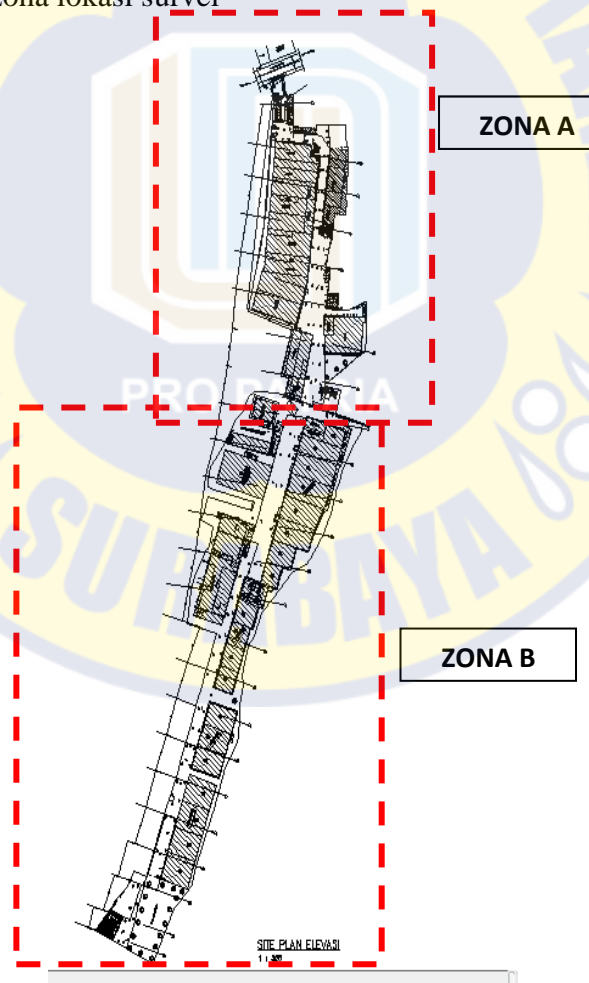


BAB 4. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Survei Pemetaan Elevasi Jalan di Area Pabrik

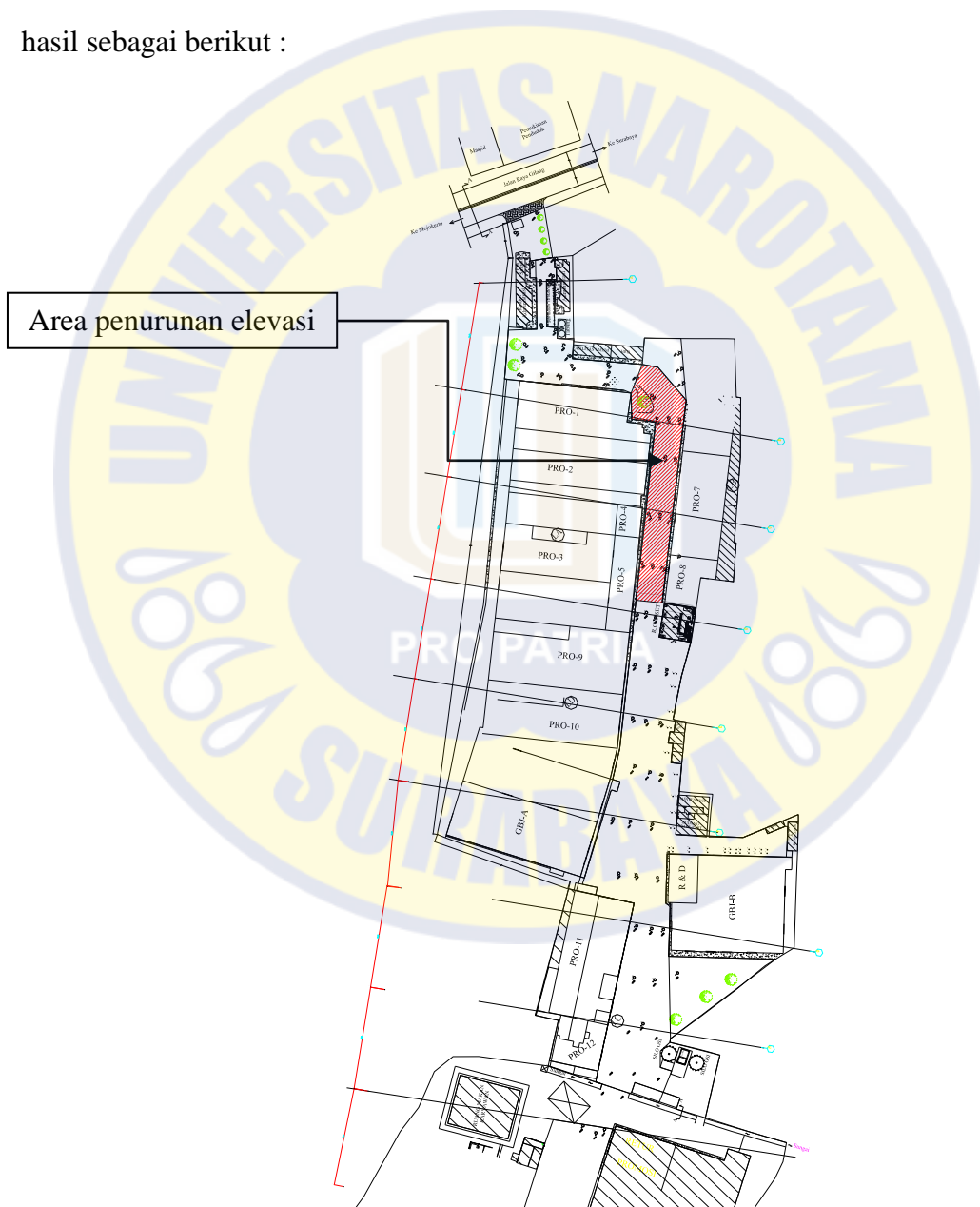
Survei pemetaan ketinggian elevasi jalan dilakukan untuk dapat mengetahui elevasi jalan yang menurun akibat beban dari kendaraan bermuatan yang melintas di area pabrik tersebut. Survei dilakukan dengan menggunakan waterpass sehingga mendapatkan kontur elevasi jalan yang menurun di dalam lokasi pabrik tersebut.

- Pembagian zona lokasi survei



Gambar 4.1 Layout pembagian zona

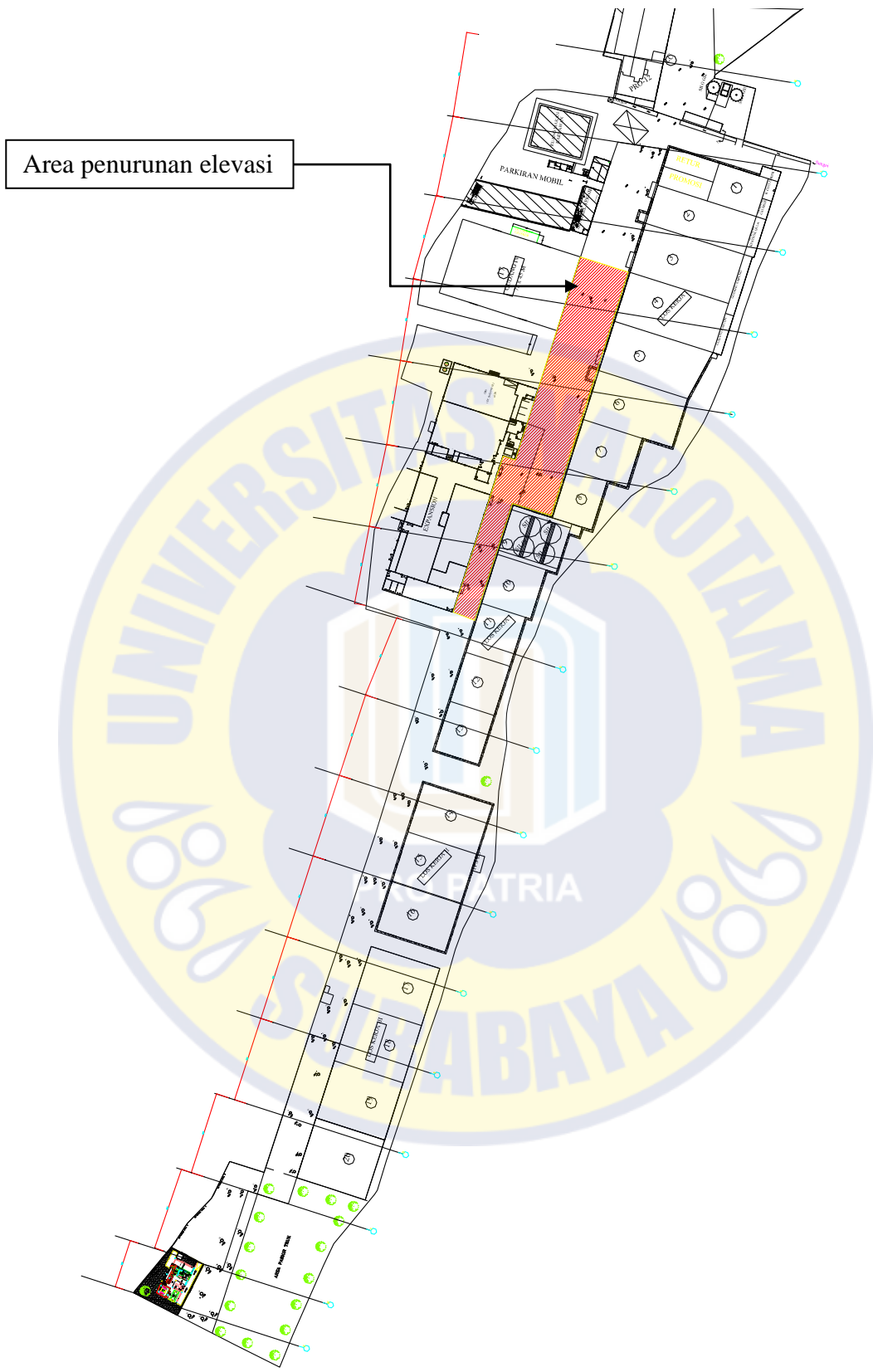
Di dalam area pabrik kopi survei dibagi menjadi dua zona, yaitu zona A dan zona B. pembagian zona ini dilakukan untuk mempermudah mendapatkan penurunan jalan dan arah aliran permukaan dimana afvoer pembuangnya yang berada di tengah – tengah lokasi pabrik tersebut dan juga supaya dapat mengetahui dimensi dan kapasitas masing – masing saluran yang dapat di tampung, maka di dapatkan hasil sebagai berikut :



Gambar 4.2 Gambar Area Penurunan Elevasi Zona A

Seperti yang terlihat pada gambar 4.2 lokasi penurunan elevasi pada zona A dengan luas sekitar $\pm 1.350 \text{ m}^2$ dengan penurunan rata – rata setinggi $\pm 70 \text{ cm}$ dari elevasi BM ± 0.000 yang terletak pada jalan raya Gilang di depan lokasi pabrik kopi tersebut. Saluran eksisting pada zona A diketahui dengan dimensi $90 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ dan memiliki sedimen yang sangat tinggi sehingga apabila hujan tinggi air dari aliran permukaan tidak dapat di alirkan ke afvoer pembuang dengan baik.

Sedangkan pada Zona B seperti yang terlihat pada gambar 4.3 di bawah lokasi penurunannya sekitar $\pm 5.300 \text{ m}^2$ dengan penurunan jalan rata – rata setinggi $\pm 50 \text{ cm}$ dari elevasi BM ± 0.000 yang terletak pada jalan raya Gilang di depan lokasi pabrik kopi tersebut. Pada zona B saluran eksisting diketahui dengan dimensi lebar 100 cm sampai 200 cm dengan ketinggian $70 \text{ cm} - 80 \text{ cm}$ dikarenakan memiliki banyaknya sedimentasi dan penurunan jalan mengakibatkan di beberapa areal tergenang banjir karena elevasi jalan yang menurun sehingga air tidak dapat tersalurkan dengan baik ke afvoer pembuangnya.



Gambar 4.3 Gambar Area Penurunan Elevasi Zona B

4.2 Perhitungan Analisis Hidrologi

4.2.1 Penyiapan Data Hujan yang di pakai

Data pendukung dalam kegiatan studi penanggulangan banjir ini berupa data curah hujan yang bersumber dari Dinas Pekerjaan Umum Pengairan Kabupaten Sidoarjo.

Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan harian maksimum tiap tahun dengan rentang pengamatan selama 10 tahun, yaitu 2006 – 2016 karena keterbatasan data di tahun 2017 dan 2018 masih belum di keluarkan dari kabupaten sidoarjo yang dari empat stasiun hujan yang mewakili daerah aliran sungai di sekitar pabrik kopi tersebut. Stasiun hujan tersebut adalah :

- 1) Stasiun Botokan, elevasi 8 meter dari SHVP , nomor stasiun 9
- 2) Stasiun Sruni, elevasi 6 meter dari SHVP, nomer stasiun 147
- 3) Stasiun ketegan, elevasi 9 meter dari SHVP, nomer stasiun 137
- 4) Stasiun Karangnongko, elevasi 4 meter dari SHVP, nomer stasiun 149

Data curah hujan maksimum daerah tahunan DAS afvoer Botokan dari empat stasiun di atas dapat di lihat pada tabel 4.1 di bawah ini

Tabel 4.1. Data Curah Hujan Maksimum Tahunan Daerah DAS Afvoer Botokan

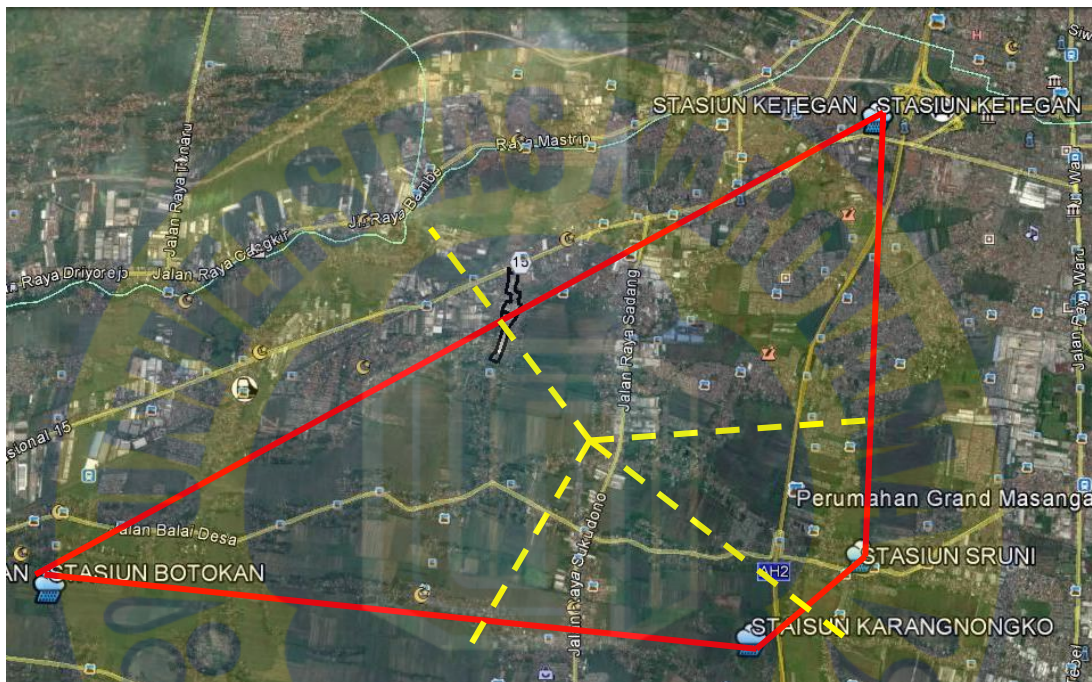
TH	TANGGAL	STASIUN HUJAN			
		BOTOKAN	SRUNI	KETEGAN	KARANG NONGKO
20	27-Feb	81	91	50	23
00	27-Feb	81	91	50	23
00	19-Feb	58	79	98	21
06	20-Mar	25	5	55	105
20	6-Mar	73	26	25	30
00	10-Apr	0	78	0	29
00	21-Mar	65	35	80	64
07	20-Jan	20	70	9	98
20	3-Nov	75	85	47	61
00	3-Nov	75	85	47	61
00	27-Oct	40	5	70	13
08	10-Mar	0	50	0	100
20	22-Dec	95	69	70	0
00	11-May	0	100	60	47
00	25-May	50	95	80	23
09	26-May	40	65	20	130
20	15-Oct	110	116	100	102
00	15-Oct	110	116	100	102
01	15-Oct	110	116	100	102
00	15-Oct	110	116	100	102
20	2-May	115	155	61	50
00	26-Mar	60	161	95	65
01	9-Nov	95	65	125	110
01	9-Nov	95	65	125	110
20	30-Jan	90	0	121	65
00	15-Jan	40	90	61	96
01	7-Feb	4	20	90	3
02	15-Jan	40	90	61	96
20	2-Jan	98	80	75	118
00	12-Mar	75	93	13	69
01	26-Nov	90	91	90	71
03	2-Jan	98	80	75	118
20	17-Jun	111	170	110	109
00	17-Jun	111	170	110	109
01	17-Jun	111	170	110	109
04	17-Jun	111	170	110	109
20	30-Dec	95	7	20	53
00	19-Mar	87	112	27	59
01	7-Dec	50	28	100	24
05	16-Mar	52	77	15	105
20	10-Oct	170	150	165	157
00	10-Oct	170	150	165	157
01	10-Oct	170	150	165	157
06	10-Oct	170	150	165	157

Sumber : Dinas Pengairan Kabupaten Sidoarjo

4.2.2 Perhitungan Curah Hujan Rerata Dengan Menggunakan Metode

Thiessen

Berdasarkan pengukuran dari citra satelit google Luas pengaruh Thiessen pada Das afvoer Botokan dapat dilihat pada gambar 4.4 di bawah ini :



Gambar 4.4. Peta Stasiun Hujan DAS Afvoer Botokan

Luas pengaruh DAS afvoer Botokan adalah

- 1) Stasiun Botokan : 3.25 km²
- 2) Stasiun Sruni : 4.35 km²
- 3) Stasiun Ketegan : 4.25 km²
- 4) Stasiun Karangnongko : 3.10 km²

Dari luas daerah pengaruh DAS afvoer Botokan dapat dihitung koefisien yaitu jumlah luas pengaruh stasiun : luas pengaruh stasiun = koefisien pengaruh

$$\text{Luas pengaruh total} = 3.25 + 4.35 + 4.25 + 3.10 = 14.95 \text{ km}^2$$

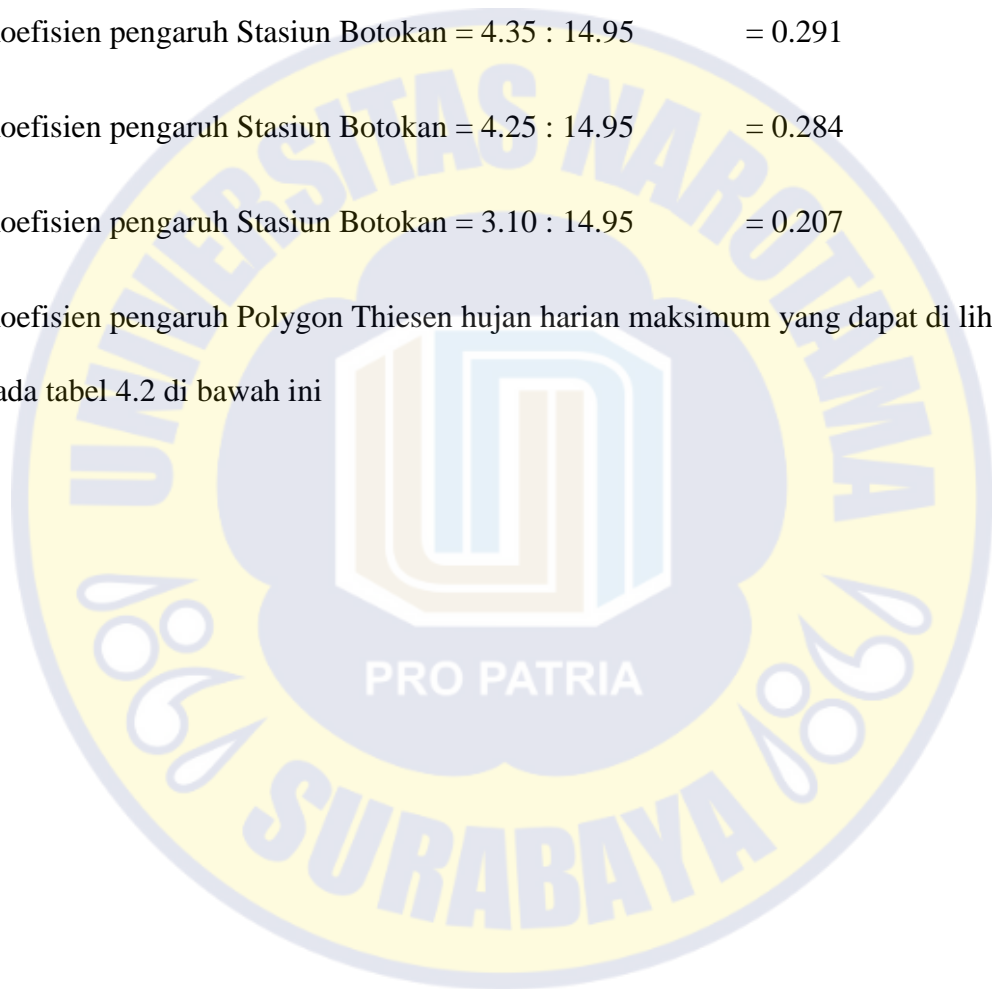
$$\text{Koefisien pengaruh Stasiun Botokan} = 3.25 : 14.95 = 0.217$$

$$\text{Koefisien pengaruh Stasiun Botokan} = 4.35 : 14.95 = 0.291$$

$$\text{Koefisien pengaruh Stasiun Botokan} = 4.25 : 14.95 = 0.284$$

$$\text{Koefisien pengaruh Stasiun Botokan} = 3.10 : 14.95 = 0.207$$

Koefisien pengaruh Polygon Thiesen hujan harian maksimum yang dapat di lihat pada tabel 4.2 di bawah ini



Tabel. 4.2. Koefisien Pengaruh Poligon Thiesen

TH	TANGGAL	STASIUN HUJAN				TOTAL (mm)
		BOTOKAN	SRUNI	KETEGAN	KARANG NONGKO	
		KOEFSIEN				
		0.217	0.291	0.284	0.207	
20	27-Feb	81	91	50	23	63.02
0	27-Feb	81	91	50	23	63.02
0	19-Feb	58	79	98	21	67.75
6	20-Mar	25	5	55	105	44.24
2	6-Mar	73	26	25	30	36.72
0	10-Apr	0	78	0	29	28.70
0	21-Mar	65	35	80	64	60.26
7	20-Jan	20	70	9	98	47.55
2	3-Nov	75	85	47	61	66.99
0	3-Nov	75	85	47	61	66.99
0	27-Oct	40	5	70	13	32.71
8	10-Mar	0	50	0	100	35.25
2	22-Dec	95	69	70	0	60.57
0	11-May	0	100	60	47	55.87
0	25-May	50	95	80	23	65.98
9	26-May	40	65	20	130	60.19
2	15-Oct	110	116	100	102	107.14
0	15-Oct	110	116	100	102	107.14
1	15-Oct	110	116	100	102	107.14
0	15-Oct	110	116	100	102	107.14
2	2-May	115	155	61	50	97.73
0	26-Mar	60	161	95	65	100.31
1	9-Nov	95	65	125	110	97.80
1	9-Nov	95	65	125	110	97.80
2	30-Jan	90	0	121	65	67.35
0	15-Jan	40	90	61	96	72.07
1	7-Feb	4	20	90	3	32.87
2	15-Jan	40	90	61	96	72.07
2	2-Jan	98	80	75	118	90.27
0	12-Mar	75	93	13	69	61.31
1	26-Nov	90	91	90	71	86.27
3	2-Jan	98	80	75	118	90.27
2	17-Jun	111	170	110	109	127.36
0	17-Jun	111	170	110	109	127.36
1	17-Jun	111	170	110	109	127.36
4	17-Jun	111	170	110	109	127.36
2	30-Dec	95	7	20	53	39.30
0	19-Mar	87	112	27	59	71.35
1	7-Dec	50	28	100	24	52.37
5	16-Mar	52	77	15	105	59.69
2	10-Oct	170	150	165	157	159.90
0	10-Oct	170	150	165	157	159.90
1	10-Oct	170	150	165	157	159.90
6	10-Oct	170	150	165	157	159.90

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.3. Curah Hujan Rerata Dengan Metode Thiesen Pada DAS Afv. Botokan

TAHUN	TANGGAL	STASIUN HUJAN				TOTAL (mm)
		BOTOKAN	SRUNI	KETEGAN	KARANG NONGKO	
		KOEFSISIEN				
		0.217	0.291	0.284	0.207	
2006	19-Feb	12.586	22.989	27.832	4.347	67.754
2007	21-Mar	14.105	10.185	22.720	13.248	60.258
2008	3-Nov	16.275	24.735	13.348	12.627	66.985
2009	25-May	10.850	27.645	22.720	4.761	65.976
2010	15-Oct	23.870	33.756	28.400	21.114	107.140
2011	26-Mar	13.020	46.851	26.980	13.455	100.306
2012	15-Jan	8.680	26.190	17.324	19.872	72.066
2013	2-Jan	21.266	23.280	21.300	24.426	90.272
2014	17-Jun	24.087	49.470	31.240	22.563	127.360
2015	19-Mar	18.879	32.592	7.668	12.213	71.352
2016	10-Oct	36.890	43.650	46.860	32.499	159.899

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.3 Penentuan Distribusi Frekuensi

Nilai rerata = $\text{Log } X(\text{mm}) : n = 989.368 : 11 = 89.94$

Tabel 4.4. Penentuan Distribusi DAS Afv. Botokan

NO	X (mm)	(X-X) ²	(X-X) ³	(X-X) ⁴
1	60.26	881.17	-26157.20	776464.51
2	65.98	574.40	-13766.27	329929.96
3	66.99	527.05	-12099.75	277780.54
4	67.75	492.33	-10924.12	242390.35
5	71.35	345.61	-6425.05	119445.15
6	72.07	319.57	-5712.82	102125.55
7	90.27	0.11	0.04	0.01
8	100.31	107.40	1113.05	11535.02
9	107.14	295.75	5086.19	87469.51
10	127.36	1400.07	52386.90	1960184.54
11	159.90	4893.91	342360.28	23950311.36
TOTAL	989.368	9837.36085	325861.245	27857636.5

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\text{Standart Deviasi} = \sqrt{\frac{\Sigma(9837.36085)^2}{11-1}} = 31.36$$

$$\text{Nilai Cs} = \frac{10 \Sigma(325861.245)^3}{(11-1)(11-2)(31.36)^3} = 1.17$$

$$\text{Nilai } C_k = \frac{10 \times 27857636.5}{(11-1)(11-2)(11-3)(31.36)^4} = 4.00$$

Karena nilai $C_s \neq 0$ maka distribusi yang dipilih adalah Log Pearson Type III

4.2.4 Perhitungan Analisis Distribusi metode Log Pearson Type III

Tabel 4.5 Perhitungan Design Rainfall Metode Log Pearson III Pada DAS Afv.

Botokan

NO.	X (mm)	Log X	(Logx-Logx)	(Logx-Logx) ²	(Logx-Logx) ³	(Logx-Logx) ⁴
1	60.26	1.78001	-0.15300	0.02341	-0.00358	0.00055
2	65.98	1.81939	-0.11363	0.01291	-0.00147	0.00017
3	66.99	1.82598	-0.10704	0.01146	-0.00123	0.00013
4	67.75	1.83093	-0.10208	0.01042	-0.00106	0.00011
5	71.35	1.85341	-0.07961	0.00634	-0.00050	0.00004
6	72.07	1.85773	-0.07528	0.00567	-0.00043	0.00003
7	90.27	1.95555	0.02254	0.00051	0.00001	0.00000
8	100.31	2.00133	0.06831	0.00467	0.00032	0.00002
9	107.14	2.02995	0.09694	0.00940	0.00091	0.00009
10	127.36	2.10503	0.17202	0.02959	0.00509	0.00088
11	159.90	2.20385	0.27083	0.07335	0.01987	0.00538
TOTAL	989.37	21.26316	0.00000	0.18771	0.01793	0.00739

Rerata : 1.93
 Std : 0.14
 Cs : 0.85
 Ck : 3.53

Tabel 4.6 Faktor K untuk Sebaran Logaritma Pearson III ($C_s > 0$)

Cs	Kala Ulang										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.25	2	5	10	25	30	100	200
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.668	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.812	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.454
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.745	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.163	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-1.880	-1.455	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.616	2.949
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.176	-1.586	-1.248	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Sumber : Hidrologi Teknik Ir. CD. Soemarto

Karena Nilai $C_s = 0.85$ maka dilakukan interpolasi sebagai berikut :

Cs \ Tr	1.01	2	5	10	20	25	30	50	100
0.900	-1.660	-0.148	0.627	1.310	1.782	2.018	2.498	2.799	3.553
0.852	-1.695	-0.140	0.666	1.316	1.812	2.060	2.582	2.856	3.540
0.700	-1.806	-0.116	0.790	1.333	1.906	2.193	2.848	3.034	3.499

Tabel 4.7 Design Rainfall Berbagai Kala Ulang

NO	Pr %	Tr (Tahun)	K	Log X	X (mm)
1	99.010	1.01	-1.695	1.701	50.21
2	50.000	2	-0.140	1.914	82.00
3	20.000	5	0.666	2.024	105.75
4	10.000	10	1.316	2.113	129.79
5	5.000	20	1.812	2.181	151.80
6	4.000	25	2.060	2.215	164.16
7	2.000	50	2.856	2.324	211.00
8	1.000	100	3.540	2.418	261.84

4.2.5 Uji Distribusi Data

Untuk menentukan nilai kecocokan distribusi frekuensi dari data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat mewakili distribusi tersebut maka diperlukan pengujian parameter yaitu :

1. Smirnov Kolmogorov
2. Chi – kuadrat

4.2.5.1 Uji Smirnov Kolmogorov

Tabel 4.8. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Metode Smirnov-kolmogorov

NO.	X (mm)	P(X)	P(X<)	Log X	K	P'(X) (%)	Pt (%)	Pe-Pt %
1	60.26	0.08	0.92	1.78	-1.12	0.10	0.90	0.02
2	65.98	0.17	0.83	1.82	-0.83	0.20	0.80	0.03
3	66.99	0.25	0.75	1.83	-0.78	0.30	0.70	0.05
4	67.75	0.33	0.67	1.83	-0.75	0.40	0.60	0.07
5	71.35	0.42	0.58	1.85	-0.58	0.50	0.50	0.08
6	72.07	0.50	0.50	1.86	-0.55	0.60	0.40	0.10
7	90.27	0.58	0.42	1.96	0.16	0.70	0.30	0.12
8	100.31	0.67	0.33	2.00	0.50	0.80	0.20	0.13
9	107.14	0.75	0.25	2.03	0.71	0.90	0.10	0.15
10	127.36	0.83	0.17	2.11	1.26	1.00	0.00	0.17
11	159.90	0.92	0.08	2.20	1.98	1.10	-0.10	0.18
TOTAL	989.37						d Maks	0.18

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel 2.8 untuk nilai kritis d uji Smirnov-Kolmogorov dengan kepercayaan tingkat 5 % diperoleh nilai 0.41 sedangkan d maksimal dari perhitungan data adalah 0.18 maka nilai d maksimal data lebih kecil dari tabel nilai kritis dan dapat diterima.

4.2.5.2 Uji Chi kuadrat

$$\begin{aligned}
 N \text{ (jumlah data)} &= 11 \\
 \text{Jumlah kelas (k)} & \\
 k &= 1+3.222 \text{ Log } N \\
 &= 4.355367232 \\
 &= 5 \\
 \text{Range} & \\
 R &= \text{Data Besar} - \text{Data Kecil} \\
 &= 99.64 \\
 \text{Interval Kelas} & \\
 I &= R/k \\
 &= 19.9282
 \end{aligned}$$

NO	INTERVAL KELAS	EF	OF	(OF-EF)	(OF-EF) ²	x ² h
1	60.26 - 80.19	2.2	6	3.8	14.44	6.56
2	80.19 - 100.11	2.2	1	-1.2	1.44	0.65
3	100.11 - 120.04	2.2	2	-0.2	0.04	0.02
4	120.04 - 139.97	2.2	1	-1.2	1.44	0.65
5	139.97 - 159.90	2.2	1	-1.2	1.44	0.65
JUMLAH		11	11		18.80	8.55

Sumber : Hasil Perhitungan

Dengan melihat Tabel 2.7 tabel distribusi X^2 dengan probabilitas 5 % di dapatkan nilai sebesar 11.07048, sedangkan dari perhitungan di dapat 8.55 lebih kecil dari tabel distribusi maka distribusi dapat diterima.

4.2.6 Analisis Debit Rencana Hujan

Untuk dapat mengetahui kapasitas pada Afvoer Botokan sebagai saluran pembuang dari pabrik tersebut maka di cari terlebih dahulu debit banjir rencana pada Afvoer Botokan tersebut untuk kala ulang 25 tahun (Q banjir 25 tahun).

Tabel 4.9 Rata – rata hujan sampai hujan ke T

Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke -T			
$R_t = R_o \cdot (t/T)^{2/3}$			
Untuk waktu harian terpusat 6 jam maka :			
$R_t = R_o \cdot (6/T)^{2/3}$			
untuk :			
t = 1	→	$R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/1)^{2/3} =$	0.55 R_{24}
t = 2	→	$R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/2)^{2/3} =$	0.35 R_{24}
t = 3	→	$R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/3)^{2/3} =$	0.26 R_{24}
t = 4	→	$R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/4)^{2/3} =$	0.22 R_{24}
t = 5	→	$R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/5)^{2/3} =$	0.19 R_{24}
t = 6	→	$R_t = (R_{24}/6) \cdot (6/6)^{2/3} =$	0.17 R_{24}
Curah Hujan pada Jam ke - t			
$R_t = t \cdot R_t - (t-1) R_{(t-1)}$			
untuk			
t = 1	→	$R_t = 1 \cdot 0.55 R_{24} - (1-1) \cdot 0$	= 0.55
t = 2	→	$R_t = 2 \cdot 0.35 R_{24} - (2-1) \cdot (0.55 R_{24})$	= 0.14
t = 3	→	$R_t = 3 \cdot 0.26 R_{24} - (3-1) \cdot (0.35 R_{24})$	= 0.10
t = 4	→	$R_t = 4 \cdot 0.22 R_{24} - (4-1) \cdot (0.26 R_{24})$	= 0.08
t = 5	→	$R_t = 5 \cdot 0.19 R_{24} - (5-1) \cdot (0.19 R_{24})$	= 0.07
t = 6	→	$R_t = 6 \cdot 0.17 R_{24} - (6-1) \cdot (0.17 R_{24})$	= 0.06

Tabel 4.10 Distribusi hujan rancangan tiap jam (metode Log Pearson Tipe III)

waktu (jam)	Ratio (%)	Curah Hujan Tiap Jam							
		1.01 Th	2 Th	5 Th	10 Th	20 Th	25 Th	50 Th	100 Th
		50.21	82.00	105.75	129.79	151.80	164.16	211.00	261.84
1	55.03	20.72	33.84	43.65	53.57	62.65	67.75	87.09	108.07
2	34.67	13.05	21.32	27.50	33.75	39.47	42.68	54.86	68.08
3	26.46	9.96	16.27	20.98	25.75	30.12	32.57	41.87	51.95
4	21.84	8.22	13.43	17.32	21.26	24.86	26.89	34.56	42.89
5	18.82	7.09	11.57	14.93	18.32	21.43	23.17	29.78	36.96
6	16.67	6.28	10.25	13.22	16.22	18.97	20.52	26.38	32.73

Sumber : Hasil Perhitungan

Data

Luas Das Afvoer = 30.7 Km²

Panjang Sungai = 27 Km

Kemiringan Rerata dasar sungai = 0.000555556

Parameter alfa = 2

Koefisian pengaliran = 0.7

Ro (hujan satuan) = 1 mm

Tg = $0.21+L^{0.7}$ untuk $L < 15$ Km $0.4+0.058 L$

= 1.966 Jam

Tr = $(0.5 \text{ sampai } 1) * Tg$

= 1.966

Tp = $Tg + 0.8 Tr$

= 5.437956 Jam

To.3 = a Tg

= 3.932 Jam

Qp = $C A R / 3.6(0.3Tp+0.3)$

Qp = 3.090755536 m³/dt

Qa = $Qp (t/Tp)^{2.4}$

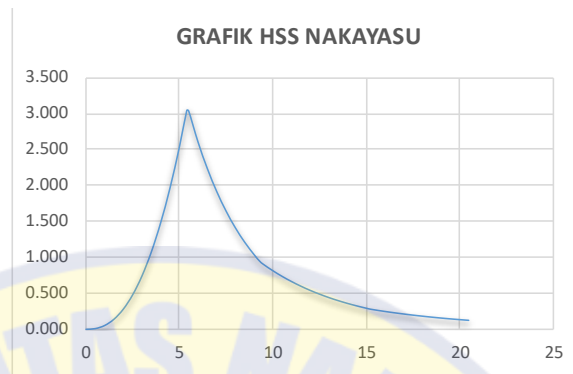
Qd1 = $Qp * 0.3^{(t-Tp)/To.3}$

Qd2 = $Qp * 0.3^{(t-Tp+0.5*To.3)/1.5*To.3}$

Qd3 = $Qp * 0.3^{(t-Tp+1.5*To.3)/2*To.3}$

Tabel 4.11 Analisa Hidrograf satuan sintetik metode Nakayasu

t (jam)	Q (m3/dt)	Ket
0	0.000	Qa
0.5	0.010	
1	0.053	
1.5	0.140	
2	0.280	
2.5	0.479	
3	0.741	
3.5	1.073	
4	1.479	
4.5	1.962	
5	2.527	Qd1
5.4	3.039	
5.5	3.033	
6	2.602	
6.5	2.233	
7	1.916	
7.5	1.644	
8	1.410	
8.5	1.210	
9	1.038	
9.3	0.947	Qd2
9.5	0.903	
10	0.815	
10.5	0.736	
11	0.665	
11.5	0.600	
12	0.542	
12.5	0.489	
13	0.442	
13.5	0.399	
14	0.360	Qd3
14.5	0.325	
15	0.294	
15.26	0.279	
16	0.249	
16.5	0.230	
17	0.213	
17.5	0.198	
18	0.183	
18.5	0.170	
19	0.157	
19.5	0.146	
20	0.135	
20.5	0.125	



Persamaan hidrograf satuan adalah sebagai berikut :

1 Pada kurva naik (rising line)

$$0 \leq t \leq T_p$$

$$0 \leq t \leq 5.438$$

2 Pada kurva turun (recession line)

a. $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0.3})$

$$5.438 \leq t \leq 9.370$$

b. $T_p + T_{0.3} \leq t \leq (T_p + T_{0.3} + 1.5 * T_{0.3})$

$$9.370 \leq t \leq 15.268$$

c. $t \geq (T_p + T_{0.3} + 1.5 * T_{0.3})$

$$t \geq 15.268$$

Berdasarkan peraturan Dinas Pekerjaan Umum Kabupaten Sidoarjo, debit banjir rancangan yang digunakan untuk merencanakan Afvoer atau pembuang adalah debit banjir rancangan dengan kala ulang 25 tahun

Tabel 4.12 Debit banjir rancangan dengan kala ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m ³ /dt)	Q Akibat Hujan Netto (m ³ /dt)						Q banjir (m ³ /dt)
		67.75	42.68	32.57	26.89	23.17	20.52	
0	0	0						0
0.5	0.010059	0.68	0					0.681531
1	0.053091	3.6	2.27	0				5.863196
1.5	0.140488	9.52	6	4.58	0			20.09116
2	0.280215	19	12	9.13	7.53	0		47.60809
2.5	0.478713	32.4	20.4	15.6	12.9	11.1	0	92.42523
3	0.741498	50.2	31.6	24.2	19.9	17.2	15.2	158.3766
3.5	1.073451	72.7	45.8	35	28.9	24.9	22	229.2785
4	1.478982	100	63.1	48.2	39.8	34.3	30.3	315.8959
4.5	1.962136	133	83.7	63.9	52.8	45.5	40.3	419.0926
5	2.526661	171	108	82.3	67.9	58.5	51.8	539.6696
5.4	3.039233	206	130	99	81.7	70.4	62.4	649.1499
5.5	3.032592	205	129	98.8	81.5	70.3	62.2	647.7314
6	2.602099	176	111	84.8	70	60.3	53.4	555.7824
6.5	2.232717	151	95.3	72.7	60	51.7	45.8	476.886
7	1.915771	130	81.8	62.4	51.5	44.4	39.3	409.1895
7.5	1.643816	111	70.2	53.5	44.2	38.1	33.7	351.1028
8	1.410468	95.6	60.2	45.9	37.9	32.7	28.9	301.2618
8.5	1.210244	82	51.7	39.4	32.5	28	24.8	258.496
9	1.038443	70.4	44.3	33.8	27.9	24.1	21.3	221.8011
9.3	0.947303	64.2	40.4	30.9	25.5	22	19.4	202.3344
9.5	0.902936	61.2	38.5	29.4	24.3	20.9	18.5	192.8581
10	0.815324	55.2	34.8	26.6	21.9	18.9	16.7	174.1451
10.5	0.736213	49.9	31.4	24	19.8	17.1	15.1	157.2477
11	0.664778	45	28.4	21.7	17.9	15.4	13.6	141.99
11.5	0.600275	40.7	25.6	19.6	16.1	13.9	12.3	128.2126
12	0.54203	36.7	23.1	17.7	14.6	12.6	11.1	115.7721
12.5	0.489436	33.2	20.9	15.9	13.2	11.3	10	104.5387
13	0.441946	29.9	18.9	14.4	11.9	10.2	9.07	94.39533
13.5	0.399064	27	17	13	10.7	9.25	8.19	85.23613
14	0.360343	24.4	15.4	11.7	9.69	8.35	7.39	76.96565
14.5	0.325379	22	13.9	10.6	8.75	7.54	6.68	69.49765
15	0.293807	19.9	12.5	9.57	7.9	6.81	6.03	62.75428
15.26	0.27862	18.9	11.9	9.08	7.49	6.46	5.72	59.51048
16	0.248676	16.8	10.6	8.1	6.69	5.76	5.1	53.11466
16.5	0.23035	15.6	9.83	7.5	6.19	5.34	4.73	49.20047
17	0.213375	14.5	9.11	6.95	5.74	4.94	4.38	45.57474
17.5	0.197651	13.4	8.44	6.44	5.31	4.58	4.06	42.2162
18	0.183085	12.4	7.81	5.96	4.92	4.24	3.76	39.10516
18.5	0.169593	11.5	7.24	5.52	4.56	3.93	3.48	36.22338
19	0.157095	10.6	6.71	5.12	4.22	3.64	3.22	33.55396
19.5	0.145518	9.86	6.21	4.74	3.91	3.37	2.99	31.08127
20	0.134795	9.13	5.75	4.39	3.62	3.12	2.77	28.7908
20.5	0.124861	8.46	5.33	4.07	3.36	2.89	2.56	26.66911

PERHITUNGAN KAPASITAS PENAMPANG AFVOER

NAMA SALURAN	:	AFVOER BOTOKAN	
Panjang	:	27000	m
Lebar Saluran (B)	:	3	m
Tinggi Muka Air (h)	:	2	m
Kemiringan dinding (m)	:	2.24	m
Koefisien pasangan beton (K)	:	70	
Elevasi Hulu	:	10000	m
Elevasi Hilir	:	10	m
Kemiringan Saluran (s)	:	0.37	m
Luas Penampang Basah (A)	:	$(B + mh) h$	$(3 + 2.24 \times 2) 2 = 14.90 \text{ m}^2$
Luas Keliling Basah (P)	:	$B + 2h(m^2+1)^{0.5}$	$= 3 + 2 * 2 * ((2.24^2) + 1)^{0.5} = 12.80 \text{ m}$
Jari-Jari Hidrolis (R)	:	A : P	$14.9 : 12.8 = 1.20$
Kecepatan Aliran (V)	:	$K \times R^{2/3} \times s^{1/2}$	$= 70 * (1.2^{2/3}) * 0.37^{1/2} = 48.0824 \text{ m/det}$
Debit Saluran (Q)	:	V x A	$48.08 * 14.9 = 716.428 \text{ m}^3/\text{det}$

Pada saat hujan rancangan kala ulang 25 tahun debit banjir tertinggi yang terjadi pada Afvoer Botokan sebesar 649.1499 m³/dt sedangkan untuk kapasitas Afvoer Botokan pada saat ini dengan panjang 2700. m dan lebar 3.0 m mampu menampung debit air sebesar 716.428 m³/dt, jadi Afvoer Botokan dalam 25 tahun ke depan tidak akan terjadi over flow atau dapat menampung kapasitas air yang masuk Afvoer tersebut sehingga tidak terjadi luber atau banjir.

4.3 Perhitungan Analisis Hidrolika

4.3.1 Perhitungan Kapasitas Eksisting

Agar dapat merencanakan kebutuhan long storage dan bozem maka perlu di hitung terlebih dahulu kapasitas tampung saluran eksisting yang ada pada dalam lokasi pabrik tersebut.

Perhitungan debit banjir rencana dan dimensi saluran yaitu menggunakan metode Rasional Praktis untuk debit rencana banjir dan rumus Stickler untuk perhitungan dimensi saluran.

Contoh perhitungan saluran eksisting E.01

$$\text{Panjang Saluran (L)} = 298 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan Saluran (s)} = 0.0001$$

$$\begin{aligned} T_c &= \left(\frac{0.87 \times L^2}{1000 \times S_0} \right)^{0.385} \\ &= \left(\frac{0.87 \times 0.298^2}{1000 \times 0.0001} \right)^{0.385} = 0.742 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= R_{5\text{th}}/24 \times (24/T_c)^{2/3} \\ &= 105.75 / 24 \times (24/ 0.742)^{2/3} = 44.736 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit rencana banjir (Q renc)} &= 0.278 \times C \times I \times A \\ &= 0.278 \times 0.7 \times 44.736 \times 0.0120 = 0.131 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Saluran Eksisting E.01

$$\text{Lebar (b)} = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan (s)} = 0.0001$$

$$\text{Koefisien manning (n)} = 0.013 \text{ (pasangan beton)}$$

$$\text{Tinggi (h)} = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{Luas Penampang (A)} = b \times h = 0.90 \times 0.70 = 0.630 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Penampang Basah (P)} = b + 2h = 0.90 + 1.40 = 2.300 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan Aliran (V)} &= 1/n \times (R^{2/3} \times S^{1/2}) = \\ &= 1/0.013 \times (0.630/2.300^{2/3} \times 0.0001^{1/2}) \\ &= 0.420 \text{ m/det} \end{aligned}$$

$$\text{Debit Rencana (Q saluran)} = V \times A = 0.420 \times 0.630 = 0.265 \text{ m}^3/\text{det}$$

Jadi pada contoh saluran E.01 debit rencana saluran lebih besar dari debit rencana banjir yaitu $0.265 \text{ m}^3/\text{det} > 0.131 \text{ m}^3/\text{det}$ sehingga saluran E.01 dapat menampung kebutuhan debit yang akan di terima.

Perhitungan debit rencana banjir dan debit saluran eksisting adalah untuk mengetahui jumlah kapasitas tampungan saluran eksisting di dalam lokasi pabrik, dalam perhitungan ada beberapa saluran eksisting yang tidak dapat menampung debit rencana yang dapat menyebabkan banjir yang dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.13. Perhitungan Kapasitas tampung saluran eksisting

NO	KODE SALURAN	PANJANG	CATCHMEN AREA	Q RENCANA	LEBAR SAL	TINGGI SAL	Q SALURAN	KAPASITAS
		m	Km ²	(m ³ /dt)	(b)	(h)	(m ³ /dt)	(m ³)
1	E.01	298	0.0150	0.131	0.90	0.70	0.265	187.74
2	E.02	68	0.0300	0.815	0.90	0.75	0.604	45.9
3	E.03	67	0.0324	0.890	0.90	0.80	0.660	48.24
4	E.04	12	0.0354	3.656	0.90	0.85	1.680	9.18
5	E.05	23	0.0379	2.372	0.90	0.90	1.302	18.63
6	E.06	80	0.0391	0.938	0.80	0.65	0.394	41.6
7	E.07	73	0.0404	1.038	0.80	0.70	0.453	40.88
8	E.08	228	0.0416	0.445	0.80	0.75	0.279	136.8
9	E.09	42	0.0428	1.685	0.70	0.65	0.450	19.11
10	E.10	98	0.0440	0.902	0.70	0.70	0.323	48.02
11	E.11	27	0.0453	2.503	0.70	0.75	0.669	14.175
12	E.12	89	0.0040	0.088	0.70	0.65	0.309	40.495
13	E.13	77	0.0030	0.074	0.70	0.70	0.364	37.73
14	E.14	46	0.0042	0.185	0.70	0.80	0.783	25.76
15	E.15	90	0.0055	0.143	0.90	0.90	0.931	72.9
								787.16
16	E.16	115	0.0500	0.906	0.80	0.65	0.329	59.8
17	E.17	62	0.0512	1.494	0.80	0.70	0.491	34.72
18	E.18	680	0.0479	0.350	2.00	1.00	2.036	1360
19	E.19	144	0.0512	0.781	0.80	0.65	0.294	74.88
20	E.20	44	0.0525	1.992	0.80	0.70	0.583	24.64
21	E.21	46	0.0537	1.970	0.80	0.75	0.621	27.6
22	E.22	94	0.0549	1.162	0.80	0.80	0.470	60.16
23	E.23	46	0.0561	2.060	0.80	0.85	0.724	31.28
24	E.24	30	0.0574	2.925	1.50	0.90	2.336	40.5
25	E.25	435	0.0586	0.381	1.50	0.95	0.658	619.875
26	E.26	69	0.0598	1.606	1.50	0.90	1.541	93.15
27	E.27	51	0.0610	2.068	1.50	0.60	1.042	45.9
28	E.28	146	0.0623	0.939	1.50	0.65	0.687	142.35
29	E.29	52	0.0635	2.810	1.50	0.80	2.633	62.4
30	E.30	320	0.0647	0.637	2.00	0.90	1.487	576
								3253.26

Untuk menanggulangi banjir pada kawasan tersebut kapasitas tampung eksisting harus melebihi volume air run off rencana banjir puncak supaya dapat menerima atau menampung aliran permukaan pada saat debit banjir puncak, di ketahui luas area atau cathment area pada kawasan pabrik tersebut dengan luas ± 119.372 m² maka dapat di hitung kebutuhan kapasitas saluran yang dibutuhkan.

Debit rencana banjir yang terjadi adalah

$$Q = 0.278 \times C \times I \times A = 0.278 \times 0.7 \times 105.75 \times 0.119372 = 2.450 \text{ m}^3/\text{det}$$

Pada keadaan hujan tinggi (T_c) volume air yang terjadi adalah

$$\begin{aligned} T_c &= \left(\frac{0.87 \times L^2}{1000 \times S_o} \right)^{0.385} \\ &= \left(\frac{0.87 \times 1.600^2}{1000 \times 0.01} \right)^{0.385} = 0.56 \text{ jam} = 34 \text{ menit} \end{aligned}$$

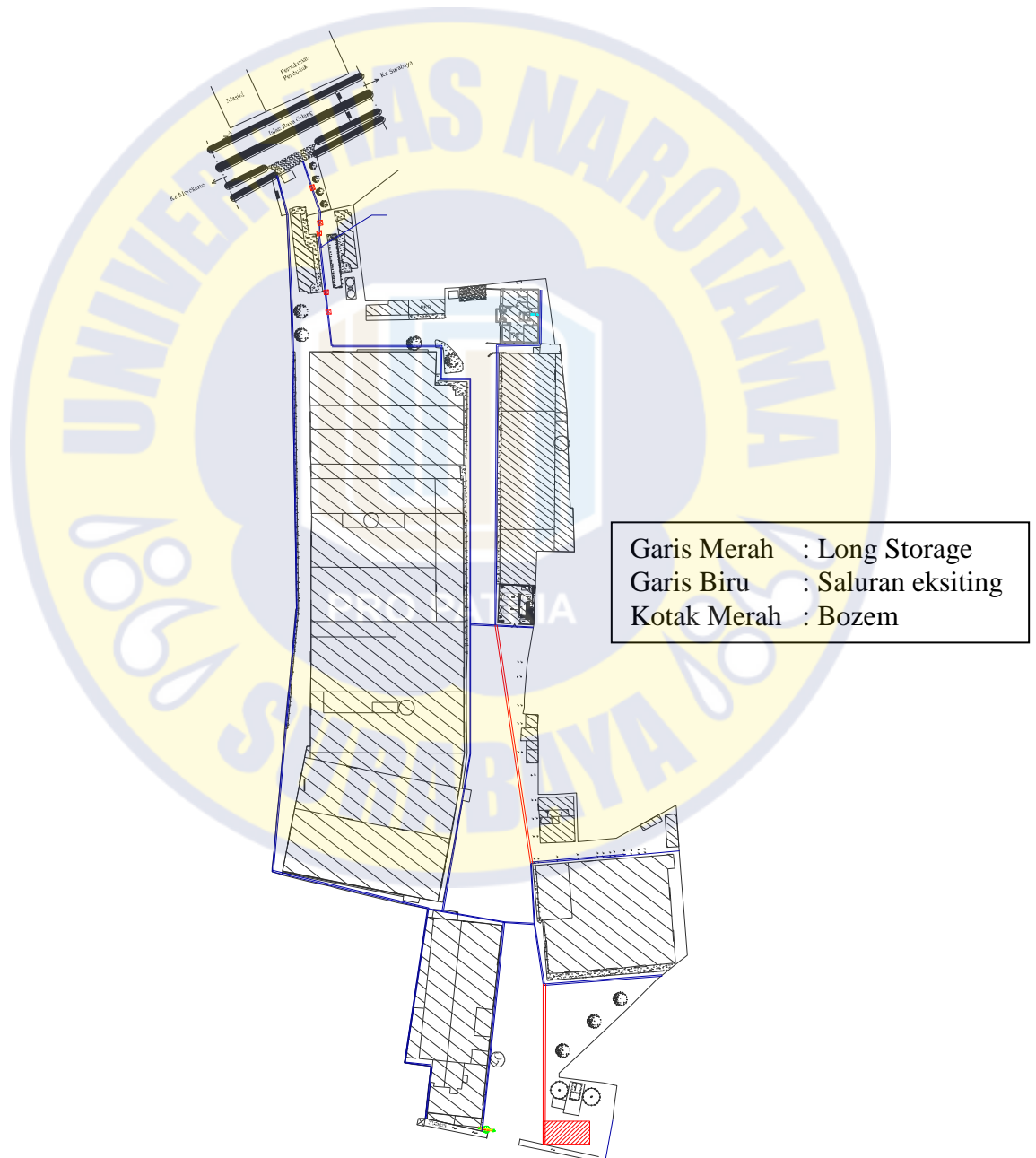
$$34 \text{ menit} \times Q \times 60 \text{ det} = 34 \times 2.450 \times 60 = 4947.16 \text{ m}^3$$

Sedangkan kapasitas saluran eksisting pada zona A sebesar 787.16 m^3 dan pada zona B sebesar 3253.26 m^3 jadi total kapasitas saluran eksisting total 4040.42 m^3 kurang dari volume run off yaitu 4947.16 m^3 , maka perlu di desain saluran Long Storage dan Bozem untuk menambah kapasitas tampung pada saat hujan tinggi agar tidak terjadi genangan atau banjir di suatu area di dalam kawasan pabrik tersebut.

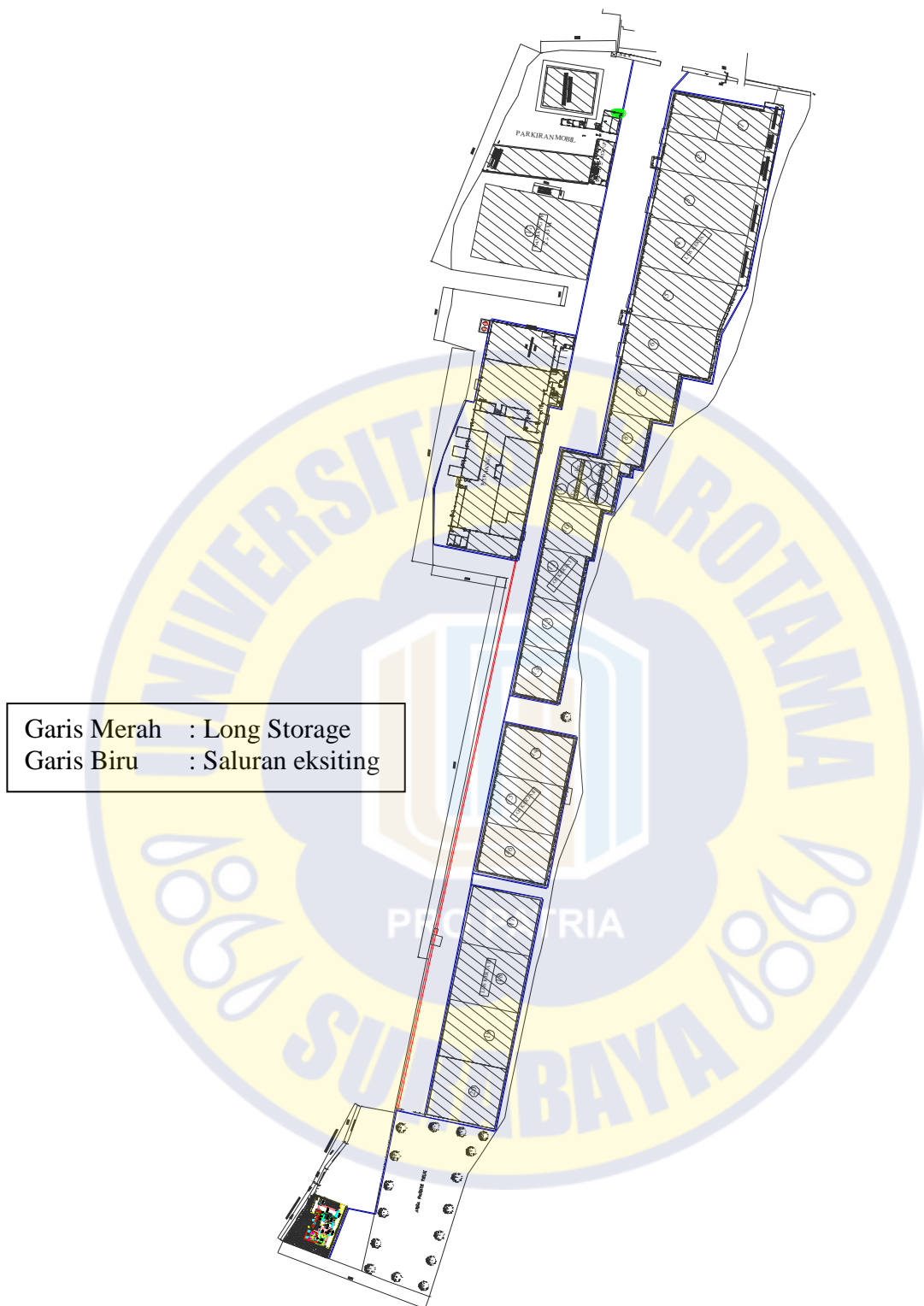
4.3.2 Perhitungan Kapasitas Tampung Rencana

4.3.2.1 Perhitungan Kapasitas Long Storage

Untuk dapat membantu kapasitas saluran eksisting yang tidak dapat menampung debit banjir pada saat hujan puncak maka perlu untuk membuat saluran Long Storage dengan kondisi seperti pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.5 Rencana Long Storage Zona A



Gambar 4.6 Rencana Long Storage Zona B

Perhitungan Saluran long Storage menggunakan rumus Stickler untuk menghitung kapasitas tampung long storage.

Contoh perhitungan long storage R.01

Lebar (b) = 2.50 m

Kemiringan (s) = 0.000476

Koefisien Manning (n) = 0.013 (pasangan beton)

Tinggi (h) = 2.00 m

Luas Penampang (A) = $b \times h = 2.50 \times 2.00 = 5.00 \text{ m}^2$

Luas Penampang Basah (P) = $b + 2h = 2.50 + 4.00 = 6.50 \text{ m}^2$

Kecepatan Aliran (V) = $1/n \times (R^{2/3} \times S^{1/2}) =$
 $= 1/0.013 \times (5.00/6.50^{2/3} \times 0.0004^{1/2}) = 1.409 \text{ m/det}$

Debit Rencana (Q saluran) = $V \times A = 1.409 \times 5.00 = 7.046 \text{ m}^3/\text{det}$

Tabel 4.14. Perhitungan Kapasitas tampung Long Storage

NO	KODE SALURAN	PANJANG	CATCHMEN AREA	Q RENCANA	LEBAR SAL	TINGGI SAL	Q SALURAN	KAPASITAS
		m	Km ²	(m ³ /dt)	(b)	(h)	(m ³ /dt)	(m ³)
1	R.01	105	0.0050	0.097	2.50	2.00	7.046	525
2	R.02	70	0.0075	0.316	2.50	2.00	21.139	350
3	R.03	340	0.0500	0.561	2.50	2.00	7.831	1700
								2575

4.3.2.2 Perhitungan Kapasitas Bozem

Untuk tidak membebani afvoer botokan dan menambah kapasitas tampung maka perlu di buatkan bozem dengan ukuran 15 m x 15 m dengan kedalaman 1.5 m dan di lengkapi dengan pintu air pada outlet pembuang di afvoer botokan.

(lihat gambar Gambar 4.5 Rencana Long Storage Zona A), bozem tersebut mempunyai kapasitas tampung sebesar 337.5 m³

Dengan adanya pembuatan desain Long Storage dan Bozem maka kapasitas tampung keseluruhan dapat diketahui sebagai berikut :

Kapasitas saluran eksisting : 4040.42 m³

Kapasitas Long Storage : 2575 m³

Kapasitas Bozem : 337.5 m³

Total kapasitas tampung : 6952.92 m³

Maka daya tampung keseluruhan dapat menampung volume run off yang terjadi yaitu 4947.16 m³ dengan safety factor 40 % dari volume air dari debit banjir rencana kala ulang 5 tahun.