

## BAB IV

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Analisis Hujan Rancangan

Data curah hujan yang digunakan untuk menentukan hujan rancangan pada Kecamatan Rangkui adalah data curah hujan selama 10 tahun (2009 – 2018). Hujan rancangan yang dihitung untuk periode ulang 5 dan 10 tahun. Periode ulang yang digunakan tergantung pada fungsi saluran. Berdasarkan Hambali (2016) Periode ulang 5 tahun untuk saluran sekunder, sedangkan untuk saluran primer digunakan periode ulang 10 tahun.

Untuk memperoleh nilai hujan rancangan digunakan analisis distribusi frekuensi. Analisis distribusi yang digunakan adalah Distribusi Probabilitas Gumbel, Normal, Log Normal, dan Log Pearson III. Distribusi probabilitas yang digunakan harus di uji untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel yang digunakan (Kamiana, 2011). Pengujian yang digunakan terdiri dari Metode Khi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov.

##### 4.1.1 Curah Hujan Maksimum

Penentuan data curah hujan menggunakan metode *annual maximum series* yakni dengan memilih satu data maksimum setiap tahun. Data hujan harian bulanan untuk setiap tahun yang telah diperoleh kemudian dianalisis. Langkah pertama yaitu dengan memilih data hujan harian maksimum pada setiap bulan. Setelah diperoleh data hujan harian maksimum pada setiap bulan kemudian dilakukan pemilihan lagi untuk data terbesar dari bulan Januari hingga Desember. Sehingga diperoleh data hujan maksimum yang mewakili setiap tahun dari tahun 2009 hingga tahun 2019.

Tabel 4.1 Data curah hujan harian maksimum tahunan

No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)
1	2009	92
2	2010	124,7
3	2011	87
4	2012	108,4
5	2013	141,4

No	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)
6	2014	94,6
7	2015	100
8	2016	183,9
9	2017	73,6
10	2018	84,4

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.1.2 Analisis Distribusi Frekuensi Data Hujan

##### 4.1.2.1 Distribusi Probabilitas Gumbel

Hasil analisis curah hujan menggunakan Distribusi Probabilitas Gumbel dapat dilihat pada Lampiran 2. Berdasarkan Tabel 2.3 dapat diperoleh nilai  $Y_t$  sedangkan untuk memperoleh nilai  $S_n$  dan  $Y_n$  untuk  $n = 10$  menggunakan Tabel 2.4. Kemudian dapat dihitung nilai  $K_s$  dengan persamaan 2.6 selanjutnya untuk memperoleh nilai hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun dan 10 tahun menggunakan persamaan 2.5. Contoh perhitungan untuk memperoleh hujan rencana Distribusi Probabilitas Gumbel dapat dilihat di bawah ini. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.2 berikut.

Contoh perhitungan:

Periode ulang: 5 tahun

$$K_s = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

$$K_s = \frac{1,4999 - 0,4952}{0,9497} = 1,058$$

$$x_T = \bar{x} + S \cdot K_s$$

$$x_T = 109 + 33,043 \cdot 1,058 = 143,956 \text{ mm}$$

Cara yang sama dilakukan untuk memperoleh nilai hujan rencana kala ulang 10 tahun.

Tabel 4.2 Perolehan nilai hujan rencana Distribusi Probabilitas Gumbel

Kala ulang	S	$\bar{x}$	$Y_t$	$S_n$	$Y_n$	$K_s$	$x_T$
5	33,043	109	1,4999	0,9497	0,4952	1,058	143,956
10	33,043	109	2,2504	0,9497	0,4952	1,848	170,068

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.1.2.2 Distribusi Probabilitas Normal

Hasil analisis curah hujan menggunakan Distribusi Probabilitas Normal dapat dilihat pada Lampiran 2. Berdasarkan Tabel 2.5 diperoleh nilai  $K_T$  untuk periode ulang 5 tahun dan periode ulang 10 tahun. Digunakan Persamaan 2.7 untuk memperoleh nilai hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun dan periode ulang 10 tahun. Perolehan nilai hujan rencana Distribusi Probabilitas Normal serta contoh perhitungan disajikan sebagai berikut.

Contoh perhitungan:

Periode ulang: 5 tahun

$$x_T = \bar{x} + S \cdot K_T$$

$$x_T = 109 + 33,043 \times 0,84 = 136,756 \text{ mm}$$

Cara yang sama dilakukan untuk menghitung nilai hujan rencana kala ulang 10 tahun.

Tabel 4.3 Perolehan nilai hujan rencana Distribusi Probabilitas Normal

Kala ulang	S	$\bar{x}$	$K_T$	$x_T$
5	33,043	109	0,84	136,756
10	33,043	109	1,28	151,294

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.1.2.3 Distribusi Probabilitas Log Normal

Hasil analisis curah hujan menggunakan Distribusi Probabilitas Log Normal dapat dilihat pada Lampiran 2. Berdasarkan Tabel 2.5 diperoleh nilai  $K_T$  untuk periode ulang 5 tahun dan periode ulang 10 tahun. Menggunakan Persamaan 2.9 diperoleh nilai rata-rata dari  $\log x$ . Kemudian menghitung deviasi standar dari  $\log x$  menggunakan Persamaan 2.10. Setelah itu dapat diperoleh nilai logaritmik hujan rencana untuk periode ulang 5 tahun dan 10 tahun dengan Persamaan 2.8. Berikut ini merupakan contoh perhitungan hujan rencana Distribusi Probabilitas Log Normal untuk kala ulang 5 tahun.

Contoh perhitungan:

Periode ulang: 5 tahun

$$\log \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n}$$

$$\overline{\log x} = \frac{20,218}{10} = 2,0218$$

$$s \log x = \frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^{2^{0,5}}}{n-1}$$

$$s \log x = \frac{(0,127)^{2^{0,5}}}{10-1} = 0,119$$

$$\log x_T = \overline{\log x} + K_T \cdot s \log x$$

$$\log x_T = 2,0218 + 0,84 \cdot 0,119 = 2,122$$

$$x_T = 10^{2,122} = 132,316 \text{ mm}$$

Perhitungan yang sama dilakukan untuk memperoleh nilai hujan rencana kala ulang 10 tahun. Tabel 4.4 berikut menyajikan hasil perhitungan nilai hujan rencana.

Tabel 4.4 Perolehan nilai hujan rencana Distribusi Probabilitas Log Normal

Kala ulang	$s \log x$	$\overline{\log x}$	$K_T$	$\log x_T$	$x_T$
5	0,119	2,0218	0,84	2,122	132,316
10	0,119	2,0218	1,28	2,174	149,237

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.1.2.4 Distribusi Probabilitas Log Pearson III

Hasil analisis curah hujan menggunakan Distribusi Probabilitas Log Pearson III dapat dilihat pada Lampiran 2. Berdasarkan Tabel Variabel standar pada Lampiran 1 diperoleh nilai  $K_{TP}$  untuk periode ulang 5 tahun dan 10 tahun. Kemudian nilai logaritmik hujan rencana untuk periode ulang 5 tahun dan 10 tahun dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.11. Contoh perhitungan dapat dilihat di bawah ini.

Contoh perhitungan:

Periode ulang: 5 tahun

$$\log x_T = \overline{\log x} + K_{TP} \cdot s \log x$$

$$\log x_T = 2,0218 + 0,764 \cdot 0,119 = 2,113$$

$$x_T = 10^{2,113} = 129,601 \text{ mm}$$

Dengan cara yang sama nilai hujan rencana untuk kala ulang 10 tahun dapat diperoleh. Hasil perhitungan nilai hujan rencana dapat dilihat pada Tabel berikut.

Tabel 4.5 Perolehan nilai hujan rencana Distribusi Probabilitas Log Pearson III

Kala ulang	$s \log x$	$\log x$	$K_T$	$\log x_T$	$x_T$
5	0,119	2,0218	0,764	2,113	129,601
10	0,119	2,0218	1,339	2,181	151,683

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.1.2.5 Rekapitulasi Hujan Rencana

Rekapitulasi hujan rencana pada masing-masing distribusi probabilitas dapat dilihat pada Tabel 4.6 berikut.

Tabel 4.6 Hujan rencana pada setiap distribusi

No	Jenis Distribusi	Kala Ulang	
		5	10
1	Distribusi Gumbel	143,956	170,068
2	Distribusi Normal	136,756	151,294
3	Distribusi Log Normal	132,316	149,237
4	Distribusi Log Pearson III	129,601	151,683

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.1.3 Uji Distribusi Frekuensi

Untuk menentukan jenis distribusi yang sesuai dengan sifat statistik data yang ada, maka terlebih dahulu dihitung parameter statistik. Parameter statistik hasil perhitungan kemudian dianalisis apakah memenuhi syarat. Perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada Lampiran 3.

1. Nilai rerata ( $\bar{x}$ ) sebesar 109,00
2. Standar deviasi ( $s$ ) sebesar 33,043
3. Koefisien *skewness* ( $C_k$ ) sebesar 5,815
4. Koefisien variasi ( $C_v$ ) sebesar 0,303
5. Koefisien kurtosis ( $C_s$ ) sebesar 1,461

Tabel 4.7 Parameter statistik untuk menentukan jenis distribusi

No	Distribusi	Persyaratan	Hasil hitungan
1	Gumbel	$C_s = 1,14$	1,461
		$C_k = 5,4$	5,815
2	Normal	$C_s \approx 0$	1,461
		$C_k \approx 3$	5,815
3	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v = 0,937$	1,461
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3 = 4,602$	5,815

4	Log Pearson III	Selain dari nilai persyaratan Distribusi Gumbel, Normal, dan Log Normal	1,461 5,815
---	-----------------	-------------------------------------------------------------------------	----------------

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

Berdasarkan Tabel 4.7 diatas dapat diketahui bahwa parameter statistik data untuk distribusi Gumbel, Normal, dan Log Normal tidak ada yang memenuhi persyaratan, sehingga data yang ada kemungkinan mengikuti Distribusi Log Pearson III. Untuk mendapatkan hasil perhitungan yang meyakinkan maka perlu dilakukan pengujian menggunakan Metode Khi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov.

#### 4.1.3.1 Metode Khi Kuadrat

Metode Khi Kuadrat menggunakan nilai  $\chi^2$  yang dihitung menggunakan Persamaan 2.12 dan nilai derajat kebebasan  $D_k$  menggunakan Persamaan 2.13. Pengujian dilakukan pada masing-masing distribusi probabilitas sehingga diperoleh hasil sebagai berikut:

1. Jumlah data ( $n$ ) = 10
2. Kelas distribusi ( $k$ ) =  $1 + 3,3 \cdot \log 10 = 4,3 = 5$
3. Parameter ( $P$ ) = 2
4. Derajat kebebasan ( $D_k$ ) =  $k_D - (p + 1) = 5 - (2+1) = 2$
5. Parameter Khi Kuadrat kritis ( $\chi_{cr}^2$ ) = 5,991 (lihat Lampiran 1)
6. Kelas distribusi = 20 %
7. Interval kelas distribusi = 20 %, 40 %, 60 %, 80 %

Berdasarkan data diatas maka diperoleh besar peluang dan nilai batas kelas untuk setiap distribusi yang dapat dilihat pada Lampiran 3. Pada tabel berikut disajikan hasil perhitungan berupa nilai batas interval dan nilai  $\chi^2$  untuk masing-masing distribusi.

Tabel 4.8 Uji Khi Kuadrat Distribusi Gumbel

No.	Kelas	Nilai batas interval	$O_f$	$E_f$	$(O_f - E_f)^2$	$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}$
1	Kelas 1	$X < 75,213$	1	2	1	0,5
2	Kelas 2	$75,213 < X < 94,812$	4	2	4	2
3	Kelas 3	$94,812 < X < 115,142$	2	2	0	0
4	Kelas 4	$115,142 < X < 143,958$	2	2	0	0
5	Kelas 5	$X > 143,958$	1	2	1	0,5
Jumlah			10	10	6	3

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

Tabel 4.9 Uji Khi Kuadrat Distribusi Normal

No.	Kelas	Nilai batas interval	$O_f$	$E_f$	$(O_f - E_f)^2$	$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}$
1	Kelas 1	$X < 81,244$	1	2	1	0,5
2	Kelas 2	$81,244 < X < 100,739$	5	2	9	4,5
3	Kelas 3	$100,739 < X < 117,261$	1	2	1	0,5
4	Kelas 4	$117,261 < X < 136,756$	1	2	1	0,5
5	Kelas 5	$X > 136,756$	2	2	0	0
Jumlah			10	10	12	6

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

Tabel 4.10 Uji Khi Kuadrat Distribusi Log Normal

No.	Kelas	Nilai batas interval	$O_f$	$E_f$	$(O_f - E_f)^2$	$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}$
1	Kelas 1	$X < 83,571$	1	2	1	0,5
2	Kelas 2	$83,571 < X < 98,206$	4	2	4	2
3	Kelas 3	$98,206 < X < 112,598$	2	2	0	0
4	Kelas 4	$112,598 < X < 132,316$	1	2	1	0,5
5	Kelas 5	$X > 132,316$	2	2	0	0
Jumlah			10	10	6	3

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

Tabel 4.11 Uji Khi Kuadrat Distribusi Log Pearson III

No.	Kelas	Nilai batas interval	$O_f$	$E_f$	$(O_f - E_f)^2$	$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}$
1	Kelas 1	$X < 94,638$	5	2	9	4,5
2	Kelas 2	$94,638 < X < 98,029$	0	2	4	2
3	Kelas 3	$98,029 < X < 105,094$	1	2	1	0,5
4	Kelas 4	$105,094 < X < 129,601$	2	2	0	0
5	Kelas 5	$X > 129,601$	2	2	0	0
Jumlah			10	10	14	7

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

Berdasarkan perhitungan yang telah tersaji pada tabel diatas diperoleh hasil distribusi yang memenuhi syarat  $\chi^2 < \chi_{cr}^2$  adalah Distribusi Gumbel dan Distribusi Log Normal. Sedangkan distribusi yang tidak memenuhi syarat adalah Distribusi Normal dan Distribusi Log Pearson III. Rekapitulasi perbandingan  $\chi^2$  dan  $\chi_{cr}^2$  untuk setiap distribusi dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.12 Rekapitulasi nilai  $\chi^2$  dan  $\chi_{cr}^2$ 

No	Jenis Distribusi	$\chi^2$	$\chi_{cr}^2$	Keterangan
1	Distribusi Gumbel	3	5,991	Diterima
2	Distribusi Normal	6	5,991	Tidak Diterima
3	Distribusi Log Normal	3	5,991	Diterima

No	Jenis Distribusi	$\chi^2$	$\chi_{cr}^2$	Keterangan
4	Distribusi Log Pearson III	7	5,991	Tidak Diterima

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.1.3.2 Metode Smirnov Kolmogorov

Metode Smirnov Kolmogorov yang digunakan adalah metode secara analitis. Data hujan yang telah diperoleh diurutkan dari besar ke kecil. Kemudian menentukan peluang empiris masing-masing data yang telah diurut dengan Rumus Weibull pada Persamaan 2.16. Selanjutnya menentukan peluang teoritis masing-masing data yang telah diurut  $P'(x_i)$  berdasarkan persamaan distribusi probabilitas yang dipilih (Gumbel, Normal, Log Normal, dan Log Pearson III). Setelah itu menghitung selisih ( $\Delta P_i$ ) antara peluang empiris dan teoritis untuk setiap data yang telah diurutkan dengan menggunakan Persamaan 2.17. Kemudian ditentukan apakah  $\Delta P_{maks} < \Delta P_{kritis}$ , nilai  $\Delta P_{kritis}$  dapat dilihat pada Tabel 2.6. Perhitungan dengan Metode Smirnov Kolmogorof dapat dilihat pada Lampiran 3. Berikut ini disajikan rekapitulasi nilai  $\Delta P_{maks}$  dan  $\Delta P_{kritis}$ .

Tabel 4.13 Rekapitulasi nilai  $\Delta P_{maks}$  dan  $\Delta P_{kritis}$

No	Jenis Distribusi	$\Delta P_{maks}$	$\Delta P_{kritis}$	Keterangan
1	Distribusi Gumbel	0,0869	0,41	Diterima
2	Distribusi Normal	0,1528	0,41	Diterima
3	Distribusi Log Normal	0,1051	0,41	Diterima
4	Distribusi Log Pearson III	0,058	0,41	Diterima

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.1.4 Hujan Rancangan ( $R_{24}$ )

Hasil pengujian dengan Metode Khi Kuadrat, distribusi yang dapat diterima adalah Distribusi Gumbel dan Log Normal dengan nilai  $\chi^2 < \chi_{cr}^2$  yang sama. Sedangkan pada Metode Smirnov Kolmogorov semua distribusi diterima dengan nilai  $\Delta P_{maks}$  terkecil diperoleh pada Distribusi Gumbel dan Log Pearson III. Rekapitulasi hasil pengujian Uji Khi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov dapat dilihat pada Tabel 4.14. Berdasarkan hasil pengujian yang telah diperoleh, hujan rencana ( $R_{24}$ ) yang digunakan adalah hujan rencana pada Distribusi Gumbel. Hal ini dikarenakan pengujian pada Distribusi Gumbel dengan Metode Khi Kuadrat menghasilkan nilai simpangan maksimum terkecil dari simpangan kritis. Begitu



pula dengan menggunakan Metode Smirnov Kolmogorov menunjukkan hasil nilai simpangan empiris maksimum terkecil dari peluang teoritis kritis. Hasil perhitungan curah hujan kala ulang  $n$  tahun Distribusi Gumbel disajikan pada Tabel 4.15.

Tabel 4.14 Rekapitulasi hasil pengujian Uji Khi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov

No	Jenis Distribusi	Khi Kuadrat		Smirnov Kolmogorov	
		Nilai ( $\chi^2$ )	Syarat ( $\chi_{cr}^2$ )	Nilai ( $\Delta P_{maks}$ )	Syarat ( $\Delta P_{kritis}$ )
1	Distribusi Gumbel	3	5,991	0,0869	0,41
2	Distribusi Normal	6	5,991	0,1528	0,41
3	Distribusi Log Normal	3	5,991	0,1051	0,41
4	Distribusi Log Pearson III	7	5,991	0,058	0,41

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

Tabel 4.15 Hasil perhitungan curah hujan kala ulang  $n$  tahun Distribusi Gumbel

Kala Ulang	Hujan Rancangan ( $R_{24}$ )
	Distribusi Gumbel (mm)
5 tahun	143,956
10 tahun	170,068

Sumber: Hasil perhitungan, 2019

#### 4.2 Penentuan Pola Jaringan Drainase Sekunder dan Primer

Pola jaringan drainase sekunder dan primer ditentukan berdasarkan hasil survei di lapangan. Survei lapangan yang dilakukan berupa pengambilan koordinat saluran primer eksisting serta dilakukan pengecekan saluran sekunder dengan bantuan Peta Jaringan Jalan Kecamatan Rangkui. Hasil survei koordinat untuk saluran primer dapat dilihat pada Tabel 4.16. Kemudian berdasarkan data-data yang telah diperoleh dilakukan penelusuran dengan bantuan *Software SAS Planet* dan *Google Earth*. Penelusuran tersebut dilakukan untuk mengetahui panjang masing-masing saluran, yang kemudian akan digambar dengan bantuan *Software ArcGis* sehingga akan diperoleh Peta Pola Jaringan Drainase Sekunder dan Primer Kecamatan Rangkui yang dapat dilihat pada Lampiran 3.

Tabel 4.16 Koordinat saluran primer eksisting

Kode	X	Y
K1	622601	9764408
K2	622597	9764414

<b>Kode</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
K3	622603	9764397
K4	622253	9764301
K5	622766	9764450
K6	622783	9764453
K7	621151	9763806
K8	621573	9763613
K9	621232	9763476
K10	621495	9763195
K11	622436	9763015
K12	622881	9763721
K13	623453	9762906
K14	623463	9762960
K15	623439	9763027

*Sumber: Hasil pengukuran, 2019*

### **4.3 Penentuan Pola Aliran dan Zona Aliran**

Penentuan pola aliran dilakukan berdasarkan elevasi Kecamatan Rangkui yang disajikan dalam Peta Kontur Kecamatan Rangkui pada Lampiran 4. Menggunakan bantuan *Software ArcGis* berdasarkan elevasi Kecamatan Rangkui dapat diketahui pola aliran hujan. Kemudian berdasarkan pola aliran tersebut ditentukan batas-batas daerah pengaliran. Berdasarkan pengolahan data dengan bantuan *Software ArcGis* diperoleh 11 zona pengaliran. Terdapat saluran sekunder dan primer pada setiap zona pengaliran, kecuali pada zona 8 yang hanya memiliki saluran sekunder. Setelah diperoleh 11 zona pengaliran beserta saluran sekunder dan primer yang termasuk ke dalam masing-masing zona, dilakukan analisis kembali berdasarkan pola aliran untuk mengetahui luasnya daerah tangkapan air hujan pada masing-masing saluran di setiap zona. Data luasan tersebut digunakan dalam perhitungan debit rencana. Peta arah aliran, zona pengaliran, saluran sekunder dan primer pada setiap zona, serta luas daerah tangkapan untuk setiap saluran pada Kecamatan Rangkui dapat dilihat pada Lampiran 4.

### **4.4 Analisis Debit Rencana**

Terdapat beberapa metode untuk memperkirakan laju aliran puncak (debit banjir). Metode yang digunakan pada suatu lokasi lebih banyak ditentukan oleh

ketersediaan data (Suripin, 2004). Beberapa metode tersebut adalah Metode Rasional, Weduwen, Melchior, dan Haspers. Luas DAS dalam penelitian ini adalah 5,022 Km<sup>2</sup>. Berdasarkan persyaratan luas DAS metode yang dapat digunakan adalah Metode Rasional, Weduwen, dan Haspers. Sedangkan Metode Melchior tidak dapat digunakan.

Analisis debit rencana dilakukan pada setiap zona pengaliran. Peninjauan dilakukan untuk setiap saluran sekunder dan primer pada setiap zona pengaliran. Sehingga debit rencana yang dianalisis merupakan debit yang berasal dari air hujan yang jatuh pada setiap luasan daerah tangkapan air untuk saluran sekunder dan primer yang ada pada satu zona pengaliran. Digunakan kode *S* untuk saluran sekunder dan kode *P* untuk saluran primer diikuti nomor urut zona. Sub-Sub-bab berikut menjelaskan perhitungan debit rencana pada setiap metode.

#### **4.4.1 Metode Rasional**

Dalam Asdak (2002), dijelaskan jika ukuran daerah pengaliran > 300 Ha, maka ukuran daerah pengaliran perlu dibagi menjadi beberapa bagian sub daerah pengaliran kemudian Rumus Rasional diaplikasikan pada masing-masing sub daerah pengaliran. Luas DAS dalam penelitian ini adalah 5,022 Km<sup>2</sup> atau 502,2 Ha. Berdasarkan Peta Zona Pengaliran Kecamatan Rangkui pada Lampiran 4 dapat diketahui bahwa terdapat 11 zona pengaliran.

##### **4.4.1.1 Koefisien Aliran Permukaan (*C*)**

Penentuan koefisien aliran (*C*) berdasarkan peta tata guna lahan yang diperoleh dari Badan Perencanaan Pembangunan Daerah (BAPPEDA) Kota Pangkalpinang yang dapat dilihat pada Lampiran 4. Pada penelitian ini terdapat 11 zona pengaliran dengan penggunaan lahan yang berbeda pada setiap zona, sehingga menghasilkan nilai *C* berbeda pula. Dengan demikian nilai *C* yang digunakan untuk setiap zona adalah  $C_{Komposit}$ . Nilai  $C_{Komposit}$  diperoleh berdasarkan total nilai  $C_{Terbobot}$ .  $C_{Terbobot}$  dihitung dengan mengalikan masing-masing nilai *C* setiap penggunaan lahan dengan bobot yang diperoleh dari pembagian luas masing-masing penggunaan lahan dengan total luasan penggunaan lahan setiap zona. Nilai  $C_{Komposit}$  untuk saluran sekunder pada setiap zona pengaliran dapat dilihat pada Tabel 4.17

sedangkan untuk saluran primer dapat dilihat pada Tabel 4.18. Perhitungan nilai  $C_{Komposit}$  untuk masing-masing zona pengaliran dapat dilihat pada Lampiran 5.

Tabel 4.17 Nilai  $C_{Komposit}$  untuk saluran sekunder pada setiap zona

Zona	A (m <sup>2</sup> )	C <sub>Komposit</sub>
S1	89623,714	0,611
S2	94929,524	0,610
S3	259361,770	0,538
S4	133553,021	0,661
S5	304255,282	0,688
S6	249091,086	0,473
S7	473120,650	0,584
S8	408271,390	0,607
S9	346850,460	0,480
S10	590103,826	0,506
S11	288684,142	0,626

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.18 Nilai  $C_{Komposit}$  untuk saluran primer pada setiap zona

Zona	A (m <sup>2</sup> )	C <sub>Komposit</sub>
P1	72122,837	0,677
P2	25747,127	0,520
P3	202074,984	0,470
P4	29873,678	0,636
P5	51044,718	0,648
P6	317585,828	0,301
P7	12750,246	0,466
P9	295956,623	0,319
P10	239518,977	0,339
P11	180276,007	0,650

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.1.2 Waktu Konsentrasi ( $t_c$ )

Waktu konsentrasi ( $t_c$ ) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.20. Untuk memperoleh nilai  $t_c$  diperlukan nilai panjang lintasan air dari titik terjauh sampai titik yang ditinjau ( $L$ ) dan kemiringan rata-rata daerah lintasan air ( $S$ ). Berikut ini disajikan contoh perhitungan untuk memperoleh nilai  $t_c$ . Kemudian pada Tabel 4.19 disajikan nilai  $t_c$  pada saluran sekunder serta pada Tabel 4.20 untuk saluran primer.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$t_c = \left( \frac{0,87 \cdot L^2}{1000 \cdot S} \right)^{0,385}$$

$$t_c = \left( \frac{0,87 \cdot 1,479^2}{1000 \cdot 0,0024} \right)^{0,385}$$

$$t_c = 0,920 \text{ jam}$$

Cara yang sama digunakan untuk menghitung nilai  $t_c$  pada saluran sekunder dan primer lainnya.

Tabel 4.19 Nilai  $t_c$  pada saluran sekunder

Saluran	S	L(km)	$t_c$ (jam)
S1	0,0024	1,479	0,920
S2	0,0027	1,690	0,974
S3	0,0014	3,493	2,163
S4	0,0038	1,950	0,944
S5	0,0009	5,545	3,688
S6	0,0012	3,460	2,331
S7	0,0012	6,006	3,553
S8	0,0016	4,702	2,608
S9	0,0019	3,769	2,074
S10	0,0023	3,448	1,778
S11	0,0022	3,352	1,764

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.20 Nilai  $t_c$  pada saluran primer

Saluran	S	L(km)	$t_c$ (jam)
P1	0,0055	0,727	0,385
P2	0,0210	0,214	0,090
P3	0,0029	1,748	0,972
P4	0,0067	0,449	0,247
P5	0,0070	0,287	0,172
P6	0,0027	2,045	1,123
P7	0,0125	0,120	0,070
P9	0,0036	0,843	0,510
P10	0,0004	1,282	1,649
P11	0,0021	1,443	0,948

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.1.3 Intensitas Hujan (*I*)

Berdasarkan nilai waktu konsentrasi (*tc*) yang telah diperoleh, kemudian dapat dihitung nilai intensitas hujan (*I*). Perhitungan nilai intensitas hujan (*I*) menggunakan Rumus Mononobe pada persamaan 2.21. Contoh perhitungan untuk memperoleh nilai *I* disajikan sebagai berikut.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = \frac{143,956}{24} \left( \frac{24}{0,920} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 104,397 \text{ mm/jam}$$

Dengan perhitungan yang sama, nilai *I* untuk saluran sekunder dan primer lainnya dapat diperoleh. Hasil perhitungan intensitas hujan (*I*) untuk saluran sekunder dapat dilihat pada Tabel 4.21, sedangkan untuk saluran primer dapat dilihat pada Tabel 4.22.

Tabel 4.21 Nilai intensitas hujan (*I*) pada saluran sekunder

Saluran	<i>R</i> <sub>24</sub> (mm)	<i>tc</i> (jam)	<i>I</i> (mm/jam)
S1	143,956	0,920	104,397
S2	143,956	0,974	98,586
S3	143,956	2,163	44,398
S4	143,956	0,944	101,736
S5	143,956	3,688	26,037
S6	143,956	2,331	41,198
S7	143,956	3,553	27,022
S8	143,956	2,608	36,815
S9	143,956	2,074	46,289
S10	143,956	1,778	54,006
S11	143,956	1,764	54,427

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.22 Nilai intensitas hujan (*I*) pada saluran primer

Saluran	<i>R</i> <sub>24</sub> (mm)	<i>tc</i> (jam)	<i>I</i> (mm/jam)
P1	170,068	0,385	111,652
P2	170,068	0,090	294,795
P3	170,068	0,972	60,131

Saluran	$R_{24}$ (mm)	$tc$ (jam)	$I$ (mm/jam)
P4	170,068	0,247	150,181
P5	170,068	0,172	191,191
P6	170,068	1,123	54,615
P7	170,068	0,070	348,433
P9	170,068	0,510	92,502
P10	170,068	1,649	42,287
P11	170,068	0,948	61,149

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.1.4 Debit Rencana ( $Q_R$ )

Setelah diperoleh nilai  $C_{komposit}$ , waktu konsentrasi ( $tc$ ), dan intensitas hujan ( $I$ ) dapat dihitung debit rencana ( $Q_R$ ) untuk saluran sekunder dan saluran primer pada masing-masing zona menggunakan Persamaan 2.19. Contoh perhitungan debit rencana disajikan sebagai berikut.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$Q_R = 0,278.C.I.A_{DAS}$$

$$Q_R = 0,278.104,397.0,090$$

$$Q_R = 1,589 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan debit rencana untuk saluran sekunder dan primer lainnya menggunakan cara yang sama seperti contoh perhitungan tersebut. Hasil perhitungan debit rencana untuk saluran sekunder dapat dilihat pada Tabel 4.23 dan untuk saluran primer dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.23 Debit rencana ( $Q_R$ ) pada saluran sekunder Metode Rasional

Saluran	$C_{Komposit}$	$I$ (mm/jam)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A$ (km <sup>2</sup> )	$Q_R$ (m <sup>3</sup> /detik)
S1	0,611	104,397	89623,71	0,090	1,589
S2	0,610	98,586	94929,52	0,095	1,586
S3	0,538	44,398	259361,77	0,259	1,722
S4	0,661	101,736	133553,02	0,134	2,497
S5	0,688	26,037	304255,28	0,304	1,516
S6	0,473	41,198	249091,09	0,249	1,350
S7	0,584	27,022	473120,65	0,473	2,077
S8	0,607	36,815	408271,39	0,408	2,536
S9	0,480	46,289	346850,46	0,347	2,142
S10	0,506	54,006	590103,83	0,590	4,479

Saluran	$C_{Komposit}$	$I$ (mm/jam)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A$ (km <sup>2</sup> )	$Q_R$ (m <sup>3</sup> /detik)
S11	0,626	54,427	288684,14	0,289	2,736

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.24 Debit rencana ( $Q_R$ ) pada saluran primer Metode Rasional

Saluran	$C_{Komposit}$	$I$ (mm/jam)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$A$ (km <sup>2</sup> )	$Q_R$ (m <sup>3</sup> /detik)
P1	0,677	111,652	72122,837	0,072	1,515
P2	0,520	294,795	25747,127	0,026	1,097
P3	0,470	60,131	202074,984	0,202	1,586
P4	0,636	150,181	29873,678	0,030	0,794
P5	0,648	191,191	51044,718	0,051	1,758
P6	0,301	54,615	317585,828	0,318	1,453
P7	0,466	348,433	12750,246	0,013	0,575
P9	0,319	92,502	295956,623	0,296	2,428
P10	0,339	42,287	239518,977	0,240	0,954
P11	0,650	61,149	180276,007	0,180	1,992

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.2 Metode Weduwen

Debit maksimum Metode Weduwen dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.36. Data yang diperlukan dalam perhitungan adalah luas daerah pengaliran ( $A$ ) dan kemiringan dasar saluran ( $S_w$ ). Untuk memperoleh nilai debit maksimum terlebih dahulu dilakukan penentuan nilai  $t_i$ , kemudian dihitung nilai  $\beta_w$  menggunakan Persamaan 2.31. Kemudian dihitung nilai  $\alpha_w$  menggunakan Persamaan 2.30. Dilakukan pengecekan nilai  $t$  hitung menggunakan Persamaan 2.32. Kemudian nilai  $I_w$  dihitung menggunakan Persamaan 2.33. Berikut ini merupakan contoh perhitungan debit maksimum Metode Weduwen.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$A = 0,090 \text{ km}^2$$

Coba nilai  $t_i = 0,8$  jam

$$\beta_w = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \cdot A}{120 + A} = \frac{120 + \frac{0,8+1}{0,8+9} \cdot 0,090}{120 + 0,090} = 0,999$$

$$I_w = \frac{(2,4 \cdot t) + 300}{(6 \cdot t) + 7} = \frac{(2,4 \cdot 0,8) + 300}{(6 \cdot 0,8) + 7} = 3,440 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{km}^2$$



$$\alpha_w = 1 \cdot \frac{4,1}{I_w + 7} = 1 \cdot \frac{4,1}{3,440 + 7} = 0,393$$

$$t = \frac{0,476 \cdot A^{3/8}}{(\alpha_w \cdot \beta_w \cdot I_w)^{1/8} \cdot (S_w)^{1/4}} = \frac{0,476 \cdot 0,090^{3/8}}{(0,340 \cdot 0,999 \cdot 5,059)^{1/8} \cdot (0,0024)^{1/4}} = 0,841 \text{ jam}$$

Berdasarkan perhitungan diatas nilai  $t_i \neq t$

Dicoba kembali dengan nilai  $t_i = 0,843 \text{ jam}$

$$\beta_w = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \cdot A}{120 + A} = \frac{120 + \frac{0,843+1}{0,843+9} \cdot 0,090}{120 + 0,090} = 0,999$$

$$I_w = \frac{(2,4 \cdot t) + 300}{(6 \cdot t) + 7} = \frac{(2,4 \cdot 0,843) + 300}{(6 \cdot 0,843) + 7} = 3,375 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{km}^2$$

$$\alpha_w = 1 \cdot \frac{4,1}{I_w + 7} = 1 \cdot \frac{4,1}{3,375 + 7} = 0,395$$

$$t = \frac{0,476 \cdot A^{3/8}}{(\alpha_w \cdot \beta_w \cdot I_w)^{1/8} \cdot (S_w)^{1/4}} = \frac{0,476 \cdot 0,090^{3/8}}{(0,395 \cdot 0,999 \cdot 3,375)^{1/8} \cdot (0,0024)^{1/4}} = 0,843 \text{ jam}$$

Berdasarkan perhitungan diatas nilai  $t_i = t = 0,843 \text{ jam}$ , sehingga nilai debit dapat dihitung.

$$Q_{maksJakarta} = \alpha_w \cdot \beta_w \cdot I_w \cdot A = 0,395 \cdot 0,999 \cdot 3,375 \cdot 0,090 = 0,119 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$R_i = 143,956 \text{ mm}$$

$$Q_i = Q_{maksJakarta} \cdot \frac{R_i}{R_{70}} = Q_{maksJakarta} \cdot \frac{R_i}{240} = 0,119 \cdot \frac{143,956}{240} = 0,072 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan yang sama dilakukan untuk memperoleh debit maksimum pada saluran sekunder dan primer lainnya. Hasil perhitungan debit maksimum untuk saluran sekunder dan saluran primer disajikan pada Tabel 4.25 dan Tabel 4.26.

Tabel 4.25 Debit rencana ( $Q_i$ ) pada saluran sekunder Metode Weduwen

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	S	$t_i$ (jam)	$\beta_W$	$I_W$ (m <sup>3</sup> /dt/Km <sup>2</sup> )	$\alpha_W$	$t$ (jam)	$Q$ maks Jakarta (m <sup>3</sup> /detik)	Ri (mm)	$Q_i$ (m <sup>3</sup> /detik)
S1	0,090	0,0024	0,843	0,999	3,375	0,395	0,843	0,119	143,956	0,072
S2	0,095	0,0027	0,836	0,999	3,386	0,395	0,836	0,127	143,956	0,076
S3	0,259	0,0014	1,453	0,998	2,666	0,424	1,453	0,293	143,956	0,176
S4	0,134	0,0038	0,868	0,999	3,339	0,397	0,868	0,177	143,956	0,106
S5	0,304	0,0009	1,747	0,998	2,421	0,435	1,747	0,320	143,956	0,192
S6	0,249	0,0012	1,512	0,998	2,613	0,427	1,512	0,277	143,956	0,166
S7	0,473	0,0012	1,945	0,997	2,280	0,442	1,945	0,475	143,956	0,285
S8	0,408	0,0016	1,689	0,997	2,466	0,433	1,689	0,435	143,956	0,261
S9	0,347	0,0019	1,522	0,998	2,604	0,427	1,522	0,385	143,956	0,231
S10	0,590	0,0023	1,787	0,996	2,391	0,437	1,771	0,614	143,956	0,368
S11	0,289	0,0022	1,348	0,998	2,766	0,420	1,348	0,335	143,956	0,201

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.26 Debit rencana ( $Q_i$ ) pada saluran primer Metode Weduwen

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	S	$t_i$ (jam)	$\beta_W$	$I_W$ (m <sup>3</sup> /dt/Km <sup>2</sup> )	$\alpha_W$	$t$ (jam)	$Q$ maks Jakarta (m <sup>3</sup> /detik)	Ri (mm)	$Q_i$ (m <sup>3</sup> /detik)
P1	0,072	0,0055	0,921	1,000	3,264	0,399	0,631	0,094	170,068	0,067
P2	0,026	0,0210	0,388	1,000	4,211	0,366	0,300	0,040	170,068	0,028
P3	0,202	0,0029	1,310	0,999	2,804	0,418	1,108	0,237	170,068	0,168
P4	0,030	0,0067	0,515	1,000	3,939	0,375	0,425	0,044	170,068	0,031
P5	0,051	0,0070	0,551	1,000	3,868	0,377	0,515	0,074	170,068	0,053
P6	0,318	0,0027	1,334	0,998	2,780	0,419	1,334	0,369	170,068	0,262
P7	0,013	0,0125	0,261	1,000	4,524	0,356	0,261	0,021	170,068	0,015
P9	0,296	0,0036	1,290	0,998	2,825	0,417	1,210	0,348	170,068	0,247
P10	0,240	0,0004	1,982	0,999	2,255	0,443	1,982	0,239	170,068	0,169
P11	0,180	0,0021	1,152	0,999	2,975	0,411	1,144	0,220	170,068	0,156

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

### 4.4.3 Metode Haspers

Perhitungan debit maksimum menggunakan Metode Haspers dijabarkan dalam Sub-Sub-Sub-Bab berikut.

#### 4.4.3.1 Koefisien Pengaliran ( $\alpha_H$ )

Menggunakan data luas daerah pengaliran untuk masing-masing zona pada setiap saluran sekunder dan primer, koefisien pengaliran ( $\alpha_H$ ) dapat dihitung dengan Persamaan 2.38. Berikut ini merupakan contoh perhitungan koefisien pengaliran ( $\alpha_H$ ) untuk saluran sekunder zona 1 (S1).

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$\alpha_H = \frac{1+0,012 \cdot A^{0,7}}{1+0,075 \cdot A^{0,7}} = \frac{1+0,012 \cdot 0,090^{0,7}}{1+0,075 \cdot 0,090^{0,7}} = 0,989$$

Perhitungan yang sama dilakukan untuk memperoleh koefisien pengaliran pada saluran sekunder dan primer lainnya. Hasil perhitungan disajikan dalam Tabel 4.27 untuk saluran sekunder dan Tabel 4.28 untuk saluran primer.

Tabel 4.27 Nilai  $\alpha_H$  saluran sekunder

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	$\alpha_H$
S1	0,090	0,989
S2	0,095	0,988
S3	0,259	0,976
S4	0,134	0,985
S5	0,304	0,973
S6	0,249	0,977
S7	0,473	0,964
S8	0,408	0,968
S9	0,347	0,971
S10	0,590	0,959
S11	0,289	0,974

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.28 Nilai  $\alpha_H$  saluran primer

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	$\alpha_H$
P1	0,072	0,990
P2	0,026	0,995
P3	0,202	0,980
P4	0,030	0,995
P5	0,051	0,992
P6	0,318	0,973
P7	0,013	0,997
P9	0,296	0,974
P10	0,240	0,977
P11	0,180	0,981

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.3.2 Waktu Konsentrasi ( $t_{cH}$ )

Perhitungan waktu konsentrasi ( $t_{cH}$ ) menggunakan data kemiringan saluran ( $S_H$ ) dan panjang saluran ( $L_H$ ). Persamaan 2.40 digunakan untuk menghitung nilai  $t_{cH}$ . Berikut ini disajikan contoh perhitungan waktu konsentrasi ( $t_{cH}$ ).

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$t_{cH} = 0,1 \cdot L_H^{0,8} \cdot S_H^{-0,3} = 0,1 \cdot 1,479^{0,8} \cdot 0,0024^{-0,3} = 0,839 \text{ jam}$$

Cara yang sama digunakan untuk menghitung waktu konsentrasi ( $t_{cH}$ ) pada saluran sekunder dan primer lainnya. Tabel 4.29 menyajikan hasil perhitungan waktu konsentrasi ( $t_{cH}$ ) untuk saluran sekunder serta Tabel 4.30 untuk saluran primer.

Tabel 4.29 Nilai Waktu konsentrasi ( $t_{cH}$ ) saluran sekunder

Saluran	$S_H$	$L_H$ (km)	$t_{cH}$ (jam)
S1	0,0024	1,479	0,839
S2	0,0027	1,690	0,901
S3	0,0014	3,493	1,940
S4	0,0038	1,950	0,905
S5	0,0009	5,545	3,225
S6	0,0012	3,460	2,053
S7	0,0012	6,006	3,184
S8	0,0016	4,702	2,382
S9	0,0019	3,769	1,907
S10	0,0023	3,448	1,661
S11	0,0022	3,352	1,642

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.30 Nilai Waktu konsentrasi ( $t_{cH}$ ) saluran primer

Saluran	$S_H$	$L_H$ (km)	$t_{cH}$ (jam)
P1	0,0055	0,727	0,369
P2	0,0210	0,214	0,093
P3	0,0029	1,748	0,906
P4	0,0067	0,449	0,237
P5	0,0070	0,287	0,163
P6	0,0027	2,045	1,046
P7	0,0125	0,120	0,068
P9	0,0036	0,843	0,474
P10	0,0004	1,282	1,285
P11	0,0021	1,443	0,855

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.3.3 Koefisien Reduksi ( $\beta_H$ )

Berdasarkan nilai waktu konsentrasi yang telah diperoleh dan luas daerah pengaliran, dihitung nilai koefisien reduksi dengan menggunakan Persamaan 2.39. Contoh perhitungan disajikan sebagai berikut.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$\frac{1}{\beta_H} = 1 + \frac{1 + 3,7 \cdot 10^{0,4 \cdot t_H}}{t_H^2 + 15} \cdot \frac{A^{3/4}}{12} = 1 + \frac{1 + 3,7 \cdot 10^{0,4 \cdot 0,839}}{0,839^2 + 15} \cdot \frac{0,090^{3/4}}{12}$$

$$\beta_H = 0,992$$

Cara yang sama digunakan dalam perhitungan koefisien reduksi ( $\beta_H$ ) untuk saluran sekunder dan primer lainnya. Hasil perhitungan Koefisien reduksi ( $\beta_H$ ) dapat dilihat pada Tabel 4.31 untuk saluran sekunder dan pada Tabel 4.32 untuk saluran primer.

Tabel 4.31 Nilai koefisien reduksi ( $\beta_H$ ) saluran sekunder

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	$t_{cH}$ (jam)	$\beta_H$
S1	0,090	0,839	0,992
S2	0,095	0,901	0,992
S3	0,259	1,940	0,964
S4	0,134	0,905	0,989
S5	0,304	3,225	0,910
S6	0,249	2,053	0,962
S7	0,473	3,184	0,882
S8	0,408	2,382	0,934
S9	0,347	1,907	0,957
S10	0,590	1,661	0,946
S11	0,289	1,642	0,968

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.32 Nilai koefisien reduksi ( $\beta_H$ ) saluran primer

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	$t_{cH}$ (jam)	$\beta_H$
P1	0,072	0,369	0,995
P2	0,026	0,093	0,998
P3	0,202	0,906	0,985
P4	0,030	0,237	0,998
P5	0,051	0,163	0,997
P6	0,318	1,046	0,977
P7	0,013	0,068	0,999
P9	0,296	0,474	0,985
P10	0,240	1,285	0,978
P11	0,180	0,855	0,987

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.3.4 Curah Hujan ( $r$ )

Menghitung nilai  $r$  dapat menggunakan Persamaan 4.41, 4.42, atau 4.43 disesuaikan dengan nilai  $t_{cH}$  yang diperoleh. Selain itu, dalam perhitungannya diperlukan data  $R_{24}$  yang telah dijelaskan dalam Sub-Sub Bab 4.1.4. Berdasarkan nilai  $t_{cH}$  yang telah diperoleh dapat diketahui bahwa persamaan yang dapat digunakan adalah Persamaan 4.41 dan 4.42. Persamaan 4.42 digunakan untuk saluran S5, S6, S7, dan S8, selanjutnya untuk saluran selain saluran tersebut menggunakan Persamaan 4.41. Perhitungan curah hujan ( $r$ ) dapat dilihat dalam contoh perhitungan berikut.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

Oleh karena nilai  $t_{cH} = 0,839$  jam, maka nilai  $r$  dihitung berdasarkan Persamaan 2.41.

$$r = \frac{t_H \cdot R_{24}}{t_H + 1 - 0,0008 \cdot (260 - R_{24}) \cdot (2 - t_H)^2}$$

$$r = \frac{0,839 \cdot 143,956}{0,839 + 1 - 0,0008 \cdot (260 - 143,956) \cdot (2 - 0,839)^2} = 70,477 \text{ mm}$$

Perhitungan yang sama dilakukan untuk saluran sekunder dan primer lainnya. Hasil perhitungan curah hujan ( $r$ ) untuk saluran sekunder dan primer disajikan dalam tabel berikut.

Tabel 4.33 Nilai Curah hujan ( $r$ ) saluran sekunder

Saluran	$t_{cH}$ (jam)	$R_{24}$ (mm)	$r$ (mm)
S1	0,839	143,956	70,477
S2	0,901	143,956	72,512
S3	1,940	143,956	95,003
S4	0,905	143,956	72,629
S5	3,225	143,956	109,885
S6	2,053	143,956	96,797
S7	3,184	143,956	109,547
S8	2,382	143,956	101,396
S9	1,907	143,956	94,458
S10	1,661	143,956	90,221
S11	1,642	143,956	89,870

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.34 Nilai Curah hujan ( $r$ ) saluran primer

Saluran	$t_{cH}$ (jam)	$R_{24}$ (mm)	$r$ (mm)
P1	0,369	170,068	53,289
P2	0,093	170,068	19,020
P3	0,906	170,068	84,673
P4	0,237	170,068	39,780
P5	0,163	170,068	30,189
P6	1,046	170,068	89,830
P7	0,068	170,068	14,477
P9	0,474	170,068	61,669

Saluran	$t_{cH}$ (jam)	$R_{24}$ (mm)	$r$ (mm)
P10	1,285	170,068	97,201
P11	0,855	170,068	82,591

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.3.5 Intensitas Hujan ( $I_H$ )

Nilai  $I_H$  dihitung menggunakan Persamaan 2.44 dengan data  $t_{cH}$  dan  $r$  yang telah diperoleh sebelumnya. Contoh perhitungan disajikan sebagai berikut.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$I_H = \frac{r}{3,6 \cdot t_H} = \frac{70,477}{3,6 \cdot 0,839} = 23,329 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{Km}^2$$

Cara yang sama dilakukan dalam perhitungan intensitas hujan ( $I_H$ ) untuk saluran sekunder dan primer lainnya. Besarnya intensitas hujan ( $I_H$ ) untuk saluran sekunder dan primer pada masing-masing zona disajikan pada tabel berikut.

Tabel 4.35 Intensitas hujan ( $I_H$ ) saluran sekunder

Saluran	$t_{cH}$ (jam)	$r$ (mm)	$I_H$ ( $\text{m}^3/\text{dt}/\text{Km}^2$ )
S1	0,839	70,477	23,329
S2	0,901	72,512	22,351
S3	1,940	95,003	13,603
S4	0,905	72,629	22,295
S5	3,225	109,885	9,464
S6	2,053	96,797	13,100
S7	3,184	109,547	9,558
S8	2,382	101,396	11,822
S9	1,907	94,458	13,760
S10	1,661	90,221	15,087
S11	1,642	89,870	15,205

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.36 Intensitas hujan ( $I_H$ ) saluran primer

Saluran	$t_{cH}$ (jam)	$r$ (mm)	$I_H$ ( $\text{m}^3/\text{dt}/\text{Km}^2$ )
P1	0,369	53,289	40,117
P2	0,093	19,020	56,826
P3	0,906	84,673	25,955
P4	0,237	39,780	46,614
P5	0,163	30,189	51,305
P6	1,046	89,830	23,849



Saluran	$t_{cH}$ (jam)	$r$ (mm)	$I_H$ (m <sup>3</sup> /dt/Km <sup>2</sup> )
P7	0,068	14,477	59,086
P9	0,474	61,669	36,175
P10	1,285	97,201	21,014
P11	0,855	82,591	26,829

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.4.3.6 Debit Maksimum ( $Q_{maks}$ )

Setelah semua data yang diperlukan telah diperoleh, debit maksimum ( $Q_{maks}$ ) dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.37. Contoh perhitungan disajikan sebagai berikut.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$Q_{maks} = \alpha_H \cdot \beta_H \cdot I_H \cdot A = 0,989 \cdot 0,992 \cdot 23,329 = 2,051 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan dengan cara yang sama dilakukan untuk memperoleh debit maksimum pada saluran sekunder dan primer lainnya. Hasil perhitungan debit maksimum ( $Q_{maks}$ ) untuk saluran sekunder dapat dilihat pada Tabel 4.37 serta untuk saluran primer dapat dilihat pada Tabel 4.38.

Tabel 4.37 Debit maksimum ( $Q_{maks}$ ) saluran sekunder

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	$\alpha_H$	$\beta_H$	$I_H$ (m <sup>3</sup> /dt/Km <sup>2</sup> )	$Q_{maks}$ (m <sup>3</sup> /dt)
S1	0,090	0,989	0,992	23,329	2,051
S2	0,095	0,988	0,992	22,351	2,079
S3	0,259	0,976	0,964	13,603	3,320
S4	0,134	0,985	0,989	22,295	2,900
S5	0,304	0,973	0,910	9,464	2,552
S6	0,249	0,977	0,962	13,100	3,068
S7	0,473	0,964	0,882	9,558	3,848
S8	0,408	0,968	0,934	11,822	4,363
S9	0,347	0,971	0,957	13,760	4,434
S10	0,590	0,959	0,946	15,087	8,073
S11	0,289	0,974	0,968	15,205	4,141

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.38 Debit maksimum ( $Q_{maks}$ ) saluran primer

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	$\alpha_H$	$\beta_H$	$I_H$ (m <sup>3</sup> /dt/Km <sup>2</sup> )	$Q_{maks}$ (m <sup>3</sup> /dt)
P1	0,072	0,990	0,995	40,117	2,851
P2	0,026	0,995	0,998	56,826	1,453
P3	0,202	0,980	0,985	25,955	5,063
P4	0,030	0,995	0,998	46,614	1,382
P5	0,051	0,992	0,997	51,305	2,590
P6	0,318	0,973	0,977	23,849	7,199
P7	0,013	0,997	0,999	59,086	0,750
P9	0,296	0,974	0,985	36,175	10,276
P10	0,240	0,977	0,978	21,014	4,812
P11	0,180	0,981	0,987	26,829	4,684

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

## 4.5 Analisis Penampang Saluran

### 4.5.1 Penampang Saluran Rencana

Berdasarkan nilai debit rencana yang telah diperoleh, penampang saluran trapesium yang paling ekonomis dapat dianalisis. Analisis penampang saluran dilakukan untuk memperoleh nilai luas tampang basah rencana saluran sekunder dan primer pada masing-masing zona pengaliran. Menggunakan Persamaan 2.53 untuk menghitung debit dengan memasukkan Persamaan 2.57 sebagai  $A_s$  dan Persamaan 2.54 sebagai  $V_p$  akan diperoleh nilai tinggi air normal rencana di saluran ( $h_{rencana}$ ). Kemudian dengan nilai ( $h_{rencana}$ ) dapat dihitung penampang basah rencana saluran ( $A_{srencana}$ ) menggunakan Persamaan 2.57. Berikut ini dijelaskan perhitungan untuk memperoleh nilai  $A_{srencana}$  untuk masing-masing Metode.

#### 4.5.1.1 Metode Rasional

Berdasarkan nilai debit maksimum rencana untuk Metode Rasional yang telah diperoleh pada Tabel 4.23 untuk saluran sekunder dan Tabel 4.24 untuk saluran primer. Maka dapat dihitung nilai  $h_{rencana}$  dan  $A_{srencana}$  saluran sekunder dan primer untuk masing-masing zona pengaliran. Berikut ini disajikan contoh perhitungan untuk memperoleh nilai  $A_{srencana}$ .

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$Q_S = A_S \cdot V_P$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot \frac{h^{\frac{2}{3}}}{2} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = \frac{1}{n_M} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot h^2 \cdot h^{\frac{2}{3}}$$

$$Q_S = \frac{1}{n_M} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot h^{\frac{8}{3}}$$

$$h^{\frac{8}{3}} = \frac{Q_S \cdot n_M}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q_S \cdot n_M}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{1,589 \cdot 0,012}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0024^{\frac{1}{2}}}} = 0,681 \text{ m}$$

$$A_S = h^2 \sqrt{3} = 0,681^2 \cdot \sqrt{3} = 0,804 \text{ m}^2$$

Dengan cara yang sama dapat diperoleh nilai  $A_{Srencana}$  untuk saluran sekunder dan primer lainnya. Tabel 4.39 menyajikan hasil perhitungan  $A_{Srencana}$  untuk saluran sekunder serta Tabel 4.40 menyajikan hasil perhitungan  $A_{Srencana}$  untuk saluran primer.

Tabel 4.39 Penampang saluran sekunder rencana Metode Rasional

Saluran	S	$n_M$	QR (m <sup>3</sup> /detik)	$h^{8/3}$	h (m)	$A_S$ (m <sup>2</sup> )
S1	0,0024	0,012	1,589	0,359	0,681	0,804
S2	0,0027	0,012	1,586	0,338	0,666	0,768
S3	0,0014	0,012	1,722	0,501	0,772	1,031
S4	0,0038	0,012	2,497	0,443	0,737	0,940
S5	0,0009	0,012	1,516	0,555	0,802	1,114
S6	0,0012	0,012	1,350	0,437	0,733	0,930
S7	0,0012	0,012	2,077	0,669	0,860	1,282
S8	0,0016	0,012	2,536	0,699	0,874	1,324
S9	0,0019	0,012	2,142	0,547	0,797	1,102
S10	0,0023	0,012	4,479	1,023	1,009	1,762
S11	0,0022	0,012	2,736	0,636	0,844	1,234

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.40 Penampang saluran primer rencana Metode Rasional

Saluran	S	$n_M$	QR (m <sup>3</sup> /detik)	$h^{8/3}$	h (m)	$A_S$ (m <sup>2</sup> )
P1	0,0055	0,012	1,515	0,225	0,571	0,565
P2	0,0210	0,012	1,097	0,083	0,394	0,269
P3	0,0029	0,012	1,586	0,326	0,657	0,748
P4	0,0067	0,012	0,794	0,107	0,432	0,324
P5	0,0070	0,012	1,758	0,232	0,578	0,578
P6	0,0027	0,012	1,453	0,308	0,643	0,717
P7	0,0125	0,012	0,575	0,057	0,340	0,201
P9	0,0036	0,012	2,428	0,448	0,740	0,948
P10	0,0004	0,012	0,954	0,532	0,789	1,078
P11	0,0021	0,012	1,992	0,481	0,760	1,000

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.5.1.2 Metode Weduwen

Nilai  $h_{rencana}$  dan  $A_{Srencana}$  saluran sekunder dan primer untuk masing-masing zona pengaliran dihitung berdasarkan nilai debit maksimum rencana Metode Weduwen yang telah diperoleh. Contoh perhitungan untuk memperoleh nilai  $A_{Srencana}$  disajikan sebagai berikut.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$Q_S = A_S \cdot V_P$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot \frac{h^{\frac{2}{3}}}{2} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = \frac{1}{n_M} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot h^2 \cdot h^{\frac{2}{3}}$$

$$Q_S = \frac{1}{n_M} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot h^{\frac{8}{3}}$$

$$h^{\frac{8}{3}} = \frac{Q_S \cdot n_M}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}$$

$$h = \frac{8}{3} \sqrt[3]{\frac{Q_S \cdot n_M}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}}$$

$$h = \frac{8}{3} \sqrt[3]{\frac{0,072 \cdot 0,012}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0024^{\frac{1}{2}}}} = 0,213 \text{ m}$$

$$A_S = h^2 \sqrt{3} = 0,213^2 \cdot \sqrt{3} = 0,079 \text{ m}^2$$

Untuk memperoleh nilai  $A_{Srencana}$  pada saluran sekunder dan primer lainnya digunakan cara yang sama seperti contoh perhitungan diatas. Hasil perhitungan disajikan pada Tabel 4.41 untuk saluran sekunder dan Tabel 4.42 untuk saluran primer.

Tabel 4.41 Penampang saluran sekunder rencana Metode Weduwen

Saluran	S	$n_M$	$Q_i$ (m3/detik)	$h^{8/3}$	h (m)	$A_S$ (m <sup>2</sup> )
S1	0,0024	0,012	0,072	0,016	0,213	0,079
S2	0,0027	0,012	0,076	0,016	0,213	0,079
S3	0,0014	0,012	0,176	0,051	0,328	0,186
S4	0,0038	0,012	0,106	0,019	0,225	0,088
S5	0,0009	0,012	0,192	0,070	0,370	0,237
S6	0,0012	0,012	0,166	0,054	0,334	0,193
S7	0,0012	0,012	0,285	0,092	0,408	0,289
S8	0,0016	0,012	0,261	0,072	0,373	0,240
S9	0,0019	0,012	0,231	0,059	0,346	0,207
S10	0,0023	0,012	0,368	0,084	0,395	0,271
S11	0,0022	0,012	0,201	0,047	0,317	0,174

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.42 Penampang saluran primer rencana Metode Weduwen

Saluran	S	$n_M$	$Q_i$ (m <sup>3</sup> /detik)	$h^{8/3}$	h (m)	$A_s$ (m <sup>2</sup> )
P1	0,0055	0,012	0,067	0,010	0,177	0,047
P2	0,0210	0,012	0,028	0,002	0,100	0,015
P3	0,0029	0,012	0,168	0,034	0,283	0,120
P4	0,0067	0,012	0,031	0,004	0,129	0,025
P5	0,0070	0,012	0,053	0,007	0,155	0,036
P6	0,0027	0,012	0,262	0,056	0,338	0,172
P7	0,0125	0,012	0,015	0,001	0,086	0,011
P9	0,0036	0,012	0,247	0,046	0,314	0,148
P10	0,0004	0,012	0,169	0,094	0,413	0,255
P11	0,0021	0,012	0,156	0,038	0,292	0,128

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.5.1.3 Metode Haspers

Berdasarkan nilai debit maksimum yang telah diperoleh pada Tabel 4.37 untuk saluran sekunder dan Tabel 4.38 untuk saluran primer. Maka dapat dihitung nilai penampang rencana saluran sekunder dan primer. Berikut ini merupakan contoh perhitungan untuk memperoleh nilai  $A_{Srencana}$ .

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$Q_S = A_S \cdot V_P$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot \frac{h^{\frac{2}{3}}}{2} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = h^2 \sqrt{3} \cdot \frac{1}{n_M} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_S = \frac{1}{n_M} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot h^2 \cdot h^{\frac{2}{3}}$$

$$Q_S = \frac{1}{n_M} \cdot \sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot h^{\frac{8}{3}}$$

$$h^{\frac{8}{3}} = \frac{Q_s \cdot n_M}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q_s \cdot n_M}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{2,051 \cdot 0,012}{\sqrt{3} \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0024^{\frac{1}{2}}}} = 0,750 \text{ m}$$

$$A_s = h^2 \sqrt{3} = 0,750^2 \cdot \sqrt{3} = 0,973 \text{ m}^2$$

Menggunakan cara yang sama dapat diperoleh nilai  $A_{srencana}$  untuk saluran sekunder dan primer lainnya. Hasil perhitungan disajikan dalam tabel berikut.

Tabel 4.43 Penampang saluran sekunder rencana Metode Haspers

Saluran	S	$n_M$	$Q_{maks} (m^3/dt)$	$h^{8/3}$	h (m)	$A_s (m^2)$
S1	0,0024	0,012	2,051	0,464	0,750	0,973
S2	0,0027	0,012	2,079	0,443	0,737	0,941
S3	0,0014	0,012	3,320	0,965	0,987	1,687
S4	0,0038	0,012	2,900	0,515	0,779	1,052
S5	0,0009	0,012	2,552	0,935	0,975	1,647
S6	0,0012	0,012	3,068	0,992	0,997	1,722
S7	0,0012	0,012	3,848	1,240	1,084	2,035
S8	0,0016	0,012	4,363	1,202	1,071	1,988
S9	0,0019	0,012	4,434	1,132	1,047	1,900
S10	0,0023	0,012	8,073	1,844	1,258	2,740
S11	0,0022	0,012	4,141	0,963	0,986	1,684

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.44 Penampang saluran primer rencana Metode Haspers

Saluran	S	$n_M$	$Q_{maks} (m^3/dt)$	$h^{8/3}$	h (m)	$A_s (m^2)$
P1	0,0055	0,012	2,851	0,423	0,724	0,908
P2	0,0210	0,012	1,453	0,110	0,438	0,332
P3	0,0029	0,012	5,063	1,041	1,015	1,786
P4	0,0067	0,012	1,382	0,186	0,532	0,491
P5	0,0070	0,012	2,590	0,341	0,668	0,774
P6	0,0027	0,012	7,199	1,527	1,172	2,379
P7	0,0125	0,012	0,750	0,074	0,376	0,245
P9	0,0036	0,012	10,276	1,895	1,271	2,797
P10	0,0004	0,012	4,812	2,680	1,447	3,628
P11	0,0021	0,012	4,684	1,130	1,047	1,898

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.5.2 Penampang Saluran Eksisting

Berdasarkan survei langsung di lapangan diperoleh penampang saluran eksisting berupa nilai  $h+freeboard$  saluran. Menggunakan data tersebut dapat

dihitung nilai  $A_s$  menggunakan Persamaan 2.57. Berikut ini merupakan contoh perhitungan untuk memperoleh nilai  $A_{srencana}$  pada saluran sekunder dan primer eksisting.

Contoh perhitungan:

Saluran sekunder pada zona 1 (S1)

$$A_s = h^2 \sqrt{3} = 0,400^2 \cdot \sqrt{3} = 0,277 \text{ m}^2$$

Untuk memperoleh nilai  $A_{srencana}$  pada saluran sekunder dan primer eksisting lainnya digunakan cara yang sama seperti contoh perhitungan diatas. Hasil perhitungan disajikan pada tabel berikut.

Tabel 4.45 Penampang saluran sekunder eksisting

Saluran	$h + \text{freeboard}$ (m)	$h_{\text{Eksisting}}$ (m)	$\text{freeboard}_{\text{Eksisting}}$ (m)	$A_s \text{ Eksisting}$ (m <sup>2</sup> )
S1	0,5	0,400	0,100	0,277
S2	0,6	0,480	0,120	0,399
S3	0,5	0,400	0,100	0,277
S4	0,45	0,360	0,090	0,224
S5	0,6	0,480	0,120	0,399
S6	0,55	0,440	0,110	0,335
S7	0,6	0,480	0,120	0,399
S8	0,5	0,400	0,100	0,277
S9	0,6	0,480	0,120	0,399
S10	0,6	0,480	0,120	0,399
S11	0,5	0,400	0,100	0,277

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.46 Penampang saluran primer eksisting

Saluran	$h + \text{freeboard}$ (m)	$h_{\text{Eksisting}}$ (m)	$\text{freeboard}_{\text{Eksisting}}$ (m)	$A_s \text{ Eksisting}$ (m <sup>2</sup> )
P1	1,35	1,080	0,270	2,020
P2	1,35	1,080	0,270	2,020
P3	1,35	1,080	0,270	2,020
P4	1,35	1,080	0,270	2,020
P5	1,1	0,880	0,220	1,341
P6	1,3	1,040	0,260	1,873
P7	1,4	1,120	0,280	2,173
P9	1,4	1,120	0,280	2,173
P10	1,3	1,040	0,260	1,873
P11	1,7	1,360	0,340	3,204

Sumber: Hasil perhitungan, 2020



### 4.5.3 Perbandingan Luas Tampang Basah Saluran Rencana dan Eksisting

Perbandingan luasampang basah saluran rencana dan saluran eksisting dilakukan untuk mengetahui apakah luasampang basah saluran eksisting masih dapat menampung debit maksimum rencana yang telah dihitung untuk masing-masing metode. Sehingga dapat diketahui pada zona pengaliran mana yang dapat terjadi genangan, yang kemudian hasil analisis ini dapat menjadi pertimbangan dalam penentuan debit rencana yang digunakan untuk perencanaan *eco drain*. Tabel berikut menyajikan data perbandingan luasampang basah saluran sekunder dan primer rencana serta eksisting untuk masing-masing zona pengaliran.

Tabel 4.47 Perbandingan luasampang basah saluran sekunder rencana dan eksisting

Saluran	As (m <sup>2</sup> )			AS Eksisting (m <sup>2</sup> )
	Metode Rasional	Metode Weduwen	Metode Haspers	
S1	0,804	0,079	0,973	0,277
S2	0,768	0,079	0,941	0,399
S3	1,031	0,186	1,687	0,277
S4	0,940	0,088	1,052	0,224
S5	1,114	0,237	1,647	0,399
S6	0,930	0,193	1,722	0,335
S7	1,282	0,289	2,035	0,399
S8	1,324	0,240	1,988	0,277
S9	1,102	0,207	1,900	0,399
S10	1,762	0,271	2,740	0,399
S11	1,234	0,174	1,684	0,277

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.48 Perbandingan luasampang basah saluran primer rencana dan eksisting

Saluran	As (m <sup>2</sup> )			AS Eksisting (m <sup>2</sup> )
	Metode Rasional	Metode Weduwen	Metode Haspers	
P1	0,565	0,047	0,908	2,020
P2	0,269	0,015	0,332	2,020
P3	0,748	0,120	1,786	2,020
P4	0,324	0,025	0,491	2,020
P5	0,578	0,036	0,774	1,341
P6	0,717	0,172	2,379	1,873

Saluran	As (m <sup>2</sup> )			As Eksisting (m <sup>2</sup> )
	Metode Rasional	Metode Weduwen	Metode Haspers	
P7	0,201	0,011	0,245	2,173
P9	0,948	0,148	2,797	2,173
P10	1,078	0,255	3,628	1,873
P11	1,000	0,128	1,898	3,204

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Berdasarkan Tabel 4.47 dapat diketahui bahwa seluruh saluran sekunder eksisting tidak memadai untuk menampung debit rencana Metode Rasional dan Haspers. Hal ini dikarenakan luas tampang basah saluran eksisting lebih kecil jika dibandingkan dengan luas tampang basah saluran rencana untuk Metode Rasional dan Haspers. Hasil yang berbeda diperoleh pada Metode Weduwen, dimana seluruh saluran sekunder eksisting memadai untuk menampung debit rencana Metode Weduwen. Perbandingan luas tampang basah saluran sekunder eksisting menunjukkan hasil yang lebih besar jika dibandingkan dengan luas tampang basah saluran sekunder rencana Metode Weduwen.

Merujuk pada Tabel 4.48 untuk saluran primer diperoleh hasil bahwa seluruh saluran primer eksisting memadai untuk menampung debit rencana Metode Rasional dan Weduwen. Luas tampang basah saluran primer eksisting lebih besar jika dibandingkan dengan luas tampang basah saluran primer rencana Metode Rasional dan Weduwen. Sedangkan untuk Metode Haspers saluran primer P1, P2, P3, P4, P5, P7 dan P11 memadai untuk menampung debit rencana Metode Haspers. Namun, terdapat tiga saluran primer eksisting yang tidak memadai untuk menampung debit rencana Metode Haspers, yaitu saluran primer P6, P9, dan P10.

#### 4.6 Debit Rencana yang Digunakan

Berdasarkan kondisi eksisting di lapangan, masih terjadi genangan air ketika musim hujan. Pernyataan tersebut didasarkan pada data-data banjir yang terjadi di Kecamatan Rangkui yang diperoleh dari beberapa sumber seperti Bangkapos.com maupun Tribunnews.com. Sehingga dalam menentukan debit rencana yang digunakan, data-data tersebut perlu dipertimbangkan.

Merujuk pada Sub-Sub-Bab 4.5.3 penggunaan debit rencana Metode Weduwen sebagai debit rencana yang akan digunakan dalam perencanaan dinilai kurang tepat karena semua saluran sekunder dan primer eksisting memadai untuk menampung debit rencana Metode Weduwen. Sedangkan pada kondisi eksisting di lapangan masih terjadi genangan ketika musim hujan. Metode Rasional juga dinilai kurang tepat digunakan. Hal ini dikarenakan genangan yang terjadi pada saluran sekunder dan primer eksisting. Meskipun berdasarkan perhitungan dan perbandingan luas tampang basah saluran eksisting dan saluran rencana Metode Rasional menunjukkan bahwa seluruh saluran sekunder eksisting tidak memadai untuk menampung debit rencana Metode Rasional. Namun, pada saluran primer eksisting menunjukkan bahwa seluruh saluran eksisting memadai untuk menampung debit rencana.

Dapat disimpulkan bahwa Metode yang tepat untuk digunakan adalah Metode Haspers. Berdasarkan hasil perhitungan dan perbandingan luas tampang basah saluran eksisting dan saluran rencana Metode Haspers menunjukkan hasil bahwa terdapat saluran sekunder eksisting dan saluran primer eksisting yang tidak memadai dalam menampung debit rencana Metode Haspers.

#### **4.7 Jenis Tanah**

Berdasarkan data yang diperoleh melalui Badan Perencanaan Pembangunan Daerah Kota Pangkalpinang, dapat diketahui bahwa *sub land form* Kecamatan Rangkui adalah dataran tektonik. Bentuk wilayah Kecamatan Rangkui berombak-bergelombang. Bahan induk pembentuk tanah adalah sedimen. Sistem klasifikasi tanah yang digunakan dalam data tersebut adalah Sistem Klasifikasi Tanah Internasional dikenal sebagai Taksonomi Tanah (*Soil Taxonomy, United States Department of Agriculture (USDA)*). Berdasarkan sistem klasifikasi tanah tersebut jenis tanah Kecamatan Rangkui termasuk kedalam *great group Hapludox*, *sub ordo* tanah *Udox* dan *Ordo* tanah *Oxisols*. Peta jenis Tanah Kecamatan Rangkui dapat dilihat pada Lampiran 4.

Menurut *Soil Taxonomy United States Department of Agriculture (1999)* untuk *Ordo* tanah *Oxisols* sebagian besar terdiri dari kuarsa, kaolin, oksida, dan

bahan organik. Struktur maupun tekstur *Oxisols* bersifat menggecoh. Pada pengujian pertama, *Oxisols* tampak tak berstruktur dan bertekstur liat. Meskipun sebagian liat atau bahkan bertekstur lebih kasar, kebanyakan memiliki kelas ukuran partikel yang kecil atau sangat kecil, tetapi lempung teragregasi pada kelas dari struktur *granuler* yang halus dan sangat halus. Untuk memperoleh tekstur sesungguhnya, sampel tanah basah harus dikerjakan dengan tangan dalam beberapa menit untuk menghancurkan agregat. Struktur granular yang kuat tampaknya menyebabkan sebagian besar *Oxisols* memiliki permeabilitas cepat dari yang diprediksi. Untuk *great group Hapludox subsoil* memiliki struktur granular.

#### **4.8 Koefisien Permeabilitas ( $k$ )**

Tanah pada Kecamatan Rangkui merupakan tanah dengan *Ordo Oxisols, sub ordo tanah Udox* dan *great group Hapludox*. Berdasarkan uraian pada Sub Bab 4.7 dapat diketahui bahwa permeabilitas tanah cepat. Tanah berupa lempung yang teragregasi pada kelas dari struktur *granuler* yang halus dan sangat halus. Berdasarkan SNI 8456:2017 untuk tanah jenis pasir halus memiliki nilai permeabilitas tanah agak cepat. Nilai permeabilitas tanah berada pada rentang 3,6 – 36 cm/jam. Diambil nilai rata-rata untuk koefisien permeabilitas ( $k$ ) yaitu 19,8 cm/jam.

#### **4.9 Muka Air Tanah**

Data muka air tanah diperoleh dengan melakukan survei langsung pada lokasi penelitian. Parameter data yang diukur adalah pengambilan koordinat lokasi, tinggi bibir sumur, dan kedalaman muka air tanah dari bibir sumur. Pengukuran data-data tersebut dilakukan pada sumur-sumur gali penduduk. Berdasarkan data muka air tanah yang didapatkan di lapangan, kemudian dihitung tinggi muka air terhadap elevasi muka tanah (Wardhana dan Rengganis, 2012). Pengukuran dilakukan pada tanggal 10 Agustus 2020. Hasil pengukuran dapat dilihat pada Tabel 4.49. Nilai muka air tanah yang telah diperoleh untuk kelima titik yang disurvei kemudian diolah dengan *Software ArcGis*. Menggunakan *Software ArcGis* dengan metode *Inverse Distance Weighted (IDW)* dilakukan interpolasi sehingga dapat diketahui

nilai muka air tanah untuk Kecamatan Rangkui. Peta Muka Air Tanah Kecamatan Rangkui dapat dilihat pada Lampiran 4. Nilai rata-rata muka air tanah pada setiap zona pengaliran disajikan pada Tabel 4.50.

Tabel 4.49 Tabel hasil pengukuran sumur-sumur gali penduduk

No	Koordinat		Tinggi bibir sumur (m)	Kedalaman	Muka air tanah (m)	Kelurahan
	x	y		muka air tanah dari bibir sumur (m)		
1	621298	9763762	1	1,9	0,9	Keramat
2	621140	9763562	0,35	1,52	1,17	Keramat
3	622471	9764000,4	0,66	1,4	0,74	Pintu Air
4	622390	9762563,1	0,77	2,97	2,2	Asam
5	622915	9763815,6	0,6	2,55	1,95	Melintang

Sumber: Hasil pengukuran, 2020

Tabel 4.50 Rata-rata muka air tanah pada setiap zona pengaliran

Zona	Muka air tanah (m)
1	1,05
2	1,15
3	1,0535
4	1,152
5	1,5
6	1,2
7	1,55
8	1,5
9	1,9
10	1,75
11	1,6

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.10 Perencanaan *Eco Drain*

Berdasarkan SNI 8456:2017 persyaratan teknis yang harus dipenuhi dalam perencanaan sumur resapan dan parit resapan adalah sumur resapan air hujan digunakan untuk kedalaman air tanah  $> 2$  m, jika kedalaman air tanah  $< 2$  m bisa menggunakan parit resapan air hujan. Sedangkan dalam Utami (2016), Brata dan Nelistya menyatakan lubang resapan biopori dibuat dengan kedalaman sekitar 100

cm atau dalam kasus tanah dengan permukaan air tanah dangkal, tidak sampai melebihi kedalaman muka air tanah. Untuk mengetahui apakah persyaratan tersebut dapat terpenuhi, Peta Muka Air Tanah untuk Kecamatan Rangkui telah diperoleh dan dapat dilihat pada Lampiran 4. Berdasarkan Tabel 4.50 pada Sub Bab 4.9 dapat diketahui bahwa muka air tanah pada setiap zona pengaliran < 2m, sehingga *eco drain* tipe sumur resapan tidak dapat diterapkan. *Eco drain* yang dapat diterapkan adalah tipe parit resapan dan lubang resapan biopori.

Parit resapan dan lubang resapan biopori direncanakan pada zona pengaliran yang memiliki saluran sekunder maupun saluran primer eksisting yang tidak dapat menampung debit rencana yang telah dihitung. Perencanaan ini meliputi perencanaan lokasi, jumlah, dan dimensi. Parit resapan dan lubang resapan biopori direncanakan untuk diterapkan pada kawasan permukiman di setiap zona pengaliran.

#### **4.10.1 Perhitungan Debit Limpasan untuk Kawasan Permukiman Menggunakan Metode Haspers**

Hasil perhitungan debit limpasan ini akan digunakan sebagai debit limpasan rencana yang akan masuk ke dalam parit resapan maupun lubang resapan biopori. Metode Haspers digunakan dalam perhitungan dikarenakan debit yang diperoleh dapat mewakili kondisi eksisting yang terjadi di Kecamatan Rangkui. Berikut ini disajikan contoh perhitungan debit limpasan untuk kawasan permukiman dengan Metode Haspers.

Contoh perhitungan:

Zona 1 saluran sekunder 1

$$\alpha_H = \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0,7}}{1 + 0,075 \cdot A^{0,7}} = \frac{1 + 0,012 \cdot 0,075^{0,7}}{1 + 0,075 \cdot 0,075^{0,7}} = 0,990$$

$$t_{cH} = 0,1 \cdot L_H^{0,8} \cdot S_H^{-0,3} = 0,1 \cdot 1,479^{0,8} \cdot 0,0024^{-0,3} = 0,839$$

$$\frac{1}{\beta_H} = 1 + \frac{1 + 3,7 \cdot 10^{0,4 \cdot t_H}}{t_H^2 + 15} \cdot \frac{A^{3/4}}{12} = 1 + \frac{1 + 3,7 \cdot 10^{0,4 \cdot 0,839}}{0,839^2 + 15} \cdot \frac{0,075^{3/4}}{12}$$

$$\beta_H = 0,993$$

Oleh karena nilai  $t_{cH} = 0,839$  jam, maka nilai  $r$  dihitung berdasarkan Persamaan 2.41.

$$r = \frac{t_H \cdot R_{24}}{t_H + 1 - 0,0008 \cdot (260 - R_{24}) \cdot (2 - t_H)^2}$$

$$r = \frac{0,839 \cdot 143,956}{0,839 + 1 - 0,0008 \cdot (260 - 143,956) \cdot (2 - 0,839)^2} = 70,477 \text{ mm}$$

$$I_H = \frac{r}{3,6 \cdot t_H} = \frac{70,477}{3,6 \cdot 0,839} = 23,329 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{Km}^2$$

$$Q_{maks} = \alpha_H \cdot \beta_H \cdot I_H \cdot A = 0,990 \cdot 0,993 \cdot 23,329 = 1,722 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan debit limpasan untuk saluran sekunder dan primer lainnya dilakukan dengan cara yang sama seperti contoh perhitungan. Hasil perhitungan debit limpasan saluran sekunder disajikan dalam Tabel 4.51 serta Tabel 4.52 untuk saluran primer. Kemudian pada Tabel 4.53 disajikan total debit limpasan Metode Haspers untuk kawasan permukiman pada setiap zona pengaliran.

Tabel 4.51 Hasil perhitungan debit limpasan untuk kawasan permukiman dengan Metode Haspers pada saluran sekunder setiap zona

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	$\alpha_H$	$\beta_H$	tcH (jam)	r (mm)	$I_H$ (m <sup>3</sup> /dt/Km <sup>2</sup> )	$Q_{maks}$ (m <sup>3</sup> /dt)
S1	0,075	0,990	0,993	0,839	70,477	23,329	1,722
S2	0,076	0,990	0,993	0,901	72,512	22,351	1,673
S3	0,178	0,982	0,973	1,940	95,003	13,603	2,313
S4	0,111	0,987	0,990	0,905	72,629	22,295	2,410
S5	0,266	0,976	0,918	3,225	109,885	9,464	2,255
S6	0,149	0,984	0,974	2,053	96,797	13,100	1,868
S7	0,376	0,969	0,899	3,184	109,547	9,558	3,133
S8	0,316	0,973	0,945	2,382	101,396	11,822	3,434
S9	0,211	0,979	0,970	1,907	94,458	13,760	2,753
S10	0,396	0,968	0,959	1,661	90,221	15,087	5,555
S11	0,247	0,977	0,971	1,642	89,870	15,205	3,569

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.52 Hasil perhitungan debit limpasan untuk kawasan permukiman dengan Metode Haspers pada saluran primer setiap zona

Saluran	A (km <sup>2</sup> )	$\alpha_H$	$\beta_H$	tcH (jam)	r (mm)	$I_H$ (m <sup>3</sup> /dt/Km <sup>2</sup> )	$Q_{maks}$ (m <sup>3</sup> /dt)
P1	0,066	0,991	0,996	0,369	53,289	40,117	2,602
P2	0,015	0,997	0,999	0,093	19,020	56,826	0,870
P3	0,115	0,986	0,990	0,906	84,673	25,955	2,926
P4	0,023	0,996	0,998	0,237	39,780	46,614	1,058
P5	0,043	0,993	0,997	0,163	30,189	51,305	2,176
P6	0,114	0,986	0,989	1,046	89,830	23,849	2,649
P7	0,007	0,998	0,999	0,068	14,477	59,086	0,408
P9	0,109	0,987	0,993	0,474	61,669	36,175	3,876
P10	0,102	0,987	0,988	1,285	97,201	21,014	2,088
P11	0,162	0,983	0,988	0,855	82,591	26,829	4,210

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Tabel 4.53 Total debit limpasan Metode Haspers untuk kawasan permukiman pada setiap zona pengaliran

Zona	$Q$ (m <sup>3</sup> /dt)
1	4,324
2	2,543
3	5,239
4	3,468
5	4,431
6	4,517
7	3,541
8	3,434
9	6,629
10	7,643
11	7,779

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

#### 4.10.2 Debit Limpasan Rencana Metode Haspers untuk Satu Unit Rumah

Parit resapan dan lubang resapan biopori direncanakan untuk diterapkan dalam skala persil yaitu per satu unit rumah. Sehingga debit limpasan rencana yang digunakan dalam perencanaan dimensi parit resapan dan lubang resapan biopori adalah debit limpasan rencana per satu unit rumah. Debit limpasan rencana Metode Haspers untuk kawasan permukiman yang telah diperoleh kemudian akan dibagi dengan jumlah total rumah yang terdapat pada masing-masing zona. Sehingga dapat diketahui besaran debit limpasan rencana yang terjadi pada setiap zona ketika hujan turun. Data jumlah rumah pada setiap zona pengaliran dihitung dengan bantuan *Software Google Earth*. Berikut ini disajikan tabel jumlah rumah pada setiap zona



pengaliran. Kemudian disajikan pula contoh perhitungan debit limpasan rencana untuk satu unit rumah.

Tabel 4.54 Jumlah rumah pada setiap zona pengaliran

Zona	Jumlah rumah
1	729
2	724
3	1821
4	1057
5	2224
6	1920
7	1841
8	2356
9	2895
10	3341
11	3302

Sumber: Google Earth, 2020

Contoh perhitungan:

$$Q/\text{unit rumah} = \frac{Q}{\text{jumlah rumah}} = \frac{4,324}{729} = 0,006 \text{ m}^3/\text{detik} = 6 \text{ liter/detik}$$

Perhitungan yang sama dilakukan untuk memperoleh debit limpasan rencana untuk satu unit rumah pada zona pengaliran lainnya. Hasil perhitungan disajikan dalam Tabel 4.55.

Tabel 4.55 Debit limpasan rencana untuk satu unit rumah

Zona	$Q$ (m <sup>3</sup> /dt)	Jumlah rumah	$Q$ satu unit rumah (m <sup>3</sup> /detik)	$Q$ satu unit rumah (liter/detik)
1	4,324	729	0,006	6
2	2,543	724	0,004	4
3	5,239	1821	0,003	3
4	3,468	1057	0,003	3
5	4,431	2224	0,002	2
6	4,517	1920	0,002	2
7	3,541	1841	0,002	2
8	3,434	2356	0,001	1
9	6,629	2895	0,002	2
10	7,643	3341	0,002	2
11	7,779	3302	0,002	2

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

### 4.10.3 Perencanaan Parit Resapan

Parit resapan direncanakan dalam skala persil atau per satu unit rumah. Sehingga debit limpasan air hujan yang diperhitungkan masuk ke dalam parit resapan merupakan debit limpasan yang berasal dari hujan yang turun pada luasan satu unit rumah. Berikut ini merupakan contoh perhitungan dalam perencanaan parit resapan.

Contoh perhitungan:

Zona 1

Diketahui:  $k = 0,000055$  m/detik

Desain parit resapan:

$H_{PR} = 0,6$  m

$b = 0,6$  m

$n = 0,4$

1. Dihitung nilai  $F_{PR}$

$$F_{PR} = \frac{4 \cdot H_{PR} + 4 \cdot \sqrt{b \cdot B'} \cdot \ln 2}{\ln \left\{ \frac{H_{PR} + 4 \cdot \sqrt{b \cdot B'}}{6 \cdot \sqrt{b \cdot B'}} + \sqrt{\left( \frac{H_{PR}}{6 \cdot \sqrt{b \cdot B'}} \right)^2 + 1} \right\}}$$

$$F_{PR} = \frac{4 \cdot 0,6 + 4 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 80} \cdot \ln 2}{\ln \left\{ \frac{0,6 + 4 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 80}}{6 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 80}} + \sqrt{\left( \frac{0,6}{6 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 80}} \right)^2 + 1} \right\}} = 33,732 \text{ m}$$

2. Dihitung nilai  $Q_{PR}$

$$B' = \frac{-F_{PR} \cdot K \cdot T}{n \cdot b \cdot \left\{ \ln \left( 1 - \frac{F_{PR} \cdot K \cdot H_{PR}}{Q_{PR}} \right) \right\}}$$

$$80 = \frac{-33,732 \cdot 0,000055 \cdot 2174,660}{0,4 \cdot 0,6 \cdot \left\{ \ln \left( 1 - \frac{33,732 \cdot 0,000055 \cdot 0,6}{Q_{PR}} \right) \right\}}$$

$$80 = \frac{-4,035}{0,24 \cdot \left\{ \ln \left( 1 - \frac{0,001}{Q_{PR}} \right) \right\}}$$

$$Q_{PR} = 0,006 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Pengambilan nilai kedalaman parit resapan dalam perencanaannya dilakukan dengan mempertimbangkan bahwa terdapat jarak yang cukup antara dasar parit resapan dengan muka air tanah. Hal ini dimaksudkan agar proses infiltrasi air ke dalam tanah dapat berlangsung dengan baik. Kemudian untuk lebar parit resapan direncanakan seragam pada setiap zona pengaliran, dengan lebar parit resapan rencana yaitu 0,6 m. Diketahui bahwa nilai porositas material ( $n$ ) untuk batu pecah adalah 0,4. Nilai waktu pengaliran ( $T$ ) berdasarkan hasil perhitungan yang diperoleh dengan Metode Haspers. Sehingga nilai  $T$  pada setiap zona pengaliran tidak sama. Perhitungan yang sama dilakukan untuk merencanakan parit resapan pada zona lainnya. Tabel 4.56 menyajikan hasil perhitungan perencanaan parit resapan pada setiap zona pengaliran.

Tabel 4.56 Hasil perhitungan perencanaan parit resapan

Zona	$Q$ limpasan rencana (m <sup>3</sup> /dt)	$k$ (m/detik)	$H_{pr}$ (m)	$b$ (m)	$n$	$B'$ (m)	$F_{pr}$ (m)	$Q$ resapan (m <sup>3</sup> /dt)	$Q$ resapan (liter/dt)
1	0,006	0,000055	0,6	0,6	0,4	80	33,732	0,006	6
2	0,004	0,000055	0,6	0,6	0,4	40	27,175	0,004	4
3	0,003	0,000055	0,6	0,6	0,4	100	35,904	0,003	3
4	0,003	0,000055	0,6	0,6	0,4	40	27,175	0,003	3
5	0,002	0,000055	0,8	0,6	0,4	40	26,401	0,002	2
6	0,002	0,000055	0,6	0,6	0,4	60	30,956	0,002	2
7	0,002	0,000055	0,8	0,6	0,4	40	26,401	0,002	2
8	0,001	0,000055	0,8	0,6	0,4	20	21,648	0,001	1
9	0,002	0,000055	1	0,6	0,4	20	21,744	0,002	2
10	0,002	0,000055	0,9	0,6	0,4	30	24,187	0,002	2
11	0,002	0,000055	0,8	0,6	0,4	40	26,401	0,002	2

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Berdasarkan Tabel 4.56 dapat diketahui debit limpasan rencana maksimum yang harus diresapkan sebesar 6 liter/detik pada zona 1. Untuk meresapkan debit limpasan tersebut diperlukan parit resapan dengan lebar ( $b$ ) 0,6 m, kedalaman 0,6 m ( $H_{pr}$ ), dan panjang ( $B'$ ) 80 m. Jika diasumsikan luas satu unit rumah sebesar 150 m<sup>2</sup>, dengan panjang 15 m dan lebar 10 m, parit resapan dapat dibangun mengelilingi rumah. Diperkirakan jika parit resapan mengelilingi rumah maka panjang maksimum parit resapan yang dapat diterapkan sama dengan besarnya keliling

rumah yaitu 50 m. Sehingga terdapat selisih 30 m panjang parit resapan rencana dengan panjang parit resapan yang dapat diterapkan. Dapat diketahui bahwa parit resapan tidak dapat diterapkan secara menyeluruh.

Dengan asumsi tersebut panjang parit resapan yang dapat diterapkan secara menyeluruh di satu unit rumah warga adalah parit resapan dengan panjang < 50 m. Zona dengan hasil perencanaan panjang parit resapan < 50 m adalah zona 2, zona 4, zona 5, zona 7, zona 8, zona 9, zona 10, dan zona 11. Sedangkan zona dengan hasil perencanaan panjang parit resapan > 50 m adalah zona 1, zona 3, dan zona 6. Perbedaan hasil panjang parit resapan rencana ini dipengaruhi oleh nilai waktu pengaliran ( $T$ ) yang berbeda pada setiap zona pengaliran, kemudian dipengaruhi pula oleh nilai muka air tanah yang beragam pada setiap zona pengaliran, serta debit limpasan rencana yang berbeda pada setiap zona pengaliran.

Penerapan parit resapan rencana secara menyeluruh mengakibatkan terinfiltrasinya debit limpasan air hujan yang jatuh pada setiap unit rumah secara keseluruhan. Terinfiltrasinya debit limpasan secara keseluruhan ini termasuk kedalam konsep *zero runoff*, dimana limpasan air hujan tidak teralirkan ke saluran melainkan terserap ke dalam tanah. Namun, apabila kondisi pada unit rumah tidak dapat menerapkan parit resapan secara keseluruhan sesuai dengan hasil perencanaan maka debit limpasan air hujan yang tidak terinfiltrasi akan masuk ke dalam saluran drainase. Desain parit resapan rencana dapat dilihat pada Lampiran 6.

#### **4.10.4 Perencanaan Lubang Resapan Biopori**

Lubang resapan biopori direncanakan untuk skala persil atau per satu unit rumah. Debit limpasan rencana yang terserap ke dalam lubang resapan biopori merupakan debit limpasan air hujan yang jatuh pada satu unit rumah. Berikut ini disajikan contoh perhitungan dalam perencanaan lubang resapan biopori.

Contoh perhitungan:

Zona 1

1. Desain lubang resapan biopori

Diketahui:

$$H_{LRB} = 1 \text{ m}$$

$$R_{LRB} = 0,05 \text{ m}$$

2. Dihitung  $F_{LRB}$

$$F_{LRB} = \frac{2\pi \cdot H_{LRB} + \pi^2 \cdot R_{LRB} \cdot \ln 2}{\ln \left\{ \frac{H_{LRB} + 2 \cdot R_{LRB}}{3 \cdot R_{LRB}} + \sqrt{\left( \frac{H_{LRB}}{3 \cdot R_{LRB}} \right)^2 + 1} \right\}} = \frac{2\pi \cdot 0,9 + \pi^2 \cdot 0,05 \cdot \ln 2}{\ln \left\{ \frac{0,9 + 2 \cdot 0,05}{3 \cdot 0,05} + \sqrt{\left( \frac{0,9}{3 \cdot 0,05} \right)^2 + 1} \right\}} = 2,355 \text{ m}$$

3. Dihitung  $H_s$

$$Q_{LRB} = F_{LRB} \cdot K \cdot H_s$$

$$H_s = \frac{Q_{LRB}}{F_{LRB} \cdot K} = \frac{0,006}{2,355 \cdot 0,000055} = 45,801 \text{ m}$$

4. Dihitung  $n_{LRB}$

$$n_{LRB} = \frac{H_s}{1 \text{ meter}} = \frac{45,801}{1} = 45,801 / \text{meter} \approx 46 / \text{meter}$$

5. Dihitung  $Q_{LRB}$

$$Q_{LRB} = F_{LRB} \cdot K \cdot H_s = 2,355 \cdot 0,000055 \cdot 45,801 = 0,006 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Lubang resapan biopori direncanakan memiliki dimensi yang seragam pada setiap zona pengaliran dengan diameter 0,1 m dan kedalaman 1m. Sehingga dengan dimensi yang seragam nilai faktor geometrik lubang resapan biopori ( $F_{LRB}$ ) sama untuk seluruh zona pengaliran. Dengan cara yang sama seperti contoh perhitungan diatas, dilakukan perhitungan untuk perencanaan lubang resapan biopori pada zona pengaliran lainnya. Berikut ini disajikan hasil perhitungan perencanaan lubang resapan biopori pada setiap zona pengaliran.

Tabel 4.57 Hasil perhitungan perencanaan lubang resapan biopori

Zona	$Q$ limpasan rencana ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	$k$ ( $\text{m}/\text{detik}$ )	$H_{LRB}$ ( $\text{m}$ )	$R_{LRB}$ ( $\text{m}$ )	$F_{LRB}$ ( $\text{m}$ )	$H_s$ ( $\text{m}$ )	$n_{LRB}$	$Q$ terserap ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	$Q$ terserap (liter/ dt)
1	0,006	0,000055	0,9	0,05	2,355	45,801	46	0,006	6
2	0,004	0,000055	0,9	0,05	2,355	27,121	27	0,004	4
3	0,003	0,000055	0,9	0,05	2,355	22,215	22	0,003	3
4	0,003	0,000055	0,9	0,05	2,355	25,334	25	0,003	3
5	0,002	0,000055	0,9	0,05	2,355	15,385	15	0,002	2

Zona	$Q$ limpasan rencana (m <sup>3</sup> /dt)	$k$ (m/detik)	$H_{LRB}$ (m)	$R_{LRB}$ (m)	$F_{LRB}$ (m)	$H_s$ (m)	$n_{LRB}$	$Q$ terserap (m <sup>3</sup> /dt)	$Q$ terserap (liter/ dt)
6	0,002	0,000055	0,9	0,05	2,355	18,167	18	0,002	2
7	0,002	0,000055	0,9	0,05	2,355	14,851	15	0,002	2
8	0,001	0,000055	0,9	0,05	2,355	11,254	11	0,001	1
9	0,002	0,000055	0,9	0,05	2,355	17,680	18	0,002	2
10	0,002	0,000055	0,9	0,05	2,355	17,664	18	0,002	2
11	0,002	0,000055	0,9	0,05	2,355	18,191	18	0,002	2

Sumber: Hasil perhitungan, 2020

Merujuk pada Tabel 4.57, dapat diketahui bahwa untuk meresapkan debit limpasan rencana maksimum sebesar 6 liter/detik pada zona 1 diperlukan lubang resapan biopori sebanyak 46 buah. Jika diasumsikan satu unit rumah memiliki luas 150 m<sup>2</sup>, dengan lebar 10 m dan panjang 15 m, lubang resapan biopori dapat dibuat mengelilingi rumah dengan jarak antar lubang 1 m. Sehingga dapat diperkirakan jumlah maksimum lubang resapan biopori yang dapat dibuat sebanyak 26 lubang. Maka dengan asumsi tersebut, pada zona 1 tidak dapat diterapkan lubang resapan biopori secara keseluruhan. Terdapat selisih 20 buah lubang resapan biopori yang tidak dapat diterapkan sesuai dengan perencanaan. Dengan asumsi tersebut dapat disimpulkan bahwa jumlah lubang resapan biopori maksimum yang dapat diterapkan sebanyak 26 buah. Zona pengaliran dengan perencanaan jumlah lubang resapan biopori < 26 buah adalah zona 3, zona 4, zona 5, zona 6, zona 7, zona 8, zona 9, zona 10, dan zona 11. Sedangkan zona 1 dan zona 2 memiliki jumlah resapan biopori rencana > 26 buah.

Lubang resapan biopori yang diterapkan secara menyeluruh sesuai dengan perencanaan pada unit rumah memenuhi konsep *zero runoff*. Seluruh air hujan yang jatuh pada satu unit rumah terinfiltrasi ke dalam lubang resapan biopori, sehingga tidak ada limpasan air hujan yang teralirkan ke saluran drainase. Sedangkan penerapan lubang resapan biopori yang tidak dapat dilakukan secara menyeluruh sesuai dengan perencanaan akan menghasilkan selisih debit yang akan masuk ke saluran drainase. Lubang resapan biopori direncanakan diisi dengan sampah organik, kemudian pada bagian atas lubang resapan biopori akan dipasang pipa sepanjang 10 cm dan ditutup dengan kawat penyaring. Jarak antar lubang resapan

biopori adalah 1 m. Desain lubang resapan biopori rencana dapat dilihat pada Lampiran 6.

#### **4.10.5 Reduksi Debit Limpasan**

Diketahui bahwa debit limpasan awal total dari seluruh zona pengaliran pada Kecamatan Rangkui sebesar 81,889 m<sup>3</sup>/detik. Debit limpasan ini merupakan debit limpasan rencana Metode Haspers. Metode Haspers dipilih karena dapat mewakili kondisi eksisting pada Kecamatan Rangkui. Setelah penerapan *eco drain* berupa penerapan parit resapan atau lubang resapan biopori secara keseluruhan sesuai dengan perencanaan menghasilkan penurunan debit limpasan total (reduksi debit limpasan) sebesar 53,547 m<sup>3</sup>/detik. Debit limpasan tersebut terserap ke dalam parit resapan atau lubang resapan biopori. Kemudian debit limpasan sebesar 28,342 m<sup>3</sup>/detik mengalir ke saluran drainase. Penerapan parit resapan ataupun lubang resapan biopori akan menghasilkan reduksi debit limpasan yang sama. Hal ini dikarenakan dalam perencanaan parit resapan dan lubang resapan biopori menggunakan debit limpasan rencana yang sama pula. Sehingga kedua rekomendasi penerapan *eco drain* ini dapat diterapkan di kawasan perumahan pada Kecamatan Rangkui dengan mempertimbangkan kondisi lahan pada setiap unit rumah.