

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Perhitungan Hujan Rata-Rata

Analisa hidrologi dalam evaluasi sistem saluran drainase di Sekarbela. Kota Mataram meliputi langkah-langkah berikut :

4.1.1 Analisa distribusi statistik

Beberapa jenis distribusi statistik yang bisa dipakai dalam menentukan besar kecilnya curah hujan rencana, seperti distribusi *Gumbel*, *Log Pearson Type III*, *Log Normal*, dan beberapa cara lain. Metode-metode ini sebelum di gunakan harus diuji terlebih dahulu mana yang bisa dipakai dalam perhitungan.

Pada Pehitungan sangat diperlukan beberapa parameter disajikan dalam **Tabel 4.1** dibawah ini.

Tabel 4. 1 Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata

Tahun	Tanggal	Curah hujan (mm)			Hujan Rerata Daerah	Hujan Rerata Maksimum
		Pos Bertais	Pos Monjok	Pos gunung sari		
2009	7-Mar	42.8	71	0	37.93	83.33
	15-Jan	0	40	40	26.67	
	16-Jan	0	2	125	83.33	
2010	22-Mar	35	0	0	11,67	64,40
	27-Mei	32.3	0	90	40,77	
	26-Okt	57.2	32	104	64,40	
2011	1-Jan	37	0	28	21.67	43.67
	10-Apr	33.6	62	0	31.87	
	21-Nov	26	0	77	43.67	

Lanjutan Tabel. 4.1						
2012	26-Feb	60,6	0	5	36.67	44.73
	18-Mei	35.4	24	0	19.80	
	9-Jan	16.2	43	75	44.73	
2013	25-Mar	0	0	2	0.67	52.33
	30-Jan	1	77	79	52.33	
	29-Mar	52.3	0	84	45,43	
2014	8-Jan	56.5	32	15	34.50	59.43
	17-Feb	0	114	0	38.00	
	11-Okt	6.3	77	95	59.43	
2015	2-mei	127.2	81	0	69.40	69.40
	31-Jan	11	102	32	48.33	
	1-Jun	0	68	83	50.33	
2016	14-Des	208.8	104	30	114.27	114.27
	10-Des	9.9	110	123	80.97	
	10-Des	9.9	110	123	80.97	
2017	12-Jun	121.5	31	47	66.50	66.50
	1-Feb	0	93	0	31.00	
	10-okt	0	33	160	64.33	
2018	11-Nov	141.5	0	0	47.17	78.93
	30-Jan	66.5	106	56	76.17	
	19-Jun	72.8	99	65	78.93	

Sumber : PKSDA BWSNT-1

Perhitungan curah hujan rata-rata maksimum harian pada tiga pos pemantau hujan yaitu Pos Monjok, Pos Gunung Sari dan Pos Bertais pada **Tabel 4.1** menggunakan metode aljabar.

Menggunakan persamaan $Rerata = \frac{Pos\ Bertais + Pos\ Monjok + Pos\ Gunung\ Sari}{n}$

$$Rerata = \frac{42,8+71+0}{3}$$

$$Rerata = 37,93\ mm$$

Untuk perhitungan parameter statistik data curah hujan bisa dilihat di **Tabel 4.2**

Tabel 4. 2 Perhitungan Parameter Statistik Data Curah Hujan

NO	Xi	Xi (Di Urutkan)	(Xi-X)	(Xi-X) ²	(Xi-X) ³	(Xi-X) ⁴
1	83,33	34,33	-32,44	1052,03	-34127,57	1106765,49
2	64,40	44,73	-22,04	485,54	-10698,90	235750,28
3	34,33	52,33	-14,44	208,37	-3007,81	43417,73
4	44,73	59,43	-7,34	53,80	-394,64	2894,68
5	52,33	64,40	-2,36	5,59	-13,23	31,28
6	59,43	66,50	-0,27	0,07	-0,02	0,00
7	69,40	69,40	2,64	6,94	18,30	48,21
8	114,27	78,93	12,17	147,99	1800,26	21900,22
9	66,50	83,33	16,57	274,40	4545,42	75294,93
10	78,93	114,27	47,51	2256,73	107205,72	5092807,84
Jumlah	667,67	667,67	0.00	4491,46	65332,54	6578910,67
Rerata	66,77	66,77				

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk menentukan distribusi sebaran curah yang digunakan untuk mencari nilai rencana curah hujan T tahun perlu kita mencari nilai rerata (\bar{X}), Standar deviasi (Sd), Koefisien Variasi (Cv), Koefisien Kepencengan (Cs), dan Koefisien Kurtois melalui hasil hitungan pada **Tabel 4.2**

Perhitungan pesyaratan jenis distribusi data curah hujan disajikan pada persamaan-persamaan dibawah ini :

a. Nilai Rerata (\bar{X})

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Xi$$

$$\bar{X} = \frac{667,67}{10}$$

$$\bar{X} = 66,77 \text{ mm}$$

b. Standar Deviasi (Sd)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Xi - X)^2}{n - 1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{4491,46}{10 - 1}}$$

$$Sd = \mathbf{22,339 \text{ mm}}$$

c. Koefisien Variasi (Cv)

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

$$Cv = \frac{22,339}{66,77}$$

$$Cv = 0,335$$

d. Koefisien Kepencengan/Skewnes (Cs/G)

$$Cs = \frac{n \sum (xi - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)sd^3}$$

$$Cs = \frac{10 \times (65332,54)}{(10-1)(10-2)22,339^3}$$

$$Cs = \mathbf{0,814}$$

e. Koefisien Kurtois (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (Xi - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3) Sd^4}$$

$$Ck = \frac{10^2 \times (6578910,67)}{(10-1)(10-2)(10-3)22,339^4}$$

$$Ck = \mathbf{5,241}$$

Untuk perhitungan parameter statistik data curah hujan *Log Pearson Type III* bisa dilihat pada **Tabel 4.3**

Tabel 4. 3 Perhitungan Curah Hujan Rencana Distribusi *Log Person Type III*

NO	Xi (Di Urutkan)	Log Xi	(Log Xi- log X)	(Log Xi- log X) ²	(Log Xi- log X) ³	(Log Xi-Log X) ⁴
1	34,33	1,54	-0,27	0,071	-0,019	0,01
2	44,73	1,65	-0,15	0,023	-0,004	0,00
3	52,33	1,72	-0,08	0,007	-0,001	0,00
4	59,43	1,77	-0,03	0,001	0,000	0,00
5	64,40	1,81	0,01	0,000	0,000	0,00
6	66,50	1,82	0,02	0,000	0,000	0,00
7	69,40	1,84	0,04	0,000	0,000	0,00
8	78,93	1,90	0,09	0,001	0,001	0,00
9	83,33	1,92	0,12	0,009	0,002	0,00
10	114,27	2,06	0,26	0,065	0,017	0,00
Jumlah	667,65	18,03	0,00	0,192	-0,004	0,01
Rerata	66,77	1,80				

Sumber : Hasil Perhitungan

Hasil perhitungan distribusi sebaran curah dengan metode *Long Person Type III* digunakan untuk mencari nilai rencana curah hujan T tahun perlu kita mencari nilai rerata (\bar{X}), Standar deviasi (Sd), Koefisien Variasi (Cv), Koefisien Kepencengan (Cs), dan Koefisien Kurtois melalui hasil perhitungan pada **Tabel 4.3**

Perhitungan pesyaratan jenis distribusi *Log Person Type III* data curah hujan disajikan pada persamaan-persamaan dibawah ini :

a. Nilai Rerata (\bar{X})

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

$$\text{Log } \bar{X} = \frac{18,03}{10}$$

$$\text{Log } \bar{X} = 1,80 \text{ mm}$$

b. Standar Deviasi (Sd)

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

$$Sd = \sqrt{\frac{0,192}{10 - 1}}$$

$$Sd = 0,146 \text{ mm}$$

c. Koefisien Variasi (Cv)

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

$$Cv = \frac{0,146}{1,80}$$

$$Cv = 0,081$$

d. Koefisien Kepencengan/Skewnes (Cs/G)

$$Cs = \frac{n \sum (\text{Log } x_i - \text{Log } \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)sd^3}$$

$$Cs = \frac{10 \times (-0,004)}{(10-1)(10-2)0,146^3}$$

$$Cs = -0,180$$

e. Koefisien Kurtois (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\text{log } X_i - \text{log } \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)sd^4}$$

$$Ck = \frac{10^2 \times (0,01)}{(10-1)(10-2)(10-3)0,146^4}$$

$$Ck = 4,431$$

4.1.2 Pemilihan jenis sebaran

Setelah dapat diketahui nilai-nilai dari perhitungan di atas maka ditentukan metode distribusi yang dapat dipakai, seperti disajikan dalam **Tabel 4.4** seperti berikut ini :

Tabel 4. 4 Hasil Uji Distribusi Statistik Tiga Pos Stasiun

Jenis Distribusi	Syarat	Perhitungan	Kesimpulan
Normal	$C_s \approx 0$	3,75	Tidak memenuhi
	$C_k = 3$	112,5	
Gumbel	$C_s \leq 1,1396$	-0,180	Tidak memenuhi
	$C_k \leq 5,4002$	1,097	
Log Normal	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$	$3C_v + C_v^2 = 0,249$	Tidak memenuhi
	$C_k = 5,384$	1,097	
Log Person Type III	$C_s \neq 0$	-0,180	Memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan dengan syarat-syarat tersebut diatas, maka dipilih distribusi *Log Pearson Type III*. Untuk memastikan pemilihan distribusi tersebut perlu dilakukan perbandingan hasil perhitungan statistik dengan plotting data diatas kertas probabilitas dan uji Smirnov-Kolmogorov.

1. Uji Keselarasan *Smirnov - Kolmogrov*

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 parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Berdasarkan data yang ada, nilai n adalah 10, sehingga didapat

harga kritis *Smirnov-Kolmogorov* dengan derajat kepercayaan 0,05 adalah 0,41. Hasil uji *Smirnov-Kolmogorov* dapat dilihat pada **Tabel 4.5** berikut ini.

Tabel 4.5 Uji *Smirnov-Kolmogorov* Distribusi *Log Person Type III*

Tahun	Xi	m	P = m/(n+1)	P(x<) = 1-P	f(t) = (x- xret)/Sd	P'(x)	P' (X<)	D = P(x<)- P'(x<)
2009	83,33	1	0,091	0,909	0,742	0,125	0,875	0,34
2010	64,40	2	0,182	0,818	-0,106	0,250	0,750	0,068
2011	34,33	3	0,273	0,727	-1,452	0,375	0,625	0,102
2012	44,73	4	0,364	0,636	-0,986	0,500	0,5	0,136
2013	52,33	5	0,455	0,545	-0,646	0,625	0,375	0,170
2014	59,43	6	0,545	0,455	-0,328	0,750	0,25	0,205
2015	69,40	7	0,636	0,364	0,118	0,875	0,125	0,239
2016	114,27	8	0,727	0,273	2,126	1	0	0,273
2017	66,50	9	0,818	0,182	-0,012	1,125	-0,125	0,307
2018	78,93	10	0,909	0,091	0,545	1,25	-0,250	0,341
Jumlah	667,7				Dmaks			0,341
\bar{X} rerata	66,77				Dkritis			0,41
Sd	22,34				Keputusan			Diterima
n	10							

Sumber : Hasil perhitungan

Dari data tabel kritis *Smirnov-Kolmogorov* di dapat $D_{cr}(0,05) = 0,41$ sedangkan hasil hitungan untuk D_{cr} Maksimumnya (0,341) ketentuan untuk hasil uji *Smirnov-Kolmogorov* D_{cr} Maksimum (0,341) < dari D_{cr} Tabel (0,41) sehingga uji *Smirnov-kolmogorov* diterima.

2. Uji Sebaran Metode *Chi Kuadrat*

Pengujian kesesuaian dengan sebaran adalah untuk menguji apakah sebaran yang dipilih dalam pembuatan kurva cocok dengan sebaran empirisnya. Uji *Chi Kuadrat* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik data yang dianalisis.

Penentuan parameter ini menggunakan X^2Cr yang dihitung dengan persamaan :

$$X^2Cr = \sum_{i=1}^n \left[\frac{Efi - Ofi}{Efi} \right]^2$$

Di mana :

X^2Cr = Harga Chi Kuadrat

Efi = Banyaknya frekuensi yang diharapkan

Ofi = Frekuensi yang terbaca pada kelas i

n = Jumlah data

Perhitungan uji *Chi Kuadrat* adalah :

1. Pengurutan data pengamatan dari yang besar ke kecil
2. Perhitungan jumlah kelas yang ada (K) = $1 + 3,322 \log n$. Dalam pembagian kelas disarankan agar setiap kelas terdapat minimal lima buah pengamatan
3. Perhitungan nilai $Ef = \frac{n}{K}$
4. Perhitungan banyaknya Of untuk masing-masing kelas.
5. Perhitungan nilai X^2Cr untuk setiap kelas kemudian hitung nilai total X^2Cr dari tabel untuk derajat nyata tertentu yang sering diambil sebesar 5% dengan parameter derajat kebebasan.

Rumus Derajat kebebasan dapat dihitung dengan persamaan 2-13 :

$$DK = K - (\alpha + 1)$$

dengan :

DK = derajat kebebasan

K = kelas

α = banyaknya keterikatan (biasanya diambil $R = 2$ untuk distribusi normal dan binomial dan $R = 1$ untuk distribusi Poissin dan Gumbel)

Perhitungan jumlah kelas K dapat dihitung dengan persamaan 2-14 :

$$\begin{aligned} K &= 1 + 3,322 \log n \\ &= 1 + 3,322 \log 10 \\ &= 4,322 \approx 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} DK &= K - (R + 1) \\ &= 5 - (2 + 1) \\ &= 2 \end{aligned}$$

Untuk $DK = 2$, signifikasi (α) = 5 % maka dari tabel harga satuan $X^2Cr = 5,991$

$$Ef = \left[\frac{\sum n}{\sum k} \right]$$

$$= \frac{10}{5}$$

$$= 2$$

$$\Delta x = \frac{R_{\text{terbesar}} - R_{\text{terkecil}}}{k - 1}$$

$$\Delta x = \frac{2,058 - 1,536}{5 - 1} = 0,131$$

$$\frac{1}{2} \Delta x = 0,065$$

$$X_{\text{awal}} = \left[R_{\text{terkecil}} - \frac{1}{2} \Delta x \right]$$

$$X_{\text{awal}} = [1,536 - 0,065]$$

$$X_{\text{awal}} = 1,470$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya dapat di lihat pada Tabel 4.6

Nilai Batas tiap kelas	Ef	Of	(Ef-Of) ²	(Ef-Of) ² /Ef
1,470 < Xi < 1,601	2	1	1.0	0,50
1,602 < Xi < 1,732	2	2	0.0	0,0
1,732 < Xi < 1,862	2	4	4.0	2.0
1,862 < Xi < 1,993	2	2	0.0	0,0
1,993 < Xi < 2,123	2	1	1.0	0,50
Jumlah	10	10	6	3

Sumber: Hasil Perhitungan

Karena nilai X^2_{Cr} analisis < X^2_{Cr} tabel (3 < 5,991) maka untuk menghitung curah hujan rencana dapat menggunakan distribusi *Log Pearson Type III*.

4.1.3 Perhitungan curah hujan rencana

Perhitungan curah hujan dengan cara analitis *log person type III* untuk periode ulang 2 tahun.

Data yang didapat :

a. Nilai Rerata (\bar{X})

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

$$\text{Log } \bar{X} = \frac{18,03}{10}$$

$$\text{Log } \bar{X} = 1,80 \text{ mm}$$

b. Standar Deviasi (Sd)

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

$$Sd = \sqrt{\frac{0,192}{10 - 1}}$$

$$Sd = 0,146 \text{ mm}$$

c. Koefisien Variasi (Cv)

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

$$Cv = \frac{0,146}{1,80}$$

$$Cv = 0,081$$

d. Koefisien Kepencengan/Skewnes (Cs/G)

$$Cs = \frac{n \sum (\text{Log } x_i - \text{Log } \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3}$$

$$Cs = \frac{10 \times (-0,004)}{(10-1)(10-2)0,146^3}$$

$$Cs = -0,180$$

e. Koefisien Kutosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\log X_i - \log \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)Sd^4}$$

$$Ck = \frac{10^2 \times (0,01)}{(10-1)(10-2)(10-3)0,146^4}$$

$$Ck = 4,431$$

Dari perhitungan Koefisien Kepencengan diatas didapat nilai Cs = -0,180 dan selanjutnta untuk mencari nilai K maka dilihat dari tabel Faktor Frekuensi untuk distribusi *Log Pearson Type III*.

Karna nilai dari $C_s = -0,180$ sedangkan di tabel nilai yang ada antara interval $-0,1$ dan $-0,2$ maka dilakukannya interpolasi.

$$\text{Interpolasi nilai } K = 0,017 + \frac{(-0,180)-(-0,1)}{(-0,2)-(-0,1)} * (0,033 - 0,017) = 0,029$$

Tabel 4.7 Hasil Interpolasi Nilai K Berdasarkan Nilai C_s/G $-0,180$

Koefisien Kepencenenga C_s/G	Kala Ulang	K Tabel	
		$-0,1$	$-0,2$
$-0,180$		$-0,1$	$-0,2$
0,029	2	0,017	0,033
0,849	5	0,846	0,850
1,262	10	1,270	1,258
1,687	25	1,716	1,680
1,956	50	2,000	1,945
2,192	100	2,252	2,178

Sumber : Hasil perhitungan

Hitung logaritma curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu

$$\begin{aligned} \log X_T &= \log \bar{X} + K \cdot S_d \\ &= 1,80 + 0,029 \times 0,146 \\ &= 1,807 \\ X_T &= 10^{\log X_t} \\ &= 10^{1,807} \\ &= 64,145 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan curah hujan berdasarkan tahun-tahun selanjutnya dapat dilihat pada **Tabel 4.8** berikut ini :

Tabel 4. 8 Distribusi Sebaran Metode *Log Person Type III*

kala ulang	Persentasi Peluang Terlampaui	K Tabel	<i>Log X_T</i>	<i>X_T</i> Hujan Rencana (mm)
2	50	0,029	1,807	64,145
5	20	0,849	1,927	84,514
10	10	1,262	1,987	97,058
25	4	1,687	2,049	112,051
50	2	1,956	2,089	122,051
100	1	2,406	2,155	142,756

Sumber : Hasil Perhitungan

Hasil perhitungan hujan rencana dengan metode distribusi log person type III yang digunakan pada **Tabel 4.8** menggunakan rencana kala ulang 10 tahun.

4.1.4 Perhitungan Intensitas Hujan Rencana Periode Ulang T Tahun

Intensitas hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun, 100 tahun dengan rumus Mononobe, untuk beberapa durasi waktu hujan, yakni 5 menit, 10, 15, 20, 30, 60, 120, 240, 300, 720, 1440 menit. (ingat sebelum dimasukkan ke dalam rumus *Mononobe* data menit harus dikonversi kedalam jam).

Untuk hasil curah hujan rencana berdasarkan kala ulang dengan tahun-tahun selanjutnya dapat dilihat pada **Tabel 4.9**

Tabel 4. 9 Curah Hujan Rencana

Kala Ulang	<i>X_T</i> Hujan Rencana (mm)
2	64,145
5	84,514
10	97,058
25	112,051
50	122,660
100	142,756

Sumber : Hasil Perhitungan

Hitungan intensitas hujan untuk beberapa durasi waktu menggunakan rumus *Mononobe* dengan persamaan 2-29.

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

- Untuk waktu 5 menit (0,08 jam)

$$I = \frac{64,145}{24} \times \frac{(24)^{\frac{2}{3}}}{0,08}$$

$$= 277,899 \text{ mm/jam}$$

- Untuk waktu 10 menit (0,16 jam)

$$I = \frac{64,145}{24} \times \frac{(24)^{\frac{2}{3}}}{0,16}$$

$$= 138,95 \text{ mm/jam}$$

- Untuk waktu 15 menit (0,25 jam)

$$I = \frac{64,145}{24} \times \frac{(24)^{\frac{2}{3}}}{0,25}$$

$$= 88,928 \text{ mm/jam}$$

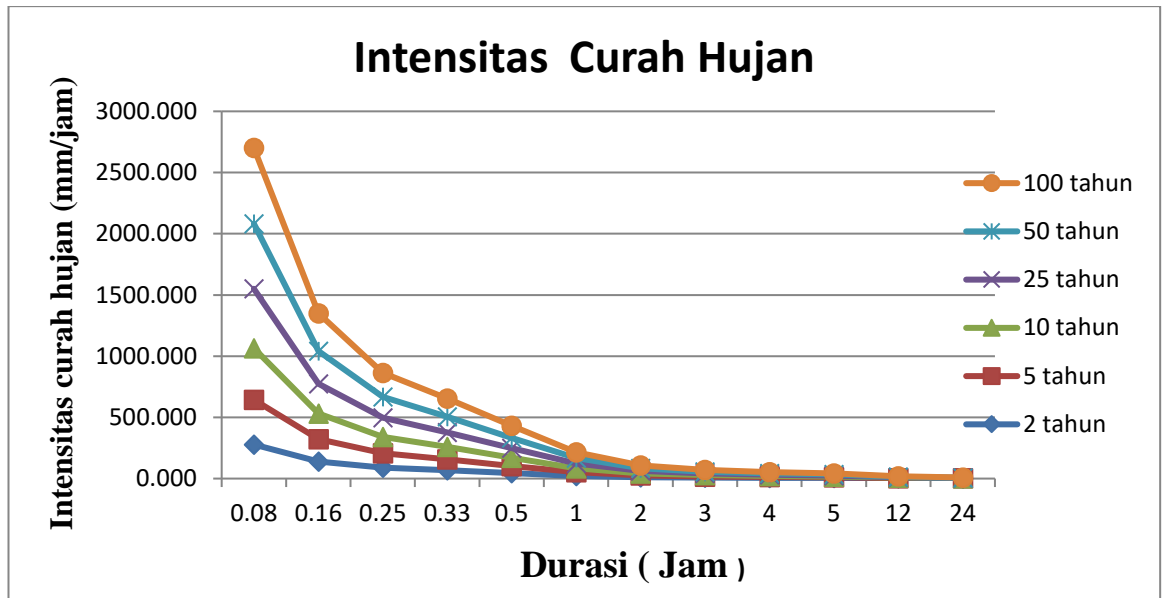
Untuk perhitungan durasi waktu lainnya dapat dilihat pada **Tabel 4.10**

Tabel 4.10 Perhitungan Intensitas Hujan Rencana dengan Rumus *Mononobe*

Durasi (Jam)	Curah Hujan Harian Maksimum 24 Jam (R24) (mm/24 jam)					
	2 tahun	5 tahun	10 tahun	25 tahun	50 tahun	100 tahun
	64,145	84,514	97,058	112,051	122,660	142,756
0.08	277,973	366,243	420,603	485,574	531,550	618,635
0.16	138,986	183,122	210,301	242,787	265,775	309,318
0.25	88,951	117,198	134,693	155,384	170,096	197,963
0.33	67,387	88,786	101,964	117,715	128,861	149,972
0.5	44,476	58,599	67,296	77,692	85,048	98,982
1	22,238	29,299	33,648	38,846	42,524	49,491
2	11,119	14,650	16,824	19,423	21,262	24,745
3	7,413	9,766	11,216	12,949	14,175	16,497
4	5,559	7,325	8,412	9,711	10,631	12,373
5	4,448	5,860	6,730	7,769	8,505	9,898
12	1,853	2,442	2,804	3,237	3,544	4,124
24	0,927	1,221	1,402	1,619	1,772	2,062

Sumber : Hasil Perhitungan

Selanjutnya dari hasil perhitungan **Tabel 4.10** di buatkan Grafik hubungan durasi waktu dengan intensitas hujan dapat dilihat pada **Gambar 4.1**



Gambar 4. 1 Grafik Intensitas Curah Hujan

4.1.5 Waktu konsentrasi

Diketahui :

L = 1095 m (panjang saluran)

$$s = \frac{T_{awal} - T_{akhir}}{L}$$

$$= \frac{14 - 11}{1095}$$

$$= 0,0027$$

Elevasi titik awal dan titik akhir di dapat menggunakan aplikasi *google earth*.

$$T_c = \frac{0,606 \times (L)^{0,467}}{s^{0,234}}$$

$$= \frac{0,606 \times (1,095)^{0,467}}{0,0027^{0,234}}$$

$$= 2,523 \text{ jam}$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \frac{(24)^{\frac{2}{3}}}{T_c}$$

$$I = \frac{97,058}{24} \frac{(24)^{\frac{2}{3}}}{2,523}$$

$$= 13,335 \text{ mm/jam}$$

4.1.6 Perhitungan debit air hujan

Perhitungan Debit air hujan dihitung dengan metode *Rasional* yaitu :

$$Q = 0,278.C.I.A$$

Data – data yang dibutuhkan dalam perhitungan debit banjir adalah :

Koefisien Pengaliran (C) = 0,40 karena deskripsi lahan yang ada di lapangan adalah perkampungan (Tabel 2.13)

Catchmen area (A) = 1,027 km² (NTB pada tahun 2007)

Curah Hujan Maksimum (I) = 13,335 mm/ jam

$$\text{Sehingga : } Q = 0,278.C.I.A$$

$$= 0,278 \times 0,40 \times 13,335 \times 1,027$$

$$= 1,52298722 \text{ m}^3 / \text{dtk}$$

4.1.7 Analisa debit air buangan

Sebelum menentukan besarnya debit air buangan yang terjadi Jl. Sultan Kaharudin, Kecamatan Sekarbela, Kota Mataram terlebih dahulu proyeksi pertumbuhan penduduk Air Buangan penduduk diambil sebesar 300lt/hr/orang dapat dilihat di **Tabel 2.12**

Adapun perhitungannya sebagai berikut :

- Perhitungan debit air buangan (Qk) pada saluran (P10-P13)

Diketahui :

Jumlah rumah = 58 rumah

Jumlah orang tiap rumah (asumsi) = 4 orang

Pn = Jumlah rumah x Jumlah orang tiap rumah

$$= 58 \times 4$$

$$= 232 \text{ orang}$$

$$q = 300 \text{ lt/hr/orang}$$

$$q = 0,00348 \text{ lt/dtk/org} = 0,00000348 \text{ m}^3/\text{dtk/orang}$$

Maka :

$$\begin{aligned} Q_k &= P_n \cdot q \\ &= 232 * 0,00000348 \\ &= 0,00080736 \text{ m}^3/\text{dtk} \end{aligned}$$

Jadi nilai debit air kotor (Q_k) pada saluran (P10-P13) adalah 0,00080736 m^3/dtk . Cara perhitungannya debit rencana (Q_r) pada saluran selanjutnya, sama seperti perhitungan pada saluran pertama. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada **Tabel 4.11**

Tabel 4. 11 Perhitungan Debit Air Kotor

Penampang saluran	Q_k (m^3/dtk)
P1-P2	0.00080736
P2-P3	0.00008352
P3-P4	0.00080736
P5-P6	0.00080736
P6-P7	0.00080736
P7-P8	0.00080736
P8-P9	0.00080736
P9-P10	0.0000000
P10-P11	0.00080736
P12-P13	0.00080736
P13-P14	0.00006960

Sumber : Hasil Perhitungan

Hasil perhitungan debit air kotor di beberapa titik yang melewati saluran drainase dapat dilihat pada **Tabel 4.11** bertujuan untuk mencari debit rencana dengan menjumlahkan debit air limpasan dengan debit air kotor.

4.1.8 Perhitungan debit rancangan

Besarnya nilai debit banjir rancangan ditentukan dengan menjumlahkan besarnya debit limpasan permukaan dengan debit air kotor.

Adapun prosedur perhitungannya sebagai berikut :

$$\text{Diketahui : } Q_p = 1,52298722 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$Q_k = 0,00080736 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$\text{Maka : } Q_r = Q_p + Q_k$$

$$Q_r = 1,52298722 + 0,00080736$$

$$Q_r = 1,52379458 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada **Tabel 4.12**

Tabel 4. 12 Perhitungan Debit Rencana (Q_r)

Penampang saluran	Q_p (m^3/dtk)	Q_k (m^3/dtk)	Q_{rencana} (m^3/dtk)
P1-P2	1,52298722	0.00080736	1,52379458
P2-P3	1,52298722	0.0008352	1,52307074
P3-P4	1,52298722	0.00080736	1,52379458
P5-P6	1,52298722	0.00080736	1,52379458
P6-P7	1,52298722	0.00080736	1,52379458
P7-P8	1,52298722	0.00080736	1,52379458
P8-P9	1,52298722	0.00080736	1,52379458
P9-P10	1,52298722	0.00000000	1,52298722
P10-P11	1,52298722	0.00080736	1,52379458
P12-P13	1,52298722	0.00080736	1,52379458
P13-P14	1,52298722	0.00006960	1,52305682

Hasil perhitungan pada Tabel 4.12 dijadikan sebagai acuan dalam menentukan apakah saluran drainase masih mampu menampung debit rencana apa tidak.

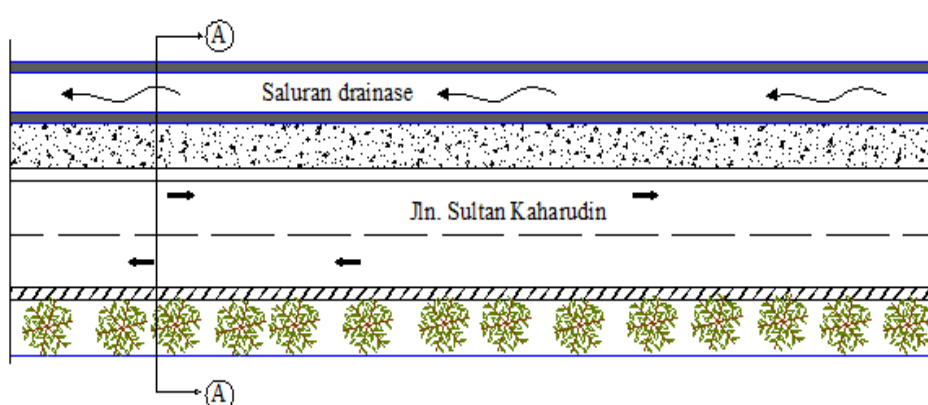
4.2 Perhitungan Hidrolika

Perhitungan kapasitas saluran drainase yang sudah ada bertujuan untuk mengetahui kemampuan saluran dalam menampung air. Setelah kapasitas saluran lama diketahui kemudian dibandingkan dengan debit rencangan system untuk mengetahui apakah saluran drainase tersebut perlu direncanakan lagi atau mampu menampung debit rencana.

4.2.1 Data kondisi saluran eksisting

1. Tampak atas saluran eksisting

Berikut adalah tampak atas saluran Eksisting dapat dilihat pada **Gambar 4.2**

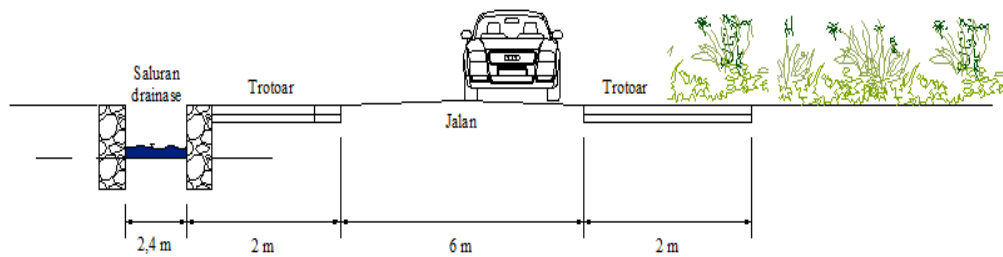


Gambar 4. 2 Tampak Atas Saluran Eksisting

Gambar 4.2 tampak atas saluran eksisting pada titik P2-P3, yang mencerminkan kondisi nyata lapangan yang diperkecil

1. Penampakan potongan melintang saluran

Berikut adalah potongan melintang saluran Eksisting dapat dilihat pada **Gambar 4.3**

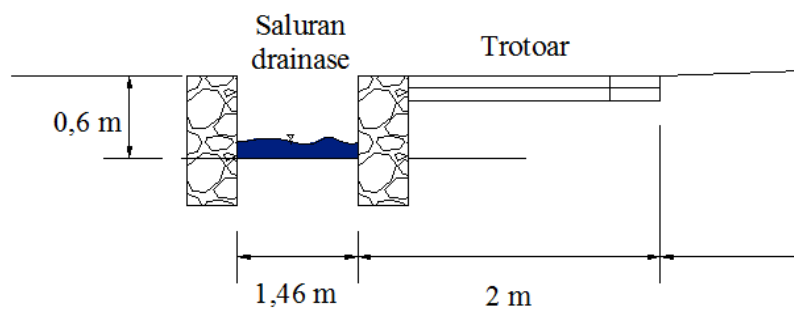


Gambar 4.3 Potongan Melintang Saluran Eksisting A-A

Gambar 4.3 menunjukkan potongan melintang saluran eksisting pada titik P9-P10, yang mencerminkan kondisi nyata lapangan yang diperkecil.

4.2.2 Perhitungan kapasitas saluran eksisting

Berikut adalah detail saluran eksisting P1-P2 dapat dilihat pada **Gambar 4.4**



Gambar 4.4 Detail Saluran P1-P2

Gambar 4.4 menunjukkan detail saluran dan dimensi saluran eksisting pada titik P1-P2, sebagai acuan dalam perhitungan debit saluran eksisting.

Diketahui : Perhitungan saluran Eksisting (P1-P2)

b : 1,46 m (Pengukuran Lapangan)

h : 0,6 m (Pengukuran Lapangan)

I : 0,0027 (Pengukuran Lapangan)

Sehingga Luas penampang basah (A)

$$\begin{aligned} A &= b \times h \\ &= 1,46 \times 0,6 \\ &= 0,876 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Keliling Basah (P)

$$\begin{aligned} P &= b + 2xh \\ &= 1,46 + 2 \times 0,6 \\ &= 2,66 \text{ m} \end{aligned}$$

Jari-jari Hidrolis (R)

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{0,876}{2,66} \\ &= 0,329 \text{ m} \end{aligned}$$

Kecepatan Rata-Rata Aliran (V)

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,025} \times 0,329^{2/3} \times 0,0027^{1/2} \\ &= 0,991 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

Debit Saluran (Qs)

$$\begin{aligned} Q_s &= A \times V \\ &= 0,876 \times 0,991 \\ &= 0,868 \text{ m}^3 / \text{dtk} \end{aligned}$$

Cara perhitungan kapasitas saluran drainase eksisting (Qs) pada saluran selanjutnya sama seperti perhitungan saluran pertama. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada **Table 4.13**

Tabel 4. 13 Perhitungan Debit Saluran Eksisting

No	penampang saluran	L (m)	b (m)	h (m)	I	s	A	P	R	V	Qs
1	P1-P2	21,70	1,46	0,60	0,0027	0,025	0,876	2,66	0,329	0,991	0,868
2	P2-P3	39,00	2,00	0,73	0,0027	0,025	1,460	3,46	0,422	1,169	1,707
3	P3-P4	57,30	1,40	0,57	0,0027	0,025	0,798	2,54	0,314	0,961	0,767
4	P5-P6	57,70	1,50	0,50	0,0027	0,025	0,750	2,50	0,300	0,931	0,699
5	P6-P7	64,70	1,50	0,48	0,0027	0,025	0,720	2,46	0,293	0,916	0,660
6	P7-P8	171,00	1,50	0,50	0,0027	0,025	0,750	2,50	0,300	0,931	0,699
7	P8-P9	147,70	1,70	0,47	0,0027	0,025	0,799	2,64	0,303	0,937	0,749
8	P9-P10	152,60	2,80	1,30	0,0027	0,025	3,640	5,40	0,674	1,598	5,816
9	P10-P11	72,00	2,80	0,80	0,0027	0,025	2,240	4,40	0,509	1,325	2,968
10	P12-P13	60,70	2,70	1,20	0,0027	0,025	3,240	5,10	0,635	1,536	4,977
11	P13-P14	251	2,50	2,50	0,0027	0,025	2,500	4,50	0,556	1,405	3,512

Sumber : Hasil perhitungan

Perbandingan debit rencana dengan debit kapasitas saluran eksisting dapat dilihat pada **Tabel 4.14**

Tabel 4.14 Perbandingan Debit Rencana dengan Debit Kapasitas Saluran Eksisting = ($Q_s > Q_r$)

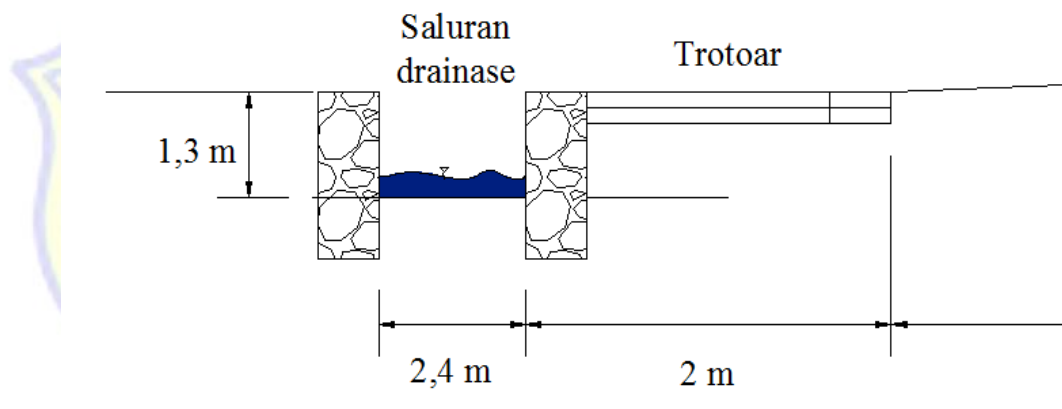
No	Penampang saluran	Qs	Qr	Keterangan
1	P1-P2	0,868	1,540	Tidak memenuhi
2	P2-P3	1,707	1,539	Memenuhi
3	P3-P4	0,767	1,540	Tidak memenuhi
4	P5-P6	0,699	1,540	Tidak memenuhi
5	P6-P7	0,660	1,540	Tidak memenuhi
6	P7-P8	0,699	1,540	Tidak memenuhi
7	P8-P9	0,749	1,540	Tidak memenuhi
8	P9-P10	5,816	1,540	Memenuhi
9	P10-P11	2,968	1,540	Memenuhi
10	P12-P13	4,977	1,540	Memenuhi
11	P13-P14	3,512	1,540	Memenuhi

Sumber : Hasil perhitungan

Dari **Tabel 4.14** kita bisa melihat besaran perbandingan debit rencana dengan debit saluran eksisting apakah masih mampu atau tidak dalam menampung debit rencana.

4.2.3 Review desain dimensi saluran drainase

Review Desain dimensi saluran drainase dilakukan untuk meninjau ulang dimensi saluran drainase yang sudah ada di Jalan Sultan Kaharudin kecamatan sekarbela, Kota Mataram dikarenakan beberapa titik di saluran drainase eksisting tidak mampu menahan debit rancangan. Berikut adalah detail saluran eksisting P14-P5 dapat dilihat pada **Gambar 4.5**



Gambar 4.5 Detail Saluran P9-P10

Gambar 4.5 menunjukkan detail saluran dan dimensi saluran eksisting pada titik P1-P2, sebagai acuan dalam perhitungan debit saluran eksisting.

Diketahui : Saluran P9-P10

b : 2,4 m (Review Desain)

h : 1,3 m (Review Desain)

I : 0,0027(Pengukuran Lapangan)

Sehingga Luas penampang basah (A)

$$\begin{aligned} A &= b \times h \\ &= 2,4 \times 1,3 \\ &= 3,640 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Keliling Basah (P)

$$\begin{aligned} P &= b + 2xh \\ &= 2,4 + 2 \times 1,3 \\ &= 5,40 \text{ m} \end{aligned}$$

Jari-jari Hidrolis (R)

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{3,640}{5,40} \\ &= 0,674 \text{ m} \end{aligned}$$

Kecepatan Rata-Rata Aliran (V)

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,025} \times 0,674^{2/3} \times 0,0027^{1/2} \\ &= 1,598 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

Debit Saluran (Qs)

$$\begin{aligned} Q_s &= A \times V \\ &= 3,640 \times 1,598 \\ &= 5,816 \text{ m}^3 / \text{dtk} \end{aligned}$$

Cara perhitungan Desain Review kapasitas saluran drainase eksisting (Q_s) pada saluran selanjutnya sama seperti perhitungan saluran pertama. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada **Table 4.15**

Tabel 4. 15 Perhitungan Debit Saluran

No	penampangan saluran	L (m)	b (m)	h (m)	I	s	A	P	R	V	Q_s
1	P1-P2	21,70	1,46	1,00	0,0027	0,025	1,460	3,46	0,422	1,169	1,707
2	P2-P3	39,00	2,00	0,73	0,0027	0,025	1,460	3,46	0,422	1,169	1,707
3	P3-P4	57,30	1,40	1,00	0,0027	0,025	1,400	3,40	0,412	1,150	1,611
4	P5-P6	57,70	1,50	1,00	0,0027	0,025	1,500	3,50	0,429	1,181	1,772
5	P6-P7	64,70	1,50	1,00	0,0027	0,025	1,500	3,50	0,429	1,181	1,772
6	P7-P8	171,00	1,50	1,00	0,0027	0,025	1,500	3,50	0,429	1,181	1,772
7	P8-P9	147,70	1,70	1,00	0,0027	0,025	1,700	3,70	0,459	1,238	2,105
8	P9-P10	152,60	2,80	1,30	0,0027	0,025	3,640	5,40	0,674	1,598	5,816
9	P10-P11	72,00	2,80	0,80	0,0027	0,025	2,240	4,40	0,509	1,325	2,968
10	P12-P13	60,70	2,70	1,20	0,0027	0,025	3,240	5,10	0,635	1,536	4,977
11	P13-P14	2,51	2,50	2,50	0,0027	0,025	2,500	4,50	0,556	1,405	3,512

Sumber : Hasil perhitungan

Pada **Tabel 4.15** kita bisa melihat nilai debit saluran eksisting setelah dilakukannya *Review Desain* pada setiap saluran yang tidak mampu menahan debit rencana.

Perbandingan debit rencana dengan debit kapasitas saluran eksisting setelah dilakukannya *Review Desain* dapat dilihat pada **Tabel 4.16**

Tabel 4. 16 Perbandingan Debit Rencana dengan Debit Kapasitas Saluran Eksisting Setelah di *Review Desain*

No	Penampang saluran	Qs	Qr	Keterangan
1	P1-P2	1,707	1,540	Memenuhi
2	P2-P3	1,707	1,539	Memenuhi
3	P3-P4	1,611	1,540	Memenuhi
4	P5-P6	1,772	1,540	Memenuhi
5	P6-P7	1,772	1,540	Memenuhi
6	P7-P8	1,772	1,540	Memenuhi
7	P8-P9	2,104	1,540	Memenuhi
8	P9-P10	5,816	1,540	Memenuhi
9	P10-P11	2,968	1,540	Memenuhi
10	P12-P13	4,977	1,540	Memenuhi
11	P13-P14	3,512	1,540	Memenuhi

Sumber : Hasil perhitungan

Pada **Tabel 4.16** kita bisa melihat perbandingan kapasitas dari debit rencana dengan debit banjir setelah dilakukannya *Review Desain* pada setiap saluran yang tidak mampu menampung debit rencana