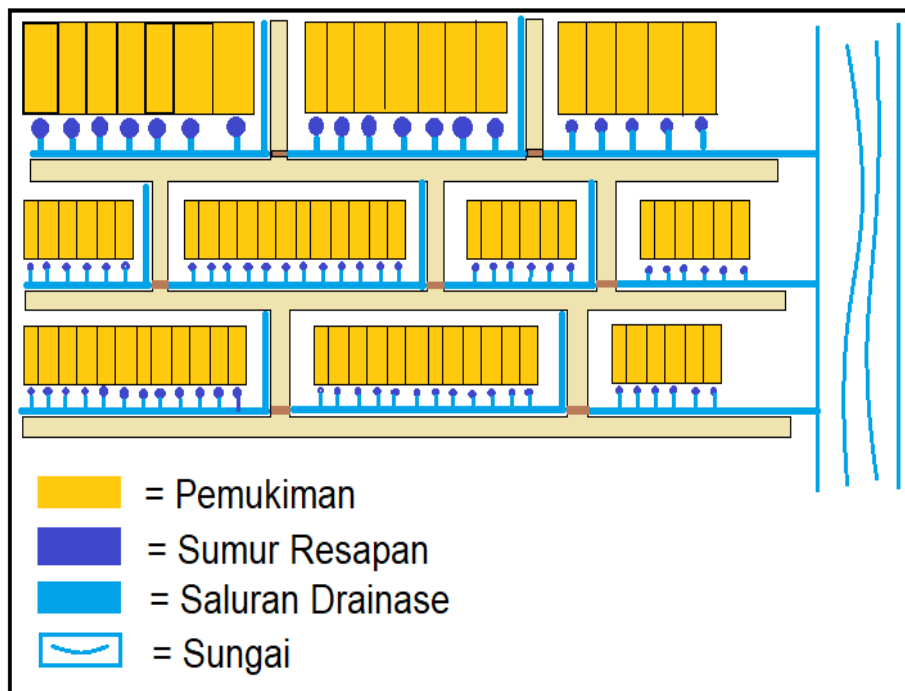


## BAB IV

### ANALISA DAN PEMBAHASAN

#### 1.1. Kondisi Saluran Eksisting

Kondisi saluran eksisting yang akan diteliti dilihat dari sisi drainase yang kurang memadai dan mempunyai saluran yang kecil. Kondisi eksisting yang sudah memadai dan sudah memiliki ukuran yang sesuai tidak akan dibahas di dalam penelitian ini. Dari Hasil pengamatan di lapangan kondisi eksisting Saluran Drainase Desa Japan Kecamatan Sooko Kabupaten Mojokerto secara umum dapat dijelaskan sebagai berikut :



Gambar 4.1. Layout Skema Drainase

Tabel 4.1. Kondisi eksisting dimensi saluran

No	Patok	Jarak	Jarak	Lebar (cm)	Tinggi (cm)	Sedimentasi

		Patok	Kumulatif	B bawah	B atas	H bersih	(cm)
		(m)	(m)				
1	A	25	25	70	80	30	40
2	B	25	50	60	70	40	30
3	C	25	75	60	70	25	35
4	D	25	100	50	65	20	28
5	E	25	125	55	60	26	28
6	F	25	150	50	70	15	36
7	G	25	175	30	55	50	10
8	H	25	200	25	30	25	35
9	I	25	225	27	38	11	22
Rata-rata Sedimentasi							

Sumber: Hasil Pengamatan

## 1.2. Analisa Hidrologi

Dalam perhitungan hidrologi ini digunakan data curah hujan selama 10 tahun yang diperoleh dari stasiun meteorologi. Perhitungan curah hujan harian maksimum dihitung dengan menggunakan metode Aritmatik. Metode ini penggunaannya sangat mudah dengan cara membagi rata pencatatan jumlah hujan pada stasiun yang ada di daerah aliran sungai. Perhitungan ini menggunakan 2 stasiun hujan terdekat yaitu stasiun hujan Sambiroto, Trowulan dan Tangunan. Salah satu contoh perhitungan curah hujan rata-rata tahun 2009 menggunakan metode aritmatik/aljabar.

$$P = \frac{\text{curah hujan Sambiroto} + \text{curah hujan Trowulan} + \text{curah hujan Tangunan}}{\text{jumlah stasiun hujan}}$$

$$P = \frac{92 + 72 + 55}{3} = 74 \text{ mm/24 jam}$$

Tabel 4.2 Hasil perhitungan metode Aritmatik

No	Tahun	sambiroto (mm)	trowulan (mm)	tanganan (mm)	Jumlah (mm)	Rerata (mm)
1	2009	92	75	55	222	74
2	2010	133	133	74	340	113
3	2011	90	97	69	256	85
4	2012	83	85	70	238	79

5	2013	113	124	99	336	112
6	2014	88	91	76	255	85
7	2015	71	83	74	228	76
8	2016	91	68	97	256	85
9	2017	94	64	100	258	86
10	2018	67	43	79	189	63

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.3 Data Curah Hujan Harian Maksimum Metode Aritmatik

NO	TAHUNAN	
		(mm/24 jam)
1	2009	74
2	2010	113
3	2011	85
4	2012	79
5	2013	112
6	2014	85
7	2015	76
8	2016	85
9	2017	86
10	2018	63
Jumlah		858
Rata-rata		85,8

Sumber: Hasil Perhitungan

### 1.2.1. Analisa Frekuensi

Analisis frekuensi digunakan untuk menetapkan besaran hujan atau debit dengan kala ulang tertentu. Analisis frekuensi dapat dilakukan untuk seri data yang diperoleh dari rekaman data baik data hujan/debit, dan didasarkan pada sifat statistik data yang tersedia untuk memperoleh probabilitas besaran hujan/debit di masa yang akan datang (diandaikan bahwa sifat statistik tidak berubah/sama).

Tabel 4.4. Perhitungan Parameter Dasar Statistik Hujan Rata-rata

NO	Tahun	R	(R - $\bar{R}$ )	(R - $\bar{R}$ ) <sup>2</sup>	(R - $\bar{R}$ ) <sup>3</sup>	(R - $\bar{R}$ ) <sup>4</sup>
1	2009	74,00	-11,800	139,240	-1643,032	19387,778
2	2010	113,00	27,200	739,840	20123,648	547363,226
3	2011	85,00	-0,800	0,640	-0,512	0,410
4	2012	79,00	-6,800	46,240	-314,432	2138,138
5	2013	112,00	26,200	686,440	17984,728	471199,874
6	2014	85,00	-0,800	0,640	-0,512	0,410
7	2015	76,00	-9,800	96,040	-941,192	9223,682
8	2016	85,00	-0,800	0,640	-0,512	0,410
9	2017	86,00	0,200	0,040	0,008	0,002
10	2018	63,00	-22,800	519,840	-11852,352	270233,626
<b>Jumlah</b>		<b>858,00</b>	<b>0,000</b>	<b>2229,600</b>	<b>23355,840</b>	<b>1319547,552</b>
<b>Rata-rata</b>		<b>85,80</b>				
Sd =		15,74				
Cv =		0,18				
Cs =		0,83				
Ck =		2,15				

Sumber : Hasil perhitungan

### 1. Deviasi Standar (Sd)

Deviasi Standar dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum(R - \bar{R})^2}{n - 1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{2229,6}{9}} = 15,74$$

### 2. Koefisien Variasi (Cv)

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

$$Cv = \frac{15,74}{85,8} = 0,18$$

### 3. Koefisien Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum (R - \bar{R})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3}$$

$$Cs = \frac{10 \times 23355,8}{9 \times 8 \times 15,74^3} = 0,83$$

### 4. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{\frac{1}{n} \sum (R - \bar{R})^4}{Sd^4}$$

$$Ck = \frac{\frac{1}{10} \times (1319547,5)}{15,74^4} = 2,15$$

Tabel 4.5. Parameter Pemilihan Distribusi Curah Hujan

Jenis Sebaran	Parameter	Kriteria	Hasil	Keterangan
Log Normal	Cs	= 1,137	0,83	Kurang
	Ck	= 5,383	2,15	Kurang
Log Pearson Tipe III	Cs	≠ 0	0,83	Mendekati
	Cv	~ 0,3	0,18	Mendekati
Gumbel	Cs	= 1,139	0,83	Kurang
	Ck	= 5,4002	2,15	Kurang

Sumber : Hasil perhitungan

Dari tabel 4.5. di atas maka dipilih distribusi Log Pearson III.

### **1.2.2. Perhitungan Curah Hujan Metode Log Pearson Type III**

Curah hujan rencana metode Log Pearson Type III dihitung dengan rumus 2.12. dengan prosedur seperti tertera pada bab II. Adapun hasil perhitungannya pada tabel 4.6.; 4.7.; dan 4.8. di bawah ini.

Tabel 4.6. Distribusi Sebaran Metode Log Pearson Type III

No	X	Log X (Xi)	$X_i - \bar{X}_i$	$(X_i - \bar{X}_i)^2$	$(X_i - \bar{X}_i)^3$
1	74	1,869	0,1172	0,013742	0,001611
2	113	2,053	0,3011	0,090645	0,027291
3	85	1,929	0,1774	0,031475	0,005584
4	79	1,898	0,1456	0,021206	0,003088
5	112	2,049	0,2972	0,088335	0,026254
6	85	1,929	0,1774	0,031475	0,005584
7	76	1,881	0,1288	0,016591	0,002137
8	85	1,929	0,1774	0,031475	0,005584
9	86	1,934	0,1825	0,033304	0,006078
10	63	1,799	0,0473	0,002241	0,000106
$\Sigma$	858,00	19,27	1,7520	0,360489	0,083317
$\bar{X}_i =$		1,752			
n =		10			
(n - 1) =		9			
(n - 2) =		8			
S =		0,200			
Cs =		0,144			

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.7. Harga k untuk Distribusi Log Pearson Type III

Cs	2	5	10	25	50	100	200
0,2	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576
0,144	0,00946	0,83866	1,27532	1,73152	2,02395	2,28482	2,52369
0,1	0,017	0,836	1,27	1,716	2	2,252	2,482

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.7. merupakan nilai koefisien K untuk distribusi Log Pearson Type III yang dihitung berdasarkan interpolasi dari tabel 2.2

Tabel 4.8. Perhitungan Hujan Maksimum Rata-rata Harian

T	Peluang (%)	S	$\bar{X}_i$	k	Log X	RT (mm)
2	50	0,200	1,752	0,009	1,754	56,741
5	20	0,200	1,752	0,839	1,920	83,148
10	10	0,200	1,752	1,282	2,009	101,995
25	4	0,200	1,752	1,751	2,102	126,603
50	2	0,200	1,752	2,054	2,163	145,574
100	1	0,200	1,752	2,326	2,218	165,014
200	0,5	0,200	1,752	2,576	2,268	185,164

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.8. menunjukkan besar curah hujan rencana untuk kala ulang 2 s/d 100 tahun. Dalam analisa selanjutnya dipakai besar curah hujan rencana untuk kala ulang 5 tahun yaitu sebesar 83,148 mm.

### 1.2.3. Analisa Intensitas Hujan (I)

Perhitungan intensitas hujan dilakukan dengan persamaan Mononobe berikut :

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

$$t_c = t_0 + t_d$$

$$t_0 = \frac{0,0195}{60} (L_0 \cdot S_0^{-1/2})^{0,77}$$



$$t_d = L / (3600 \cdot v)$$

$$t_0 = \frac{0,0195}{60} (225 \cdot 0,00001^{-1/2})^{0,77} = 1,770 \text{ jam}$$

Tabel 4.9. Kecepatan Rata-rata saluran

Kemiringan Saluran (%)	Kecepatan Rata-rata (m/dt)
<1	0,40
1 - <2	0,60
2 - <4	0,90
4 - <6	1,20
6 - <10	1,50
10 - <15	2,40

Sumber: Hasmar (2011)

Berdasarkan tabel 4.8. untuk kemiringan <1% kecepatan aliran rata-rata adalah 0,4 m/dt.

$$t_d = 1125 / (3600 \cdot 0,6) = 0,125 \text{ jam}$$

$$t_c = t_0 + t_d = 0,770 + 0,12 = 1,895 \text{ jam}$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left(\frac{24}{t_c}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{83,148}{24}\right) \times \left(\frac{24}{1,895}\right)^{\frac{2}{3}} = 18,822 \text{ mm/jam}$$

#### 1.2.4. Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Koefisien Pengaliran dihitung berdasarkan data tata guna di lokasi studi seperti pada tabel 4.9. berikut ini.

Tabel 4.10. Data Penggunaan Lahan Desa Japan

No	Jenis Tata Guna Lahan	Luas (ha)
1	Perumahan	50,33
2	Perdagangan dan Jasa	60,00
3	Jalan Aspal	18,00
	<b>Total Luas</b>	<b>128,33</b>

Sumber : Data Desa Japanan

Hasil perhitungan koefisien pengaliran rata-rata seperti pada tabel 4.10 berikut.

Tabel 4.11. Koefisien Pengaliran Rata-rata

No	Jenis Tata Guna Lahan	Ai	Ci	Ai . Ci
1	Perumahan	50,33	0,25	12,5825
2	Perdagangan dan Jasa	60,00	0,5	30
3	Jalan Aspal	18,00	0,7	12,6
	$\Sigma$	<b>128,33</b>	<b>1,45</b>	<b>55,1825</b>
	<b>C</b>	<b>0,43</b>		

Sumber : Hasil Perhitungan

### 1.2.5. Debit Rancangan ( $Q_r$ )

Besar debit dihitung dengan metode Rasional seperti rumus 2.26 sebagai berikut:

$$Q = 0,0278 \cdot CIA$$

$$Q = 0,0278 \cdot 0,43 \cdot 18,821 \cdot 128,33 = 2,887 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Debit rancangan untuk tiap- tiap saluran drainase ( $Q_r$ ) adalah besar debit dibagi dengan jumlah ruas saluran.

$$Q_r = 2,887/9 = 0,320 \text{ m}^3/\text{d.}$$

### 1.2.6. Evaluasi Saluran Drainase Eksisting

Evaluasi saluran drainase adalah membandingkan antara debit rencana ( $Q_r$ ) dengan debit eksisting ( $Q_e$ ). Debit eksisting dihitung

berdasarkan kondisi saluran hasil pengamatan di lapangan (tabel 4.1.)

dengan menggunakan rumus 2.27 dan rumus 2.28.

Saluran A :

Dimensi : Lebar bawah = 0,7 m

Lebar atas = 0,8 m

Tinggi = 0,3 m

Kemiringan saluran = 0,01

$$A = \frac{0,7+0,8}{2} \times 0,3 = 0,225 \text{ m}^2$$

$$n = 0,015$$

$$P = 0,7 + \left\{ \sqrt{0,3^2 + [(0,8+0,7)^2]} \right\} \times 2 = 1,308 \text{ m}$$

$$R = \frac{0,225}{1,308} = 0,172 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,172^{2/3} \times 0,01^{1/2} = 2,063 \text{ m/dt}$$

$$Q_e = 2,063 \times 0,225 = 0,464 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk hasil pada ruas saluran lainnya, seperti pada tabel 4.11.

Tabel 4.12. Debit Eksisting Saluran Drainase

No	Patok	Lebar (m)		Tinggi (m)	A (m <sup>2</sup> )	N	P (m)	R (m)	v	Qe
		B bawah	B atas	H bersih						
1	A	0,70	0,80	0,3	0,225	0,015	1,308	0,172	2,062	0,464
2	B	0,60	0,70	0,4	0,260	0,015	1,406	0,185	2,164	0,563
3	C	0,60	0,70	0,25	0,163	0,015	1,110	0,146	1,852	0,301
4	D	0,50	0,65	0,2	0,115	0,015	0,927	0,124	1,658	0,191
5	E	0,55	0,60	0,26	0,150	0,015	1,072	0,139	1,792	0,268
6	F	0,50	0,70	0,15	0,090	0,015	0,861	0,105	1,480	0,133
7	G	0,30	0,55	0,5	0,213	0,015	1,331	0,160	1,962	0,417
8	H	0,25	0,30	0,25	0,069	0,015	0,752	0,091	1,352	0,093
9	I	0,27	0,38	0,11	0,036	0,015	0,516	0,069	1,125	0,040

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel 4.11. dapat dibandingkan besar debit eksisting dan besar debit rancangan, seperti pada tabel 4.12.

Tabel 4.13. Evaluasi Saluran Drainase Eksisting

No	Patok	Lebar (m)		Tinggi (m)	Qe	Qr	Qe - Qr	Kondisi
		B bawah	B atas	H bersih				
1	A	0,70	0,80	0,3	0,464	0,206	0,258	Mencukupi
2	B	0,60	0,70	0,4	0,563	0,320	0,243	Mencukupi
3	C	0,60	0,70	0,25	0,301	0,320	-0,019	Tidak memadai
4	D	0,50	0,65	0,2	0,191	0,320	-0,129	Tidak memadai
5	E	0,55	0,60	0,26	0,268	0,320	-0,052	Tidak memadai
6	F	0,50	0,70	0,15	0,133	0,320	-0,187	Tidak memadai
7	G	0,30	0,55	0,5	0,417	0,320	0,097	Mencukupi
8	H	0,25	0,30	0,25	0,093	0,320	-0,227	Tidak memadai
9	I	0,27	0,38	0,11	0,040	0,320	-0,280	Tidak memadai

Sumber : Hasil Perhitungan

### 1.3. Analisa Sumur Resapan

#### 1.3.1. Analisa Infiltrasi Yang masuk Sumur Resapan

$$Q_r = 0,320 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{c=1} = 1,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{in} = Q_{c=1} - Q_r$$

$$= 1,93779 - 0,320 = 1,617 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_e = \frac{0,9 \times R^{0,92}}{60}$$

$$= \frac{0,9 \times 83,148^{0,92}}{60}$$

$$= 0,87 \text{ hari} = 3000 \text{ s}$$

$$V_{in} = T_e \times Q_{in}$$

$$= 3000 \times 1,617$$

$$= 4851 \text{ m}^3$$

#### 1.3.2. Analisa Andil Drainase Talang

$$Q_{andil} = 0,855 \times C_{tadah} \times A_{tadah} \times R$$

$$Q = 0,855 \times 0,85 \times 25630 \times 56,74$$

$$= 1056 \text{ liter}$$

$$= 1056,8 \text{ m}^3$$

### 1.3.3. Analisa Storasi Sumur Resapan

Perhitungan Storasi Sumur

Diameter sumur = 1 m

Luas Alas Sumur ( $A_v$ ) =  $0,25 \times 3,14 \times D^2$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 1^2$$

$$= 3,14 \text{ m}^2$$

Luas Dinding Sumur ( $A_h$ ) =  $3,14 \times D \times H_{\text{asumsi}}$

$$= 3,14 \times 1 \times 2$$

$$= 6,28 \text{ m}^2$$

Luas Total =  $3,14 + 6,28$

$$= 9,42 \text{ m}^2$$

### 1.3.4. Analisa Perhitungan Konduktifitas Hidrolis

$K_{\text{vertical}} = 2 \text{ cm/hr} = 0,48 \text{ m/hari}$

$K_{\text{horizontal}} = 2 \times K_{\text{vertical}}$

$$= 2 \times 0,48 = 0,96 \text{ m/hari}$$

$K_{\text{rerata}} = (K_{\text{vertical}} \times A_v + K_{\text{horizontal}} \times A_h) / A_{\text{total}}$

$$= \frac{0,48 \times 3,14 + 0,96 \times 6,28}{9,42}$$

$$= 0,8 \text{ m/hari}$$

### 1.3.5. Analisa Volume Resapan

$$R = 77,46$$

$$V_{resapan} = \frac{0,9 \times R^{0,92}}{60} \times A_{total} \times K_{rerata}$$

$$= \frac{0,82 \times 9,42 \times 0,8}{77,46}$$

$$= 0,07 \text{ m}^3$$

$$H_{total} = \frac{V_{andil} - V_{resap}}{Ah}$$

$$= \frac{1056,8 - 0,07}{6,28}$$

$$= 168 \text{ m}$$

### 1.3.6. Perhitungan Jumlah Sumur Resapan

$$H_{asumsi} = 1,5 \text{ m}$$

$$n = \frac{H_{total}}{H_{asumsi}}$$

$$= \frac{168}{1,5}$$

$$= 112 \text{ buah}$$

Dalam kajian ini direncanakan sumur resapan jenis sumur kosong tampang lingkaran dengan kedalaman 1,5 m dan diameter 1 m. Koefisien permeabilitas tanah diambil = 0,0001 cm/dt, mengacu pada tabel 4.14.

Tabel 4.14. Harga Koefisien Permeabilitas Tanah

Jenis Tanah	K (cm/dt)
Kerikil Bersih	1,0 – 100
Pasir Kasar	1,0 - 0,001
Pasir Halus	0,01 - 0,001
Lanau	0,001 - 0,00001
Lempung	< 0,000001

Sumber : Das, 1998

Debit resapan sumur dihitung dengan rumus:

$$Q_{sr} = F \times k \times H$$

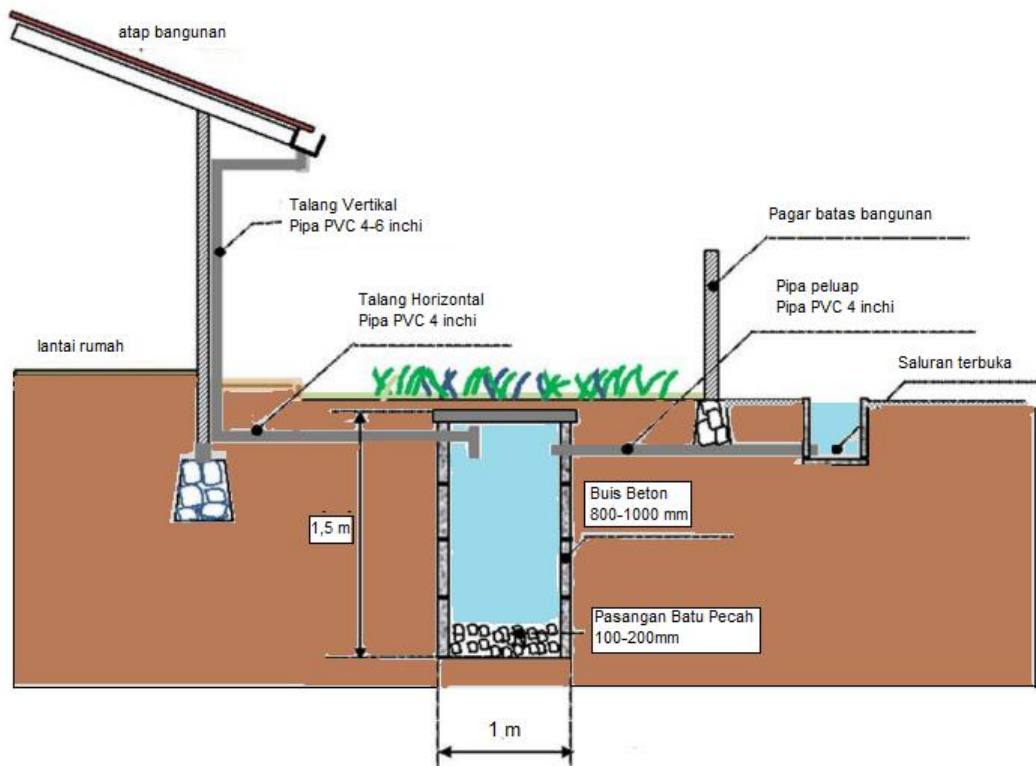
$$F = 2\pi R = 2 \times 3,14 \times 0,5 = 3,14$$

$$Q_{sr} = 3,14 \times 0,00001 \times 1,5 = 0,0000471 \text{ m}^3/\text{dt}$$

dari perhitungan di atas setiap unit sumur resapan dapat menyerap air sebesar 0,0000471 m<sup>3</sup>/dt. Jika jumlah sumur resapan sebanyak 1000 unit, maka dapat meminimalisir debit rancangan sebesar:

$$Q_{tot.sr} = 1000 \times 0,0000471 = 0,0471 \text{ m}^3/\text{dt}$$





Gambar 4.2 Skema Sumur Resapan

#### 1.4. Analisa Hidrolika

Dimensi saluran drainase dihitung berdasarkan besar debit rancangan saluran dikurangi debit resapan sumur sebesar:

$$Q = 0,320 - \left(\frac{0,00527}{9}\right) = 0,319 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Pada perencanaan ini saluran drainase direncanakan sebagai saluran terbuka berbentuk empat persegi panjang. Pemilihan bentuk saluran didasarkan pada pertimbangan keterbatasan lahan dan kesetabilan jenis tanah pada lokasi.

Data perencanaan :

- Kemiringan dasar saluran rata-rata (I) = 0,001
- Lebar saluran rencana (b) = 1 m
- Koefisien kekasaran Manning = 0,025
- Debit rencana = 0,319 m<sup>3</sup>/dt

$$Q = V \cdot A$$

$$V = Q/A$$

$$A = b \cdot h = 1h$$

$$P = b + 2h = 1,5 + 2h$$

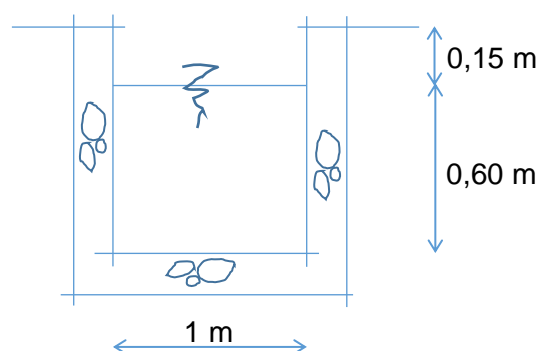
$$R = \frac{1h}{1 + 2h}$$

$$\frac{Q}{A} = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$\frac{1,395}{1h} = 1/0,025n \cdot \left(\frac{1h}{1 + 2h}\right)^{2/3} \cdot 0,001^{1/2}$$

Dengan cara *trial and error* diperoleh h = 0,6 m

Tinggi jagaan diambil 25% x h = 0,25 x 0,6 = 0,15 m



Gambar 4.3. Sket Gambar Saluran Drainase

### 1.5. Analisa Debit Limbah Cair

Debit limbah cair = Jumlah penduduk x limbah cair per orang x 0,7%

$$= 9035 \times 150 \text{ liter/orang/hari} \times 0,7\%$$

$$= 9487 \text{ liter/hari}$$

Tabel 4.15 Perilaku Penggunaan Air di Desa Japan

Waktu	Penggunaan	Persentase
00.00 - 04.00	Tidak Ada	0%
04.00 - 06.00	Persiapan Beribadah	5%
06.00 - 10.00	Mandi + Cuci + Masak	55%
10.00 - 12.00	Tidak Ada	0%
12.00 - 14.00	Persiapan Beribadah	5%
12.00 - 14.00	Makan	5%
14.00 - 16.00	Tidak Ada	0%
16.00 -19.00	Mandi + Persiapan Beribadah	20%
19.00 - 20.00	Makan	5%
20.00 - 21.00	Bersih - bersih badan	5%
21.00 - 00.00	Tidak Ada	0%
Total		100%

Berdasarkan tabel 4.14 jumlah limbah cair pada jam puncak adalah  
persentase jam puncak x total limbah cair = 55% x 9487 = 5217 liter/hari.

#### 1.5.1. Total Kapasitas Bak Pengolahan Air Limbah

Total kapasitas bak pengolahan air limbah

$$5.217 \text{ liter} + (30\% \times 5.217 \text{ liter}) = 6782,1 \text{ liter}$$

$$= 678 \text{ m}^3$$

Kapasitas desain yang direncanakan :

$$\text{Kapasitas pengolahan per jam} = \frac{678 \text{ m}^3}{24 \text{ jam}} = 28 \text{ m}^3 \text{ per jam}$$

$$\text{Kapasitas pengolahan per menit} = \frac{28 \text{ m}^3}{60} = 0,46 \text{ m}^3/\text{menit} = 46$$

liter/menit

BOD Air Limbah Rata-rata : 300mg/l

Total Efisiensi Pengolahan : 90-95%

### 1.5.2. Analisa Bak Pemisah Lemak

Kapasitas pengolahan : 678 m<sup>3</sup>/ hari

: 28 m<sup>3</sup>/jam

: 46 liter/menit

Kriteria Perencanaan :

retention time = ± 30 menit.

Volume bak yang diperlukan =  $\frac{30}{60 \times 24}$  hari x 678 m<sup>3</sup>/hari = 14,12

m<sup>3</sup>

Dimensi Bak :

Panjang : 3 m

Lebar : 2 m

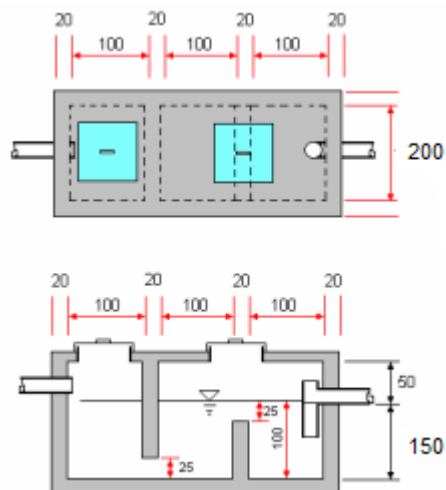
Kedalaman Air : 1,5 m

Ruang Bebas : 0,5 m

Volume efektif : 4,5 m<sup>3</sup>

Konstruksi : Beton K275

Tebal dinding : 20 cm



Gambar 4.4. Bak Pemisah Lemak

### 1.5.3. Analisa Bak Ekualisasi

Ditetapkan waktu tinggal dalam bak ekualisasi adalah 5 jam.

$$\text{Jadi : Volume bak yang diperlukan} = \frac{3}{24} \times 678 \text{ m}^3/\text{hari} = 84,75 \text{ m}^3$$

Ditetapkan Dimensi Bak :

Panjang : 5 m

Lebar : 5 m

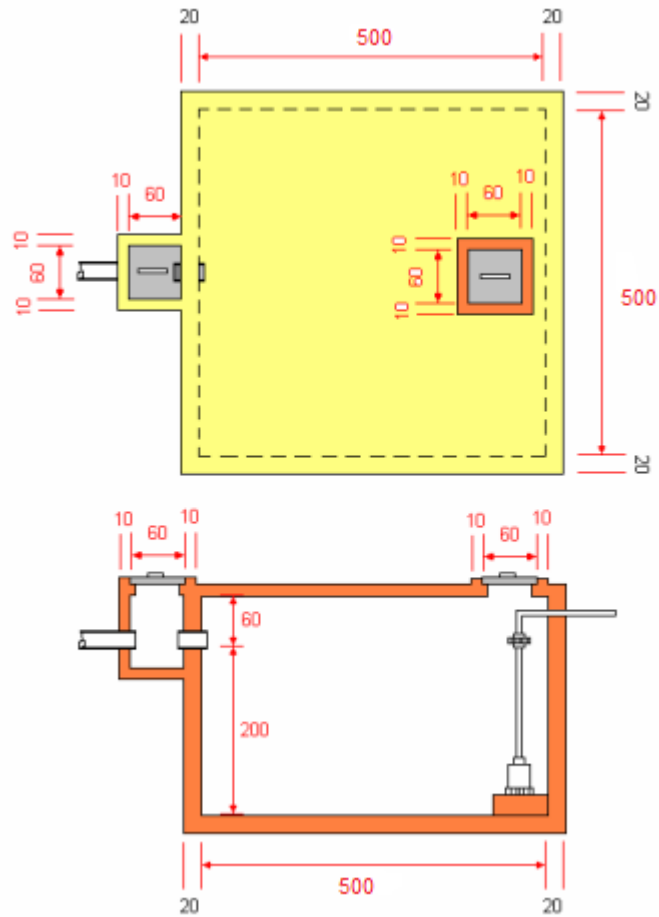
Kedalaman Air : 2 m

Ruang Bebas : 0,5 m

Volume efektif : 80 m<sup>3</sup>

Konstruksi : Beton 275

Tebal dinding : 20 cm



Gambar 4.5. Dimensi Bak Ekualisasi

#### 1.5.4. Analisa Bak Pengendapan Awal

Debit air limbah: 678 m<sup>3</sup>/ hari

BOD masuk : 300 mg/l



Efisiensi : 25 %

Bod Keluar : 225 mg/l

Waktu tinggal dalam bak = 2–4 jam

Volume bak yang diperlukan =  $\frac{4}{24} \times 678 \text{ m}^3 = 113 \text{ m}^3$

Ditetapkan Dimensi Bak :

Panjang : 5,5 m

Lebar : 4,5 m

Kedalaman Air : 3 m

Ruang Bebas : 0,5 m

Volume efektif : 22,5 m<sup>3</sup>

Konstruksi : Beton K275

Tebal dinding : 20 cm

#### **1.5.5. Biofilter *Anaerob***

BODmasuk : 220 mg/l

Efisiensi : 80 %

BODkeluar : 45 mg/l

Debit limbah : 678 m<sup>3</sup> / hari

Untuk pengolahan air dengan proses biofilter standar beban BOD per volume media 0,4-4,7 kg BOD / m<sup>3</sup> .hari.

Ditetapkan beban BOD yang digunakan = 1,0 kg BOD / m<sup>3</sup> .hari.

Beban BOD di dalam air limbah = 678 m<sup>3</sup> / hari x 220 g/ m<sup>3</sup> = 149,160 g/hari = 149 kg/hari.

Volume media yang diperlukan =  $\frac{142 \text{ kg/hari}}{1,0 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{hari}} = 142 \text{ m}^3$

Volume media = 55% dari total volume reaktor,

Volume reaktor yang diperlukan =  $100/55 \times 142 \text{ m}^3 = 258 \text{ m}^3$

Waktu tinggal didalam reaktor Anaerob =  $\frac{270 \text{ m}^3}{678 \text{ m}^3/\text{hari}} \times 24 \text{ jam/hari} =$

9,5 jam

Ditetapkan Dimensi reaktor Anaerob :

Panjang : 8,5 m

Lebar : 6,5 m

Kedalaman Air : 3 m

Ruang Bebas : 0,5 m

Volume efektif : 258 m<sup>3</sup>

Konstruksi : Beton K275

Tebal dinding : 20 cm

Waktu tinggal Reaktor Anaerob rata –rata =  $\frac{278 \text{ kg BOD/hari}}{(10 \times 4 \times 2) \text{ m}^3} = 3,4 \text{ Kg}$

BOD/m<sup>3</sup> .hari.

Standart high rate trickling filter : 0,4 - 4,7 Kg BOD/ m<sup>2</sup> .hari. (Ebie  
Kunio, 1995)

### 1.5.6. Biofilter *Aerob*

Debit air limbah : 678 m<sup>3</sup> / hari

BOD masuk : 45 mg/l

Efisiensi : 60 %

Bod Keluar : 18 mg/l

Beban BOD di dalam air limbah = 678 m<sup>3</sup> / hari x 45 g/m<sup>3</sup> = 30510 g/hari = 30 kg/hari.

Jumlah BOD yang dihilangkan = 0,6 x 30 kg/hari = 18 kg/hari.

Beban BOD per volume media yang digunakan = 0,5 kg/m<sup>3</sup> .hari.

Volume media yang diperlukan = 30/0,5 = 60 m<sup>3</sup>

Volume media = 40% dari Volume Reaktor

Volume Reaktor Biofilter Aerob yang diperlukan = 100/40 x 60 m<sup>3</sup> = 150 m<sup>3</sup> Biofilter Aerob terdiri dari dua ruangan yaitu ruang Aerasi dan ruang Bed Media. Dimensi Reaktor Biofilter Aerob :

- Ruang aerasi Panjang : 3,5 m

Lebar : 5,5 m

Kedalaman Air : 2 m

Ruang Bebas : 0,5 m

Volume efektif : 18 m<sup>3</sup>

- Ruang Bed Media

Panjang : 4 m

Lebar : 5 m

Kedalaman Air : 2 m

Ruang Bebas : 0,5 m

Total volume Efektif Biofilter Aerob =  $(3,5 \text{ m} + 4 \text{ m}) \times 5,5 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 131 \text{ m}^3$   
Konstruksi : Beton K275

Tebal dinding : 20 cm

Blower udara yang diperlukan :

Spesifikasi Blower :

Tipe : HIBLOW 200

Kapasitas Blower : 200 liter/menit

Head : 2000 mm-aqua ( 2 meter )

Jumlah : 4 unit

Power :  $200 \text{ watt} \times 4 = 8000 \text{ watt}$

Pipa Outlet :  $\frac{1}{2}$  inc.

Kelistrikan : 1 fase

Diffuser udara :

Total transfer udara = 800 liter/menit

Tipe diffuser yang digunakan : perforated pipe diffuser atau yang setara.

### 1.5.7. Analisa Bak Pengendapan Akhir

Debit air limbah : 678 m<sup>3</sup> / hari

BOD masuk : 20 mg/l

Bod Keluar : 20 mg/l

Waktu tinggal Di Dalam Bak = 2-4 jam

Volume bak yang diperlukan =  $(3/24) \times 678 \text{ m}^3 = 84,75 \text{ m}^3$  Dimensi:

Panjang : 5,5 m

Lebar : 4,5 m

Kedalaman Air : 3 m

Ruang Bebas : 0,5 m

Konstruksi : Beton K275

Tebal dinding : 20 cm

Chek : Waktu tinggal (retention time) rata-rata =  $\frac{5,5m \times 4,5m \times 3m}{180 \text{ m}^3/\text{hari}} \times 24$

jam/hari = 2,7 = 3 jam

## 1.5.8. Menghitung Diameter Pipa IPAL

### 1. Diameter Pipa Untuk Sambungan Rumah

Misalkan di dalam 1 rumah terdiri dari 5 orang, maka

$$Q = 150 \text{ liter/hari} \times 5 \text{ orang}$$

$$Q = 750 \text{ liter/hari}$$

Penggunaan air selama 3 jam pada jam puncak dengan persentase 55% dari total air limbah

$$Q = 750 \text{ liter/hari} \times 55\%$$

$$Q = 412 \text{ liter/hari}$$

$$= 17,16 \text{ liter/jam}$$

$$= 0,28 \text{ liter/menit}$$

$$= 0,0007 \text{ liter/detik}$$

Dimensi pipa untuk sambungan rumah

$$Q = 0,0007 \text{ liter/detik}$$

$$V = 1,5 \text{ m/detik}$$

$$d = \sqrt{\frac{Q \times 4}{v \times \pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0,0007 \times 4}{1,5 \times 3,14}} = 0,0243 \text{ m}$$

Jadi diameter pipa untuk sambungan rumah yaitu 2,43 cm, menggunakan pipa PVC.

## 2. Diameter Pipa Untuk Saluran Tersier

$$Q \text{ satu rumah} = 0,0007 \text{ liter/detik}$$

$$Q \text{ saluran tersier} = 0,0007 \text{ liter/detik} \times 5 \text{ rumah} = 0,0035 \text{ liter/detik}$$

Dimensi pipa untuk saluran tersier :

$$Q = 0,0035 \text{ liter/detik}$$

$$V = 1,5 \text{ m/detik}$$

$$d = \sqrt{\frac{Q \times 4}{v \times \pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0,0035 \times 4}{1,5 \times 3,14}} = 0,054519 \text{ m}$$

Jadi diameter pipa untuk saluran tersier yaitu 5,45 cm, menggunakan pipa PVC.

## 3. Diameter Pipa Untuk Saluran Sekunder

Jika melayani 50 rumah maka debit yang masuk ke dalam saluran sekunder yaitu :

$$Q \text{ satu rumah} = 0,0007 \text{ liter/detik}$$

$$Q \text{ saluran sekunder} = 0,0007 \text{ liter/detik} \times 50 \text{ rumah} = 0,035 \text{ liter/detik}$$



Dimensi pipa untuk saluran sekunder :

$$Q = 0,035 \text{ liter/detik}$$

$$V = 1,5 \text{ m/detik}$$

$$d = \sqrt{\frac{Q \times 4}{v \times \pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0,035 \times 4}{1,5 \times 3,14}} = 0,17240 \text{ m}$$

Jadi diameter pipa untuk saluran tersier yaitu 17,240 cm,  
menggunakan pipa PVC.

#### 4. Diameter Pipa Untuk Saluran Tersier

Jika melayani 50 rumah maka debit yang masuk ke dalam saluran tersier yaitu :

$$Q \text{ satu rumah} = 0,0007 \text{ liter/detik}$$

$$Q \text{ saluran sekunder} = 0,0007 \text{ liter/detik} \times 150 \text{ rumah} = 0,105 \text{ liter/detik}$$

Dimensi pipa untuk saluran sekunder :

$$Q = 0,105 \text{ liter/detik}$$

$$V = 1,5 \text{ m/detik}$$

$$d = \sqrt{\frac{Q \times 4}{v \times \pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{0,105 \times 4}{1,5 \times 3,14}} = 0,2986 \text{ m}$$

Jadi diameter pipa untuk saluran tersier yaitu 29,86 cm, menggunakan pipa beton.

Tabel 4.16. Dimensi Saluran Pipa

No	Jenis Saluran	Diameter Saluran (cm)	Bahan Saluran
1	Sambungan Rumah	5	PVC
2	Sambungan Tersier	10	PVC
3	Sambungan Sekunder	20	PVC
4	Sambungan Primer	30	Beton

Sumber : Hasil Perhitungan

### 1.5.9. Analisa Bak Pemisah Lemak

#### 1. Kemiringan Saluran Sambungan Rumah

Untuk menghitung kemiringan saluran sambungan rumah dapat dijelaskan sebagai berikut:

$$v = 1,5 \text{ m/detik}$$

$$n = 0,01 \text{ (PVC)}$$

$$r = 0,05 \text{ (diameter 5cm)}$$

$$I = \left( \frac{v \cdot n}{\left(\frac{r}{2}\right)^{2/3}} \right)^2$$

$$= \left( \frac{1,5 \cdot 0,01}{\left(\frac{0,05}{2}\right)^{2/3}} \right)^2 = 0,03078$$

Standar minimum kemiringan pipa diameter 5cm adalah 0,45% = 0,0045.

## 2. Kemiringan Saluran Tersier

Untuk menghitung kemiringan saluran tersier dapat dijelaskan sebagai berikut:

$v = 1,5$  m/detik

$n = 0,01$  (PVC)

$r = 0,075$  (diameter 10cm)

$$I = \left( \frac{v \cdot n}{\left(\frac{r}{2}\right)^{2/3}} \right)^2$$

$$= \left( \frac{1,5 \cdot 0,01}{\left(\frac{0,075}{2}\right)^{2/3}} \right)^2 = 0,0179$$

Standar minimum kemiringan pipa diameter 15cm adalah 0,4% = 0,0004.

### 3. Kemiringan Saluran Sekunder

Untuk menghitung kemiringan saluran sekunder dapat dijelaskan sebagai berikut:

$$v = 1,5 \text{ m/detik}$$

$$n = 0,013 \text{ (PVC)}$$

$$r = 0,023 \text{ (diameter 20cm)}$$

$$I = \left( \frac{v \cdot n}{\left(\frac{r}{2}\right)^{2/3}} \right)^2$$
$$= \left( \frac{1,5 \cdot 0,013}{\left(\frac{0,023}{2}\right)^{2/3}} \right)^2 = 0,0068$$

Standar minimum kemiringan pipa diameter 20cm adalah 0,12% = 0,0012.

#### 4. Kemiringan Saluran Primer

Untuk menghitung kemiringan saluran primer dapat dijelaskan sebagai berikut:

$$v = 1,5 \text{ m/detik}$$

$$n = 0,013 \text{ (Beton)}$$

$$r = 0,038 \text{ (diameter 30cm)}$$

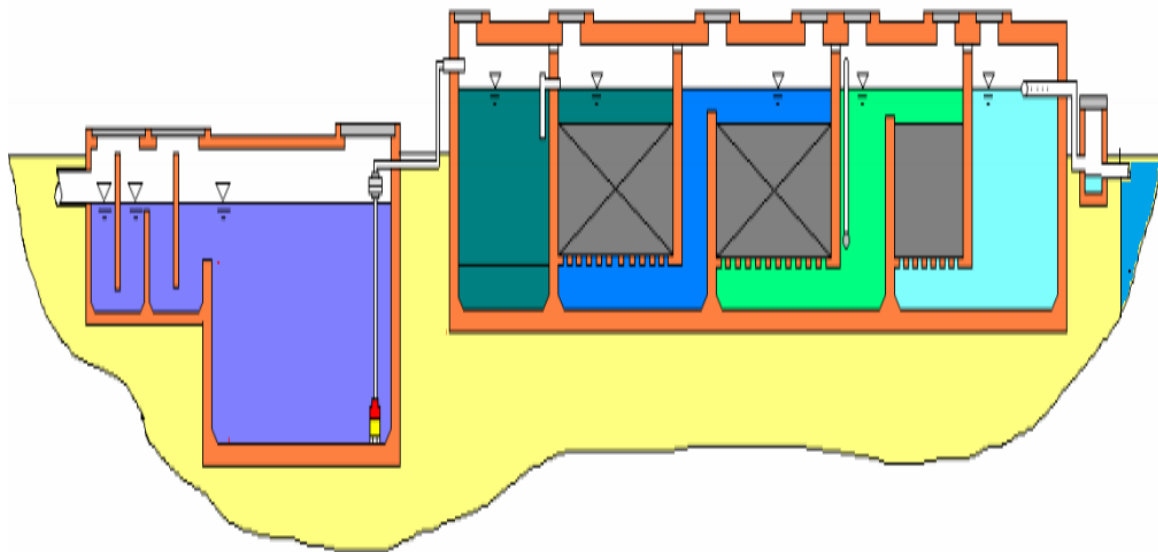
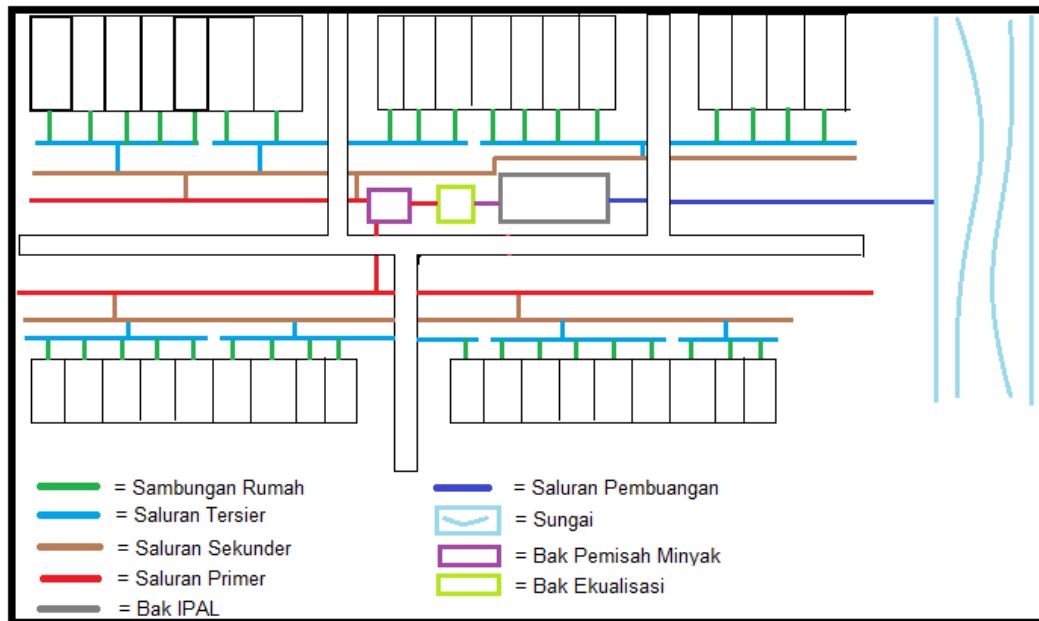
$$I = \left( \frac{v \cdot n}{\left(\frac{r}{2}\right)^{2/3}} \right)^2$$
$$= \left( \frac{1,5 \cdot 0,013}{\left(\frac{0,038}{2}\right)^{2/3}} \right)^2 = 0,00348$$

Standar minimum kemiringan pipa diameter 30cm adalah  $0,06\% = 0,0006$ .

Tabel 4.17 Perhitungan Kemiringan Pipa

No	Jenis Saluran	Diameter Saluran (cm)	Kemiringan (%)
1	Sambungan Rumah	5	3,078
2	Sambungan Tersier	10	1,79
3	Sambungan Sekunder	20	0,68
4	Sambungan Primer	30	0,348

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.9 Layout dan Skema IPAL