2
		Sekunder Kiri 3	S.Kiri 3
		Sekunder Kiri 4	S.Kiri 4
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2
10	Jalan 10	Sekunder Kanan 3	S.Kanan3
		Primer Kiri	Primer Kiri
		Sekunder Kanan	S Kanan
11	Jalan 11	Sekunder Kiri	S.Kiri
		Sekunder Kanan	S.Kanan
12	Jalan 12	Sekunder Kiri	Skiri
13	Jalan 2	Tersier 1	T1
14	Jalan 4	Tersier2	T2
		Tersier3	T3

15	Jalan 9	Tersier4	T4
		Tersier5	T5
		Tersier6	T6
		Tersier7	T7
		Tersier8	T8
16	Jalan 10	Tersier9	T9
		Tersier10	T10

Sumber: Hasil Analisis

Setelah melakukan penamaan saluran, selanjutnya dilakukan pendataan penduduk berdasarkan tiap-tiap saluran. Disajikan dalam Tabel 4.15 tentang perincian data penduduk dari setiap ruas saluran drainase.

Tabel 4. 15 Data Kependudukan

NO	Nama Jalan	Nama Saluran	jumlah penduduk
1	Jalan 1	Primer kiri	72
		Sekunder kanan 1	4
		Sekunder kanan 2	8
		Sekunder kanan 3	21
2	Jalan 2	Sekunder Kanan	24
3	Jalan 3	Sekunder Kiri	28
		Sekunder Kanan 1	2
		Sekunder Kanan 2	3
		Sekunder Kanan 3	2
		Sekunder Kanan 4	2
4	Jalan 4	Sekunder Kiri 1	4
		Sekunder Kiri 2	5
		Sekunder Kiri 3	6
		Sekunder Kiri 4	4
		Sekunder Kanan 1	6
		Sekunder Kanan 2	5
		Sekunder Kanan 3	6
		Sekunder Kanan 4	5
5	Jalan 5	Sekunder Kiri 1	5
		Sekunder Kiri 2	15
		Sekunder Kanan 1	9
		Sekunder Kanan 2	15
6	Jalan 6	Sekunder Kiri 1	6
		Sekunder Kiri 2	15
		Sekunder Kanan 1	11
		Sekunder Kanan 2	20
7	Jalan 7	Sekunder Kiri 1	7
		Sekunder Kiri 2	19
		Sekunder Kanan 1	9
		Sekunder Kanan 2	23
8	Jalan 8	Sekunder Kiri 1	15

		Sekunder Kiri 2	42
		Sekunder Kanan	116
9	Jalan 9	Primer kiri	0
		Sekunder Kiri 1	4
		Sekunder Kiri 2	3
		Sekunder Kiri 3	5
		Sekunder Kiri 4	7
		Sekunder Kanan 1	6
		Sekunder Kanan 2	6
		Sekunder Kanan 3	7
10	Jalan 10	Primer Kiri	42
		Sekunder Kanan	45
11	Jalan 11	Sekunder Kiri	12
		Sekunder Kanan	13
12	Jalan 12	Primer kiri	0
13	Jalan 2	Tersier 1	8
14	Jalan 4	Tersier2	3
		Tersier3	6
		Tersier4	5
		Tersier5	6
15	Jalan 9	Tersier6	12
		Tersier7	13
		Tersier8	14
		Tersier9	13
16	Jalan 10	Tersier10	4
			768

Sumber: Hasil Analisis

Berikut hasil rekapitulasi analisa hidrologi perhitungan dispersi baik parameter statistic dari setiap dispersi;

Tabel 4. 16 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Dispersi

No	Dispersi	Parameter statistik
1	S	7,61
2	CV	0,155
3	CS	0,127
4	CK	1,481

Sumber :Hasil Perhitungan 2019

Disajikan pula rekapitulasi hasil perhitungan hujan rancangan metode Gumbel, yakni metode yang telah memenuhi persyaratan distribusi frekuensi yang dilakukan dengan uji Chi Kuadrat dan Uji Smirnov Kolmogorov.

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Gumbel

No	Periode	Metode Gumbel (mm)
1	2	48,01
2	5	57,09
3	10	63,11
4	20	70,71
5	25	76,35
6	50	81,94
7	100	87,52
8	200	100,44

Sumber :Hasil Perhitungan 2019

Berdasarkan luas daerah tangkapan air sebesar 7,5 ha dan tipologi kota, dengan melihat tabel 4.18 maka dipilih kala ulang sebesar 2 tahun

Tabel 4. 18 Kriteria Desain Hidrologis

Tipologi Kota	Daerah Tangkapan air (Ha)			
	<10	10-100	101-500	>500
Kota Metropolitan	2 Th	2-5 Th	5-10 Th	10-25 Th
Kota Besar	2 Th	2-5 Th	2-5 Th	5-20 Th
Kota Sedang	2 Th	2-5 Th	2-5 Th	5-20 Th
Kota Kecil	2 Th	2 Th	2 Th	2-5 th

4.3.1 Perhitungan Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi (T_c) adalah waktu yang diperlukan untuk mengalirkan air dari titik yang paling jauh pada daerah aliran ke titik kontrol yang ditentukan di bagian hilir suatu saluran. Harga T_c ditentukan dengan menggunakan persamaan 2.20.

Berikut perhitungan waktu konsentrasi drainase, dengan primer 1 Kiri dijadikan contoh, selanjutnya perhitungan saluran secara keseluruhan disajikan dalam tabel 4.19;

1. Diketahui Panjang lintasan aliran diatas permukaan lahan (m) dan panjang lintasan aliran didalam saluan (m) diperoleh dari pengukuran di lapangan, dengan;
 - a. Panjang lintasan saluran (m), $L = 267,855$ m
2. Selanjutnya nilai angka kekasaran manning diperoleh pada tabel kekasaran manning untuk saluran, yakni untuk pasangan batu belah, nilai koefisiennya 0,017-0,030, dipilih 0,019. Tabel 2.16 Koefisien Kekasaran Maning BabII.
3. Nilai kemiringan lahan sebesar 0,0185. Nilai ini didasarkan pada nilai kecepatan aliran yang diizinkan yakni sebesar 0,40 m/detik. Kecepatan aliran ini diasumsikan

berdasarkan standar yang digunakan dalam perencanaan drainase pada tabel hubungan kecepatan aliran yangizinkan dengan kemiringan lahan yang akan digunakan dalam pembuatan saluran drainase. Apabila saluran drainase menggunakan pasangan batu, maka nilai kecepatan saluran yang diizinkan yakni, sebesar 0,40 m/detik. Berdasarkan tabel 2.17 kecepatan aliran yang diizinkan. BabII

4. Sedangkan besarnya curah hujan Metode Ej Gumbel (metode yang memenuhi) periode ulang 2 tahun, yakni sebesar 48,01
5. Maka, intlet time ke saluran terdekat (t_0) dihitung menggunakan persamaan 2.21

$$t_0 = \left[\frac{2}{3} \times 3,28 \times L \times \frac{n}{\sqrt{S}} \right]^{0,167}$$

$$t_0 = \left[\frac{2}{3} \times 3,28 \times 267,855 \times \frac{0,019}{\sqrt{0,0650}} \right]^{0,167}$$

$$t_0 = 1,88 \text{ menit}$$

6. Untuk nilai conduit time (t_d) sampai ketempat pengukuran dihitung menggunakan persamaan 2.22

$$t_d = \frac{L_s}{60V}$$

$$t_d = \frac{267,855}{60 \times 0,40}$$

$$t_d = 11,6 \text{ menit}$$

7. Sedangkan waktu konsentrasi (t_c) diperoleh menggunakan persamaan 2.20

$$T_c = t_0 + t_d$$

$$T_c = 1,88 + 11,6$$

$$T_c = 13,04 \text{ menit}$$

$$T_c = 0,217 \text{ jam}$$

Perhitungan waktu konsentrasi untuk saluran lainnya dilampirkan pada tabel 4.19.

Tabel 4. 19 Hasil Perhitungan Waktu Konsentrasi

NAMA Jalan	Nama Saluran	R ₂₄ (10 Thn)	L (Meter)	Elevasi Awal	Elevasi Akhir	S	n	v	to	td	Tc (menit)	Tc (Jam)
Jalan 1	Primer kiri	48,01	267,86	210,94	193,54	0,065	0,019	0,400	1,88	11,16	13,04	0,217
	Sekunder kanan 1	48,01	37,14	201,39	198,45	0,079	0,019	0,400	1,33	1,55	2,88	0,048
	Sekunder kanan 2	48,01	38,34	198,28	197,02	0,033	0,019	0,400	1,44	1,60	3,04	0,051
	Sekunder kanan 3	48,01	91,41	197,03	193,68	0,037	0,019	0,400	1,65	3,81	5,46	0,091
Jalan 2	Sekunder Kanan	48,01	143,51	216,22	201,39	0,103	0,019	0,400	1,63	5,98	7,61	0,127
Jalan 3	Sekunder Kiri	48,01	174,53	220,30	198,45	0,125	0,019	0,400	1,66	7,27	8,93	0,149

	Sekunder Kanan 1	48,01	35,58	200,18	198,28	0,053	0,019	0,400	1,36	1,48	2,85	0,047
	Sekunder Kanan 2	48,01	34,21	203,00	200,34	0,078	0,019	0,400	1,31	1,43	2,74	0,046
	Sekunder Kanan 3	48,01	35,87	210,20	203,90	0,176	0,019	0,400	1,24	1,49	2,73	0,046
	Sekunder Kanan 4	48,01	37,66	219,51	212,00	0,199	0,019	0,400	1,23	1,57	2,80	0,047
Jalan 4	Sekunder Kiri 1	48,01	38,64	197,78	197,02	0,020	0,019	0,400	1,50	1,61	3,11	0,052
	Sekunder Kiri 2	48,01	36,38	201,39	198,04	0,092	0,019	0,400	1,31	1,52	2,82	0,047
	Sekunder Kiri 3	48,01	34,94	207,51	202,02	0,157	0,019	0,400	1,24	1,46	2,70	0,045
	Sekunder Kiri 4	48,01	40,11	218,62	208,01	0,265	0,019	0,400	1,22	1,67	2,89	0,048
	Sekunder Kanan 1	48,01	37,57	197,51	197,03	0,013	0,019	0,400	1,55	1,57	3,12	0,052
	Sekunder Kanan 2	48,01	38,18	201,16	197,69	0,091	0,019	0,400	1,32	1,59	2,91	0,049
	Sekunder Kanan 3	48,01	39,00	207,02	201,70	0,136	0,019	0,400	1,28	1,63	2,91	0,048
	Sekunder Kanan 4	48,01	35,17	218,41	207,66	0,306	0,019	0,400	1,18	1,47	2,64	0,044
Jalan 5	Sekunder Kiri 1	48,01	39,04	200,18	197,78	0,061	0,019	0,400	1,37	1,63	2,99	0,050
	Sekunder Kiri 2	48,01	87,10	197,51	194,71	0,032	0,019	0,400	1,65	3,63	5,28	0,088
	Sekunder Kanan 1	48,01	39,34	200,42	198,04	0,060	0,019	0,400	1,37	1,64	3,01	0,050
	Sekunder Kanan 2	48,01	86,94	197,69	194,68	0,035	0,019	0,400	1,64	3,62	5,26	0,088
Jalan 6	Sekunder Kiri 1	48,01	38,43	203,10	201,39	0,044	0,019	0,400	1,40	1,60	3,00	0,050
	Sekunder Kiri 2	48,01	87,15	201,16	195,39	0,066	0,019	0,400	1,56	3,63	5,19	0,086
	Sekunder Kanan 1	48,01	38,43	203,60	202,02	0,041	0,019	0,400	1,41	1,60	3,01	0,050
	Sekunder Kanan 2	48,01	87,21	201,70	195,69	0,069	0,019	0,400	1,55	3,63	5,18	0,086
Jalan 7	Sekunder Kiri 1	48,01	39,58	210,50	207,51	0,076	0,019	0,400	1,35	1,65	3,00	0,050
	Sekunder Kiri 2	48,01	88,35	207,02	198,03	0,102	0,019	0,400	1,50	3,68	5,19	0,086
	Sekunder Kanan 1	48,01	39,59	212,00	208,01	0,101	0,019	0,400	1,32	1,65	2,97	0,049
	Sekunder Kanan 2	48,01	88,38	207,66	198,46	0,104	0,019	0,400	1,50	3,68	5,18	0,086
Jalan 8	Sekunder Kiri 1	48,01	88,09	216,50	203,00	0,153	0,019	0,400	1,45	3,67	5,12	0,085
	Sekunder Kiri 2	48,01	146,29	202,51	201,60	0,006	0,019	0,400	2,07	6,10	8,16	0,136
	Sekunder Kanan	48,01	249,52	218,62	202,10	0,066	0,019	0,400	1,85	10,40	12,25	0,204
Jalan 9	Primer kiri	48,01	67,79	193,54	193,46	0,001	0,019	0,400	2,09	2,82	4,91	0,082
	Sekunder Kiri 1	48,01	33,55	194,71	193,74	0,029	0,019	0,400	1,42	1,40	2,82	0,047
	Sekunder Kiri 2	48,01	36,34	195,39	194,68	0,020	0,019	0,400	1,49	1,51	3,00	0,050
	Sekunder Kiri 3	48,01	32,83	198,51	195,69	0,086	0,019	0,400	1,29	1,37	2,66	0,044
	Sekunder Kiri 4	48,01	34,22	203,00	198,54	0,130	0,019	0,400	1,26	1,43	2,68	0,045
	Sekunder Kanan 1	48,01	86,26	202,56	198,36	0,049	0,019	0,400	1,59	3,59	5,19	0,086
	Sekunder Kanan 2	48,01	34,98	198,03	195,50	0,072	0,019	0,400	1,33	1,46	2,78	0,046
	Sekunder Kanan 3	48,01	32,19	195,01	193,13	0,058	0,019	0,400	1,33	1,34	2,67	0,045
Jalan 10	Primer Kiri	48,01	170,45	198,03	192,71	0,031	0,019	0,400	1,85	7,10	8,95	0,149
	Sekunder Kanan	48,01	145,23	198,36	193,98	0,030	0,019	0,400	1,81	6,05	7,86	0,131
Jalan 11	Sekunder Kiri	48,01	48,19	195,50	195,20	0,006	0,019	0,400	1,72	2,01	3,72	0,062
	Sekunder Kanan	48,01	48,19	195,49	195,19	0,006	0,019	0,400	1,72	2,01	3,72	0,062
Jalan 12	Sekunder Kiri	48,01	39,50	201,60	194,18	0,188	0,019	0,400	1,25	1,65	2,89	0,048
Jalan 2	Tersier 1	48,01	20,09	205,51	203,00	0,125	0,019	0,400	1,15	0,84	1,99	0,033
Jalan 4	Tersier2	48,01	22,30	198,26	197,52	0,033	0,019	0,400	1,31	0,93	2,24	0,037
	Tersier3	48,01	22,83	200,97	199,97	0,044	0,019	0,400	1,29	0,95	2,24	0,037
	Tersier4	48,01	22,33	205,56	204,86	0,031	0,019	0,400	1,32	0,93	2,25	0,037
	Tersier5	48,01	16,92	215,00	210,22	0,283	0,019	0,400	1,05	0,71	1,75	0,029
Jalan 9	Tersier6	48,01	48,61	196,00	194,36	0,034	0,019	0,400	1,49	2,03	3,52	0,059
	Tersier7	48,01	48,61	197,00	195,38	0,033	0,019	0,400	1,49	2,03	3,52	0,059
	Tersier8	48,01	48,61	201,21	197,34	0,080	0,019	0,400	1,39	2,03	3,41	0,057
	Tersier9	48,01	48,61	205,89	201,00	0,101	0,019	0,400	1,36	2,03	3,39	0,056
Jalan 10	Tersier10	48,01	20,75	199,11	195,97	0,151	0,019	0,400	1,14	0,86	2,01	0,033

Sumber: Hasil Perhitungan 2019

4.3.2. Perhitungan Intensitas Hujan

Perhitungan distribusi curah hujan jam-jaman/intensitas curah hujan ini menggunakan Metode Dr. Moonobe dengan mengacu pada persamaan 2.23, yang merupakan sebuah variasi dari persamaan-persamaan curah hujan jangka pendek.

Berikut perhitungan Intensitas hujan, pada Jalan 1 - Saluran primer kiri;

- 1) Rumus yang digunakan adalah metode Dr. Monobe, pada persamaan 2.23

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

- 2) Diketahui;

- a. Tinggi curah hujan maksimum (X_{24}) atau hujan rencana dalam periode ulang 2 tahun adalah sebesar 48,01 mm
- b. Durasi hujan atau waktu konsentrasi (t_c) untuk saluran primer 1 Kiri, adalah sebesar 0,217 jam

- 3) Maka,

$$I = \frac{48,01}{24} \times \left[\frac{24}{0,217} \right]^{2/3}$$

$$I = 46,04 \text{ mm/jam}$$

- 4) Untuk perhitungan intensitas hujan perencanaan Saluran Drainase lainnya, selanjutnya di sajikan dalam tabel 4.20

Tabel 4. 20 Hasil Perhitungan Intensitas Curah Hujan

No	Nama saluran	R 24	Tc	intensitas
		(10 THN)	jam	(mm/jam)
Jalan 1	Primer kiri	48,01	0,217	46,04
	Sekunder kanan 1	48,01	0,048	126,13
	Sekunder kanan 2	48,01	0,051	121,69
	Sekunder kanan 3	48,01	0,091	82,31
Jalan 2	Sekunder Kanan	48,01	0,127	65,94
Jalan 3	Sekunder Kiri	48,01	0,149	59,27
	Sekunder Kanan 1	48,01	0,047	127,03
	Sekunder Kanan 2	48,01	0,046	130,33
	Sekunder Kanan 3	48,01	0,046	130,57
	Sekunder Kanan 4	48,01	0,047	128,35
Jalan 4	Sekunder Kiri 1	48,01	0,052	119,66
	Sekunder Kiri 2	48,01	0,047	127,69
	Sekunder Kiri 3	48,01	0,045	131,62
	Sekunder Kiri 4	48,01	0,048	125,78
	Sekunder Kanan 1	48,01	0,052	119,57
	Sekunder Kanan 2	48,01	0,049	125,14

	Sekunder Kanan 3	48,01	0,048	125,29
	Sekunder Kanan 4	48,01	0,044	133,49
Jalan 5	Sekunder Kiri 1	48,01	0,050	122,77
	Sekunder Kiri 2	48,01	0,088	84,11
	Sekunder Kanan 1	48,01	0,050	122,32
	Sekunder Kanan 2	48,01	0,088	84,30
Jalan 6	Sekunder Kiri 1	48,01	0,050	122,54
	Sekunder Kiri 2	48,01	0,086	85,13
	Sekunder Kanan 1	48,01	0,050	122,28
	Sekunder Kanan 2	48,01	0,086	85,16
Jalan 7	Sekunder Kiri 1	48,01	0,050	122,70
	Sekunder Kiri 2	48,01	0,086	85,15
	Sekunder Kanan 1	48,01	0,049	123,57
	Sekunder Kanan 2	48,01	0,086	85,17
Jalan 8	Sekunder Kiri 1	48,01	0,085	85,84
	Sekunder Kiri 2	48,01	0,136	62,93
	Sekunder Kanan	48,01	0,204	48,00
Jalan 9	Primer kiri	48,01	0,082	88,28
	Sekunder Kiri 1	48,01	0,047	127,83
	Sekunder Kiri 2	48,01	0,050	122,57
	Sekunder Kiri 3	48,01	0,044	132,85
	Sekunder Kiri 4	48,01	0,045	132,11
	Sekunder Kanan 1	48,01	0,086	85,13
	Sekunder Kanan 2	48,01	0,046	128,93
	Sekunder Kanan 3	48,01	0,045	132,48
Jalan 10	Primer Kiri	48,01	0,149	59,15
	Sekunder Kanan	48,01	0,131	64,53
Jalan 11	Sekunder Kiri	48,01	0,062	106,17
	Sekunder Kanan	48,01	0,062	106,17
Jalan 12	Sekunder kiri	48,01	0,048	125,59
Jalan 2	Tersier 1	48,01	0,033	161,16
Jalan 4	Tersier2	48,01	0,037	148,93
	Tersier3	48,01	0,037	149,07
	Tersier4	48,01	0,037	148,61
	Tersier5	48,01	0,029	175,47
Jalan 9	Tersier6	48,01	0,059	110,28
	Tersier7	48,01	0,059	110,25
	Tersier8	48,01	0,057	112,49
	Tersier9	48,01	0,056	113,08
Jalan 10	Tersier10	48,01	0,033	160,32

Sumber: Perhitungan 2019

4.3.3. Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Perhitungan debit banjir rancangan untuk mengetahui debit total saluran drainase, apabila setelah dijumlahkan dengan debit limbah pemukiman dan dibandingkan dengan debit kapasitas saluran, sehingga diperoleh dimensi saluran yang akan direncanakan. Berikut perhitungan debit banjir rancangan metode rasional

1. Perencanaan saluran drainase, menggunakan metode rasional, pada persamaan 2.24.

$$Q_r = \frac{C \times I \times A}{3.6} = 0.278 \times C \times I \times A$$

2. Diketahui;

- a. Luas catchment area sebesar 0,0076 km², diukur menggunakan aplikasi Auto cad
- b. Intensitas saluran sebesar 46,04 mm/jam
- c. Sedangkan koefisien limpasan sebesar 0,6. Hal ini berdasarkan karakteristik Catchment area, yang merupakan Kawasan perumahan.

3. Maka,

$$Q_r = \frac{C \times I \times A}{3.6} = 0,7 \times 46,04 \times 0,0076$$

$$Q_r = 0,0677 \text{ m}^3/\text{det}$$

4. Untuk perhitungan debit banjir rancangan setiap saluran dalam kala ulang 2 tahun dapat dilihat pada tabel 4.21

Tabel 4. 21 Hasil Perhitungan Debit Banjir Rancangan

No		Nama saluran	luas catchment Area	panjang saluran	intensitas	c	q banjir rancangan
			(km ²)				
1	Jalan 1	Primer kiri	0,00756	267,855	46,04	0,6	0,0677
		Sekunder kanan 1	0,00057	37,137	126,13	0,6	0,0140
		Sekunder kanan 2	0,00073	38,340	121,69	0,6	0,0172
		Sekunder kanan 3	0,00163	91,406	82,31	0,6	0,0261
2	Jalan 2	Sekunder Kanan	0,00365	143,511	65,94	0,6	0,0468
3	Jalan 3	Sekunder Kiri	0,00423	174,531	59,27	0,6	0,0488
		Sekunder Kanan 1	0,00042	35,575	127,03	0,6	0,0103
		Sekunder Kanan 2	0,00035	34,210	130,33	0,6	0,0088
		Sekunder Kanan 3	0,00035	35,872	130,57	0,6	0,0088
		Sekunder Kanan 4	0,00037	37,656	128,35	0,6	0,0092
4	Jalan 4	Sekunder Kiri 1	0,00042	38,642	119,66	0,6	0,0097
		Sekunder Kiri 2	0,00041	36,384	127,69	0,6	0,0102
		Sekunder Kiri 3	0,00044	34,942	131,62	0,6	0,0112

		Sekunder Kiri 4	0,00056	40,105	125,78	0,6	0,0137
		Sekunder Kanan 1	0,00048	37,573	119,57	0,6	0,0112
		Sekunder Kanan 2	0,00053	38,175	125,14	0,6	0,0128
		Sekunder Kanan 3	0,00049	39,001	125,29	0,6	0,0120
		Sekunder Kanan 4	0,00048	35,170	133,49	0,6	0,0125
5	Jalan 5	Sekunder Kiri 1	0,00065	39,037	122,77	0,6	0,0155
		Sekunder Kiri 2	0,00118	87,103	84,11	0,6	0,0192
		Sekunder Kanan 1	0,00053	39,344	122,32	0,6	0,0126
		Sekunder Kanan 2	0,00156	86,942	84,30	0,6	0,0255
6	Jalan 6	Sekunder Kiri 1	0,00055	38,428	122,54	0,6	0,0131
		Sekunder Kiri 2	0,00117	87,150	85,13	0,6	0,0194
		Sekunder Kanan 1	0,00055	38,432	122,28	0,6	0,0130
		Sekunder Kanan 2	0,00149	87,210	85,16	0,6	0,0247
7	Jalan 7	Sekunder Kiri 1	0,00050	39,581	122,70	0,6	0,0119
		Sekunder Kiri 2	0,00103	88,351	85,15	0,6	0,0171
		Sekunder Kanan 1	0,00046	39,591	123,57	0,6	0,0110
		Sekunder Kanan 2	0,00129	88,376	85,17	0,6	0,0214
8	Jalan 8	Sekunder Kiri 1	0,00114	88,091	85,84	0,6	0,0190
		Sekunder Kiri 2	0,00200	146,291	62,93	0,6	0,0245
		Sekunder Kanan	0,00475	249,523	48,00	0,6	0,0443
9	Jalan 9	Primer kiri	0,00079	67,790	88,28	0,6	0,0135
		Sekunder Kiri 1	0,00051	33,551	127,83	0,6	0,0126
		Sekunder Kiri 2	0,00057	36,342	122,57	0,6	0,0137
		Sekunder Kiri 3	0,00048	32,831	132,85	0,6	0,0123
		Sekunder Kiri 4	0,00049	34,216	132,11	0,6	0,0125
		Sekunder Kanan 1	0,00327	86,257	85,13	0,6	0,0542
		Sekunder Kanan 2	0,00048	34,980	128,93	0,6	0,0121
		Sekunder Kanan 3	0,00030	32,187	132,48	0,6	0,0078
10	Jalan 10	Primer Kiri	0,00234	170,454	59,15	0,6	0,0269
		Sekunder Kanan	0,00279	145,234	64,53	0,6	0,0350
11	Jalan 11	Sekunder Kiri	0,00074	48,188	106,17	0,6	0,0152
		Sekunder Kanan	0,00074	48,188	106,17	0,6	0,0152
12	Jalan 12	Sekunder kiri	0,00042	39,495	125,59	0,6	0,0103
13	Jalan 2	Tersier 1	0,00024	20,088	161,16	0,6	0,0075
14	Jalan 4	Tersier2	0,00015	22,304	148,93	0,6	0,0044
		Tersier3	0,00014	22,833	149,07	0,6	0,0041
		Tersier4	0,00018	22,325	148,61	0,6	0,0051
		Tersier5	0,00011	16,920	175,47	0,6	0,0036
15	Jalan 9	Tersier6	0,00037	48,613	110,28	0,6	0,0079
		Tersier7	0,00041	48,613	110,25	0,6	0,0087
		Tersier8	0,00037	48,613	112,49	0,6	0,0080
		Tersier9	0,00035	48,613	113,08	0,6	0,0077
16	Jalan 10	Tersier10	0,00016	20,754	160,32	0,6	0,0051

Sumber: Hasil Perhitungan 2019

4.3.4 Perhitungan Limbah Permukiman

Debit Air Limbah Buangan adalah semua cairan yang dibuang, baik yang mengandung kotoran manusia maupun yang mengandung sisa-sisa proses industri. Pada umumnya lokasi di Kelurahan Manulai II, limbah permukiman yang ada, berupa limbah rumah tangga, yakni limbah cair maupun padat, seperti air buangan cucian maupun plastik-plastik bekas.

Berikut perhitungan limbah permukiman yang terjadi pada Jalan 1, Saluran primer Kiri;

1. Perhitungan limbah permukiman drainase menggunakan persamaan 2.28;

Q rata-rata = (% x Konsumsi Air Bersih/orang x Jumlah Penduduk x Fp) liter/hari

$$Q_{\text{airkotor}} = \frac{Q_{\text{airkotor}} \text{ Liter/detik}}{1000 \frac{\text{m}^3}{\text{liter}} \times (24 \text{ jam} \times 60 \text{ menit} \times 60 \text{ detik}) \frac{\text{detik}}{\text{hari}}} (\text{m}^3/\text{detik})$$

2. Diketahui;

- a. Luas catchment area sebesar 0.075 km², diukur menggunakan aplikasi Auto cad civil 3D
 - b. Berdasarkan wilayah administrasi, saluran drainase terletak di wilayah Kelurahan Manulai II, Kecamatan Alak Kota Kupang . Menurut data yang diperoleh dari kelurahan Manulai II 2019, Perumahan Puri Indah mempunyai jumlah penduduk sebanyak 768.
 - c. Sedangkan Faktor Puncak (FP) adalah jam dimana terjadi pemakaian air terbanyak dalam waktu 24 jam. Faktor Puncak diperoleh berdasarkan jumlah penduduk. Untuk jumlah penduduk dibawah 20.000 orang didapat Faktor Puncak sebesar 1,5. Selengkapnya dapat dilihat pada tabel 2.10
- Untuk menghitung limbah permukiman, digunakan jumlah air rata-rata yang disalurkan ke rumah tangga serta melihat syarat standar kebutuhan air minum, untuk sambungan rumah ialah 150L/org/hari dapat dilihat di tabel 2.11 Bab II. Sedangkan subjek lainnya tidak digunakan karena pada umumnya setiap bagian area atau lokasi, mayoritas ditempati oleh perumahan warga dengan sedikit sekolah dan perkantoran (komersial atau public uses). Maka dari itu, berdasarkan tabel 2.11 jumlah air rata-rata yang disalurkan untuk rumah tangga adalah;

$$= 150 \text{ liter/orang/hari}$$

$$= \frac{150}{(1000 \times 3600 \times 24)}$$

$$= 0,0000017 \text{ m}^3/\text{detik}$$

3. Maka air limbah limbah yang dihasilkan adalah sekitar 70 % dari air rata-rata yang dialirkan kedaerah tersebut, sehingga jumlah air limbah yang dihasilkan untuk daerah tersebut adalah;

$$Q \text{ limbah} = (\% \text{air yang dialirkan} \times \text{Konsumsi Air Bersih} \\ / \text{orang} \times \text{Jumlah Penduduk} \times \text{FP})$$

$$Q \text{ limbah} = (0,70 \times 0,0000017 \times 16 \times 1,5)$$

$$Q \text{ limbah} = 0,0000292 \text{ m}^3/\text{detik}$$

4. Perhitungan selanjutnya akan dilampirkan pada tabel 4.22

Tabel 4. 22 Hasil Analisis Debit Limbah Permukiman

No		Nama saluran	Konsumsi air bersih/orang	Jumlah Penduduk	FP	Persen Air Limbah	Jumlah Air rata ²	Q Air Kotor
			liter/orang/hari	Jiwa		%	m ³ /det	
1	Jalan 1	Primer kiri	150	72	1,5	0,70	0,0000017	0,0001313
		Sekunder kanan 1	150	4	1,5	0,70	0,0000017	0,0000073
		Sekunder kanan 2	150	8	1,5	0,70	0,0000017	0,0000146
		Sekunder kanan 3	150	21	1,5	0,70	0,0000017	0,0000383
2	Jalan 2	Sekunder Kanan	150	24	1,5	0,70	0,0000017	0,0000438
3	Jalan 3	Sekunder Kiri	150	28	1,5	0,70	0,0000017	0,0000510
		Sekunder Kanan 1	150	2	1,5	0,70	0,0000017	0,0000036
		Sekunder Kanan 2	150	3	1,5	0,70	0,0000017	0,0000055
		Sekunder Kanan 3	150	2	1,5	0,70	0,0000017	0,0000036
		Sekunder Kanan 4	150	2	1,5	0,70	0,0000017	0,0000036
4	Jalan 4	Sekunder Kiri 1	150	4	1,5	0,70	0,0000017	0,0000073
		Sekunder Kiri 2	150	5	1,5	0,70	0,0000017	0,0000091
		Sekunder Kiri 3	150	6	1,5	0,70	0,0000017	0,0000109
		Sekunder Kiri 4	150	4	1,5	0,70	0,0000017	0,0000073
		Sekunder Kanan 1	150	6	1,5	0,70	0,0000017	0,0000109
		Sekunder Kanan 2	150	5	1,5	0,70	0,0000017	0,0000091
		Sekunder Kanan 3	150	6	1,5	0,70	0,0000017	0,0000109
		Sekunder Kanan 4	150	5	1,5	0,70	0,0000017	0,0000091
5	Jalan 5	Sekunder Kiri 1	150	5	1,5	0,70	0,0000017	0,0000091
		Sekunder Kiri 2	150	15	1,5	0,70	0,0000017	0,0000273
		Sekunder Kanan 1	150	9	1,5	0,70	0,0000017	0,0000164
		Sekunder Kanan 2	150	15	1,5	0,70	0,0000017	0,0000273
6	Jalan 6	Sekunder Kiri 1	150	6	1,5	0,70	0,0000017	0,0000109
		Sekunder Kiri 2	150	15	1,5	0,70	0,0000017	0,0000273
		Sekunder Kanan 1	150	11	1,5	0,70	0,0000017	0,0000201
		Sekunder Kanan 2	150	20	1,5	0,70	0,0000017	0,0000365
7	Jalan 7	Sekunder Kiri 1	150	7	1,5	0,70	0,0000017	0,0000128

		Sekunder Kiri 2	150	19	1,5	0,70	0,0000017	0,0000346
		Sekunder Kanan 1	150	9	1,5	0,70	0,0000017	0,0000164
		Sekunder Kanan 2	150	23	1,5	0,70	0,0000017	0,0000419
8	Jalan 8	Sekunder Kiri 1	150	15	1,5	0,70	0,0000017	0,0000273
		Sekunder Kiri 2	150	42	1,5	0,70	0,0000017	0,0000766
		Sekunder Kanan	150	116	1,5	0,70	0,0000017	0,0002115
9	Jalan 9	Primer kiri	150	0	1,5	0,70	0,0000017	0,0000000
		Sekunder Kiri 1	150	4	1,5	0,70	0,0000017	0,0000073
		Sekunder Kiri 2	150	3	1,5	0,70	0,0000017	0,0000055
		Sekunder Kiri 3	150	5	1,5	0,70	0,0000017	0,0000091
		Sekunder Kiri 4	150	7	1,5	0,70	0,0000017	0,0000128
		Sekunder Kanan 1	150	6	1,5	0,70	0,0000017	0,0000109
		Sekunder Kanan 2	150	6	1,5	0,70	0,0000017	0,0000109
		Sekunder Kanan 3	150	7	1,5	0,70	0,0000017	0,0000128
10	Jalan 10	Primer Kiri	150	42	1,5	0,70	0,0000017	0,0000766
		Sekunder Kanan	150	45	1,5	0,70	0,0000017	0,0000820
11	Jalan 11	Sekunder Kiri	150	12	1,5	0,70	0,0000017	0,0000219
		Sekunder Kanan	150	13	1,5	0,70	0,0000017	0,0000237
12	Jalan 12	Sekunder kiri	150	0	1,5	0,70	0,0000017	0,0000000
13	Jalan 2	Tersier 1	150	8	1,5	0,70	0,0000017	0,0000146
14	Jalan 4	Tersier2	150	3	1,5	0,70	0,0000017	0,0000055
		Tersier3	150	6	1,5	0,70	0,0000017	0,0000109
		Tersier4	150	5	1,5	0,70	0,0000017	0,0000091
		Tersier5	150	6	1,5	0,70	0,0000017	0,0000109
15	Jalan 9	Tersier6	150	12	1,5	0,70	0,0000017	0,0000219
		Tersier7	150	13	1,5	0,70	0,0000017	0,0000237
		Tersier8	150	14	1,5	0,70	0,0000017	0,0000255
		Tersier9	150	13	1,5	0,70	0,0000017	0,0000237
16	Jalan 10	Tersier10	150	4	1,5	0,70	0,0000017	0,0000073

Sumber: Perhitungan 2019

Setelah memperoleh nilai debit banjir rencana ($Q_{\text{banjir ran.}}$) dan debit limbah pemukiman, maka untuk memperoleh nilai debit aliran perencanaan, maka debit banjir rencana saluran dijumlahkan dengan debit limbah pemukiman. Selengkapnya disajikan pada Tabel 4.23.

Tabel 4. 23 Hasil Perhitungan Debit Rencana

No	Nama Jalan	Nama saluran	Debit Air Hujan	Debit Air Kotor	Debit Rencana
			Q Air Hujan	Q Air Kotor	QR
			M ³ /det	M ³ /det	M ³ /det
1	Jalan 1	Primer kiri	0,0677	0,0001313	0,0679
		Sekunder kanan 1	0,0140	0,0000073	0,0141
		Sekunder kanan 2	0,0172	0,0000146	0,0172
		Sekunder kanan 3	0,0261	0,0000383	0,0261

2	Jalan 2	Sekunder Kanan	0,0468	0,0000438	0,0469
3	Jalan 3	Sekunder Kiri	0,0488	0,0000510	0,0488
		Sekunder Kanan 1	0,0103	0,0000036	0,0103
		Sekunder Kanan 2	0,0088	0,0000055	0,0088
		Sekunder Kanan 3	0,0088	0,0000036	0,0088
		Sekunder Kanan 4	0,0092	0,0000036	0,0092
4	Jalan 4	Sekunder Kiri 1	0,0097	0,0000073	0,0097
		Sekunder Kiri 2	0,0102	0,0000091	0,0102
		Sekunder Kiri 3	0,0112	0,0000109	0,0112
		Sekunder Kiri 4	0,0137	0,0000073	0,0137
		Sekunder Kanan 1	0,0112	0,0000109	0,0112
		Sekunder Kanan 2	0,0128	0,0000091	0,0128
		Sekunder Kanan 3	0,0120	0,0000109	0,0120
		Sekunder Kanan 4	0,0125	0,0000091	0,0125
5	Jalan 5	Sekunder Kiri 1	0,0155	0,0000091	0,0155
		Sekunder Kiri 2	0,0192	0,0000273	0,0193
		Sekunder Kanan 1	0,0126	0,0000164	0,0126
		Sekunder Kanan 2	0,0255	0,0000273	0,0256
6	Jalan 6	Sekunder Kiri 1	0,0131	0,0000109	0,0131
		Sekunder Kiri 2	0,0194	0,0000273	0,0195
		Sekunder Kanan 1	0,0130	0,0000201	0,0130
		Sekunder Kanan 2	0,0247	0,0000365	0,0247
7	Jalan 7	Sekunder Kiri 1	0,0119	0,0000128	0,0119
		Sekunder Kiri 2	0,0171	0,0000346	0,0171
		Sekunder Kanan 1	0,0110	0,0000164	0,0110
		Sekunder Kanan 2	0,0214	0,0000419	0,0214
8	Jalan 8	Sekunder Kiri 1	0,0190	0,0000273	0,0190
		Sekunder Kiri 2	0,0245	0,0000766	0,0245
		Sekunder Kanan	0,0443	0,0002115	0,0445
9	Jalan 9	Primer kiri	0,0135	0,0000000	0,0135
		Sekunder Kiri 1	0,0126	0,0000073	0,0126
		Sekunder Kiri 2	0,0137	0,0000055	0,0137
		Sekunder Kiri 3	0,0123	0,0000091	0,0124
		Sekunder Kiri 4	0,0125	0,0000128	0,0125
		Sekunder Kanan 1	0,0542	0,0000109	0,0543
		Sekunder Kanan 2	0,0121	0,0000109	0,0122
		Sekunder Kanan 3	0,0078	0,0000128	0,0079
10	Jalan 10	Primer Kiri	0,0269	0,0000766	0,0276
		Sekunder Kanan	0,0350	0,0000820	0,0359
11	Jalan 11	Sekunder Kiri	0,0152	0,0000219	0,0155
		Sekunder Kanan	0,0152	0,0000237	0,0155
12	Jalan 12	Sekunder kiri	0,0103	0,0000000	0,0103
13	Jalan 2	Tersier 1	0,0075	0,0000146	0,0077

14	Jalan 4	Tersier2	0,0044	0,0000055	0,0045
		Tersier3	0,0041	0,0000109	0,0043
		Tersier4	0,0051	0,0000091	0,0053
		Tersier5	0,0036	0,0000109	0,0038
15	Jalan 9	Tersier6	0,0079	0,0000219	0,0084
		Tersier7	0,0087	0,0000237	0,0093
		Tersier8	0,0080	0,0000255	0,0087
		Tersier9	0,0077	0,0000237	0,0084
16	Jalan 10	Tersier10	0,0051	0,0000073	0,0053

Sumber: Perhitungan 2019

2.3.5 Perhitungan Debit Arah Aliran

Setelah mendapatkan debit rencana, maka akan dilakukan analisa arah aliran. Pada perhitungan analisa debit total, maka akan berpatokan pada tabel 4.23 untuk diambil total dari debit rencana sebagai acuan dalam menghitung debit total yang akan dipakai, untuk menghitung kapasitas dimensi saluran. Berikut contoh arah aliran:

Pada Jalan 1, Saluran primer kiri (JI1 Primer Kiri)

$$\begin{aligned}
 \text{JI 1 Primer Kiri} &= (\text{JI1 Primer Kiri}) + (\text{JI2 S.Kanan}) + (\text{JI3 S.Kiri}) + (\text{JI3 S.kanan1}) + (\text{JI3 S.Kanan2}) + (\text{JI3 S.Kanan3}) + (\text{JI3 S.Kanan4}) + (\text{JI1 S.Kanan2}) + (\text{JI5 Skiri1}) + (\text{JI5 S.kanan1}) + (\text{JI6 S.Kiri1}) + (\text{JI6 Skanan1}) + (\text{JI7 S.kiri1}) \\
 &+ (\text{JI7 Skanan1}) + (\text{JI4 Skiri1}) + (\text{JI4 S.kiri2}) + (\text{JI4 Skiri3}) + (\text{JI4 S.Kiri4}) + (\text{JI4 S.Kanan1}) + T1 + T2 + T3 + T4 + T5 \\
 &= 0,0679 + 0,0469 + 0,0488 + 0,0103 + 0,0088 + 0,0088 + 0,0092 + 0,0172 + 0,0155 + 0,0126 + 0,0131 + 0,0130 + 0,0119 + 0,0110 + 0,0097 \\
 &+ 0,0102 + 0,0112 + 0,0137 + 0,0112 + 0,0077 + 0,0045 + 0,0043 + 0,0053 + 0,0038 \\
 &= 0,3465 \text{ M}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya akan dilanjutkan dalam tabel 4.24 Hasil Analisa Aliran

Tabel 4. 24 Hasil analisa arah aliran

No	Nama Jalan	Nama saluran	Simbol	Arah Aliran	Debit Total
					Qr
					(M ³ /det)
1	Jalan 1	Primer kiri	Primer Kiri	(Primer Kiri) + (JI2 S.Kanan) + (JI3 S.Kiri) + (JI3 S.kanan1) + (JI3 S.Kanan2) + (JI3 S.Kanan3) + (JI3 S.Kanan4) + (JI1 S.Kanan2) + (JI5 Skiri1) + (JI5 S.kanan1) + (JI6 S.Kiri1) + (JI6 Skanan1)	0,3465

				S.Kiri1)+(JI6 Skanan1)+(JI7 S.kiri1)+(JI7 Skanan1)+(JI4 Skiri1)+(JI4 S.kiri2)+(JI4 Skiri3)+(JI4 S.Kiri4)+(JI4 S.Kanan1)+ T1+T2+T3+T4+T5	
		Sekunder kanan 1	S. Kanan 1	(JI1 S.Kanan 1)	0,0141
		Sekunder kanan 2	S. Kanan2	(JI1 S.Kanan 2)+(JI3 S.Kanan1)+(JI3 S.Kanan2)+(JI3 S.Kanan3)+(JI3 S.Kanan4)	0,1031
		Sekunder kanan 3	S. Kanan3	(JI1 S.kanan3)+(JI4 S.kanan1)	0,0374
2	Jalan 2	Sekunder Kanan	S.kanan	(JI2 S.kanan)	0,0469
		Sekunder Kiri	S.Kiri	(JI3 S.kiri)+T1	0,0565
3	Jalan 3	Sekunder Kanan 1	S.Kanan1	(JI3 S.kanan1) +(JI3 S.kanan2)+ (JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)	0,0821
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2	(JI3 S.kanan2)+ (JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)	0,0333
		Sekunder Kanan 3	S.Kanan3	(JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)	0,0245
		Sekunder Kanan 4	S.Kanan4	(JI3 S.kanan4)	0,0125
		Sekunder Kiri 1	S.Kiri1	(JI4 S.Kiri1)+ (JI4 Skiri2)+ (JI4 S.kiri3)+ (JI4 S.kiri4)+ T2+T3 +T4+T5+ (JI5 S.kiri1)+ (JI5 S.kanan)+(JI6 S.kiri1)+ (JI6 S.kanan1)+ (JI7 S.kiri1) +(JI7 S.kanan1)+(JI3 S.kanan2)+ (JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)	0,1722
4	Jalan 4	Sekunder Kiri 2	S.Kiri2	(JI4 Skiri2)+ (JI4 S.kiri3)+ (JI4 S.kiri4)+ T3 +T4+T5 +(JI6 S.kiri1)+(JI6 S.kanan1)+ (JI7 S.kiri1) +(JI7 S.kanan1)+ (JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)	0,1211
		Sekunder Kiri 3	S.Kiri3	(JI4 S.kiri3)+ (JI4 S.kiri4) +T4+T5 (JI7 S.kiri1) +(JI7 S.kanan1)+(JI3 S.kanan4)	0,0717
		Sekunder Kiri 4	S.Kiri4	(JI4 S.kiri4)	0,0125
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1	S.Kanan1	0,0112
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2	S.Kanan2	0,0128
		Sekunder Kanan 3	S.Kanan3	S.Kanan3	0,0120
		Sekunder Kanan 4	S.Kanan4	S.Kanan4	0,0125
5	Jalan 5	Sekunder Kiri 1	S.Kiri1	(JI5 S.Kiri1)+ (JI3 S.Kanan2)+(JI3 S.Kanan)(JI3 S.Kanan4)	0,0423
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri2	S.Kiri2	0,0193
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1	(JI5 S.Kanan1)+(JI3 S.Kanan2) +(JI3 S.Kanan3)+ (JI3 S.Kanan4)	0,0394
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2	(JI5 S.Kanan2)+(JI4 S.Kanan2)	0,0384
6	Jalan 6	Sekunder Kiri 1	S.Kiri1	(JI6 S.Kiri1)+ (JI3 S.Kanan)+(JI3 S.Kanan4)	0,0311
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri2	S.Kiri2	0,0195
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1	(JI6 S.Kanan1)+(JI3 Skanan3)+(JI3 Skanan4)	0,0310
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2	(JI6 S.Kanan2)+(JI4 S.kanan3)	0,0367
7	Jalan 7	Sekunder Kiri 1	S.Kiri 1	(JI7 S.Kiri1)+(JI3 S.Kanan4)	0,0212
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri 2	S.Kiri 2	0,0171
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan 1	(JI7 S.Kanan1)+(JI3 S.Kanan4)+T5	0,0241
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan 2	(JI7 S.Kanan2)+(JI4 S.kanan3)	0,0339
8	Jalan 8	Sekunder Kiri 1	S.Kiri 1	(JI8 S.Kiri 1)	0,0245

		Sekunder Kiri 2	S.Kiri 2	Jl8S.Kiri 2+Jl8 S.Kiri 1	0,0435
		Sekunder Kanan	S.Kanan	S.Kanan	0,0445
9	Jalan 9	Primer kiri	Primer kiri	(Primer Kiri) +(Jl2 S.Kanan)+ (Jl3 S.Kiri) + (Jl3 S.kanan1)+ (Jl3 S.Kanan2)+ (Jl3S.Kanan3)+ (Jl3 S.Kanan4)+ (Jl1 S.Kanan2)+(Jl5 Skiri1)+ (Jl5 S.kanan1)+(Jl6 S.Kiri1)+ (Jl6 Skanan1)+(Jl7 S.kiri1)+ (Jl7 Skanan1)+(Jl4 Skiri1)+ (Jl4 S.kiri2)+(Jl4 Skiri3)+ (Jl4 S.Kiri4)+(Jl4 S.Kanan1) T1+T2+T3+T4+T5 + (Jl9 S.Kiri1)+T6+(Jl5 S.Kiri2) (Jl5 S.Kanan2)(Jl4 S.Kanan2)+ (Jl9 S.Kiri2)+T7+(Jl6 S.Kiri2)+ (Jl6 SKanan2)+ (Jl4 SKanan3)+ (Jl9 S.kiri3)+T8+(Jl7 S.Kiri2)+ (Jl7 S.Kanan2)+(Jl4 S.Kanan4)+ (Jl9 S.Kiri4)+T9+(Jl8 S.Kiri1) + (Jl1 S.kanan3)+(J4 S.kanan1)+ (Jl9 S.Kanan1)+(Jl11 S.Kiri)+ (Jl11 S.Kanan)+(Jl9 S.Kanan2)+ (Jl9 S.Kanan3)	0,7218
		Sekunder Kiri 1	S.Kiri 1	(Jl9 S.Kiri1)+T6+(Jl5 S.Kiri2)(Jl5 S.Kanan2)(Jl4 S.Kanan2)++(Jl9 S.Kiri2)+T7+(Jl6 S.Kiri2)+(Jl6 SKanan2)+(Jl4 SKanan3)++(Jl9 S.kiri3)+T8+(Jl7 S.Kiri2)+(Jl7 S.Kanan2)+(Jl4 S.Kanan4)++(Jl9 S.Kiri4)+T9+(Jl8 S.Kiri1)	0,2135
		Sekunder Kiri 2	S.Kiri 2	(Jl9 S.Kiri2)+T7+(Jl6 S.Kiri2)+(Jl6 SKanan2)+(Jl4 SKanan3)+(Jl9 S.kiri3)+T8+(Jl7 S.Kiri2)+(Jl7 S.Kanan2)+(Jl4 S.Kanan4)+(Jl9 S.Kiri4)+T9+(Jl8 S.Kiri1)	0,1739
		Sekunder Kiri 3	S.Kiri 3	(Jl9 S.kiri3)+T8+(Jl7 S.Kiri2)+(Jl7 S.Kanan2)+(Jl4 S.Kanan4)+(Jl9 S.Kiri4)+T9+(Jl8 S.Kiri1)	0,1120
		Sekunder Kiri 4	S.Kiri 4	(Jl9 S.Kiri4)+T9+(Jl8 S.Kiri1)	0,0399
		Sekunder Kanan 1	S.Kanan1	(Jl9 S.Kanan1)+(Jl11 S.Kiri)+ (Jl11 S.Kanan)+(Jl9 S.Kanan2)+ (Jl9 S.Kanan3)	0,1244
		Sekunder Kanan 2	S.Kanan2	(Jl9 S.Kanan2)+(Jl9 S.Kanan3)	0,0391
		Sekunder Kanan 3	S.Kanan3	(Jl9 S.Kanan3)+(Jl8 Skiri1)	0,0269
10	Jalan 10	Primer Kiri	Primer Kiri	(Jl10 Primer Kiri)+(Jl12 Sekunder Kiri)+(Jl10 S.Kanan)+(Jl8 S.Kiri2)+(Jl8 SKanan)+(Jl8 Skiri1)+T10	0,0627
		Sekunder Kanan	S Kanan	(Jl10 Kanan)+T10	0,0412
11	Jalan 11	Sekunder Kiri	S.Kiri	S.Kiri	0,0155
		Sekunder Kanan	S.Kanan	S.Kanan	0,0155
12	Jalan 12	Sekunder kiri	Skiri	(Jl12 S.Kiri)+(Jl8 SKiri2)+(Jl8 S.Kiri1)+(Jl8 S.Kanan)	0,0538
13	Jalan 2	Tersier 1	T1	T1	0,0077
14	Jalan 4	Tersier2	T2	T2	0,0045
		Tersier3	T3	T3	0,0043

		Tersier4	T4	T4	0,0053
		Tersier5	T5	T5	0,0038
		Tersier6	T6	T6	0,0084
15	Jalan 9	Tersier7	T7	T7	0,0093
		Tersier8	T8	T8	0,0087
		Tersier9	T9	T9	0,0084
16	Jalan 10	Tersier10	T10	T10	0,0053

Sumber : perhitungan 2019

4.3.6 Perhitungan Kapasitas Dimensi Saluran

Pada tahap awal analisa diasumsikan bahwa yang terjadi adalah aliran seragam. Analisa untuk menghitung kapasitas saluran, dipergunakan persamaan kontinuitas dan rumus Manning, persamaan 2.8. Berikut prosedur perhitungan kapasitas saluran, dengan Jalan1 saluran primer yang diambil sebagai contoh perhitungan saluran lainnya yang ditabelkan;

- 1) Perhitungan dilakukan dengan cara coba-coba, sehingga dimensi saluran, yakni; tinggi (h) dan lebar saluran (B), menghasilkan debit saluran yang sama dengan (=) atau lebih kecil dari (>) debit banjir rancangan total (Q_{total}).

Selain itu beberapa parameter lainnya seperti; luas penampang (m^2) persamaan 2.33, kecepatan aliran ($m^3/detik$) persamaan 2.46, keliling basah saluran (m) persamaan 2.34, jari-jari hidrolis (m) persamaan 2.36, (%), kekasaran manning (n) dilihat pada tabel 2.16.

- 2) Sebagai contoh perhitungan dimensi Jalan1 Saluran Primer Kiri;
 - a. Diketahui debit banjir rancangan total Jalan 1 Saluran Primer Kiri adalah sebesar; $0,347 m^3/detik$. Debit saluran atau kapasitas saluran yang akan dihitung harus sama dengan (=) atau lebih besar dari (>) nilai debit banjir rancangan total (Q_{total}) yang dihitung.
 - b. Selanjutnya nilai angka kekasaran manning diperoleh pada tabel kekasaran manning untuk saluran, yakni untuk pasangan batu belah, nilai koefisiennya 0,017-0,030, dipilih 0,019. Sedangkan kemiringan saluran (S), diperoleh dari elevasi saluran drainase dilapangan yang dilakukan dengan aplikasi *Autocad Civil 3d 2018*. Kemiringan saluran drainase primer kiri , yakni sebesar 0,065 m.
 - c. Setelah itu digunakan aplikasi Ms Excel untuk membantu perhitungan coba-coba dimensi saluran drainase dengan menggunakan *goal seek*.

Dengan menggunakan goal seek perkiraan ukuran dimensi saluran dapat disesuaikan asalkan Q bajir total yang direncanakan sama dengan Q kapasitas saluran yang dicari.

1. Misalkan;

$$\text{Lebar dasar saluran (B)} = 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi saluran (H)} = 0,50 \text{ m}$$

2. Persamaan 2.33, luas penampang saluran (A);

$$A = B \times H$$

$$A = 0,50 \times 0,50$$

$$A = 0,25 \text{ m}^2$$

3. Persamaan 2.34, keliling basah saluran (P);

$$P = B + 2H$$

$$P = 0,50 + 2(0,50)$$

$$P = 1,50 \text{ m}$$

4. Persamaan 2.47, jari-jari hidrolis (R);

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

$$R = \frac{0,25}{1,50}$$

$$R = 0,17 \text{ m}$$

5. Tinggi jagaan (w)

$$w = \sqrt{0,5 * H}$$

$$= \sqrt{0,5 * 0,50}$$

$$= 0,13 \text{ m}$$

6. Tinggi muka air (h)

$$h = H - w$$

$$= 0,50 - 0,13$$

$$= 0,38 \text{ m}$$

7. Persamaan 2.32, kecepatan aliran (V);

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

$$V = \frac{1}{0,019} \times 0,17^{\frac{2}{3}} \times 0,065^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 4,06 \text{ m}^3 / \text{detik}$$

Maka, nilai debit saluran dihitung menggunakan persamaan 2.45;

$$Q = A \times V$$

$$Q = 0,25 \times 4,06$$

$$Q = 1,016 \text{ m}^3 / \text{detik}$$

8. Nilai debit saluran atau kapasitas saluran yang diperoleh lebih besar dari nilai debit rancangan total yang diperoleh, yakni sebesar 0,347 m³/detik.

Maka dimensi saluran yang digunakan untuk saluran primer yakni;

Lebar dasar saluran (B) = 0,50 m

Tinggi saluran (H) = 0,50 m

9. Untuk perhitungan dimensi saluran lainnya disajikan dalam tabel

4.25. Hasil Analisis Kapasitas Saluran

Tabel 4. 25 Hasil Analisis Kapasitas Saluran

Nama Jalan	Saluran	Dimensi										Q	Q	Kontrol
		B	H	A	P	R	h	S	N	W	V	Kapa sitas	Total	
		m	m	m²	m	m	m			m	m/det			
Jalan 1	Primer kiri	0,50	0,50	0,25	1,50	0,17	0,38	0,065	0,019	0,13	4,06	1,016	0,347	OK
	Sekunder kanan 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,079	0,019	0,10	3,86	0,618	0,014	OK
	Sekunder kanan 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,033	0,019	0,10	2,49	0,398	0,103	OK
	Sekunder kanan 3	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,037	0,019	0,10	2,63	0,421	0,037	OK
Jalan 2	Sekunder Kanan	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,103	0,019	0,10	4,42	0,707	0,047	OK
Jalan 3	Sekunder Kiri	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,125	0,019	0,10	4,86	0,778	0,057	OK
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,053	0,019	0,10	3,17	0,508	0,082	OK
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,078	0,019	0,10	3,83	0,613	0,033	OK
	Sekunder Kanan 3	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,176	0,019	0,10	5,76	0,921	0,024	OK
	Sekunder Kanan 4	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,199	0,019	0,10	6,13	0,982	0,012	OK
Jalan 4	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,020	0,019	0,10	1,93	0,308	0,172	OK
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,092	0,019	0,10	4,17	0,667	0,121	OK
	Sekunder Kiri 3	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,157	0,019	0,10	5,44	0,871	0,072	OK
	Sekunder Kiri 4	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,265	0,019	0,10	7,07	1,130	0,012	OK
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,013	0,019	0,10	1,55	0,248	0,011	OK
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,091	0,019	0,10	4,14	0,663	0,013	OK
	Sekunder Kanan 3	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,136	0,019	0,10	5,07	0,812	0,012	OK
	Sekunder Kanan 4	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,306	0,019	0,10	7,59	1,215	0,012	OK
Jalan 5	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,061	0,019	0,10	3,41	0,545	0,042	OK
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,032	0,019	0,10	2,46	0,394	0,019	OK
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,060	0,019	0,10	3,38	0,541	0,039	OK
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,035	0,019	0,10	2,56	0,409	0,038	OK
Jalan 6	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,044	0,019	0,10	2,90	0,464	0,031	OK

	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,066	0,019	0,10	3,53	0,566	0,019	OK
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,041	0,019	0,10	2,79	0,446	0,031	OK
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,069	0,019	0,10	3,61	0,577	0,037	OK
Jalan 7	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,076	0,019	0,10	3,78	0,604	0,021	OK
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,102	0,019	0,10	4,38	0,701	0,017	OK
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,101	0,019	0,10	4,36	0,698	0,024	OK
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,104	0,019	0,10	4,43	0,709	0,034	OK
Jalan 8	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,153	0,019	0,10	5,38	0,860	0,025	OK
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,006	0,019	0,10	1,08	0,173	0,044	OK
	Sekunder Kanan	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,066	0,019	0,10	3,53	0,566	0,045	OK
Jalan 9	Primer kiri	0,80	0,80	0,64	2,40	0,27	0,60	0,001	0,019	0,20	1,13	0,724	0,722	OK
	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,029	0,019	0,10	2,34	0,374	0,214	OK
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,020	0,019	0,10	1,92	0,307	0,174	OK
	Sekunder Kiri 3	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,086	0,019	0,10	4,03	0,644	0,112	OK
	Sekunder Kiri 4	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,130	0,019	0,10	4,96	0,793	0,040	OK
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,049	0,019	0,10	3,03	0,485	0,124	OK
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,072	0,019	0,10	3,69	0,591	0,039	OK
	Sekunder Kanan 3	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,058	0,019	0,10	3,32	0,531	0,027	OK
Jalan10	Primer Kiri	0,50	0,50	0,25	1,50	0,17	0,38	0,031	0,019	0,13	2,82	0,704	0,063	OK
	Sekunder Kanan	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,030	0,019	0,10	2,39	0,382	0,041	OK
Jalan11	Sekunder Kiri	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,006	0,019	0,10	1,08	0,173	0,015	OK
	Sekunder Kanan	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,006	0,019	0,10	1,08	0,173	0,016	OK
Jalan12	Sekunder kiri	0,40	0,40	0,16	1,20	0,13	0,30	0,188	0,019	0,10	5,95	0,953	0,054	OK
Jalan 2	Tersier 1	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,125	0,019	0,08	4,01	0,361	0,008	OK
Jalan 4	Tersier2	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,033	0,019	0,08	2,07	0,186	0,004	OK
	Tersier3	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,044	0,019	0,08	2,37	0,214	0,004	OK
	Tersier4	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,031	0,019	0,08	2,01	0,181	0,005	OK
	Tersier5	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,283	0,019	0,08	6,03	0,542	0,004	OK
Jalan 9	Tersier6	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,034	0,019	0,08	2,08	0,187	0,008	OK
	Tersier7	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,033	0,019	0,08	2,07	0,186	0,009	OK
	Tersier8	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,080	0,019	0,08	3,20	0,288	0,009	OK
	Tersier9	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,101	0,019	0,08	3,60	0,324	0,008	OK
Jalan 10	Tersier10	0,30	0,30	0,09	0,90	0,10	0,23	0,151	0,019	0,08	4,41	0,397	0,005	OK

Sumber: Perhitungan 2019

4.3.7 Perhitungan Bangunan Pelengkap

4.3.7.1 Bangunan Pelengkap (Gorong-Gorong)

Bangunan Pelengkap berupa gorong-gorong yang bentuk dan ukurannya disesuaikan dengan Ukuran dimensi saluran yang ada.

Berikut ini lampiran debit total saluran yang disesuaikan dengan arah aliran untuk
Dijadikan acuan sebagai jumlah debit total yang akan diterima di setiap gorong-gorong.

Tabel 4. 26hasil analisa jumlah debit yang masuk di gorong gorong

No.	No. Titik	Q _{rencana} (m ³ /dtk)	ALIRAN YANG DITERIMA
			DARI SALURAN
1.	GG1	0,047	(JI2 S.kanan)
2.	GG2	0,117	(JI3 S.kiri)+T1+(JI1 S.Kanan 1)+(JI2 S.kanan)
3.	GG3	0,033	(JI3 S.Kanan2) +(JI3 S.Kanan3)+ (JI3 S.Kanan4)
4.	GG4	0,024	(JI3 S.Kanan3)+ (JI3 S.Kanan4)
5.	GG5	0,012	(JI3 S.kanan4)
6.	GG6	0,287	(JI1 S.Kanan 2)+(JI3 S.Kanan1)+(JI3 S.Kanan2)+(JI3 S.Kanan3)+(JI3 S.Kanan4)+(JI4 S.Kiri1)+ (JI4 Skiri2)+ (JI4 S.kiri3)+ (JI4 S.kiri4)+ T2+T3 +T4+T5+ (JI5 S.kiri1)+ (JI5 S.kanan)+(JI6 S.kiri1)+(JI6 S.kanan1)+ (JI7 S.kiri1) +(JI7 S.kanan1)+(JI3 S.kanan2)+ (JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)+S.Kanan1
7.	GG7	0,275	(JI1 S.Kanan 2)+(JI3 S.Kanan1)+(JI3 S.Kanan2)+(JI3 S.Kanan3)+(JI3 S.Kanan4)+(JI4 S.Kiri1)+ (JI4 Skiri2)+ (JI4 S.kiri3)+ (JI4 S.kiri4)+ T2+T3 +T4+T5+ (JI5 S.kiri1)+ (JI5 S.kanan)+(JI6 S.kiri1)+(JI6 S.kanan1)+ (JI7 S.kiri1) +(JI7 S.kanan1)+(JI3 S.kanan2)+ (JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)
8.	GG8	0,203	(JI4 Skiri2)+ (JI4 S.kiri3)+ (JI4 S.kiri4)+ T3 +T4+T5 +(JI6 S.kiri1)+(JI6 S.kanan1)+ (JI7 S.kiri1) +(JI7 S.kanan1)+ (JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)+(JI5 S.Kiri1)+ (JI3 S.Kanan2)+(JI3 S.Kanan)(JI3 S.Kanan4)+(JI5 S.Kanan1)+(JI3 S.Kanan2) +(JI3 S.Kanan3)+ (JI3 S.Kanan4)
9.	GG9	0,134	(JI4 S.kiri3)+ (JI4 S.kiri4) +T4+T5 (JI7 S.kiri1) +(JI7 S.kanan1)+(JI3 S.kanan4)+(JI6 S.Kiri1)+ (JI3 S.Kanan)+(JI3 S.Kanan4)+(JI6 S.Kanan1)+(JI3 S.kanan3)+(JI3 S.kanan4)
10.	GG10	0,117	(JI4 S.kiri3)+ (JI4 S.kiri4) +T4+T5 (JI7 S.kiri1) +(JI7 S.kanan1)+(JI3 S.kanan4) +(JI7 S.Kiri1)+(JI3 S.Kanan4)+(JI7 S.Kanan1)+(JI3 S.Kanan4)+T5
11.	GG11	0,124	(JI9 S.Kanan1)+(JI11 S.Kiri)+(JI11 S.Kanan)+(JI9 S.Kanan2)+(JI9 S.Kanan3)
12.	GG12	0,251	(JI1 S.kanan3)+(JI4 S.kanan1)+(JI9 S.Kiri1)+T6+(JI5 S.Kiri2)(JI5 S.Kanan2)(JI4 S.Kanan2)++(JI9 S.Kiri2)+T7+(JI6 S.Kiri2)+(JI6 S.Kanan2)+(JI4 S.Kanan3)++(JI9 S.Kiri3)+T8+(JI7 S.Kiri2)+(JI7 S.Kanan2)+(JI4
13.	GG13	0,212	(JI5 S.Kanan2)+(JI4 S.Kanan2)+(JI9 S.Kiri2)+T7+(JI6 S.Kiri2)+(JI6 S.Kanan2)+(JI4 S.Kanan3)++(JI9 S.Kiri3)+T8+(JI7 S.Kiri2)+(JI7 S.Kanan2)+(JI4 S.Kanan4)+(JI9 S.Kiri4)+T9+(JI8 S.Kiri1)
14.	GG14	0,149	(JI6 S.Kanan2)+(JI4 S.kanan3)+(JI9 S.kiri3)+T8+(JI7 S.Kiri2)+(JI7 S.Kanan2)+(JI4 S.Kanan4)+(JI9 S.Kiri4)+T9+(JI8 S.Kiri1)
15.	GG15	0,039	(JI9 S.Kanan2)+(JI9 S.Kanan3)
16.	GG16	0,108	(JI7 S.Kanan2)+(JI4 S.kanan3)+(JI9 S.Kiri4)+T9+(JI8 S.Kiri1)
17.	GG17	0,027	(JI9 S.Kanan3)+(JI8 Skiri1)
18.	GG18	0,025	(JI8 S.Kiri 1)

19.	GG19	0,095	(JI10 Kanan)+T10+(JI12 S.Kiri)+(JI8 SKiri2)+(JI8 S.Kiri1)+(JI8 S.Kanan)
20.	GG20	0,045	S.Kanan

Sumber : Hasil analisis

Untuk lebih detail dilanjutkan dengan perhitungan pada gorong-gorong 1

UNTUK TITIK Gg1

Diketahui data - data sebagai berikut :

Q rencana Gg1 = 0,047 m³/det

Kecepatan Aliran dalam saluran / Vhulu (V1) = 0,4 m/det

Kecepatan Aliran dalam Gorong-gorong (V2) = 1,5 m/det

Kecepatan aliran di hilir (V3) = 0,7 m/det

Koefisien Kekasaran Manning (n) = 0,019 m/det

Penyelesaian :

A. Penampang Gorong Gorong

$$A = \frac{Q}{V_2}$$

$$A = \frac{0,047}{1,5} = 0,03 \text{ m}^2$$

$$A = 0,25 \pi D^2$$

$$0,03 = 0,25 * 3,14 * D^2$$

$$D = 0,200 \text{ m}$$

B. Keliling Basah

$$P = \pi * D$$

$$P = 3,14 * 0,200$$

$$P = 0,63 \text{ m}$$

C. Jari jari Hidrolis

$$R = A / P$$

$$R = 0,03 / 0,63$$

$$R = 0,05 \text{ m}$$

D. Perhitungan Kehilangan Energi Akibat pemasukan

1. Akibat Pemasukan

$$h_i = 0,25 * \frac{(v_2 - v_1)^2}{2g}$$

$$h_i = 0,25 * \frac{(1,50 - 0,4)^2}{2 * 9,81}$$

$$h_i = 0,015$$

2. Akibat Gesekan

$$hf = \frac{v^2 * l}{k^2 r^{4/3}}$$

$$hf = \frac{1,5^2 * 4}{80^2 * 0,05^{\frac{4}{3}}}$$

$$hf = 0,064$$

3. Akibat Pengeluaran

$$hb = kb * \frac{v^2}{2g}$$

$$hb = 0,11 * \frac{1,5^2}{2 * 9,81}$$

$$hb = 0,013$$

$$\text{Kehilangan energi total (dhc)} = 0,015 + 0,077 + 0,013 = 0,105\text{m}$$

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Perhitungan Dimensi Gorong-Gorong

No.	No. Titik	Q rencana	Kecepatan Aliran			Dimensi Gorong - gorong			n	P	R	Kehilangan Energi			
			V ₁	V ₂	V ₃	A	D	t				hi	hf	hb	D hc
		m ³ /dt	m/dt	m/dt	m/dt	m ²	m	m		m	m	m	m	m	m
1	GG1	0,047	0,4	1,5	0,7	0,03	0,200	0,02	0,019	0,63	0,05	0,015	0,077	0,013	0,105
2	GG2	0,117	0,4	1,5	0,7	0,08	0,316	0,03	0,019	0,99	0,08	0,015	0,042	0,013	0,070
3	GG3	0,033	0,4	1,5	0,7	0,02	0,168	0,02	0,019	0,53	0,04	0,015	0,096	0,013	0,124
4	GG4	0,024	0,4	1,5	0,7	0,02	0,144	0,01	0,019	0,45	0,04	0,015	0,118	0,013	0,146
5	GG5	0,012	0,4	1,5	0,7	0,01	0,103	0,01	0,019	0,32	0,03	0,015	0,185	0,013	0,213
6	GG6	0,287	0,4	1,5	0,7	0,19	0,493	0,05	0,019	1,55	0,12	0,015	0,023	0,013	0,051
7	GG7	0,275	0,4	1,5	0,7	0,18	0,484	0,05	0,019	1,52	0,12	0,015	0,024	0,013	0,052
8	GG8	0,203	0,4	1,5	0,7	0,14	0,415	0,04	0,019	1,30	0,10	0,015	0,029	0,013	0,057
9	GG9	0,134	0,4	1,5	0,7	0,09	0,337	0,03	0,019	1,06	0,08	0,015	0,038	0,013	0,066
10	GG10	0,117	0,4	1,5	0,7	0,08	0,315	0,03	0,019	0,99	0,08	0,015	0,042	0,013	0,070
11	GG11	0,124	0,4	1,5	0,7	0,08	0,325	0,03	0,019	1,02	0,08	0,015	0,040	0,013	0,068
12	GG12	0,251	0,4	1,5	0,7	0,17	0,462	0,05	0,019	1,45	0,12	0,015	0,025	0,013	0,053
13	GG13	0,212	0,4	1,5	0,7	0,14	0,425	0,04	0,019	1,33	0,11	0,015	0,028	0,013	0,056
14	GG14	0,149	0,4	1,5	0,7	0,10	0,355	0,04	0,019	1,12	0,09	0,015	0,035	0,013	0,064
15	GG15	0,039	0,4	1,5	0,7	0,03	0,182	0,02	0,019	0,57	0,05	0,015	0,086	0,013	0,114
16	GG16	0,108	0,4	1,5	0,7	0,07	0,302	0,03	0,019	0,95	0,08	0,015	0,044	0,013	0,072
17	GG17	0,027	0,4	1,5	0,7	0,02	0,151	0,02	0,019	0,47	0,04	0,015	0,111	0,013	0,139
18	GG18	0,025	0,4	1,5	0,7	0,02	0,144	0,01	0,019	0,45	0,04	0,015	0,118	0,013	0,146
19	GG19	0,095	0,4	1,5	0,7	0,06	0,284	0,03	0,019	0,89	0,07	0,015	0,048	0,013	0,076
20	GG20	0,045	0,4	1,5	0,7	0,03	0,194	0,02	0,019	0,61	0,05	0,015	0,079	0,013	0,107

Sumber: Hasil Perhitungan 2019

4.3.7.2 Perhitungan Bangunan Pelengkap (Kolam Retensi)

Kolam retensi berfungsi untuk menampung dan meresapkan air hujan, air limbah buangan masyarakat di suatu wilayah. Pembuatan kolam retensi ini merupakan salah satu upaya penanggulangan banjir yang berwawasan lingkungan. Kolam retensi yang di rencanakan harus memiliki kapasitas tampung lebih dari kapasitas debit rencana. Pada hasil perhitungan diatas, direncanakan kolam retensi bertipe stororage dan akan dilampirkan pada perhitungan di bawah ini :

1. Kolam Retensi untuk tipe stororage (Kolam retensi 1)

Diketahui :

$$Q_{rencana} = 0,7218 \text{ m}^3/\text{det}$$

Debit banjir rencana dalam waktu (jam) sebesar 2598,46 m³/jam

T_c sebesar 0,082 jam untuk intensitas curah hujan sebesar 88,28 mm/jam

Kehilangan K sebesar 25 % atau 0.25 (tanpa lapisan pelindung)

$$= 0,7218 \text{ m}^3/\text{jam} \times 0,082 \text{ jam}$$

$$= 212,72 \text{ m}^3$$

Volume hasil resapan tanpa hasil pelindung

$$= 212,72 \text{ m}^3 \times 0.25$$

$$= 53,18 \text{ m}^3$$

Jadi kapasitas volume tampung kolam retensi sebesar :

$$Q = P \times L \times T$$

$$= 6 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 2$$

$$= 60 \text{ m}^3$$

Maka, Debit banjir rencana sebesar 53,18 m³ lebih kecil dari Volume kolam retensi sebesar 60 m³ dianggap **memenuhi**

2. Kolam Retensi untuk tipe stororage (Kolam retensi 2)

Diketahui :

$$Q_{rencana} = 0,0627 \text{ m}^3/\text{det}$$

Debit banjir rencana dalam waktu (jam) sebesar 225,55 m³/jam

T_c sebesar 0,149 jam untuk intensitas curah hujan sebesar 59,155 mm/jam

Kehilangan K sebesar 25 % atau 0.25 (tanpa lapisan pelindung)

$$= 225,55 \text{ m}^3/\text{jam} \times 0,149 \text{ jam}$$

$$= 33,66 \text{ m}^3$$

Volume hasil resapan tanpa hasil pelindung

$$= 33,66\text{m}^3 \times 0,25$$

$$= 8,42 \text{ m}^3$$

Jadi kapasitas volume tamping kolam retensi sebesar :

$$Q = P \times L \times T$$

$$= 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 1$$

$$= 9 \text{ m}^3$$

Maka, Debit banjir rencana sebesar 11,011m³ lebih kecil dari Volume kolam retensi sebesar 18 m³ dianggap **memenuhi**

4.3.7.3 Saluran Got Miring

Saluran got miring direncanakan apabila kecepatan aliran pada saluran lebih besar dari syarat yaitu sebesar 1,5. Got miring adalah sebuah konstruksi bangunan air yang memfasilitasi aliran air pada dua tempat yang mempunyai elevasi jauh berbeda (elevasi daerah hulu jauh lebih tinggi dari elevasi daerah hilir). Berikut prosedur perhitungan kapasitas saluran got miring dan kolam olak, dengan saluran primer kiri yang diambil sebagai contoh perhitungan saluran lainnya ditabelkan.

Untuk Jalan 1 Primer Kiri

Diketahui data-data sebagai berikut:

$$Q = 0,46 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$L = 267,89 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien debit} = 0,85$$

$$\text{Tinggi muka air hulu} = + 17 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi muka air hilir} = + 13 \text{ m}$$

Penyelesaian :

1. Tinggi saluran pembuka (H1)

$$H1 = \frac{2}{3} * H$$

$$= \frac{2}{3} * 0,50$$

$$= 0,33$$

2. Lebar pemasukan (BC)

$$Q = 1,75 * c_d * b h^{3/2}$$

$$0,46 = 1,7 * 0,85 * b c * 0,43^{3/2}$$

$$BC = 0,60\text{m}$$

3. Penampang basah pintu (A1)

$$\begin{aligned} A1 &= BC * H1 \\ &= 0,41 * 0,43 \\ &= 0,58 \text{ M}^2 \end{aligned}$$

4. Kecepatan awal (V1)

$$\begin{aligned} V1 &= A1/Q \text{ total} \\ &= 0,194/0,30 \\ &= 1,50 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Untuk perencanaan saluran got miring direncanakan lebar saluran 0,25 m dan tinggi saluran 0,25 m

Maka,

5. Tinggi jagaan (w)

$$\begin{aligned} W &= 0,25 * H1 \\ &= 0,25 * 0,33 \\ &= 0,08 \text{ m} \end{aligned}$$

6. Tinggi air (h)

$$\begin{aligned} h &= H - W \\ &= 0,25 - 0,08 \\ &= 0,17 \text{ m} \end{aligned}$$

7. Luas basah total (FB)

$$\begin{aligned} FB &= B * H \\ &= 0,25 * 0,25 \\ &= 0,06 \text{ m} \end{aligned}$$

8. Kecepatan got miring (v2)

$$\begin{aligned} V2 &= Q/FB \\ &= 0,46/0,25 \\ &= 4,75 \text{ M/det} \end{aligned}$$

9. Panjang saluran

$$\begin{aligned} L &= H/S \\ &= 0,25/0,065 \\ &= 3,848 \text{ M} \end{aligned}$$

10. Panjang saluran got miring

$$\begin{aligned} L_{\text{got miring}} &= L_{\text{saluran total}} - L \\ &= 267,86 - 3,85 \\ &= 264,01 \text{ m} \end{aligned}$$

11. Perhitungan selengkapnya ditampilkan dalam tabel

Tabel 4. 28 Perhitungan Saluran Got Miring

Nama Jalan	Saluran	Q.TOTAL	KOEF DEBIT	L	elevasi hulu	elevasi hilir	H1	BC	A1	v1	h	w	H	B	fb	v2	l	ltotal
		M3/DET	CD	M	M	m	m	m	m2	m/det	m	m	m	m		m/det	m	m
Jalan 1	Primer kiri	0,35	0,85	267,86	210,94	193,54	0,33	0,68	0,226	1,5	0,17	0,08	0,25	0,25	0,06	1,34	3,848	264,01
	Sekunder kanan 1	0,01	0,85	37,14	201,39	198,45	0,27	0,04	0,010	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,35	2,526	34,61
	Sekunder kanan 2	0,10	0,85	38,34	198,28	197,02	0,27	0,28	0,075	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,51	6,086	32,25
	Sekunder kanan 3	0,04	0,85	91,41	197,03	193,68	0,27	0,10	0,027	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,93	5,457	85,95
Jalan 2	Sekunder Kanan	0,05	0,85	143,51	216,22	201,39	0,27	0,13	0,034	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,17	1,935	141,58
Jalan 3	Sekunder Kiri	0,06	0,85	174,53	220,30	198,45	0,27	0,15	0,041	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,41	1,598	172,93
	Sekunder Kanan 1	0,08	0,85	35,58	200,18	198,28	0,27	0,22	0,060	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,05	3,745	31,83
	Sekunder Kanan 2	0,03	0,85	34,21	203,00	200,34	0,27	0,09	0,024	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,83	2,572	31,64
	Sekunder Kanan 3	0,02	0,85	35,87	210,20	203,90	0,27	0,07	0,018	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,61	1,139	34,73
	Sekunder Kanan 4	0,01	0,85	37,66	219,51	212,00	0,27	0,03	0,009	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,31	1,003	36,65
Jalan 4	Sekunder Kiri 1	0,17	0,85	38,64	197,78	197,02	0,27	0,47	0,126	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,30	10,169	28,47
	Sekunder Kiri 2	0,12	0,85	36,38	201,39	198,04	0,27	0,33	0,088	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,03	2,172	34,21
	Sekunder Kiri 3	0,07	0,85	34,94	207,51	202,02	0,27	0,20	0,052	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,79	1,273	33,67
	Sekunder Kiri 4	0,01	0,85	40,11	218,62	208,01	0,27	0,03	0,009	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,31	0,756	39,35
	Sekunder Kanan 1	0,01	0,85	37,57	197,51	197,03	0,27	0,03	0,008	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,28	15,655	21,92
	Sekunder Kanan 2	0,01	0,85	38,18	201,16	197,69	0,27	0,04	0,009	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,32	2,200	35,97
	Sekunder Kanan 3	0,01	0,85	39,00	207,02	201,70	0,27	0,03	0,009	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,30	1,466	37,53
	Sekunder Kanan 4	0,01	0,85	35,17	218,41	207,66	0,27	0,03	0,009	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,31	0,654	34,52
Jalan 5	Sekunder Kiri 1	0,04	0,85	39,04	200,18	197,78	0,27	0,12	0,031	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,06	3,253	35,78
	Sekunder Kiri 2	0,02	0,85	87,10	197,51	194,71	0,27	0,05	0,014	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,48	6,222	80,88
	Sekunder Kanan 1	0,04	0,85	39,34	200,42	198,04	0,27	0,11	0,029	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,98	3,306	36,04
	Sekunder Kanan 2	0,04	0,85	86,94	197,69	194,68	0,27	0,10	0,028	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,96	5,777	81,17
Jalan 6	Sekunder Kiri 1	0,03	0,85	38,43	203,10	201,39	0,27	0,09	0,023	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,78	4,495	33,93
	Sekunder Kiri 2	0,02	0,85	87,15	201,16	195,39	0,27	0,05	0,014	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,49	3,021	84,13
	Sekunder Kanan 1	0,03	0,85	38,43	203,60	202,02	0,27	0,08	0,023	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,78	4,865	33,57
	Sekunder Kanan 2	0,04	0,85	87,21	201,70	195,69	0,27	0,10	0,027	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,92	2,902	84,31
Jalan 7	Sekunder Kiri 1	0,02	0,85	39,58	210,50	207,51	0,27	0,06	0,015	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,53	2,648	36,93

	Sekunder Kiri 2	0,02	0,85	88,35	207,02	198,03	0,27	0,05	0,012	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,43	1,966	86,39
	Sekunder Kanan 1	0,02	0,85	39,59	212,00	208,01	0,27	0,07	0,018	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,60	1,985	37,61
	Sekunder Kanan 2	0,03	0,85	88,38	207,66	198,46	0,27	0,09	0,025	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,85	1,921	86,45
Jalan 8	Sekunder Kiri 1	0,02	0,85	88,09	216,50	203,00	0,27	0,07	0,018	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,61	1,305	86,79
	Sekunder Kanan	0,04	0,85	249,52	218,62	202,10	0,27	0,12	0,032	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,11	3,021	246,50
Jalan 9	Sekunder Kiri 1	0,21	0,85	33,55	194,71	193,74	0,27	0,58	0,156	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,34	6,918	26,63
	Sekunder Kiri 2	0,17	0,85	36,34	195,39	194,68	0,27	0,48	0,127	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,35	10,237	26,10
	Sekunder Kiri 3	0,11	0,85	32,83	198,51	195,69	0,27	0,31	0,082	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,20	2,328	30,50
	Sekunder Kiri 4	0,04	0,85	34,22	203,00	198,54	0,27	0,11	0,029	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,00	1,534	32,68
	Sekunder Kanan 1	0,12	0,85	86,26	202,56	198,36	0,27	0,34	0,091	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,11	4,107	82,15
	Sekunder Kanan 2	0,04	0,85	34,98	198,03	195,50	0,27	0,11	0,029	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,98	2,765	32,21
	Sekunder Kanan 3	0,03	0,85	32,19	195,01	193,13	0,27	0,07	0,020	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	0,67	3,424	28,76
Jalan10	Primer Kiri	0,06	0,85	170,45	198,03	192,71	0,33	0,12	0,041	1,53	0,17	0,08	0,25	0,25	0,06	1,00	8,010	162,44
	Sekunder Kanan	0,04	0,85	145,23	198,36	193,98	0,27	0,11	0,030	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,03	6,632	138,60
Jalan12	Sekunder kiri	0,05	0,85	39,50	201,60	194,18	0,27	0,15	0,039	1,37	0,13	0,07	0,20	0,20	0,04	1,35	1,065	38,43
Jalan 2	Tersier 1	0,01	0,85	20,09	205,51	203,00	0,20	0,03	0,006	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,34	1,200	18,89
Jalan 4	Tersier2	0,00	0,85	22,30	198,26	197,52	0,20	0,02	0,004	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,20	4,521	17,78
	Tersier3	0,00	0,85	22,83	200,97	199,97	0,20	0,02	0,004	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,19	3,425	19,41
	Tersier4	0,01	0,85	22,33	205,56	204,86	0,20	0,02	0,004	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,23	4,784	17,54
	Tersier5	0,00	0,85	16,92	215,00	210,22	0,20	0,02	0,003	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,17	0,531	16,39
Jalan 9	Tersier6	0,01	0,85	48,61	196,00	194,36	0,20	0,04	0,007	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,38	4,446	44,17
	Tersier7	0,01	0,85	48,61	197,00	195,38	0,20	0,04	0,008	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,41	4,501	44,11
	Tersier8	0,01	0,85	48,61	201,21	197,34	0,20	0,04	0,007	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,39	1,884	46,73
	Tersier9	0,01	0,85	48,61	205,89	201,00	0,20	0,04	0,007	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,37	1,491	47,12
Jalan 10	Tersier10	0,01	0,85	20,75	199,11	195,97	0,20	0,02	0,004	1,19	0,10	0,05	0,15	0,15	0,02	0,24	0,991	19,76

Sumber: Perhitungan 2019

Tabel 4. 29 Dimensi Saluran Drainase Dan Saluran Got Miring

Nama Jalan	Saluran	Saluran Drainase		Saluran Got Miring	
		M3/det	m2	m	M
Jalan 1	Primer kiri	B	H	B	H
	Sekunder kanan 1	0,50	0,50	0,25	0,25
	Sekunder kanan 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder kanan 3	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 2	Sekunder Kanan	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 3	Sekunder Kiri	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 3	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 4	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 4	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 3	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 4	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 3	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 4	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 5	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 6	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 7	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 8	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 9	Primer kiri	0,80	0,80	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 2	0,40	0,40	0,40	0,40
	Sekunder Kiri 3	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kiri 4	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 1	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 2	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan 3	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan10	Primer Kiri	0,50	0,50	0,25	0,25
	Sekunder Kanan	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan11	Sekunder Kiri	0,40	0,40	0,20	0,20
	Sekunder Kanan	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan12	Sekunder kiri	0,40	0,40	0,20	0,20

Jalan 2	Tersier 1	0,40	0,40	0,20	0,20
Jalan 4	Tersier2	0,30	0,30	0,15	0,15
	Tersier3	0,30	0,30	0,15	0,15
	Tersier4	0,30	0,30	0,15	0,15
	Tersier5	0,30	0,30	0,15	0,15
Jalan 9	Tersier6	0,30	0,30	0,15	0,15
	Tersier7	0,30	0,30	0,15	0,15
	Tersier8	0,30	0,30	0,15	0,15
	Tersier9	0,30	0,30	0,15	0,15
Jalan 10	Tersier10	0,30	0,30	0,15	0,15

4.4 Pembahasan

Dari hasil Analisa data terkait Perencanaan Drainase, diperoleh hasil sebagai berikut:

1. Debit banjir rancangan

Debit rancangan dihitung menggunakan metode Rasional dengan diketahui

- Luas catchment
- Intensitas curah hujan
- Koefisien limpasan (tabel 2.8 Koefisien Limpasan pada bab II)

2. Kapasitas Dimensi saluran

Perhitungan kapasitas dimensi saluran digunakan persamaan kontinuitas dan rumus maning. Dengan diketahui :

- Debit banjir rancangan total saluran (Q_{total})
- Nilai kekasaran manning (n) (tabel 2.16 koefisien kekasaran maning babII)
- Kemiringan saluran (S) (diperoleh dari elevasi saluran drainase dilapangan dengan autocad)
- Kecepatan aliran (V) (pada tabel 2.17 kecepatan aliran air yang diizinkan berdasarkan material bab II)
- Dari hasil perhitungan yang didapat debit total terbesar yaitu $0,947\text{m}^3/\text{det}$ terdapat pada Jalan 9 Saluran Primer
- Dimensi saluran yang diperoleh dapat dipakai apabila control Q kapasitas lebih besar dari Q total yang telah dihitung

3. Bangunan Pelengkap

a) Gorong-gorong

Gorong -gorong yang digunakan berbentuk lingkaran dengan diketahui:

- Debit rencana (aliran yang diterima)
- Kecepatan aliran dalam saluran (v_1)
- Kecapatan aliran dalam gorong-gorong (v_2)
- Kecepatan aliran di hilir (v_3)
- Koefisien kekasaran maning (n)

6) Gorong- terbesar terdapat pada gorong- gorong 6 dengan debit sebesar 0,376 m³/det

b) Kolam Retensi

Kolam retensi yang direncanakan ada dua kolam retensi, bertipe storage yaitu:

Kolam retensi 1 : Q rencana = 0,7218 m³/detik

Dimensi Saluran: Panjang = 6m

Lebar = 5m

Tinggi = 2m

Kolam Retensi 2 : Q rencana = 0,0627 m³/detik

Dimensi Saluran: Panjang = 3m

Lebar = 3m

Tinggi = 1m