

BAB V

PERENCANAAN SISTEM PENYALURAN AIR LIMBAH

5.1. Perhitungan Kebutuhan Air Bersih

Dalam menghitung kebutuhan air bersih, ada beberapa hal yang harus diperhatikan, yaitu : jumlah penduduk tiap blok dan kebutuhan air bersih perorangan. Dalam perencanaan ini, wilayah perencanaan dibagi dalam 6 blok pelayanan, sedangkan untuk kebutuhan air bersih per orang per hari diperoleh melalui hasil survey langsung dengan cara pembagian kuisiner kepada warga masyarakat yang akan dilayani.

Untuk perhitungan jumlah sampel yang akan diberikan kuisiner untuk mendapatkan kebutuhan air bersih, berdasarkan perhitungan dengan Metode Yamane pada rumus (4.1) adalah sebagai berikut :

Diketahui : Jumlah KK = 156 KK

$$\text{Error (E)} = 13 \%$$

$$n = \frac{N}{1 + N(\text{moe})^2}$$

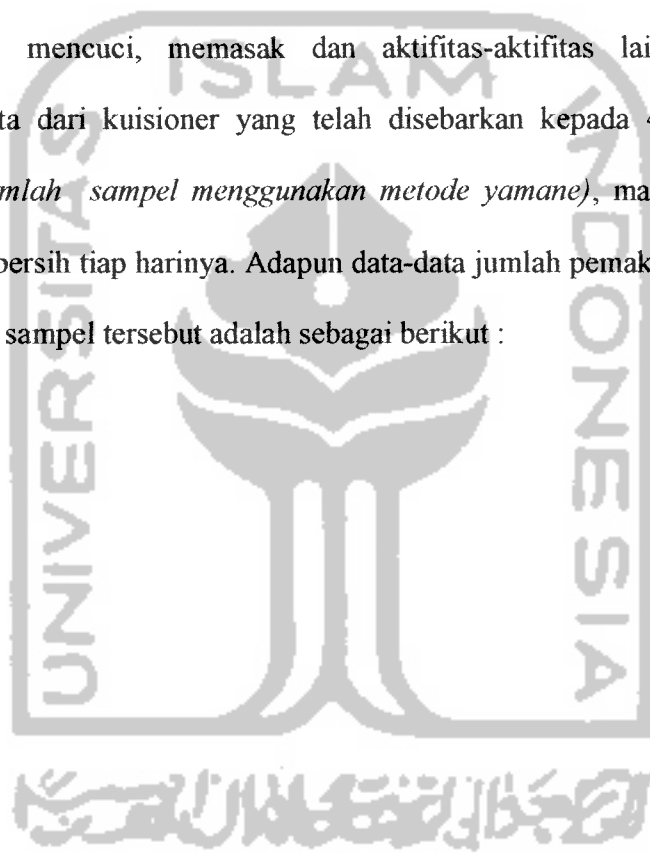
$$S = \frac{156}{1 + 156(13\%)^2}$$

$$S = 45.38$$

$$= 45 \text{ sampel}$$

5.1.1 Analisa Perhitungan Kebutuhan Air Bersih

Perhitungan jumlah kebutuhan air bersih berdasarkan pada jumlah pemakaian air bersih tiap harinya dan banyaknya jumlah pemakai (anggota keluarga). Untuk jumlah pemakaian air bersih tiap harinya dibagi atas beberapa penggunaan, yaitu : mandi, kakus, mencuci, memasak dan aktifitas-aktifitas lainnya. Dari hasil pengolahan data dari kuisisioner yang telah disebarakan kepada 45 sampel (*sesuai perhitungan jumlah sampel menggunakan metode yamane*), maka didapat jumlah pemakaian air bersih tiap harinya. Adapun data-data jumlah pemakaian air bersih tiap harinya dari 45 sampel tersebut adalah sebagai berikut :



Tabel 5.1. hasil perhitungan kebutuhan air bersih per orang

Asal RT	Nama KK	Jumlah Anggota Keluarga (orang)	Sumber air Bersih	Pemakaian air bersih tiap hari						Jumlah Rata2 Rekening Air (PDAM) (m ³ /bulan)	Jumlah Kebutuhan air bersih (L/hari)	
				Mandi (Liter)	Kakus (Liter)	Mencuci (Liter)	Memasak (Liter)	Lain-lain (Liter)	Tiap KK (L/hari)		Tiap orang (L/hari)	
7	Hendro Suryanto	6	Smr Pribadi	372	56	100	10	25		563	93.83	
	Sugiman	5	Smr Pribadi	262.5	35	60	10	10		377.5	75.5	
	Darisman	4	Smr Umum	150	0	0	10	10		170	42.5	
	B.S. Sudarto BA	10	PDAM						18	600	60	
	Edy Santoso	6	Smr Umum	320	49	75	15	20		479	79.83	
	Paulus Sugiono	2	Smr Pribadi	160	28	12.5	10	10		220.5	110.3	
8	Ny. Sadiyah	8	Smr Pribadi	320	70	75	15	10		490	61.25	
	Sugeng Rahardjo	6	Smr Pribadi	350	35	75	14	10		484	80.67	
	Rudi Baskoro	5	Smr Pribadi	320	42	100	15	20		497	99.4	
	Sardianto	4	PDAM						10	333.33	83.33	
	Sunaryanto	4	PDAM						9.3	310	77.5	
	Paulus Sandjaya	6	PDAM						10.3	343.33	57.22	

	Radi Yudiono	5	PDAM									11.2	373.33	74.67
	Nugroho	5	Smr Pribadi	372	42	18.75	25	10					467.75	93.55
	Sumargono	3	Smr Pribadi	240	40	60	10	10					360	120
	Drs. Sayfuddin A	6	PDAM									19	633.33	105.6
	wardoyo	3	Smr Pribadi	240	28	75	15	10					368	122.7
	Sumaryanto	8	PDAM									18.5	616.67	77.08
	Budiman	12	PDAM									27.5	916.67	76.39
9.	Markus Sunaryo	3	Smr Pribadi	250	60	100	10	10					430	143.3
	Parujan	6	Smr Umum	320	49	100	20	20					509	84.83
	Suryanto. SH	3	PDAM									8.3	276.66	92.22
10	Danung M.s	4	Smr Pribadi	400	16	26.6	10	25					477.6	119.4
	Dikan Karto D	4	Smr Umum	160	28	60	12.5	10					270.5	67.63
	Hari Pratomo	3	PDAM									8	266.67	88.89
	Mahri	2	Smr Umum	100	21	50	10	10					191	95.5
	Alip Supriyadi	6	Smr Pribadi	400	56	100	15	25					596	99.33
	Iman Suki	2	PDAM										243.33	121.7
	Darozzi	7	PDAM										433.33	61.9

	Supawi	2	Smr Pribadi	187.5	21	60	15	10		293.5	146.8	
	Rubikem	4	Smr Pribadi	240	42	75	15	20		392	98	
	Suparto	3	Smr P.ribadi	350	0	0	14	10		374	124.7	
	Kero Pawiro	4	Smr Pribadi	135	40	60	10	100		345	86.25	
11	Suradinah	7	Smr Pribadi	240	70	75	15	20		420	60	
	Szaring Santoso	5	Smr Pribadi	270	49	75	10	20		424	84.8	
	Kismiharyono	7	Smr Pribadi	372	50	80	15	20		537	76.71	
	Ajawalan	6	Smr Pribadi	558	16	100	100	15		789	131.5	
	Sutarlan	6	Smr Pribadi	250	40	0	6	15		311	51.83	
	Kasiman. Spd	3	Smr Pribadi	320	45	30	10	15		420	140	
	Ciptosumarto	4	Smr Umum	202.5	36	100	15	20		373.5	93.38	
12	Er hadi Widodo	3	PDAM							7.9	263.33	87.78
	Muhammadin	4	PDAM							11.5	383.33	95.83
	Ponjian	4	Smr Pribadi	240	42	100	15	10		407	101.8	
	Muslimin	5	Smr Pribadi	320	56	80	15	20		491	98.2	
	Sudarmoko	4	Smr Pribadi	240	42	75	10	10		377	94.25	
Rata-rata											91.95	

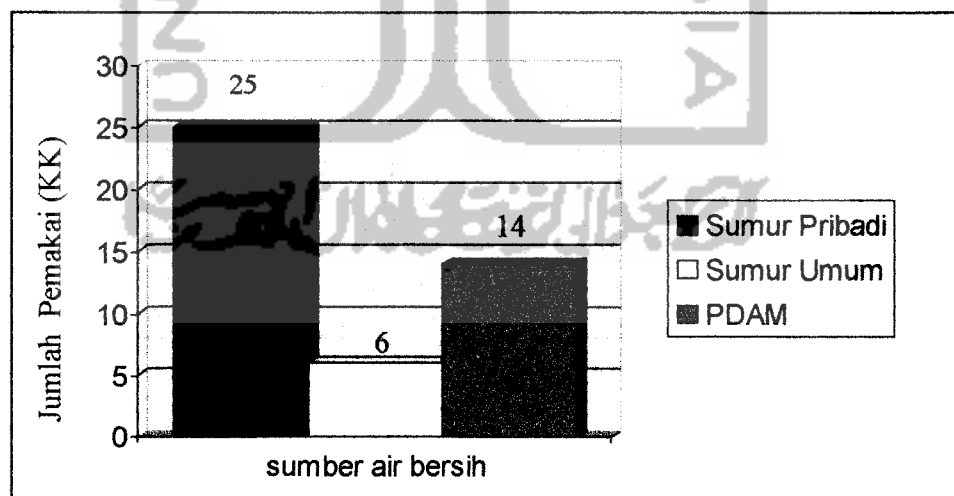
Dari hasil pengolahan data diatas diperoleh kebutuhan air rata-rata per orang adalah 91,92 L/org/hari = 92 L/org/hari.

5.1.2 Analisa hasil pengolahan data

Perhitungan jumlah kebutuhan air bersih diatas menurut sumber air bersih dibagi dalam tiga bagian :

1. Sumur pribadi
2. Sumur umum
3. Air Leding (PDAM)

Untuk jumlah pengguna air bersih menurut sumber air bersih adalah sumur pribadi sebanyak 25 sampel kepala keluarga, sumur umum sebanyak 6 sampel kepala keluarga dan sisanya air PDAM sebanyak 14 sampel kepala keluarga.

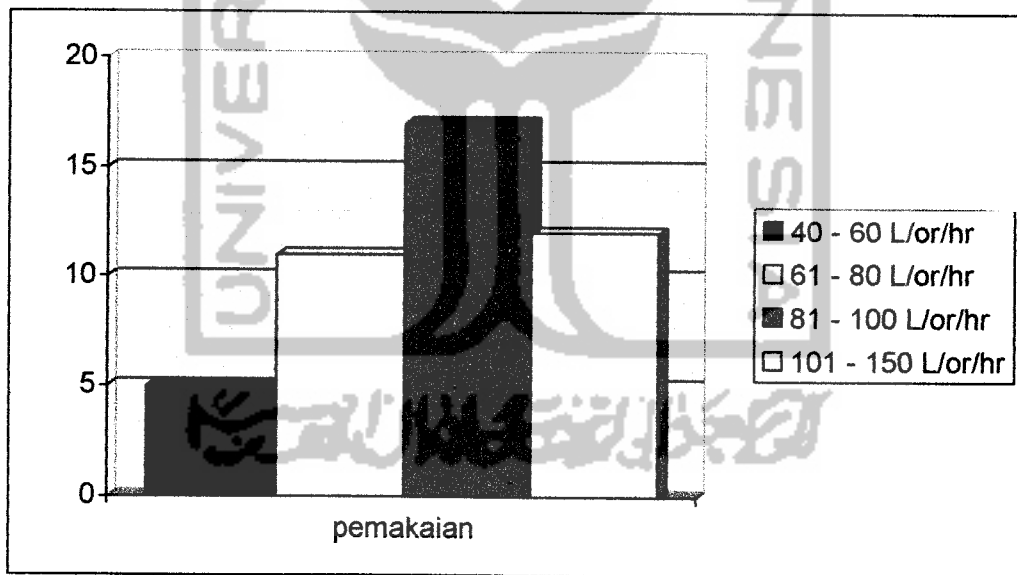


Gambar 5.1. Penggunaan Air bersih (Hasil pengolahan data, 2005)

Dari grafik diatas dapat dilihat bahwa pada umumnya warga masyarakat memiliki sumur sendiri dan menggantungkan kebutuhan air bersih tiap hari dari sumur tersebut.

Sedangkan untuk menganalisa data kebutuhan air bersih, maka jumlah kebutuhan air bersih dapat dikelompokkan atas beberapa kategori :

- a. Sangat sedikit (40 lt/org/hr – 60 lt/org/hr) = 5 Sampel
- b. Sedikit (61 lt/org/hr – 80 lt/org/hr) = 11 Sampel
- c. Cukup (81 lt/org/hr – 100 lt/org/hr) = 17 Sampel
- d. Cukup banyak (100 lt/org/hr – 150 lt/org/hr) = 12 Sampel



Gambar 5.2. Grafik Pemakaian air bersih (Hasil pengolahan data, 2005)

Dengan melihat hasil pengolahan data diatas dapat dilihat bahwa rata-rata pemakaian air tiap orang terbesar adalah berkisar antara 80 – 100 L/org/hari.

Sedangkan bervariasinya kebutuhan air bersih tiap orang lebih disebabkan oleh beberapa faktor. Antara lain :

1. Tingkat ekonomi masyarakat (mata pencaharian masyarakat).

Dari hasil perhitungan kebutuhan air bersih terlihat bahwa pada umumnya warga masyarakat yang mata pencahariannya sebagai buruh dan pedagang kaki lima menggunakan air lebih sedikit daripada warga masyarakat yang pekerjaannya sebagai pegawai negeri sipil (PNS) atau karyawan swasta.

2. Asal sumber air bersih (seperti : Sumur pribadi, sumur umum dan PDAM). Disini terlihat bahwa warga masyarakat yang biasa menggunakan air bersih berasal dari PDAM cenderung menghabiskan air lebih banyak (dalam liter/org/hari) ketimbang warga yang menggunakan air sumur. Hal ini terjadi karena masyarakat yang menggunakan air sumur (biasanya menggunakan pompa air) berpikir bahwa dengan seringnya mereka menyalakan pompa air tentu akan menambah jumlah rekening listrik mereka tiap bulannya. Masalah ini tentu akan memberatkan mereka yang mana rata-rata mata pencaharian mereka hanya sebagai buruh dan pedagang kaki lima.

5.1.3 Perhitungan Kebutuhan Air Bersih Tiap Blok Pelayanan

Untuk menghitung kebutuhan air bersih tiap blok pelayanan, maka terlebih dahulu dilakukan pembagian blok pelayanan, dalam perencanaan ini terdapat 6 blok

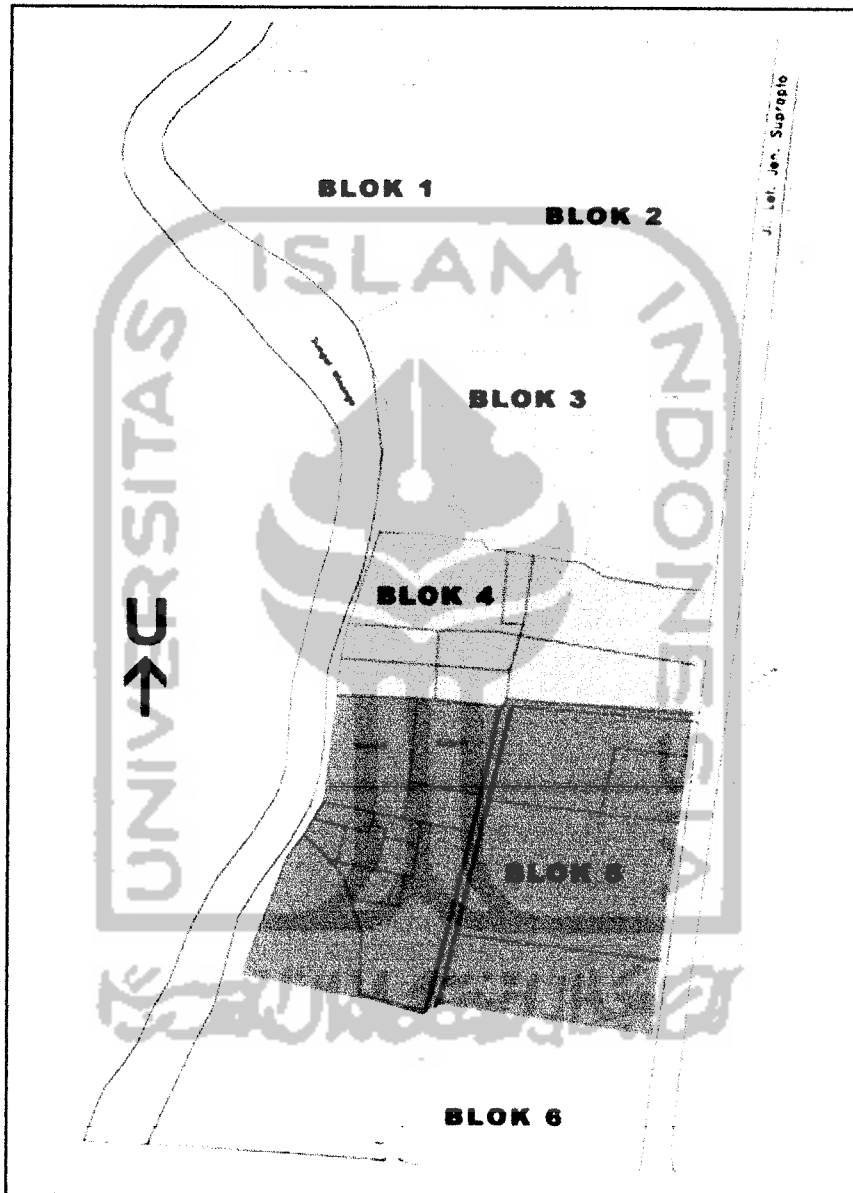
pelayanan yang dibagi sesuai dengan wilayah RT. Dibawah ini dapat dilihat pembagian blok pelayanan.

Tabel 5.2. Pembagian blok pelayanan pada RW 02 Kel Ngampilan

No	Blok Pelayanan	Luas Daerah (Ha)	Jumlah Penduduk (Jiwa)
1	I	1.1	120
2	II	1.2	145
3	III	1.1	79
4	IV	0.8	131
5	V	1.1	94
6	VI	1.2	107
	Jumlah	6.5	676

(Sumber : Hasil pengolahan data, 2005)

Di bawah ini dapat dilihat peta pembagian Blok pelayanan pada wilayah RW 02 Kelurahan Ngampilan



Gambar 5.3. Peta Pembagian Blok Pada RW 02 Kel Ngampilan

(Gambar diperkecil)
Non Skala

Untuk menghitung kebutuhan air bersih wilayah perencanaan digunakan persamaan (4.2) pada kriteria perencanaan.

Contoh Perhitungan Kebutuhan air bersih Untuk Blok I

Diketahui : Keb.air rata2 perorangan = 92 L/org/hr

Jumlah penduduk Blok 1 = 120 orang

Maka

Keb. Air Bersih (Q air bersih) = jml penduduk x Keb.air rata2 perorangan
 = 120 orang x 92 L/org/hari
 = 11040 L/hari
 = 0.000127778 m³/detik

Tabel 5.3. hasil perhitungan kebutuhan air bersih tiap blok pelayanan

Blok	Jumlah Penduduk (jiwa)	Keb. air rata-rata (L/org/hr)	Keb. Air bersih (m ³ /s)
1	120	92	0.000127778
2	145	92	0.000154398
3	79	92	0.000084120
4	131	92	0.000139491
5	94	92	0.000100093
6	107	92	0.000113935
JmL	676		0.000719815

5.2. Perhitungan Kuantitas Air Buangan

5.2.1. Air Buangan Domestik

Dalam perencanaan ini digunakan persamaan (4.3) pada kriteria perencanaan.

Contoh Perhitungan Kuantitas Air Buangan Domestik

Untuk Blok 1

Diketahui : Q air Bersih Blok 1 = 0.000127778 m³/s

Luas Blok 1 = 1,1 ha

Jumlah Penduduk = 120 jiwa

Penyelesaian :

$$\begin{aligned} Q \text{ air buangan} &= 70 \% \times Q \text{ air bersih} \\ &= 70 \% \times 0.000127778 \text{ m}^3/\text{s} \\ &= 0.00008944 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Tabel 5.4. Kuantitas air buangan tiap blok.

Blok	JmL Penduduk (jiwa)	Q air bersih (m ³ /s)	Q air buangan domestik (m ³ /s)
1	120	0.000127778	0.00008944
2	145	0.000154398	0.000108079
3	79	0.000084120	0.000058884
4	131	0.000139491	0.000097644
5	94	0.000100093	0.000070065
6	107	0.000113935	0.000079754
JmL	676	0.000719815	0.000503871

5.2.2. Air Buangan Non Domestik

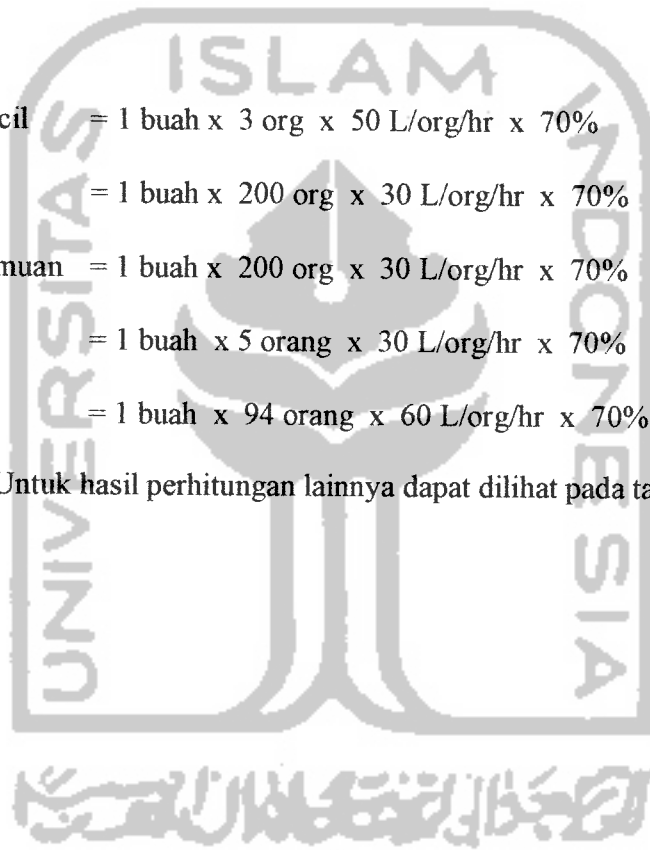
Perhitungan debit air buangan non domestik didasarkan pada jumlah fasilitas yang tersedia, dengan Menggunakan persamaan (4.4) pada kriteria perencanaan.

Contoh Perhitungan debit air buangan non domestik

Untuk blok 5

- Industri Kecil = 1 buah x 3 org x 50 L/org/hr x 70% = 0,0000012 m³/s
- Kantor = 1 buah x 200 org x 30 L/org/hr x 70% = 0,0000486 m³/s
- Balai Pertemuan = 1 buah x 200 org x 30 L/org/hr x 70% = 0,0000486 m³/s
- Bengkel = 1 buah x 5 orang x 30 L/org/hr x 70% = 0,0000012 m³/s
- MCK = 1 buah x 94 orang x 60 L/org/hr x 70% = 0,0000457 m³/s

Untuk hasil perhitungan lainnya dapat dilihat pada tabel berikut.



Tabel 5.5. Hasil Perhitungan Debit Air Buangan Non Domestik tiap Blok.

Fasilitas Pelayanan	Jml Pemakai (Orang)	Keb. Air per unit (L/hari)	Blok 1		Blok 2		Blok 3		Blok 4		Blok 5		Blok 6		
			unit	Q ab (m ³ /s)	unit	Q ab (m ³ /s)	unit	Q ab (m ³ /s)	unit	Q ab (m ³ /s)	unit	Q ab (m ³ /s)	unit	Q ab (m ³ /s)	
TK	100	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0,0000162
Posyandu	25	10	-	-	-	-	-	-	2	0,0000162	-	-	-	-	-
Masjid	300	30	-	-	-	-	-	-	1	0,0000486	-	-	-	1	0,0000486
Industri Kecil	10	50	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0,0000012	-	-	-
Toko	20	10	-	-	-	-	6	0,0000097	-	-	-	-	-	5	0,0000081
Kantor	200	30	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0,0000486	-	-	-
Balai Pertemuan	200	30	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0,0000486	-	-	-
Bengkel	10	10	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0,0000012	-	-	-
MCK	100	60	-	-	1	0,0000457	2	0,0000811	1	0,0000457	1	0,0000457	2	0,0000811	-
Jumlah						0,0000457		0,0000908		0,0001218		0,0001453		0,000154	

5.2.3. Perhitungan *Fluktuasi* Debit Air Buangan

Persamaan-persamaan yang digunakan untuk menghitung *fluktuasi* debit air buangan menggunakan persamaan (4.5), (4.6), (4.7), (4.8) pada kriteria perencanaan.

Contoh Perhitungan *Fluktuasi* debit air buangan Untuk Blok 5

Diketahui : Luas area pelayanan = 1,1 ha
Jumlah Penduduk = 94 jiwa
Q domestik = 0.000070065 m³/detik
Q non domestik = 0,0001453 m³/detik
Berdasarkan perumusan *babbit*, maka :
< 20.000 jiwa → Faktor feaknya = 3

Penyelesaian :

- $Q_{inf} = 10\% \times Q_d$
 $= 10\% \times 0.000070065 \text{ m}^3/\text{detik}$
 $= 0.0000070065 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $Q_r = Q_d + Q_n + Q_{inf}$
 $= 0.000070065 \text{ m}^3/\text{detik} + 0,0001453 \text{ m}^3/\text{detik} + 0.0000070065$
 m^3/detik
 $= 0.000222072 \text{ m}^3/\text{detik}$

- $Q_{min} = \frac{1}{5} \times \left(\frac{p}{1000} \right)^{0.2} \times Q_r$



جامعة الإسلام في إندونيسيا

$$= \frac{1}{5} x \left(\frac{94}{1000} \right)^{0.2} x 0,00021199 \text{ m}^3/\text{dik}$$

$$= 2.7678 x 10^{-5} \text{ m}^3/\text{detik}$$

- $Q_{\text{peak}} = Q_r x F_p$

$$= 0.000222072 \text{ m}^3/\text{detik} x 3$$

$$= 0.000666215 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Untuk perhitungan Blok lain dapat dilihat pada table berikut ini.



Tabel 5.6. Fluktuasi Debit air buangan tiap blok Pelayanan

Blok	Luas (ha)	Σ Pddk (jiwa)	Q_n (m^3 /detik)	Q_d (m^3 /detik)	Q_{inf} (m^3 /detik)	Q_r (m^3 /detik)	Fp	Q_{min} (m^3 /detik)	Q_{peak} (m^3 /detik)
I	1,1	120	0	0.000089440	0.000008944	0.000098384	3	0.000012876	0.000295152
II	1,2	145	0.0000046	0.000108079	0.000010807	0.000164887	3	0.00002.2412	0.000494661
III	1,1	79	0.0000091	0.000058884	0.000005888	0.000155772	3	0.000018751	0.000467317
IV	0,8	131	0.000122	0.000097644	0.000009764	0.000229408	3	0.000030555	0.000688225
V	1,1	94	0.000145	0.000070065	0.0000070065	0.000222072	3	0.000027678	0.000666215
VI	1,2	107	0.000154	0.000079754	0.7.9754E-06	0.000241729	3	0.000030919	0.000725188
Jumlah	6,5	676	0,000558	0,000503866	0,00005038	0,001112253		0,000143195	0,003336758

5.3. Pembebanan Air Buangan pada tiap Pipa

Pipa yang digunakan untuk melayani tiap blok disebut pipa lateral, sedangkan pipa yang menghubungkan tiap pipa lateral untuk dialirkan ke Instalasi Pengolahan Air Limbah disebut main pipe.

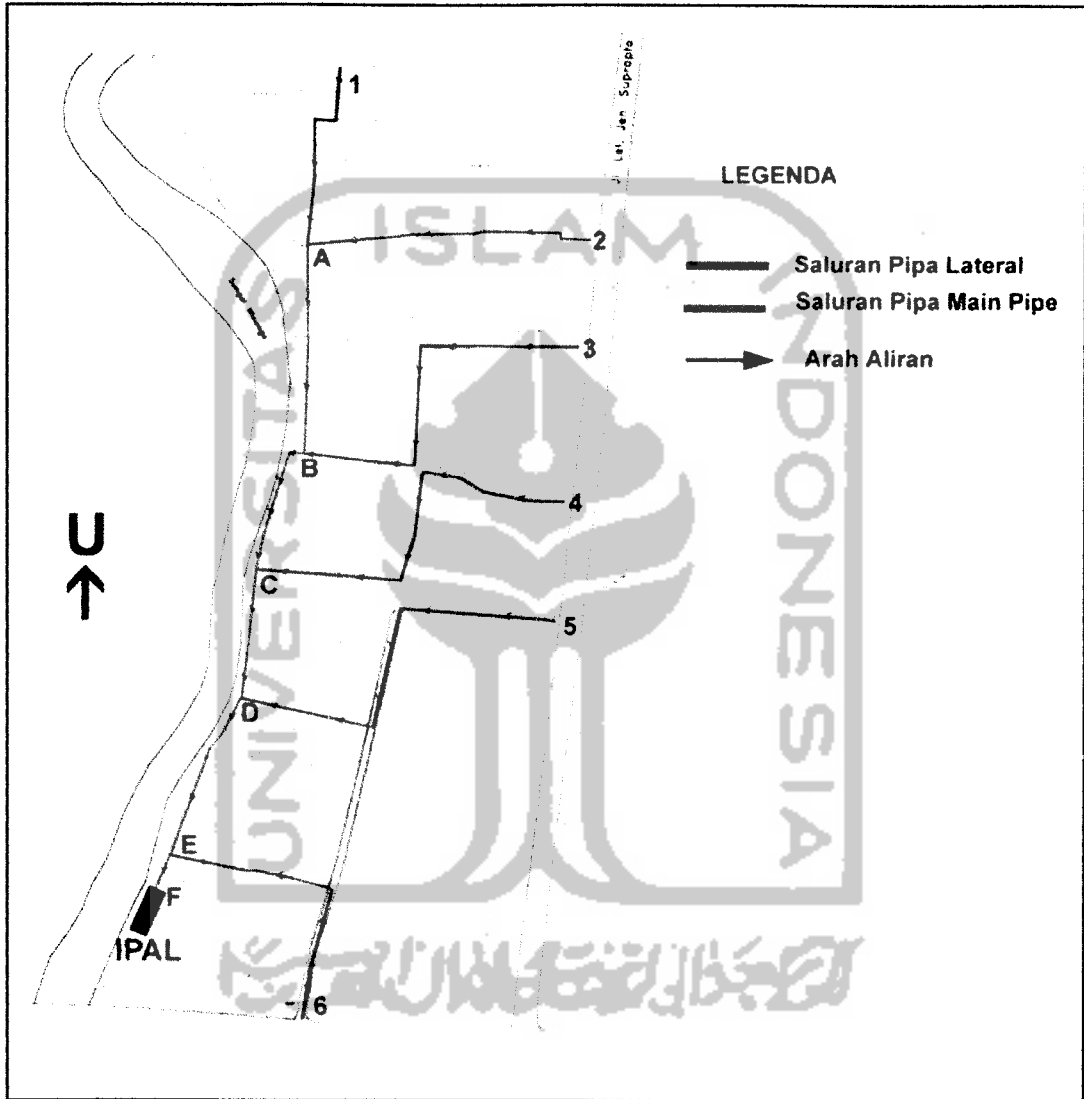
Tabel 5.7. Pembebanan Air Buangan Pada Pipa Lateral

Jalur Pipa	Asal Limbah	Q peak (m ³ /detik)	Q mean (m ³ /detik)
1 – A	Blok 1	0.000295152	0.000012876
2 – A	Blok 2	0.000494661	0.000022412
3 – B	Blok 3	0.000467317	0.000018751
4 – C	Blok 4	0.000688225	0.000030555
5 – D	Blok 5	0.000666215	0.000027678
6 – E	Blok 6	0.000725188	0.000030919

Tabel 5.8. Pembebanan Air Buangan Pada Main Pipe

Jalur Pipa	Asal Limbah	Q peak (m ³ /detik)	Q mean (m ³ /detik)
A - B	(1-A) + (2-A)	0.000789813	0.000035288
B – C	(A-B) + (3-B)	0.00125713	0.000054039
C – D	(B-C) + (4-C)	0.001945355	0.000084594
D – E	(C-D) + (5-D)	0.00261157	0.000112272
E – F	(D-E) + (6-E)	0.003336758	0.000143191

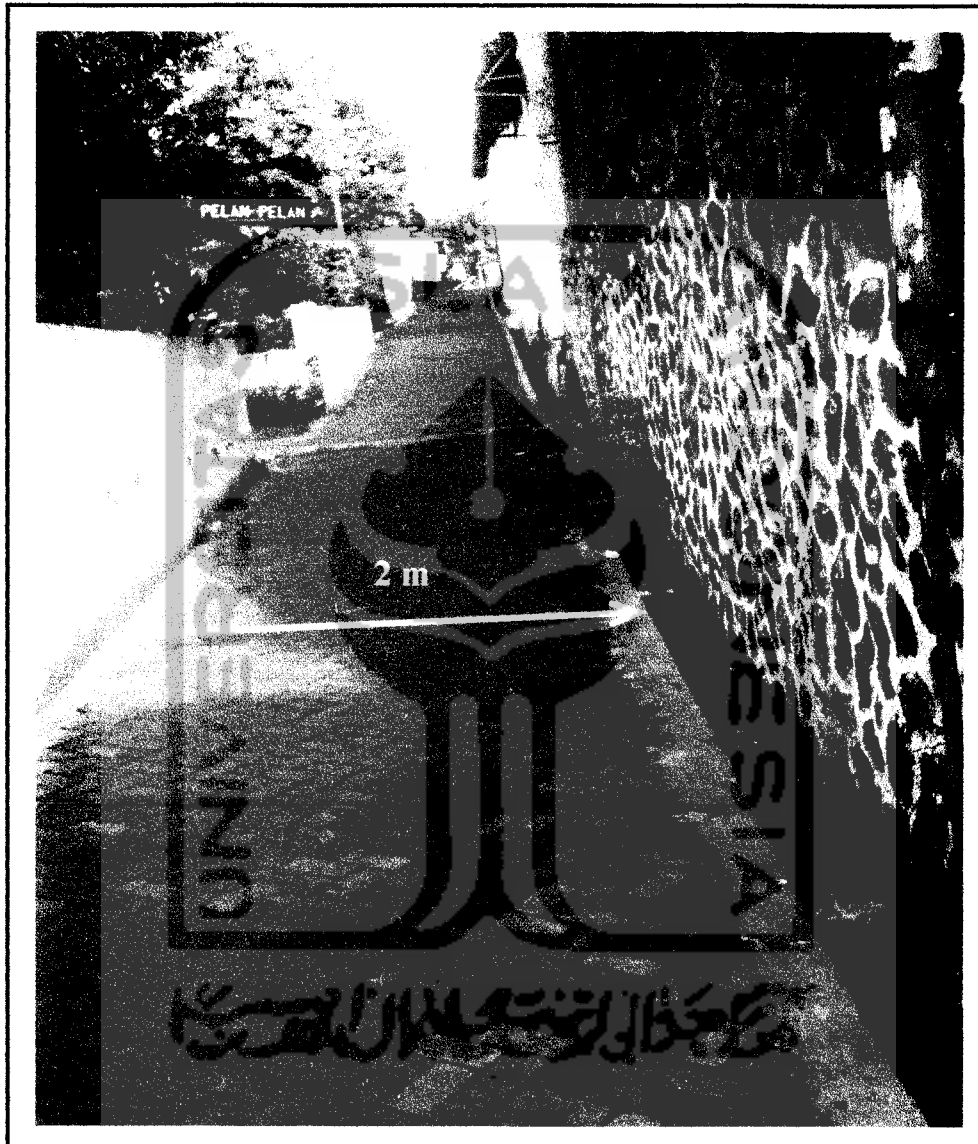
Di bawah ini dapat dilihat Gambar peta jaringan Air Buangan yang direncanakan.



Gambar 5.4. Perencanaan jaringan pipa Air buangan

(Gambar diperkecil)

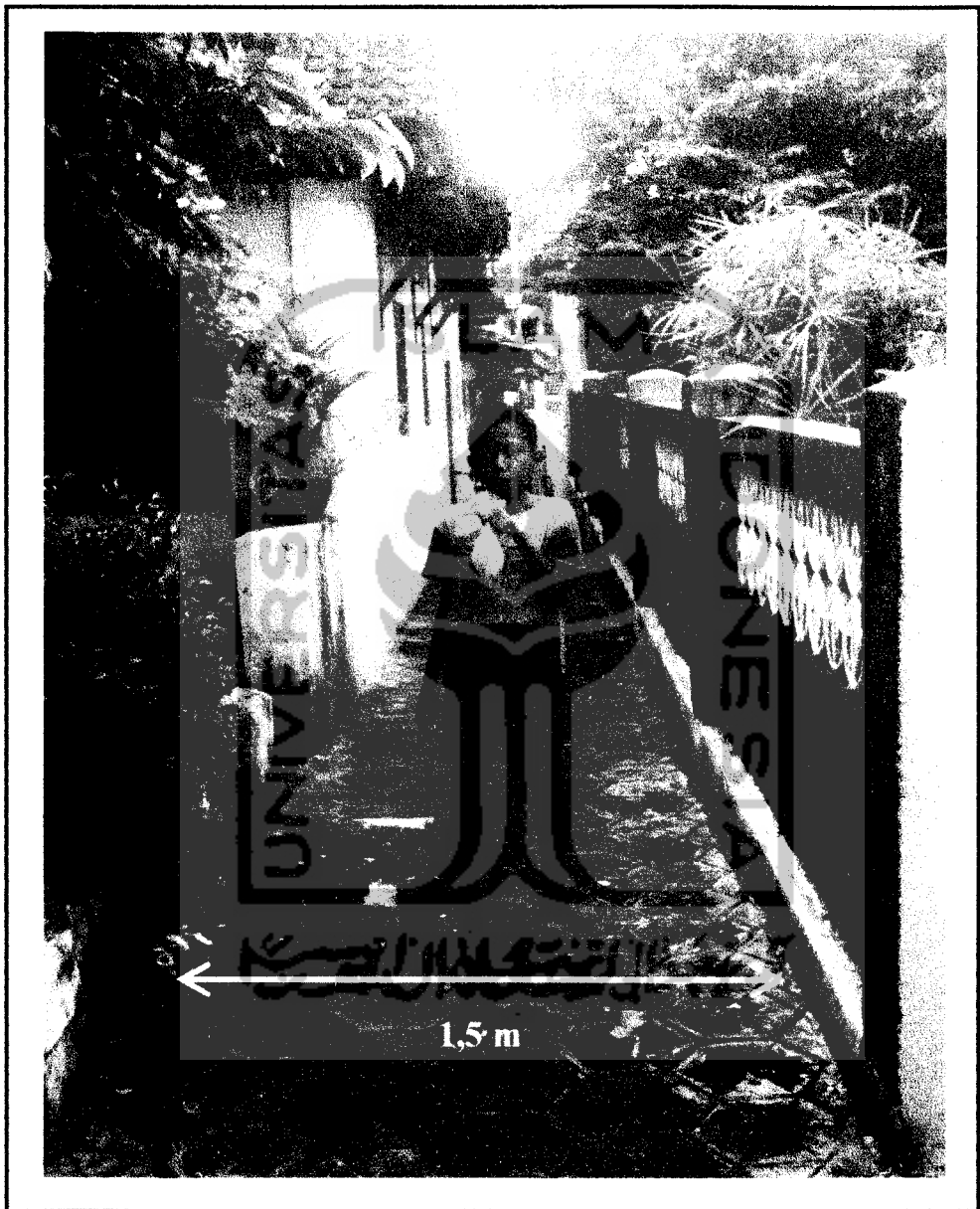
Non Skala



Gambar 5.5

Contoh Jalan di RW 02 yang dilalui Pipa Saluran Air Buangan

(Saluran Pipa Lateral 4 – C)



Gambar 5.6

Contoh Jalan di RW 02 yang dilalui Pipa Saluran Air Buangan

(Saluran Pipa Lateral 3 - B)

5.4. Perhitungan Dimensi Saluran

Untuk menghitung Dimensi saluran menggunakan persamaan (4.9) dan (4.10) pada kriteria perencanaan.

Contoh Perhitungan dimensi Saluran pipa Lateral jalur 1 – A

Diketahui : $Q_p = 0.000295152 \text{ m}^3/\text{detik}$

$d/D = 0.6$ (asumsi)

$Q_p/Q_f = 0.68$ (grafik)

$Q_f = 0.000295152 / 0.68$
 $= 0.00043404 \text{ m}^3/\text{detik}$

Nilai $n = 0.013$ (untuk pipa PVC)

Panjang Saluran = 68 m

- Elevasi tanah Saluran awal = + 99 m
- Elevasi tanah saluran akhir = + 93 m
- Slope tanah berdasarkan persamaan :

$Slope \text{ tanah} = (Elevasi \text{ awal} - Elevasi \text{ akhir}) / \text{Panjang saluran}$

$$= \frac{99 - 93}{68}$$

$$= 0.0882 \text{ m/m}$$

$Slope \text{ pipa yang digunakan} = 0,0882 \text{ m/m}$

Penyelesaian :

$$D = \left[\frac{0.00043404 \times 0,013}{(0.3117 \times 0,0882^{0.5})} \right]^{1/2.667}$$

$$= 0.026277011 \text{ m}$$

Diameter pendekatan yang diambil adalah 100 mm atau 0,1 m

Hasil perhitungan lainnya ditabelkan.



5.5. Kecepatan Aliran

Untuk menghitung kecepatan aliran dalam pipa digunakan persamaan (4.11 s/d 4.14) pada kriteria perencanaan.

Contoh Perhitungan kecepatan aliran

Pipa lateral saluran A – 1

Diketahui : $D_p = 0.1 \text{ m}$

$$\text{Slope} = 0,0882$$

$$Q_{fp} = 0,3117 \times 0,1^{2,667} \times 0,0882^{0,5} \times \left(\frac{1}{0,015}\right)$$
$$= 0.013285559 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 0.0002952 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p/Q_{fp} = 0.0002952 / 0.013285559$$

$$= 0.022216001$$

$$d/D = 0,12 \text{ (Dari grafik)}$$

$$V_p/V_f = 0.38 \text{ (Dari grafik)}$$

$$V_f = 0.013285559 / (0.25 \times \pi \times 0.0286^2)$$
$$= 1.692427911 \text{ m/s}$$

$$V_p = (V_p/V_f) \times V_f$$

$$= 0,38 \times 1.692427911$$

$$= 0.643122606 \text{ m/s}$$

Hasil perhitungan untuk kontrol kecepatan pada saluran yang lain dapat dilihat pada tabel berikut.



Tabel S.11. Hasil Perhitungan Kontrol Kecepatan pada Saluran Lateral

Saluran	Q_p (m^3/s)	S	D_p (m)	Q_{fp} (m/s)	Q_p/Q_{fp}	d/D	V_p/V_f	V_f (m/s)	V_{pp} (m/s)
1 - A	0.0002952	0.0882	0.1	0.013285559	0.022216001	0.12	0.38	1.692427911	0.643122606
2 - A	0.0004947	0.0999	0.1	0.014139312	0.034984799	0.15	0.45	1.801186282	0.810533827
3 - B	0.0004673	0.0869	0.1	0.013187286	0.035436935	0.15	0.45	1.679909069	0.755959081
4 - C	0.0006882	0.0807	0.1	0.012708149	0.054156194	0.2	0.48	1.61887253	0.777058815
5 - D	0.0006662	0.0739	0.1	0.012160957	0.054783105	0.2	0.48	1.549166531	0.743599935
6 - E	0.0007252	0.0537	0.1	0.010366513	0.069954865	0.21	0.5	1.320574872	0.660287436

Tabel 5.12. Hasil Perhitungan Kontrol Kecepatan pada Saluran *Main Pipe*

Saluran	Q_p (m^3/s)	Slope	D_p (m)	Q_{fp} (m^3/s)	Q_p/Q_{fp}	d/D	V_p/V_f	V_f (m/s)	V_{pp} (m/s)
A - B	0.0007898	0.0222	0.1	0.006665336	0.118495606	0.29	0.59	0.849087356	0.50096154
B - C	0.0012571	0.0159	0.1	0.005640844	0.222862032	0.4	0.71	0.71857888	0.510191005
C - D	0.0019454	0.0101	0.1	0.004495792	0.432705719	0.55	0.9	0.572712383	0.515441145
D - E	0.0026116	0.0091	0.1	0.004267428	0.611977467	0.65	0.93	0.543621448	0.505567946
E - F	0.0033368	0.0209	0.1	0.006467236	0.515948108	0.57	0.88	0.823851676	0.724989475

5.6. Penanaman Pipa

5.6.1. Perhitungan *Slope* muka Tanah

Sesuai dengan peta kontur yang tersedia maka dapat ditentukan *elevasi* muka tanah, dibawah ini dapat dilihat *elevasi* muka tanah dari tiap titik saluran.

Tabel 5.13. *Elevasi* muka tanah tiap titik saluran

Titik Saluran	Elevasi	Titik Saluran	Elevasi
1	99	A	93
2	103	B	91
3	102.8	C	90.8
4	102.5	D	90.4
5	101.25	E	90
6	97.5	F	89.8

Untuk menghitung *slope* tanah digunakan persamaan (4.15) pada kriteria perencanaan

Contoh Perhitungan *Slope* Tanah

Untuk pipa *Lateral* pada saluran 1 – A

$$\text{Diketahui} \quad : \quad T_a = + 99 \text{ m}$$

$$T_r = + 93 \text{ m}$$

$$D_a-r = 68 \text{ m}$$

Maka :

Tabel 5.9. Hasil Perhitungan Dimensi Saluran Lateral

Saluran	L (m)	Q _p (m ³ /detik)	Q _{min} (m ³ /detik)	d/D	Q _p /Q _f	Q _f (m ³ /detik)	n	Slope	Diameter (m)	D _p (mm)	D _p (inch)
1 - A	68	0.0002952	0.000012876	0.6	0.68	0.000434047	0.013	0.0882	0.026277011	0.1	4
2 - A	100	0.0004947	0.000022412	0.6	0.68	0.000727443	0.013	0.0999	0.031154571	0.1	4
3 - B	130	0.0004673	0.000018751	0.6	0.68	0.000687231	0.013	0.0869	0.031304935	0.1	4
4 - C	145	0.0006882	0.000030555	0.6	0.68	0.001012096	0.013	0.0807	0.036700853	0.1	4
5 - D	147	0.0006662	0.000027678	0.6	0.68	0.000979728	0.013	0.0739	0.036859579	0.1	4
6 - E	140	0.0007252	0.000030919	0.6	0.68	0.001066453	0.013	0.0537	0.040397977	0.1	4

Tabel 5.10 Hasil Perhitungan Dimensi Saluran Main Pipe

Saluran	L (m)	Qp (m ³ /detik)	Qmin (m ³ /detik)	d/D	Qp/Qf	Qf (m ³ /detik)	n	Slope	Diameter (m)	Dp (mm)	Dp (inch)
A - B	75	0.0007898	0.000035288	0.6	0.68	0.00116149	0.013	0.0202	0.050103418	0.1	4
B - C	45	0.0012571	0.000054039	0.6	0.68	0.001848721	0.013	0.0159	0.062379638	0.1	4
C - D	47	0.0019454	0.000084594	0.6	0.68	0.002860816	0.013	0.0099	0.080300177	0.1	4
D - E	62	0.0026116	0.000112272	0.6	0.68	0.003840544	0.013	0.0099	0.089675552	0.1	4
E - F	10	0.0033368	0.000143191	0.6	0.68	0.004906997	0.013	0.0099	0.098305476	0.1	4

$$St = \frac{Ta - Tr}{Da - r}$$

$$St = \frac{99 - 93}{68} = 0.0882 \text{ m/m}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 5.14. Slope tanah Saluran Pipa Lateral

Saluran	Ta (m)	Tr (m)	Da-r (m)	ST (m/m)
1 - A	99	93	68	0.088235294
2 - A	103	93	100	0.1
3 - B	102.8	91.5	130	0.086923077
4 - C	102.5	90.8	145	0.080689655
5 - D	101.25	90.4	147	0.073809524
6 - E	97.5	90	140	0.053571429

Tabel 5.15. Slope tanah Saluran Main Pipe

Saluran	Ta (m)	Tr (m)	Da-r (m)	ST (m/m)
A - B	93	91.5	75	0.02
B - C	91.5	90.8	45	0.015555556
C - D	90.8	90.4	47	0.008510638
D - E	90.4	90	62	0.006451613
E - F	90	89.8	10	0.02

5.6.2. Perhitungan Penanaman Pipa

Untuk menghitung penanaman pipa menggunakan rumus (4.16) pada kriteria perencanaan.

Contoh Perhitungan penanaman pipa

Pada pipa Lateral saluran 1 – A

Diketahui :

- Elevasi Tanah Awal (Ta) = 99 m
- Elevasi Tanah Akhir (Tr) = 93 m
- Slope Tanah (St) = 0,0882 m/m
- Slope pipa (Sp) = 0,0882 m/m
- Panjang Pipa (Da-r) = 68 m
- Diameter Pipa (Dp) = 0,1 m
- Kedalaman saluran Awal = 0,2 m (Ditentukan)

Maka :

- ▶ Elevasi Dasar Saluran Awal
 - = Elevasi Tanah Awal – Kedalaman Saluran Awal – Diameter pipa
 - = $99 - 0,2 - 0,1$
 - = 98,7 m
- ▶ Headlosse
 - = Panjang Saluran x Slope Pipa
 - = $68 \times 0,0882$
 - = 5,9976 m

► Elevasi Dasar Saluran Akhir

= Elevasi Dasar Saluran Awal – Headlosse

= 98,7 – 5,9976

= 92,7024 m

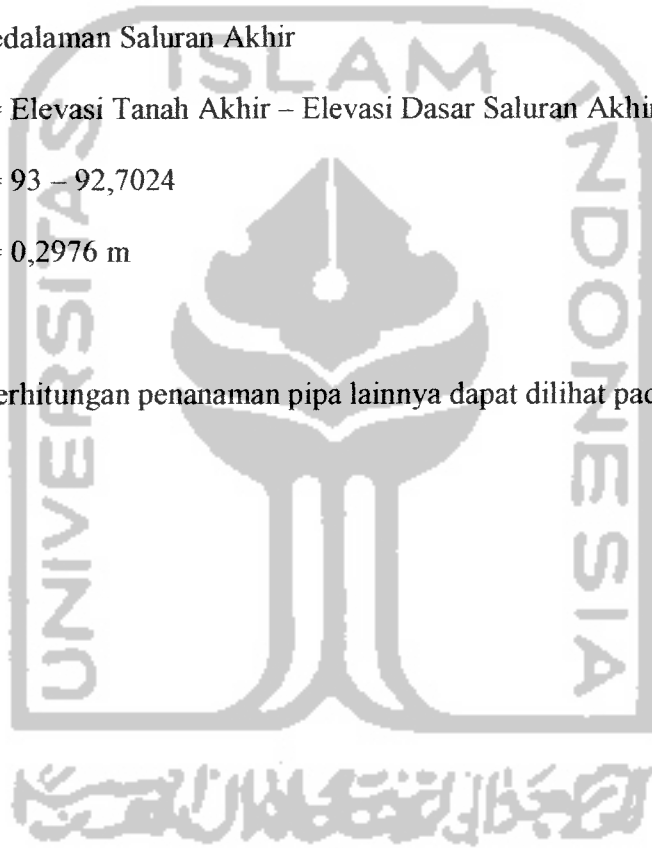
► Kedalaman Saluran Akhir

= Elevasi Tanah Akhir – Elevasi Dasar Saluran Akhir

= 93 – 92,7024

= 0,2976 m

Untuk Perhitungan penanaman pipa lainnya dapat dilihat pada tabel berikut :



Tabel 5.16. Perhitungan Penanaman pipa untuk Saluran Pipa Lateral

Saluran	Ta (m)	Tr (m)	Da-r (m)	Sp (m/m)	Dp (m)	Kedalaman Sal Awal (m)	Elevasi Dasar Sal Awal (m)	ΔH (m)	Elevasi Dasar Sal Akhir (m)	Kedalaman Saluran Akhir (m)
1 - A	99	93	68	0.0882	0.1	0.2	98.7	5.9976	92.7024	0.2976
2 - A	103	93	100	0.0999	0.1	0.2	102.7	9.99	92.71	0.29
3 - B	102.8	91.5	130	0.0869	0.1	0.2	102.5	11.297	91.203	0.297
4 - C	102.5	90.8	145	0.0807	0.1	0.2	102.2	11.7015	90.4985	0.3015
5 - D	101.25	90.4	147	0.0739	0.1	0.2	100.95	10.8633	90.0867	0.3133
6 - E	97.5	90	140	0.0537	0.1	0.2	97.2	7.518	89.682	0.318