

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Deskripsi Lokasi Penelitian



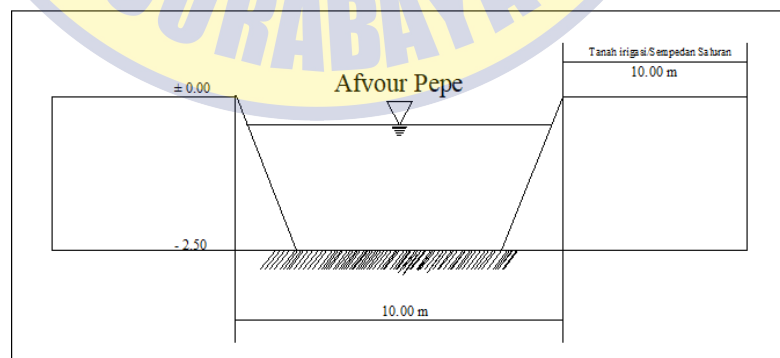
(Sumber Google Earth pro diakses pada tanggal 10 januari 2021)

Gambar 4.1 Peta Jaringan Drainase

Saluran Primer (Warna Merah) yang berada di arah utara lokasi penelitian, berdasarkan informasi peil banjir Dinas Pekerjaan umum dan penataan ruang Kabupaten Sidoarjo sebesar

Lebar = 10 Meter

Kedalaman = 2.5 Meter



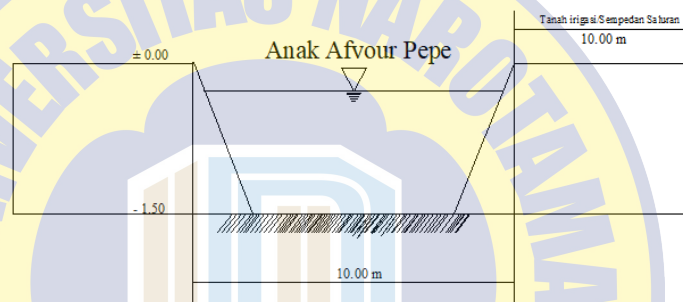
(Sumber : Peil Banjir Dinas PU Sidoarjo)

Gambar 4.2 Potongan Sungai Pepe

Saluran Drainase Sekunder (Warna Biru) yang terbentang melewati lokasi pembangunan perumahan newton park yang terletak di timur kawasan pembangunan berdasarkan informasi peil banjir Dinas Pekerjaan umum dan penataan ruang Kabupaten Sidoarjo dengan dimensi

Lebar = 10 meter

Kedalaman = 1,5 meter



(Sumber : Peil Banjir Dinas PU Sidoarjo)

Gambar 4.3 Potongan anak sungai pepe

Saluran drainase tersier 1 (Warna Oranye) yang terbentang melewati lokasi pembangunan perumahan newton park yang terletak di jalan Margo Utomo Kondisi dilapangan saluran yang terbentang di jalan Margo Utomo banyak bagian yang tertutup oleh rumah warga dan dengan dimensi.

lebar = ± 0.6 m

kedalaman = ± 0.8 m



(Sumber : Dokumentasi Pribadi)

Gambar 4.4 Saluran drainase Tersier

Saluran Tersier 2 (Ungu) yang berlokasi di arah barat dari gambar 4.1 terletak di jalan pahlawan, kondisi di lapangan volume air yang sudah mendekati over flow di karenakan menampung air hujan, dengan dimensi.

lebar = ± 1.5 meter

kedalaman = ± 1.5 meter



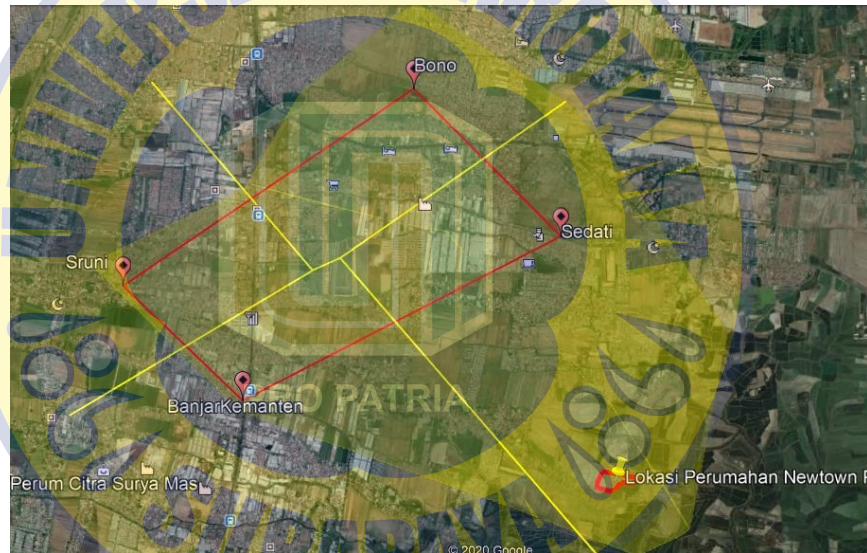
(Sumber : Dokumentasi Pribadi)

Gambar 4.5 Lokasi saluran Tersier

4.2 Distribusi Curah Hujan Wilayah

Curah hujan yang diperlukan untuk perencanaan sistem drainase pada pembangunan perumahan newtown park merupakan curah hujan rata-rata dari titik pengamatan dalam hal ini adalah sebagai berikut :

1. Stasiun hujan Bono, elevasi 3 meter dari SHVP, no stasiun 139
2. Stasiun hujan Sruni, elevasi 6 meter dari SHVP. no stasiun 147
3. Stasiun hujan Sedati, elevasi 5 meter dari SHVP, no stasiun 26
4. Stasiun hujan Banjarkemantren, elevasi 6 meter dari SHVP, no stasiun 182



(Sumber : Google earth diakses pada 23 Desember 2020)

Gambar 4.6 Peta Catchment Area

Penentuan Titik stasiun hujan tersebut di ambil dikarenakan lokasinya yang paling dekat dengan daerah pembangunan perumahan newtown park. Metode *polygon thiesien* dipilih sebagai perhitungan hujan wilayah dikarenakan kondisi penyebaran stasiun hujan tidak merata, jumlah stasiun hujan lebih dari 3 dan area pembangunan tidak termasuk daerah atau lahan dataran tinggi.

4.3 Data Kondisi Saluran Drainase Eksisting Di Lokasi

Arah pembuangan sistem drainase PEMBANGUNAN PERUMAHAN NEWTOWN PARK Desa Damarsih Kec.Buduran diarahkan menuju Anak Afvoer Pepe menuju Afvoer Pepe yang berada di sisi Timur rencana pembangunan Pembangunan Perumahan Newtown Park. Dimensi existing dari Anak Afvoer Pepe yang digunakan adalah Lebar 10.00 meter dengan kedalaman 1.50 meter dengan sempadan saluran untuk bangunan berjarak 10,00 meter

- Anak Afvoer Pepe (Merah) Gambar 4.1
- Afvoer Pepe (Biru) Gambar 4.1

4.4 Data Curah Hujan

Curah hujan rencana untuk periode ulang tertentu Secara statistik dapat diperkirakan berdasarkan seri data curah hujan harian maksimum tahunan (*maximum annual series*). Curah hujan rancangan/desain ini biasanya dihitung untuk periode ulang 2, 5, 10, 20 atau 25 tahun. Untuk mencari distribusi yang cocok dengan data stasiun hujan terdekat dengan lokasi.

Tabel 4.1 Tabel Data Curah Hujan harian maksimum Daerah Tahun 2009 - 2019

Tahun	Tanggal	Stasiun Penakar hujan				Total
		Bono	Sruni	Sedati	Banjarkemanten	
2009	23-Feb	75	95	80	65	315
	6-Mar	40	100	50	60	250
	6-Mar	75	95	80	65	315
	6-Mar	50	58	40	90	238
2010	15-Oct	170	110	98	46	424
	15-Oct	105	116	92	115	428
	15-Oct	140	57	120	95	412
	15-Oct	105	116	92	115	428
2011	28-Mar	140	161	152	125	578
	26-Mar	140	161	152	125	578
	17-Dec	140	161	152	125	578
	26-Dec	101	155	110	150	516
2012	18-Dec	100	73	98	106	377
	11-Jun	100	73	98	106	377
	27-Dec	100	73	98	106	377
	15-Jan	100	73	98	106	377
2013	2-Jan	115	91	142	125	473
	17-Jun	35	93	27	44	199
	6-Jun	115	91	142	125	473
	17-Jun	115	91	142	125	473
2014	8-Mar	157	170	110	120	557
	18-Jun	157	112	110	120	499
	18-Mar	157	112	110	120	499
	18-Jun	157	112	110	120	499
2015	19-Mar	100	170	95	98	463
	19-Mar	100	112	95	98	405
	20-Jan	100	112	95	98	405
	19-Mar	100	112	95	98	405
2016	9-Feb	85	150	67	148	450
	12-Feb	85	150	67	148	450
	10-Oct	85	150	67	148	450
	3-Jul	85	150	67	148	450
2017	31-Jan	75	75	38	50	238
	30-Mar	30	85	40	65	220
	30-Mar	35	35	53	30	153
	30-Mar	55	74	40	70	239
2018	5-Apr	60	8	24	10	102
	8-Mar	0	78	0	25	103
	8-Mar	0	0	72	24	96
	6-Feb	0	16	0	60	76
2019	27-Feb	70	91	60	100	321
	23-Feb	70	91	60	100	321
	20-Jan	65	70	70	60	265
	29-Dec	70	91	60	100	321

Sumber : Dinas PU Kabupaten Sidoarjo

Tabel 4.2 Koefisien Pengaruh Thiesen Terhadap DAS

STASIUN	SHVP	NOMOR STASIUN	LUAS PENGARUH (Km ²)	Koefisien
BONO	3	139	5.73	0.144
SRUNI	6	147	3.66	0.092
SEDATI	5	26	21.90	0.551
BANJARKEMANTREN	6	182	8.46	0.213
Sumber : Hasil Perhitungan			39.75	1.000

Perhitungan luas pengaruh (*Catchment Area*) dilakukan dengan bantuan aplikasi *Google Earth*

Perhitungan untuk nilai koefisien

Koefisien = Luas Pengaruh Stasiun/Jumlah Total dari Luas Pengaruh Km²

Luas pengaruh total = 5.73 + 3.66 + 21.90 + 8.46 = 39.75 km²

Koefisien pengaruh Stasiun Bono = 5.73 : 39.75 = 0.144

Koefisien pengaruh Stasiun Sruni = 3.66 : 39.75 = 0.092

Koefisien pengaruh Stasiun Sedati = 21.90 : 39.75 = 0.551

Koefisien pengaruh Stasiun Banjarkemanten = 8.46 : 39.75 = 0.213

Koefisien pengaruh Polygon Thiesen hujan harian maksimum yang dapat di lihat pada Tabel 4.3 di bawah ini

Tabel 4.3 Curah Hujan rata-rata dengan metode Thiesien pada DAS

TAHUN	TANGGAL	STASIUN PENAKAR HUJAN				TOTAL (mm)
		Bono	Sruni	Sedati	Banjarkemanten	
		0.144	0.092	0.551	0.213	
2009	23-Feb	10.80	8.74	44.08	13.85	77.465
2010	15-Oct	15.12	10.67	50.69	24.50	100.979
2011	17-Dec	20.16	14.81	83.75	26.63	145.349
2012	15-Jan	14.40	6.72	54.00	22.58	97.692
2013	2-Jan	16.56	8.37	78.24	26.63	129.799
2014	8-Mar	22.61	15.64	60.61	25.56	124.418
2015	19-Mar	14.40	15.64	52.35	20.87	103.259
2016	12-Feb	12.24	13.80	36.92	31.52	94.481
2017	30-Mar	7.92	6.81	22.04	14.91	51.678
2018	8-Mar	0.00	7.18	0.00	5.33	12.501
2019	23-Feb	10.08	8.37	33.06	21.30	72.812
Sumber : Hasil Perhitungan						

Tabel 4.4 Penentuan Distribusi Frekuensi

No	X	$\bar{X}$	$x - \bar{X}$	$(x - \bar{X})^2$	$(x - \bar{X})^3$	$(x - \bar{X})^4$
1	12.501	91.856	-79.355	6297.216	-499,715.58	39654929.67
2	51.678	91.856	-40.178	1614.272	-64,858.21	2605873.07
3	72.812	92.856	-20.044	401.7619	-8,052.92	161412.6532
4	77.465	91.856	-14.391	207.1009	-2,980.39	42890.77491
5	94.481	93.856	0.625	0.390625	0.24	0.152587891
6	97.692	91.856	5.836	34.0589	198.77	1160.008397
7	100.979	94.856	6.123	37.49113	229.56	1405.584754
8	103.259	91.856	11.403	130.0284	1,482.71	16907.38715
9	124.418	95.856	28.562	815.7878	23,300.53	665509.8064
10	129.779	91.856	37.923	1438.154	54,539.11	2068286.723
11	145.349	96.856	48.493	2351.571	114,034.73	5529886.398
Total	1,010.413			13327.83	-381,821.43	50748262.22
Sumber : Hasil Perhitungan						

Perhitungan Statistik yang ada di atas dapat dilihat pada uraian berikut ini

- Nilai Rata-rata (*mean*)

$$X = \frac{\sum x}{n} = \frac{1,010.413}{11} = 91.856$$

- Standard deviasi

$$s = \sqrt{\frac{\Sigma(X - \bar{X})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{13327.83}{10}} = 36.51$$

- Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{36.51}{91.856} = 2.52$$

- Koefisien Kemencengan

$$Cs = \frac{n \Sigma(X - \bar{X})^3}{(n - 1)(n - 2)(S)^3} = \frac{11 \times (-381,821.43)^3}{10 \times 9 \times (36.51)^3} = -0.95912$$

- Koefisien Ketajaman

$$Ck = \frac{n^2 \Sigma(\log X - \log \bar{X})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)(S)^4} = \frac{11^2 (50748262.22)^4}{10 \times 9 \times 8 \times (36.51)^4}$$

$$Ck = 4.801258$$

Dari hasil nilai Cs diatas dapat disesuaikan dengan tabel pemilihan sebaran pada Tabel 4.5 di bawah ini

Tabel 4.5 Pedoman Pemilihan Sebaran

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$Cs \approx 0$
	$Ck = 3$
Gumbel Tipe 1	$Cs \leq 1,1396$
	$Ck \leq 5,4002$
Log Person Tipe III	$Cs \neq 0$
Log Normal	$Cs \approx 3 Cv + Cv^2$ $= 3$
	$Ck = 5,383$

Sumber : CD. Soemarto,1999)

Dari perhitungan di atas didapat nilai $C_s = -0.95912$ dan Nilai $C_k = 4.801258$ maka dapat disimpulkan bahwa sesuai dengan Tabel 4.4 dan Tabel 4.5, persamaan distribusi yang dipakai dalam analisis data curah hujan adalah distribusi Log Pearson Type III. Hujan maksimum harian rata-rata yang telah diperoleh diurutkan dari besar kekecil, kemudian dianalisis berdasarkan distribusi yang dipilih untuk mendapatkan hujan dengan periode ulang tertentu.

4.5 Distribusi Log Person Tipe III

Tabel 4.6 Perhitungan Log Person Tipe III

No	X (mm)	Log X	(Logx-Logx)	(Logx-Logx) ²	(Logx-Logx) ³	(Logx-Logx) ⁴
1	145.349	2.1624	0.2610	0.0681	0.0178	0.0046
2	129.779	2.1132	0.2118	0.0449	0.0095	0.0020
3	124.418	2.0949	0.1935	0.0374	0.0072	0.0014
4	103.259	2.0139	0.1125	0.0127	0.0014	0.0002
5	100.979	2.0042	0.1028	0.0106	0.0011	0.0001
6	97.692	1.9899	0.0885	0.0078	0.0007	0.0001
7	94.481	1.9753	0.0739	0.0055	0.0004	0.0000
8	77.465	1.8891	-0.0123	0.0002	0.0000	0.0000
9	72.812	1.8622	-0.0392	0.0015	-0.0001	0.0000
10	51.678	1.7133	-0.1881	0.0354	-0.0067	0.0013
11	12.501	1.0969	-0.8045	0.6472	-0.5206	0.4188
Total	1,010.413	20.92	0.0000	0.8712	-0.4892	0.4285

Sumber : Hasil Perhitungan

Perhitungan Statistik yang ada di atas dapat dilihat pada uraian berikut ini

- Nilai rata-rata (mean)

$$\log x = \frac{\sum \log X}{n} = \frac{20.92}{11} = 1.901$$

- Standard Deviasi

$$s \log x = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \log X)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0.8712}{10}} = 0.295$$

- Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S \log x}{\log X} = \frac{0.295}{1.901} = 0.155$$

- Koefisien Kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum (\log X - \log x)^3}{(n-1)(n-2)(S \log X)^3} = \frac{11 \times (-0.4892)^3}{10 \times 9 \times (0.295)^3} = -2.3$$

- Koefisien Ketajaman

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\log X - \log x)^4}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot S^4} = \frac{11 \times (0.4285)^4}{10 \times 9 \times 8 \times (0.295)^4}$$

$$Ck = -2.4$$

Setelah mendapat nilai koefisien kemencengan (Cs) – 2.3 maka mencari nilai nya di tabel Faktor K untuk sebaran log person III seperti pada tabel 2.5 ditunjukan dengan perhitungan dan tabel yang ada pada Tabel 4.7 dibawah ini.

Tabel 4.7 Desain Hujan Berbagai Kala Ulang

NO.	Tr (Tahun)	K	Log x	x (mm)
1	1.01	-3.705	0.8078	6.424
2	2	0.341	2.0021	100.48
3	5	0.739	2.1195	131.67
4	10	0.819	2.1431	139.03
5	20	0.843	2.1502	141.32
6	25	0.855	2.1538	142.50
7	30	0.876	2.1596	144.03
8	50	0.964	2.1859	153.43
9	100	0.867	2.1573	143.65

Sumber : Hasil Perhitungan

Parameter yang ada di pada **tabel 4.7** dijelaskan dengan perhitungan berikut ini :

Untuk Nilai Tr dan k di dapat dari **Nilai K Untuk Distribusi Log**

Person III

Untuk mencari Nilai Log X adalah

$$\begin{aligned}\text{Log X} &= \text{Nilai Rata-rata} + \text{Standar Deviasi} \times \text{nilai k} \\ &= 1.901 + 0.295 \times 0.341 = 2.0021\end{aligned}$$

Untuk mencari nilai Rt adalah

$$X = 10^{\text{Log X}}$$

Hasil yang di peroleh dari perhitungan Log Person Tipe III perlu di uji Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fittest*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter.

4.5.1 Perhitungan Chi- Quadrat

Berdasarkan data pada nilai X di Tabel 4.6 didapatkan nilai

$$\text{Terbesar} = 145.34 = \text{Di bulatkan} : 145$$

$$\text{Terkecil} = 12.501 = \text{Di Bulatkan} : 12$$

$$\text{Jumlah data (n)} = 11$$

- Menganalisis banyaknya K

$$K = 1 + 3.322 \text{ Log } n$$

$$= 4.51131311 = 5 \text{ pembulatan}$$

- Menghitung Range

$$R = \text{Data terbesar} - \text{Data terkecil}$$

$$= 145 - 12 = 132.84$$

- Menghitung Interval Kelas

$$I = R/K$$

$$I = 132.848/5 = 26.568 = 27$$

- Hitung Batas Panjang Interval Kelas

$$12 + (27 - 1) = 38$$

$$39 + (27 - 1) = 65$$

$$66 + (27 - 1) = 92$$

$$93 + (27 - 1) = 119$$

$$120 + (27 - 1) = 146$$

Tabel 4.8 Uji Kecocokan Chi Kuadrat

No.	Interval Kelas	frekuensi teoritis Ef	Frekuensi pengamatan kelas OF	(of-ef)	(of-ef) ²	x ² h
1	12.51 - 38	2.2	1	-1.2	1.44	0.654545
2	39 - 65	2.2	1	-1.2	1.44	0.654545
3	66 - 92	2.2	2	-0.2	0.04	0.018182
4	93 - 119	2.2	4	1.8	3.24	1.472727
5	120 - 146	2.2	3	0.8	0.64	0.290909
jumlah		11	11		6.8	3.090909

Sumber: hasil perhitungan

- Menghitung nilai derajat kebebasan

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

$$= 5 - (2+1)$$

$$= 2$$

Untuk nilai P

P = 2 (Distribusi Normal dan Binominal)

P = 1 (Distribusi Poison)

Interpretasi hasilnya apabila Apabila peluang lebih besar dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima, Apabila peluang lebih kecil dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima. Maka nilai

$$X^2 Cr = 5.99148 \text{ (Tabel 2.7 Chi Kuadrat)}$$

$$X^2 \text{ Hitung} = 3.090909$$

Maka nilai :

$$X^2 \text{ Hitung} < X^2 Cr$$

$$3.090909 < 5.99148 \text{ (Dapat Diterima)}$$

4.5.2 Perhitungan Smirnov Kolmogorov

Perhitungan pada Tabel Smirnov Kolmogorov

Nilai X di dapat dari nilai Tabel 4.4

- Untuk Mencari nilai $P(X)$

$$P(x) = \frac{m}{(n + 1)} = \frac{2}{12} = 0.17$$

- Untuk Mencari nilai $P(X <) =$

$$P(x <) = 1 - P(X) = 1 - 0.17 = 0.83$$

- Untuk Mencari Nilai $f(t) = (x - x)/s =$

$$f(t) = \frac{x - x}{s} = \frac{37.92}{36.51} = 1.04$$

- Untuk Mencari $P'(x) = (m/n - 1) =$

$$P'(x) = (m/n - 1) = \frac{2}{10} = 0.2$$

- Untuk Mencari $P'(X <) =$

$$P'(x <) = 1 - P'(x) = 1 - 0.2 = 0.8$$

- Untuk Mencari Nilai D =

$$D = P(x <) - P'(x <) = 0.83 - 0.8 = 0.03$$

Tabel 4.9 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogrov

x	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P'(x <)$	$f(t) = (x-x)/s$	$P'(x) = (m/n-1)$	$P'(x <)$	D
A	B	C	D = nilai 1 - C	E	F	G = nilai 1 - F	H
145.35	1	0.08	0.92	1.47	0.1	0.9	0.02
129.78	2	0.17	0.83	1.04	0.2	0.8	0.03
124.42	3	0.25	0.75	0.89	0.3	0.7	0.05
103.26	4	0.33	0.67	0.31	0.4	0.6	0.07
100.98	5	0.42	0.58	0.25	0.5	0.5	0.08
97.70	6	0.50	0.50	0.16	0.6	0.4	0.10
94.50	7	0.58	0.42	-0.39	0.7	0.3	0.12
77.46	8	0.67	0.33	-0.39	0.8	0.2	0.13
72.81	9	0.75	0.25	-0.52	0.9	0.1	0.15
51.68	10	0.83	0.17	-1.10	1	0	0.17
12.50	11	0.92	0.08	-2.17	1.1	-0.1	0.18

Sumber : Hasil Perhitungan

Berdasarkan nilai perhitungan nilai D maksimum adalah

$D = 0.18 < 0.391$ Tabel Smirnov Kolmogrov. Nilai D Maksimum tidak melampaui nilai pada tabel Smirnov Kolmogrov dengan jumlah data (n) = 11 dan derajat kepercayaan 5% = 0.05 Maka dari hasil tersebut dapat dikategorikan (Dapat Diterima)

4.6 Perhitungan Hss Nakayshu

Perhitungan rasio hujan jam, dalam distribusi hujan jam terpusat selama 6 jam menggunakan rumus sebagai berikut :

Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke -T

$$R_t = R_{24} / 6 \cdot (6/t)^{2/3}$$

Curah hujan jam ke T dengan rumus

$$R_t = t \cdot R_t - (t-1) \cdot R_{(t-1)}$$

Perhitungan Rata-rata Hujan Sampai Jam Ke – T

$$\begin{aligned} t = 1 & \quad R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/1)^{2/3} = 0.55 \quad R_{24} \\ t = 2 & \quad R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/2)^{2/3} = 0.35 \quad R_{24} \\ t = 3 & \quad R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/3)^{2/3} = 0.26 \quad R_{24} \\ t = 4 & \quad R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/4)^{2/3} = 0.22 \quad R_{24} \\ t = 5 & \quad R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/5)^{2/3} = 0.19 \quad R_{24} \\ t = 6 & \quad R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/6)^{2/3} = 0.17 \quad R_{24} \end{aligned}$$

Curah Hujan pada Jam ke – t

$$\begin{aligned} t = 1 & \quad R_t = 1 \cdot 0.55 R_{24} - (1-1) \cdot R_{(t-1)} = 0.55 \quad R_{24} \\ t = 2 & \quad R_t = 2 \cdot 0.35 R_{24} - (2-1) \cdot R_{(t-1)} = 0.14 \quad R_{24} \\ t = 3 & \quad R_t = 2 \cdot 0.35 R_{24} - (2-1) \cdot R_{(t-1)} = 0.10 \quad R_{24} \\ t = 4 & \quad R_t = 4 \cdot 0.22 R_{24} - (4-1) \cdot R_{(t-1)} = 0.08 \quad R_{24} \\ t = 5 & \quad R_t = 1 \cdot 0.55 R_{24} - (1-1) \cdot R_{(t-1)} = 0.07 \quad R_{24} \\ t = 6 & \quad R_t = 1 \cdot 0.55 R_{24} - (1-1) \cdot R_{(t-1)} = 0.06 \quad R_{24} \end{aligned}$$

Tabel 4.10 Rekapitulasi hujan sampai jam ke – t

Jam ke	Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke T (Rt)	CH Pada Jam ke - t (RT)
1	0.55 R24	0.55 R24
2	0.35 R24	0.14 R24
3	0.26 R24	0.10 R24
4	0.22 R24	0.08 R24
5	0.19 R24	0.07 R24
6	0.17 R24	0.06 R24

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4.11 Distribusi Hujan Tiap-Tiap Jam metode Log Person tipe III

Waktu Jam	Ratio (%)	Curah Hujan Tiap Jam								
		1.01 Th	2Th	5Th	10Th	20Th	25Th	30 Th	50Th	100Th
		6.425	100.470	131.680	139.040	141.320	142.480	144.030	153.440	143.650
1	0.55	2.652	41.468	54.350	57.387	58.329	58.807	59.447	63.331	59.290
2	0.35	1.671	26.123	34.238	36.152	36.745	37.046	37.449	39.896	37.351
3	0.26	1.275	19.936	26.129	27.589	28.041	28.272	28.579	30.446	28.504
4	0.22	1.052	16.457	21.569	22.774	23.148	23.338	23.592	25.133	23.529
5	0.19	0.907	14.182	18.587	19.626	19.948	20.112	20.331	21.659	20.277
6	0.17	0.803	12.559	16.460	17.380	17.665	17.810	18.004	19.180	17.956

(Sumber Hasil Perhitungan)

Dengan nilai curah hujan yang didapat dari perhitungan Log Person Tipe III dan rasio yang di dapat dari perhitungan rata-rata curah hujan maka di dapatlah hasil distribusi tiap jam curah hujan rencana

4.6.1 Analisis HSS Nakayasu Pada DAS Afv. Anak pepe

Data :

Luas DAS Afv. Anak Pepe : 18.75 Km²

Panjang Sungai Utama : 9.38 Km

Kemiringan Rerata Dasar Sungai : 0.001212

Koefisien Pengaliran : 0.7

Ro (hujan satuan) : 1

Perhitungan Ordinat Hidrograf Satuan Anak Afvoer Pepe

$T_g = 0.21 + L^{0.7}$ Untuk Panjang Sungai kurang dari 15 Km

$T_g = 0.21 + 9.38^{0.7} = 5.002 \text{ Jam}$

$T_p = T_g + 0.8 T_r$

$T_p = 5.002 + (0.8 \times 0.75) = 8.00 \text{ Jam}$

$T_r = (0.5 \text{ sampai } 1) \times T_g$

$T_{0.3} = \alpha \times T_g = 5.00 \text{ Jam}$

$$Q_{Puncak} = \frac{A \times R_o}{3.6 \times (0.3 T_p + T_{03})}$$

$$= \frac{18.75 \times 1}{3.6 \times ((0.3 \times 8.00) + 5.00)}$$

$$= \mathbf{0.704 \text{ m}^3/\text{dt}}$$

$$T_p + T_{03} = 8.00 + 5.00 = \mathbf{13.006 \text{ Jam}}$$

$$T_p + T_{03} + 1.5 \times T_{03} = \mathbf{20.509 \text{ Jam}}$$

$$\text{Nilai } T_p + T_{03} + 1.5 \times T_{03} = T_p + (2.5 \times T_{03})$$

$$T_p + (2.5 \times T_{03}) = 20.509 \text{ Jam}$$

Contoh Perhitungan :

Perhitungan Q_a untuk $t = 2 \text{ Jam}$

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2.4} = 0.704 \left(\frac{2}{8.00}\right)^{2.4} = 0.02523$$

Perhitungan Q_{d1} Untuk $t = 9 \text{ Jam}$

$$Q_{d1} = Q_p \times 0.3^{\left(\frac{t - t_p}{T_{03}}\right)} = 0.704 \times 0.3^{\left(\frac{9 - 8.00}{5.00}\right)}$$

$$= 0.5535$$

Perhitungan Q_{d2} untuk $t = 14 \text{ Jam}$

$$Q_{d2} = Q_p \times 0.3^{\left(\frac{t - t_p + 0.5 \times T_{03}}{1.5 \times T_{03}}\right)}$$

$$= 0.704 \times 0.3^{\left(\frac{14 - 8.00 + 0.5 \times 5.00}{1.5 \times 5.00}\right)}$$

$$= 0.1799$$

Perhitungan Q_{d3} untuk $t = 21 \text{ Jam}$

$$Q_{d3} = Q_p \times 0.3^{\left(\frac{t - t_p + 2.5 \times T_{03}}{2 \times T_{03}}\right)}$$

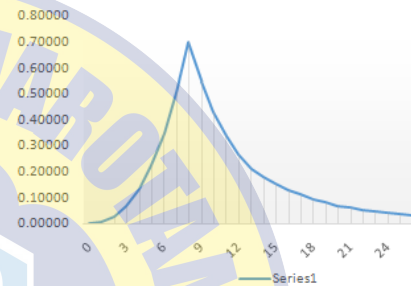
$$= 0.704 \times 0.3^{\left(\frac{21 - 8.00 + 2.5 \times 5.00}{2 \times 5.00}\right)} = 0.1089$$

Untuk perhitungan lengkap Ordinat Hidrograf Satuan Anak Afvoer Pepe dapat dilihat dalam tabel 4.12 sebagai berikut

Tabel 4.12 Ordinat Hss Anak Afvoer Pepe

t (jam)	Q (m3/dt)	Ket
0	0.00000	
1	0.00478	
2	0.02523	
3	0.06675	
4	0.13314	Qa
5	0.22746	
6	0.35232	
7	0.51005	
8	0.70274	
9	0.55351	
10	0.43510	Qd1
11	0.34203	
12	0.26887	
13	0.21135	
14	0.17994	
15	0.15326	
16	0.13054	Qd 2
17	0.11119	
18	0.09471	
19	0.08067	
20	0.06871	
21	0.05969	
22	0.05292	
23	0.04692	
24	0.04160	
25	0.03688	
26	0.03270	
27	0.02899	
28	0.02571	
29	0.02279	
30	0.02021	
31	0.01792	Qd3
32	0.01588	
33	0.01408	
34	0.01249	
35	0.01107	
36	0.00982	
37	0.00870	
38	0.00772	
39	0.00684	
40	0.00607	

(Sumber : Hasil Perhitungan)
Gambar 4.7 Kurva Hss Nakayashu



(Sumber : Hasil Perhitungan)

Persamaan Hidrograf Satuan

1. Pada kurva naik

$$0 \leq t \leq t_p$$

$$0 \leq t \leq 8.004$$

2. Pada kurva turun

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{03})$$

$$8.004 \leq 13.006$$

$$(T_p + T_{03}) \leq t \leq (T_p + T_{03} + 1.5 \times T_{03})$$

$$13.006 \leq t \leq 20.509$$

$$t \geq (T_p + T_{03} + 1.5 \times T_{03})$$

$$t \geq 20.509$$

Total debit yang di hasilkan dari perhitungan adalah sebesar 5.131 m³ dan dengan luas DAS sebesar 18750000 m². Dengan parameter α dari trial dan error dengan parameter 1, 1.5, 2, 3 di dapatkan nilai hujan satuan dan diambil paling mendekati 1.00 dan dengan perhitungan sebagai berikut

$$\frac{\text{Total Volume} \times 1000}{\text{Luas DAS m}^2} = \frac{(5.131 \times 1000)}{18750000} = 0.00027$$

maka parameter α dipakai = 1

Setelah mendapat Ordinat hidrograf satuan pada anak Afv Pepe maka di perlukan nya perhitungan Debit Banjir Rancangan Pada DAS Tersebut dengan nilai Distribusi hujan sesuai kala ulang yang dipakai 25 tahun, maka dapat dilihat dengan tabel berikut :

Tabel 4.13 Debit Banjir Rancangan Dengan kala Ulang 25 tahun

t (jam)	Ordinat	Q Akibat Hujan Netto (m ³ /dt)						Q banjir (m ³ /dt)
		58.8073	37.0463	28.2716	23.3377	20.1118	17.8100	
0	0	0.000						0.000
1	0.0047795	0.281	0.000					0.281
2	0.0252261	1.483	0.935	0.000				2.418
3	0.0667528	3.926	2.473	1.887	0.000			8.286
4	0.1331443	7.830	4.933	3.764	3.107	0.000		19.634
5	0.2274608	13.376	8.427	6.431	5.308	4.575	0.000	38.117
6	0.3523235	20.719	13.052	9.961	8.222	7.086	6.275	65.315
7	0.5100513	29.995	18.896	14.420	11.903	10.258	9.084	94.556
8	0.7027397	41.326	26.034	19.868	16.400	14.133	12.516	130.277
9	0.5535057	32.550	20.505	15.648	12.918	11.132	9.858	102.612
10	0.4351049	25.587	16.119	12.301	10.154	8.751	7.749	80.662
11	0.3420313	20.114	12.671	9.670	7.982	6.879	6.092	63.407
12	0.2688671	15.811	9.961	7.601	6.275	5.407	4.789	49.844
13	0.2113536	12.429	7.830	5.975	4.933	4.251	3.764	39.182
14	0.1799359	10.582	6.666	5.087	4.199	3.619	3.205	33.357
15	0.1532612	9.013	5.678	4.333	3.577	3.082	2.730	28.412
16	0.130541	7.677	4.836	3.691	3.047	2.625	2.325	24.200
17	0.1111889	6.539	4.119	3.143	2.595	2.236	1.980	20.613
18	0.0947057	5.569	3.508	2.677	2.210	1.905	1.687	17.557
19	0.080666	4.744	2.988	2.281	1.883	1.622	1.437	14.954
20	0.0687077	4.041	2.545	1.942	1.603	1.382	1.224	12.737
21	0.0596854	3.510	2.211	1.687	1.393	1.200	1.063	11.065
22	0.052918	3.112	1.960	1.496	1.235	1.064	0.942	9.810
23	0.046918	2.759	1.738	1.326	1.095	0.944	0.836	8.698
24	0.0415983	2.446	1.541	1.176	0.971	0.837	0.741	7.712
25	0.0368818	2.169	1.366	1.043	0.861	0.742	0.657	6.837
26	0.0327	1.923	1.211	0.924	0.763	0.658	0.582	6.062
27	0.0289924	1.705	1.074	0.820	0.677	0.583	0.516	5.375
28	0.0257051	1.512	0.952	0.727	0.600	0.517	0.458	4.765
29	0.0227906	1.340	0.844	0.644	0.532	0.458	0.406	4.225
30	0.0202065	1.188	0.749	0.571	0.472	0.406	0.360	3.746
31	0.0179154	1.054	0.664	0.506	0.418	0.360	0.319	3.321
32	0.0158841	0.934	0.588	0.449	0.371	0.319	0.283	2.945
33	0.0140831	0.828	0.522	0.398	0.329	0.283	0.251	2.611
34	0.0124863	0.734	0.463	0.353	0.291	0.251	0.222	2.315
35	0.0110706	0.651	0.410	0.313	0.258	0.223	0.197	2.052
36	0.0098154	0.577	0.364	0.277	0.229	0.197	0.175	1.820
37	0.0087025	0.512	0.322	0.246	0.203	0.175	0.155	1.613
38	0.0077158	0.454	0.286	0.218	0.180	0.155	0.137	1.430
39	0.0068409	0.402	0.253	0.193	0.160	0.138	0.122	1.268
40	0.0060653	0.357	0.225	0.171	0.142	0.122	0.108	1.124

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Nilai Debit Banjir rancangan maksimal pada kala ulang 25 Tahun sebesar 130.277 m³/dt maka perlu dihitung kapasitas penampang

saluran apakah mengalami over flow dengan adanya Q debit banjir tersebut.

Perhitungan Kapasitas Penampang saluran

Panjang : 9380 m

Lebar Saluran (B) : 10 m

Tinggi Muka Air (h) : 1.5 m

Kemiringan Dinding (m) : 1.68 m

Koefisien Pasangan Beton (k) : 70

Elevasi Hulu : 0.1 m

Elevasi Hilir : 0 m

Kemiringan Saluran (S) : 0.01000 m

Luas Penampang Basah (A)

$$A = (B + m \times h) \times h = 10 + (1.68 \times 1.5) \times 1.5 = 18.78 \text{ m}^2$$

Luas keliling Basah (P)

$$P = B + (2 \times h) \times ((m^2) + 1)^{0.5} = 10 + (2 \times 1.5) \times ((1.68^2) + 1)^{0.5} \\ = 15.87 \text{ m}$$

Jari-jari Hidrolis(R)

$$\frac{A}{P} = \frac{18.78}{15.87} = 1.18$$

Kecepatan Aliran (V) = $K \times R^{2/3} \times S^{1/2}$

$$= 70 \times 1.18^{2/3} \times 0.0100^{1/2} = 7.817 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Debit Saluran (Q) = $V \times A = 7.817 \times 18.78$

$$= 146.804 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Maka pada kala ulang 25 tahun DAS anak Afv Pepe

$$Q \text{ Banjir 25 Tahun} = 130.277 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Debit } Q \text{ saluran} = 146.804 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Pada kala ulang 25 tahun debit yang terjadi pada Anak Afvoer Pepe sebesar $130.277 \text{ m}^3/\text{dt}$. Sedangkan untuk kapasitas anak Afvoer Pepe pada lokasi kegiatan dengan dimensi panjang 9380 m, lebar 10 m dan kedalaman 2.5 m mampu menampung debit sebesar $146.804 \text{ m}^3/\text{dt}$. Maka pada DAS anak Afv Pepe **tidak mengalami Over Flow**

4.6.2 Analisis Hss Nakayashu Pada DAS Avfour Pepe

Data :

Luas DAS Afv. Anak Pepe	: 21 Km ²
Panjang Sungai Utama	: 10.5 Km
Kemiringan Rerata Dasar Sungai	: 0.001212
Koefisien Pengaliran	: 0.7
Ro (hujan satuan)	: 1

Untuk Perhitungan DAS Afv Pepe Sebagai Berikut :

Untuk Panjang Sungai Kurang dari 15 Km

$$T_g = 0.21 + L^{0.7} = 0.21 + 10.5^{0.7} = 5.396 \text{ Jam}$$

$$T_r = 0.75 \times T_g = 0.75 \times 5.396 = 4.047$$

$$T_p = T_g + 0.8 T_r = 5.396 + 0.8 \times 4.047 = 8.634 \text{ Jam}$$

$$T_{0.3} = \alpha \times T_g = 1 \times 5.396 = 5.396 \text{ Jam}$$

Perhitungan Q Puncak Menggunakan Rumus

$$Q_p = \frac{A \times R_o}{3.6 \times (0.3 T_p + T_{03})}$$

$$Q_p = \frac{21 \times 1}{3.6 \times (0.3 \times 8.634) + 5.396} = 0.730 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$T_p + T_{03} = 8.634 + 5.396 = \mathbf{14.030 \text{ Jam}}$$

$$T_p + T_{03} + 1.5 \times T_{03} = 14.030 + 8.094 = \mathbf{22.124 \text{ Jam}}$$

$$\text{Nilai } T_p + T_{03} + 1.5 \times T_{03} = T_p + (2.5 \times T_{03})$$

$$T_p + (2.5 \times T_{03}) = 8.634 + (2.5 \times 5.396) = \mathbf{22.124 \text{ Jam}}$$

Contoh Perhitungan Nilai $Q_a = t : 2 \text{ jam}$

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} = 0.730 \left(\frac{2}{8.634} \right)^{2.4} = 0.02184$$

Perhitungan Nilai $Q_{d1} = t : 9 \text{ Jam}$

$$Q_{d1} = Q_p \times 0.3^{\left(\frac{t - t_p}{T_{03}} \right)} = 0.730 \times 0.3^{\left(\frac{9 - 8.634}{5.396} \right)} = 0.67310 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan Nilai $Q_{d2} = t : 15 \text{ Jam}$

$$Q_{d2} = Q_p \times 0.3^{\left(\frac{t - t_p + 0.5 \times T_{03}}{1.5 \times T_{03}} \right)}$$

$$= 0.730 \times 0.3^{\left(\frac{15 - 8.634 + 0.5 \times 5.396}{1.5 \times 5.396} \right)}$$

$$= 0.18968 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan Nilai $Q_{d3} = t : 23 \text{ Jam}$

$$Q_{d3} = Q_p \times 0.3^{\left(\frac{t - t_p + 2.5 \times T_{03}}{2 \times T_{03}} \right)}$$

$$= 0.462 \times 0.3^{\left(\frac{23 - 8.634 + 2.5 \times 5.396}{2 \times 5.396} \right)}$$

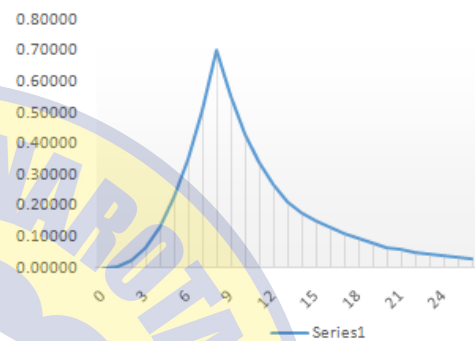
$$= 0.05962 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk perhitungan lengkap Ordinat Hidrograf Satuan Anak

Afvoer Pepe dapat dilihat dalam tabel 4.14 sebagai berikut :

Tabel 4.14 Ordinat Hss Nakayashu Untuk DAS Avfoer Pepe

t (jam)	Q (m3/dt)	Ket
0	0.00000	Qa
1	0.00414	
2	0.02184	
3	0.05778	
4	0.11526	
5	0.19690	
6	0.30499	
7	0.44153	
8	0.60833	Qd1
9	0.67310	
10	0.53849	
11	0.43080	
12	0.34465	
13	0.27572	
14	0.22058	Qd2
15	0.18968	
16	0.16346	
17	0.14087	
18	0.12140	
19	0.10462	
20	0.09016	
21	0.07770	
22	0.06696	
23	0.05962	Qd3
24	0.05332	
25	0.04769	
26	0.04266	
27	0.03816	
28	0.03413	
29	0.03053	
30	0.02730	
31	0.02442	
32	0.02184	
33	0.01954	
34	0.01747	
35	0.01563	
36	0.01398	
37	0.01250	
38	0.01118	
39	0.01000	
40	0.00895	



Gambar 4.8 Kurva Hss Nakayashu

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Persamaan Hidrograf Satuan

1. Pada kurva naik

$$0 \leq t \leq t_p$$

$$0 \leq t \leq 8.634$$

2. Pada kurva turun

$$t_p \leq t \leq (t_p + T_{03})$$

$$8.634 \leq t \leq 14.030$$

$$(t_p + T_{03}) \leq t \leq (t_p + T_{03} + 1.5 \times T_{03})$$

$$14.030 \leq t \leq 22.124$$

$$t \geq (t_p + T_{03} + 1.5 \times T_{03})$$

$$t \geq 22.124$$

Total debit yang di hasilkan dari perhitungan adalah sebesar 5.677 m³ dan dengan luas DAS sebesar 21000000 m².

Dengan parameter α dari trial dan error dengan parameter 1, 1.5, 2, 3 di dapatkan nilai hujan satuan dan diambil paling mendekati 1.00 dan dengan perhitungan sebagai berikut

$$\frac{\text{Total Volume} \times 1000}{\text{Luas DAS m}^2} = \frac{(5.677 \times 1000)}{21000000} = 0.00027$$

maka parameter α dipakai = 1

Setelah mendapat Ordinat hidrograf satuan pada Afv Pepe maka di perlukan nya perhitungan Debit Banjir Rancangan Pada DAS Tersebut dengan nilai Distribusi hujan sesuai kala ulang yang dipakai 25 tahun, maka dapat dilihat dengan tabel berikut.

Tabel 4.15 Debit Banjir Rancangan Dengan kala Ulang 25 tahun

t (jam)	Ordinat (m ³ /dt)	Q Akibat Hujan Netto (m ³ /dt)						Q banjir (m ³ /dt)
		58.81	37.05	28.27	23.34	20.11	17.81	
0	0.000	0.000						0.000
1	0.004	0.243	0.000					0.243
2	0.022	1.284	0.809	0.000				2.093
3	0.058	3.398	2.141	1.634	0.000			7.173
4	0.115	6.778	4.270	3.258	2.690	0.000		16.996
5	0.197	11.579	7.294	5.567	4.595	3.960	0.000	32.996
6	0.305	17.936	11.299	8.623	7.118	6.134	5.432	56.540
7	0.442	25.965	16.357	12.483	10.304	8.880	7.864	81.852
8	0.608	35.774	22.536	17.198	14.197	12.235	10.834	112.775
9	0.673	39.583	24.936	19.030	15.709	13.537	11.988	124.782
10	0.538	31.667	19.949	15.224	12.567	10.830	9.591	99.828
11	0.431	25.334	15.960	12.179	10.054	8.664	7.673	79.864
12	0.345	20.268	12.768	9.744	8.043	6.931	6.138	63.892
13	0.276	16.215	10.215	7.795	6.435	5.545	4.911	51.115
14	0.221	12.972	8.172	6.236	5.148	4.436	3.929	40.893
15	0.190	11.154	7.027	5.362	4.427	3.815	3.378	35.163
16	0.163	9.613	6.056	4.621	3.815	3.288	2.911	30.303
17	0.141	8.284	5.219	3.983	3.288	2.833	2.509	26.115
18	0.121	7.139	4.497	3.432	2.833	2.442	2.162	22.505
19	0.105	6.152	3.876	2.958	2.442	2.104	1.863	19.395
20	0.090	5.302	3.340	2.549	2.104	1.813	1.606	16.714
21	0.078	4.569	2.878	2.197	1.813	1.563	1.384	14.404
22	0.067	3.938	2.481	1.893	1.563	1.347	1.193	12.413
23	0.060	3.506	2.209	1.685	1.391	1.199	1.062	11.052
24	0.053	3.136	1.975	1.508	1.244	1.072	0.950	9.885
25	0.048	2.805	1.767	1.348	1.113	0.959	0.849	8.842
26	0.043	2.509	1.580	1.206	0.996	0.858	0.760	7.908
27	0.038	2.244	1.414	1.079	0.890	0.767	0.680	7.074
28	0.034	2.007	1.264	0.965	0.796	0.686	0.608	6.327
29	0.031	1.795	1.131	0.863	0.712	0.614	0.544	5.659
30	0.027	1.606	1.011	0.772	0.637	0.549	0.486	5.062
31	0.024	1.436	0.905	0.690	0.570	0.491	0.435	4.527
32	0.022	1.285	0.809	0.618	0.510	0.439	0.389	4.049
33	0.020	1.149	0.724	0.552	0.456	0.393	0.348	3.622
34	0.017	1.028	0.647	0.494	0.408	0.351	0.311	3.240
35	0.016	0.919	0.579	0.442	0.365	0.314	0.278	2.898
36	0.014	0.822	0.518	0.395	0.326	0.281	0.249	2.592
37	0.013	0.735	0.463	0.354	0.292	0.251	0.223	2.318
38	0.011	0.658	0.414	0.316	0.261	0.225	0.199	2.073
39	0.010	0.588	0.371	0.283	0.233	0.201	0.178	1.855
40	0.009	0.526	0.331	0.253	0.209	0.180	0.159	1.659

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Nilai Debit Banjir rancangan maksimal pada kala ulang 25 Tahun sebesar 124.782 m³/dt maka perlu dihitung kapasitas penampang saluran apakah mengalami over flow dengan adanya Q debit banjir tersebut.

Panjang	: 10500 m
Lebar Saluran (B)	: 10 m
Tinggi Muka Air (h)	: 2.5 m
Kemiringan Dinding (m)	: 2.68 m
Koefisien Pasangan Beton (k)	: 70
Elevasi Hulu	: 10 m
Elevasi Hilir	: -5 m
Kemiringan Saluran (S)	: 0.0010 m
Luas Penampang Basah (A)	: $B + (m \times h) \times h$
	$A = 10 + (2.68 \times 2.5) \times 2.5 = 26.75 \text{ m}^2$
Luas keliling Basah (P)	: $B + (2 \times h) \times ((m^2) + 1)^{0.5}$
	$P = 10 + (2 \times 2.5) \times ((2.68^2) + 1)^{0.5} = 24.86 \text{ m}$
Jari-jari Hidrolis (R)	

$$\frac{A}{P} = \frac{26.75}{24.86} = 1.07$$

Kecepatan Aliran (V)

$$= K \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$= 70 \times 1.07^{2/3} \times 0.0010^{1/2} = 7.349 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Debit Saluran (Q) = V x A

$$= 7.349 \times 26.75 = 196.596 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Maka pada kala ulang 25 tahun DAS Afv Pepe

$$Q \text{ Banjir 25 Tahun} = 124.782 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Debit } Q \text{ saluran} = 196.596 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Pada kala ulang 25 tahun debit yang terjadi Pada Afvoer Pepe sebesar $124.782 \text{ m}^3/\text{dt}$ Sedangkan untuk kapasitas Afvoer Pepe pada lokasi kegiatan dengan dimensi panjang 10500 m, lebar 10 m dan kedalaman 2.5m mampu menampung debit sebesar $196.596 \text{ m}^3/\text{dt}$. Maka pada DAS Afv Pepe **tidak mengalami Over Flow**

4.7 Perhitungan Debit Rencana

Perhitungan debit menggunakan kala ulang 30 tahun dengan mempertimbangkan efisensi serta kondisi alam.

4.7.1 Perhitungan Metode Rasional

Data :

Beda elevasi ditinjau dengan daerah hulu (H) = 0.044 Km

Panjang area ditinjau dengan Dearah Hulu (L) = 76.2 Km

Intensitas Hujan 30 Tahun = 144.030 mm/jam

Luas DAS = $18.75 + 21 = 39.75 \text{ Km}^2$

$$W = 72 \times \left(\frac{H}{L}\right)^{0.6} = 72 \times \left(\frac{0.044}{76.2}\right)^{0.6} = 0.82$$

$$T_c = \frac{L}{W} = \frac{76.2}{0.82} = 92.93$$

$$I = \frac{R24}{24} \times \left(\frac{24}{T_c}\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{144.030}{24} \times \left(\frac{24}{92.93}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.433$$

$$Q = \frac{(C \times I \times A)}{3.6}$$

$$Q = \frac{(0.7 \times 2.25 \times 39.75)}{3.6} = 18.802 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Hasil debit maksimum pada berbagai kala ulang terdapat pada tabel di bawah ini, dengan debit maksimum di pakai pada kala ulang 30 tahun.

Tabel 4.16 Q Maksimum Metode Rasional

Debit Maksimum	
Tahun	m3/dt
1.01	0.839
2	13.116
5	17.190
10	18.151
20	18.449
25	18.600
30	18.802
50	20.031
100	18.753

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.7.2 Perhitungan Metode Weduwen

Karena perhitungan debit Metode Weduwen mengandung unsur trial and error untuk nilai t maka perhitungan dilakukan dalam bentuk tabel dengan langkah-langkah sebagai berikut

1. Asumsikan harga perkiraan t
2. Hitung harga faktor reduksi
3. Hitung harga koefisien pengaliran
4. Hitung harga t kalkulasi

5. Apabila t perkiraan sama dengan harga t kalkulasi maka perhitungan benar dan bisa menghitung debit puncak

Data :

1. Luas DAS = 18.75 + 21 = 39.75 Km²
2. Panjang Sungai = 9.38 + 10.05 = 19.88 Km
3. Kemiringan rerata sungai = 0.0012
4. Intensitas Hujan 30 Th = 144.030mm/jam

t coba = **12.05 Jam**

$$\beta = \frac{120 + \frac{12.05+1}{12.05+9} 39.75}{120+39.75} = 0.905$$

$$q_n = \frac{144.030}{240} \times \frac{67.65}{12.05+1.45} = 2.749$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{0.905 \times 32.749+7} = 0.764$$

$$t = 0.25 \times 19.88 \times 0.905^{-125} \times 0.0012^{0.25} = \mathbf{23.53 \text{ Jam}}$$

(Tidak Sesuai)

t Coba = **25.35 Jam**

$$\beta = \frac{120 + \frac{25.68+1}{25.68+9} 39.75}{120+39.75} = 0.942$$

$$q_n = \frac{144.030}{240} \times \frac{67.65}{25.68+1.45} = 1.514$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{0.942 \times 1.368+7} = 0.589$$

$$t = 0.25 \times 19.88 \times 0.942^{-125} \times 0.0012^{0.25} = \mathbf{25.35 \text{ Jam}}$$

(Sesuai)

Hasil perhitungan debit maksimum dengan berbagai parameter yang disesuaikan kala ulang tahun, terdapat pada tabel dibawah ini :

$$Q_t = \alpha \times \beta \times q_n \times A = 0.764 \times 0.905 \times 1.514 \times 39.75$$

$$= 33.091 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tabel 4.17 Q Debit Maksimum Metode Weduwen Berbagai Kala Ulang

Periode T	1.01 th	2Th	5Th	10Th	20Th	25Th	30 Th	50Th	100Th
qn	0.044	1.006	1.368	1.455	1.482	1.496	1.514	1.615	1.510
Beta	0.958	0.944	0.942	0.944	0.942	0.942	0.942	0.941	0.942
Alfa	12.784	0.383	0.545	0.572	0.58	0.584	0.589	0.614	0.588
Q (m3/dt)	21.420	14.458	27.917	31.230	32.186	32.714	33.391	37.091	33.246
T (Jam)	39.42	26.68	25.68	25.48	25.42	25.39	25.35	25.15	25.36

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.7.3 Pemilihan Debit Rencana

Tabel 4.18 Perbandingan Q Maksium

Kala Ulang	Q Maksimum	
	Rasional (m3/dt)	Weduwen (m3/dt)
1.01	0.839	21.420
2	13.116	14.458
5	17.190	27.917
10	18.151	31.230
20	18.449	32.186
25	18.600	32.714
30	18.802	33.391
50	20.031	37.091
100	18.753	33.246

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas dapat diketahui hasil perhitungan debit dengan dua metode yang berbeda yakni Metode Rasional dan Metode Weduwen. Berdasarkan hasil perhitungan dan pertimbangan, keamanan, dan efisiensi serta ketidakpastian besarnya debit banjir yang terjadi di daerah tersebut, maka

antara metode yang ada dipakai debit maksimum periode ulang 30 tahun. Karena pertimbangan ketelitian hasil perhitungan, ditentukan debit banjir rencana Metode Rasional yaitu $18.802 \text{ m}^3/\text{dt}$, dikarenakan lama hujan (t) pada Metode Rasional diketahui secara jelas, sehingga menguatkan tingkat kepastian hasil yang diperoleh.

4.8 Perhitungan Saluran Drainase

Data hujan yang ada adalah data hujan maksimum harian rata-rata, sehingga dalam perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus dari Mononobe yang mana lamanya hujan diasumsikan sama dengan nilai waktu konsentrasi. besarnya koefisien aliran (C) pada Pembangunan Perumahan Newtown Park tersebut berdasarkan tabel yaitu sebesar 0.7. Debit hujan dapat dihitung yang menggunakan rumus metode rasional. Berikut Contoh Perhitungan dimensi pada saluran 01 – 02 :

Panjang Saluran = 20.80 m

Kemiringan Saluran = 0.001

Luas Catchment Saluran = 0.0050 km^2

Intensitas Hujan 30 Tahun = 144.030 mm/jam

$$\begin{aligned} \text{Waktu konsentrasi (tc)} &= \left(\frac{0.87 \times L^2}{1000 \times s} \right)^{0.384} = \left(\frac{0.87 \times 0.02080^2}{1000 \times 0.001} \right)^{0.384} \\ &= 0.049 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Intensitas hujan (I)} &= \left(\frac{144.030}{24} \right) \times \left(\frac{24}{0.049} \right)^{2/3} \\ &= \mathbf{372.097 \text{ mm/jam}} \end{aligned}$$

Debit rencana banjir periode ulang 30 th

$$\text{Debit Banjir Rencana} = 0.278 \times 0.7 \times 372.097 \times 0.0050 = \mathbf{0.362 \text{ m}^3/\text{dt}}$$

Direncanakan Saluran :

$B = 0.80 \text{ m}$; $s = 0.00096$; $n = 0.013$ (pasangan beton)

Rumus :

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times s^{1/2}$$

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

Dicoba $H = 1.00 \text{ m}$

$$A = B + (m \times h) \times h = 0.80 + (0 \times 1.00) \times 1.00 = 0.800 \text{ m}^2$$

$$P = B + (2 \times h) \times ((m^2) + 1)^{0.5} = 0.80 + (2 \times 1.00) \times ((0^2) + 1)^{0.5} = 2.800 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.800}{2.800} = 0.286$$

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times s^{1/2} = 1/0.013 \times 0.286^{2/3} \times 0.00096^{1/2} = 1.035 \text{ m/dt}$$

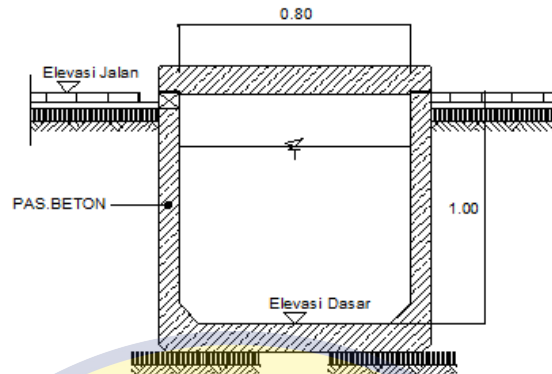
$$Q = V \times A = 1.035 \times 0.800 = 0.8278 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Q Rencana / Q Saluran

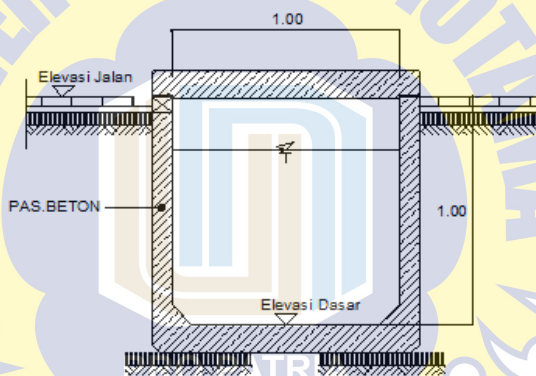
$$0.362 / 0.8278 \times 100\% = 43.74 \%$$

Sehingga Lebar (B) dan tinggi (H) Saluran Rencana Sesuai, karena debit hasil perhitungan sama atau lebih besar dari pada debit rencana hujan periode ulang 30 tahun.

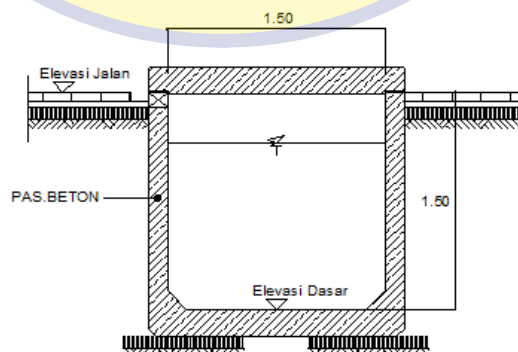
Potongan dimensi saluran yang di rencanakan



Gambar 4.9 Potongan Saluran 01 – 02



Gambar 4.10 Potongan Saluran 26 – 13



Gambar 4.11 Potongan Saluran Saluran 72 – 73

Tabel 4.19 Dimensi Saluran Drainase

No	Kode Saluran	Panjang	Catchment	Q Rencana	Lebar Sal (b)	Tinggi Sal (h)	Q Saluran	Kapasitas
		m	Km2	(m3/dt)	m	m	(m3/dt)	m3
1	01 - 02	20.80	0.0050000	0.362	0.80	1.00	0.8278	16.64
2	02 - 04	149.00	0.0051250	0.082	0.80	1.00	0.3093	119.20
4	04 - 06	10.50	0.0015000	0.185	0.80	1.00	1.1651	8.40
5	05 - 06	18.96	0.0016250	0.127	0.80	1.00	0.8670	15.17
6	06 - 08	112.50	0.0035000	0.069	0.80	1.00	0.3559	90.00
7	07 - 08	18.65	0.0036250	0.287	0.80	1.00	0.8742	14.92
8	08 - 10	12.80	0.0037500	0.397	0.80	1.00	1.0552	10.24
9	09 - 10	16.50	0.0038750	0.337	0.80	1.00	0.9294	13.20
10	10 - 11	103.00	0.0040000	0.085	0.80	1.00	0.3720	82.40
11	11 - 12	88.50	0.0041250	0.098	0.80	1.00	0.4013	70.80
12	12 - 13	11.00	0.0042500	0.505	0.80	1.00	1.1383	8.80
13	14 - 15	30.50	0.0043750	0.237	0.80	1.00	0.6836	24.40
14	14 - 16	150.00	0.0045000	0.072	0.80	1.00	0.3083	120.00
15	15 - 17	150.00	0.0046250	0.074	0.80	1.00	0.3083	120.00
16	16 - 17	30.50	0.0047500	0.257	0.80	1.00	0.6836	24.40
17	17 - 19	12.00	0.0048750	0.542	0.80	1.00	1.0898	9.60
18	18 - 19	30.50	0.0050000	0.271	0.80	1.00	0.6836	24.40
19	18 - 20	105.00	0.0051250	0.107	0.80	1.00	0.3684	84.00
20	19 - 21	105.00	0.0052500	0.110	0.80	1.00	0.3684	84.00
21	20 - 21	33.00	0.0053750	0.274	0.80	1.00	0.6572	26.40
22	21 - 23	7.00	0.0055000	0.926	0.80	1.00	1.4269	5.60
23	22 - 23	35.65	0.0056250	0.270	0.80	1.00	0.6323	28.52
24	22 - 24	84.60	0.0057500	0.142	0.80	1.00	0.4105	67.68
25	23 - 25	93.00	0.0058750	0.135	0.80	1.00	0.3915	74.40
26	24 - 25	33.60	0.0060000	0.302	0.80	1.00	0.6513	26.88
27	25 - 26	21.30	0.0061250	0.438	0.80	1.00	0.8180	17.04
28	26 - 13	97.80	0.0062500	0.138	1.00	1.00	0.5288	97.80
29	13 - 27	11.00	0.0063750	0.758	1.00	1.00	1.5769	11.00
30	27 - 28	30.00	0.0063750	0.529	1.00	1.00	2.1351	30.00
31	29 - 30	75.00	0.0065000	0.176	1.00	1.00	0.6039	75.00
32	30 - 31	16.00	0.0066250	0.590	1.00	1.00	1.3075	16.00
33	31 - 32	10.50	0.0067500	0.832	1.00	1.00	1.6140	10.50
34	32 - 33	16.00	0.0068750	0.612	1.00	1.00	1.3075	16.00
35	33 - 34	125.00	0.0070000	0.128	1.00	1.00	0.4678	125.00
36	34 - 41	7.00	0.0071250	1.200	1.00	1.00	1.9767	7.00
37	35 - 36	30.80	0.0072500	0.390	1.00	1.00	0.9424	30.80
38	35 - 37	61.45	0.0073750	0.233	1.00	1.00	0.6672	61.45
39	36 - 38	30.80	0.0075000	0.404	0.80	1.00	0.6803	24.64
40	37 - 38	30.80	0.0076250	0.410	0.80	1.00	0.6803	24.64
41	38 - 40	10.50	0.0077500	0.955	0.80	1.00	1.1651	8.40
42	39 - 40	33.00	0.0078750	0.402	0.80	1.00	0.6572	26.40
43	39 - 41	125.00	0.0080000	0.146	0.80	1.00	0.3377	100.00
44	40 - 42	125.00	0.0081250	0.149	0.80	1.00	0.3377	100.00
45	41 - 42	33.00	0.0082500	0.421	0.80	1.00	0.6572	26.40
46	42 - 45	10.50	0.0083750	1.032	0.80	1.00	1.1651	8.40
47	43 - 45	31.00	0.0085000	0.544	0.80	1.00	0.9589	24.80
48	43 - 44	36.00	0.0086250	0.412	0.80	1.00	0.6292	28.80
49	44 - 45	34.00	0.0087500	0.436	0.80	1.00	0.6475	27.20
50	45 - 59	8.55	0.0088750	1.281	0.80	1.00	1.2911	6.84

51	46 - 47	30.80	0.0090000	0.484	0.80	1.00	0.6803	24.64
52	46 - 48	54.50	0.0091250	0.316	0.80	1.00	0.5114	43.60
53	47 - 49	54.50	0.0092500	0.321	0.80	1.00	0.5114	43.60
54	48 - 49	30.80	0.0093750	0.504	0.80	1.00	0.6803	24.64
55	49 - 51	11.00	0.0095000	1.129	0.80	1.00	1.1383	8.80
56	50 - 51	29.00	0.0086000	0.485	0.80	1.00	0.7011	23.20
57	50 - 52	25.00	0.0087250	0.551	0.80	1.00	0.7551	20.00
58	51 - 53	25.00	0.0088500	0.559	0.80	1.00	0.7551	20.00
59	52 - 53	29.00	0.0065000	0.366	0.80	1.00	0.7011	23.20
60	53 - 54	75.00	0.0078550	0.213	0.80	1.00	0.4359	60.00
61	54 - 55	29.00	0.0079800	0.450	0.80	1.00	0.7011	23.20
62	54 - 56	25.00	0.0081050	0.512	0.80	1.00	0.7551	20.00
63	55 - 57	29.00	0.0082300	0.464	0.80	1.00	0.7011	23.20
64	56 - 57	25.00	0.0075000	0.474	0.80	1.00	0.7551	20.00
65	57 - 60	12.00	0.0076250	0.848	0.80	1.00	1.0898	9.60
66	59 - 60	31.20	0.0077500	0.413	0.80	1.00	0.6759	24.96
67	58 - 59	48.00	0.0078750	0.301	0.80	1.00	0.5449	38.40
68	60 - 61	55.00	0.0080000	0.275	0.80	1.00	0.5091	44.00
69	61 - 82	74.50	0.0081250	0.221	0.80	1.00	0.4374	59.60
70	62 - 63	59.40	0.0082500	0.268	0.80	1.00	0.4898	47.52
71	63 - 65	31.25	0.0083750	0.446	0.80	1.00	0.6753	25.00
72	64 - 65	20.65	0.0085000	0.622	0.80	1.00	0.8308	16.52
73	65 - 67	11.00	0.0086250	1.025	0.80	1.00	1.1383	8.80
74	66 - 67	32.60	0.0087500	0.451	1.00	1.00	0.9160	32.60
75	66 - 68	125.00	0.0088750	0.162	1.00	1.00	0.4678	125.00
76	67 - 69	125.00	0.0090000	0.165	1.00	1.00	0.4678	125.00
77	68 - 69	32.60	0.0091250	0.470	1.00	1.00	0.9160	32.60
78	69 - 71	12.00	0.0092500	1.028	1.00	1.00	1.5097	12.00
79	70 - 71	30.50	0.0093750	0.508	1.00	1.00	0.9470	30.50
80	70 - 72	64.00	0.0095000	0.291	1.50	1.50	1.9274	144.00
81	71 - 73	73.00	0.0096250	0.266	1.50	1.50	1.8047	164.25
82	72 - 73	33.00	0.0097500	0.497	1.50	1.50	2.6842	74.25
83	73 - 80	17.00	0.0098750	0.840	1.50	1.50	3.7398	38.25
84	74 - 75	30.50	0.0100000	0.542	1.50	1.50	2.7920	68.63
85	74 - 76	150.00	0.0101250	0.161	1.50	1.50	1.2590	337.50
86	75 - 77	150.00	0.0102500	0.163	1.50	1.50	1.2590	337.50
87	76 - 77	30.50	0.0103750	0.562	1.50	1.50	2.7920	68.63
88	77 - 79	12.00	0.0090000	1.001	1.50	1.50	4.4512	27.00
89	78 - 79	30.50	0.0091250	0.495	1.50	1.50	2.7920	68.63
90	78 - 80	80.80	0.0092500	0.237	1.50	1.50	1.7154	181.80
91	79 - 81	90.00	0.0093750	0.221	1.50	1.50	1.6253	202.50
92	80 - 81	33.00	0.0095000	0.485	1.50	1.50	2.6842	74.25
93	81 - 82	7.00	0.0200000	3.367	1.50	1.50	5.8280	15.75
94	82 - 26	140.00	0.0200000	0.335	1.50	1.50	1.3032	315.00
Total Kapasitas							5217.43	

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Didapat dimensi saluran dan kapasitas tampung saluran total sebesar **5217.43 m³**

4.9 Perhitungan Kapasitas Tampung Saluran

Agar tidak membebani Anak afvoer pepe dan menambah kapasitas tampung maka perlu di buatkan bozem dengan Luas 400 m² dengan kedalaman 1.8 m dan di lengkapi dengan pintu air pada outlet pembuang di anak afvoer Pepe. Bozem tersebut mempunyai kapasitas

tampung sebesar 720 m³. Dengan adanya pembuatan Bozem maka kapasitas tampung dapat diketahui sebagai berikut :

$$\text{Luas Lahan} = 72548 \text{ m}^2 = 0.0725 \text{ km}^2$$

$$\text{Koefisien Aliran} = 0.7$$

$$\text{Intenistas Hujan 30 th} = 144.030 \text{ mm/jam}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit Puncak} &= 0.278 \times C \times I \times A = 0.278 \times 0.7 \times 144.030 \times 0.0725 \\ &= 2.032 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Pada keadaan hujan tinggi (Tc) Volume Air yang telah terjadi

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times L^2}{1000 \times s} \right)^{0.384} = \left(\frac{0.87 \times 1.250^2}{1000 \times 0.01} \right)^{0.384} = 0.46 \text{ Jam} = 27 \text{ Menit}$$

$$\text{Volume Run Off} = 27 \text{ menit} \times 2.032 \times 60 = \mathbf{3291.84 \text{ m}^3}$$

$$\text{Dengan Kapasitas tampung saluran sebesar} = \mathbf{5217.43 \text{ m}^3}$$

$$\text{Volume Bozem sebesar} = \text{Luas} = 400 \text{ m}^2 \text{ dan kedalaman} = 1.8 \text{ m}$$

$$= 400 \times 1.8 = \mathbf{720 \text{ m}^3}$$

Maka Total kapasitas yang bisa di tampung menjadi

$$\mathbf{5217.43 \text{ m}^3 + 720 \text{ m}^3 = 5937.43 \text{ m}^3}$$

Maka kapasitas tampung lebih besar dari volume run off sebesar **3291.84**

m³ Dimensi saluran telah sesuai dan memenuhi syarat.

4.10 Perhitungan Sumur Resapan Dan Lubang Biopori

Data :

$$\text{Debit kala ulang 30 tahun} = 18,802 \text{ m}^3/\text{dt} = 18.802 \text{ L/dt}$$

dicoba : diameter = 1.00 m dan tinggi = 1.00 m

Volume sumur resapan

$$V = \left(\frac{1}{4} \times 3.14 \times 1.00^2\right) \times 1.00 = 0.785 \text{ m}^3 = 785 \text{ L}$$

Jumlah Sumur resapan

$$n = \frac{18.802}{785} = 23.95 = 24 \text{ buah}$$

maka jumlah sumur resapan 24 buah dengan $d = 1.00 \text{ m}$ & $h = 1.00 \text{ m}$

Perencanaan Lubang Resapan Biopori (LRB)

Data :

Intensitas Hujan 30 Th = 144.030 mm/jam

Luas bidang kedap air = 725000 m²

Laju resap air = 240 L/jam

Dicoba diameter 10 cm = 0.1 m $h = 100 \text{ cm} = 1.00 \text{ m}$

$$V = \left(\frac{1}{4} \times 3.14 \times 0.1^2\right) \times 1 = 0.008 \text{ m}^3$$

Jumlah Lubang Resapan Biopori yang diperlukan

$$n = \frac{144.030 \times 725000}{240} = 435.000 \text{ buah}$$

Total tampung lubang resapan biopori sebesar 3480 m³

Jarak antar Lubang Resapan Biopori

$$\text{Jarak antar LRB} = \frac{725000}{435.000} = 1.67 = 1.7 \text{ Meter}$$

Standard minimal Ruang Terbuka Hijau untuk kawasan perumahan dalam Peraturan Daerah Kabupaten Sidoarjo No 1 Tahun 2019 pasal 12 sebesar 20 % dari total luas wilayah. pada lokasi kawasan RTH Sebesar 7.340 m².