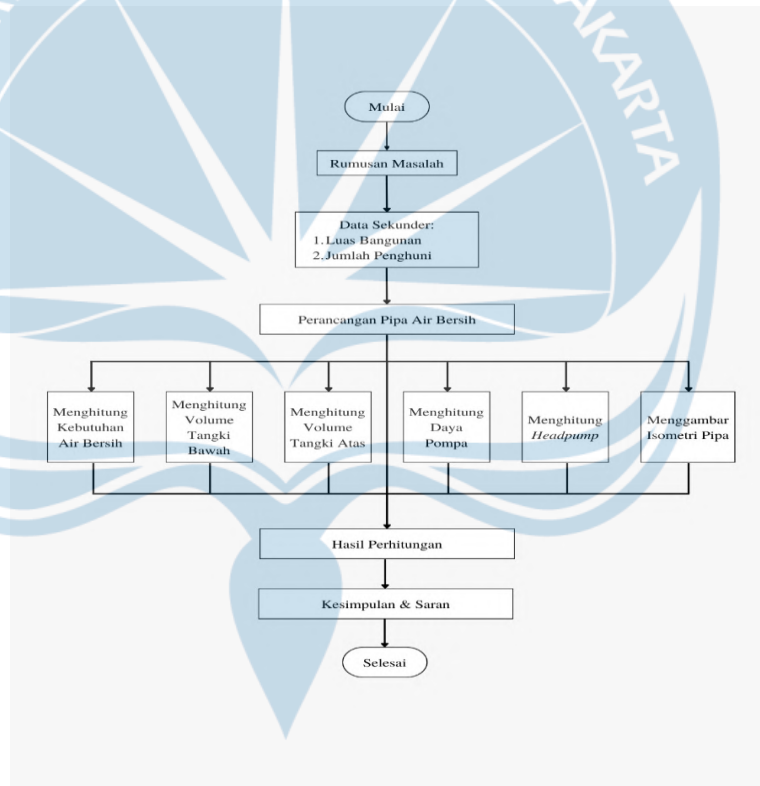


Bab II Perancangan Drainase dan Pemipaan

2.1 Sistem Penyediaan Air Bersih

Rencana sistem penyediaan air bersih yang digunakan dalam proyek Pusat Pengembangan Hidroponik sebagai tugas akhir ini menggunakan sistem tangki bawah (*ground water tank*) dan sistem tangki atas (*roof tank*). Sumber air bersih yang digunakan pada proyek ini merupakan suplai air bersih dari PDAM yang ditampung terlebih dahulu dalam GWT. Setelah itu, air akan dipompa menuju tangki atas dan kemudian dialirkan ke masing – masing alat plambing yang ada dalam gedung. Bagan alir untuk penyusunan sistem air bersih pada proyek ini dapat dilihat pada gambar 2.1.



Gambar 2.1 Bagan Alir Perancangan Sistem Penyediaan Air Bersih

2.1.1 Metode Perhitungan Kebutuhan Air Bersih

Kebutuhan air bersih merupakan jumlah total air yang akan digunakan untuk memenuhi kebutuhan hidup manusia. Penentuan kebutuhan air bersih tersebut bergantung pada factor-faktor tertentu seperti jumlah penghuni yang ada, pola kehidupan penghuninya,

dan sebagainya. Kebutuhan air bersih tersebut dapat dihitung dengan beberapa metode antara lain metode jenis dan jumlah alat plambing, metode luasan efektif dan jumlah penghuni, serta metode unit beban alat plambing (UBAP).

a. Metode Jenis dan Jumlah Alat Plambing

Penggunaan metode ini dapat diterapkan apabila diketahui kondisi, jenis, serta jumlah alat plambing yang ada pada tiap-tiap ruangan. Setelah diketahui jumlah dan jenis alat plambing yang ada, dapat ditentukan nilai jumlah alat plambingnya berdasarkan tabel 2.1. Apabila jumlah alat plambingnya tidak tertera pada tabel, dapat dilakukan interpolasi untuk mendapatkan nilai yang akurat. Nilai alat plambing ini nantinya akan digunakan untuk menjadi salah satu acuan menentukan besarnya debit efektif untuk tiap jenis alat plambing berdasarkan tabel 2.2.

Tabel 2.1 Faktor Pemakaian (%) dan Jumlah Alat Plambing

Jenis Alat Plambing (Y)%	Jumlah Alat Plambing (X)											
	1	2	4	8	12	16	24	32	40	50	70	100
Kloset dengan katup gelontor	1	50 Satu	50 2	40 3	30 4	27 5	23 6	19 7	17 7	15 8	12 9	10 10
Alat plambing biasa	1	50 Satu	75 3	55 5	48 6	45 7	42 10	40 13	39 16	38 19	35 25	33 33

Sumber: (Noerbambang dan Morimura, 2000)

Tabel 2.2 Pemakaian Air, Laju Aliran, dan Ukuran Pipa

No	Nama alat plambing	Pemakaian air untuk penggunaan satu kali (liter)	Penggunaan per jam	Laju aliran (liter/min)	Waktu pengisian (detik)	Pipa sambungan alat plambing (mm)	Pipa cabang air bersih ke alat plambing (mm)	
							Pipa baja	Tembaga
1	Kloset (dengan katup gelontor)	13,5-16,5	6-12	110-180	8,2-10	24	32	25
2	Kloset (dengan tangki gelontor)	13-15	6-12	15	60	13	20	13
3	Peterusan (dengan katup gelontor)	5	12+20	30	10	13	20	13
4	Peterusan, 2-4 orang (dengan tangki gelontor)	9-18 (@4,5)	12	1,8-3,6	300	13	20	13
5	Peterusan, 5-7 orang (dengan tangki gelontor)	22,5-13,5 (@4,5)	12	4,5-6,3	300	13	20	13

Lanjutan Tabel 2.2 Pemakaian Air, Laju Aliran, dan Ukuran Pipa

No	Nama alat plambing	Pemakaian air untuk penggunaan satu kali (liter)	Penggunaan per jam	Laju aliran (liter/min)	Waktu pengisian (detik)	Pipa sambungan alat plambing (mm)	Pipa cabang air bersih ke alat plambing (mm)	
							Pipa baja	Tembaga
6	Bak cuci tangan kecil	3	12-20	10	18	13	20	13
7	Bak cuci tangan biasa	10	6-12	15	40	13	20	13
8	Bak cuci dapur (sink) dengan keran 13 mm	15	6-12	15	60	13	20	13
9	Bak cuci dapur (sink) dengan keran 13 mm	25	6-12	25	60	20	20	20
10	Bak mandi rendam (<i>bath tub</i>)	125	3	30	250	20	20	20
11	Pancuran mandi	24-60	3	12	120-300	13-20	20	13-20
12	Bak mandi gaya jepang	Tergantung ukurannya.		30		20	20	20

Sumber: (Noerbambang dan Morimura, 2000)

Berdasarkan tabel 2.1 dan 2.2, dapat ditentukan besarnya pemakaian air untuk penggunaan satu kali (liter) dan penggunaan perjam berdasarkan jenis alat plambing. Setelah jumlah alat plambing, pemakaian air rata-rata sehari, dan penggunaan perjamnya diketahui, dapat dihitung debit total atau debit aliran (liter/jam) dengan rumus berikut:

$$Q_{total} = \sum \text{alat plambing} \times \text{pemakaian air rata-rata/hari} \times \text{penggunaan/jam} \dots (2.1)$$

Setelah didapat debit total menggunakan rumus di atas, dapat dicari debit efektif (liter/jam) untuk tiap alat plambing dengan menggunakan rumus berikut:

$$Q_{efektif} = Q_{total} \times \text{Faktor pemakaian (\%)} \dots (2.2)$$

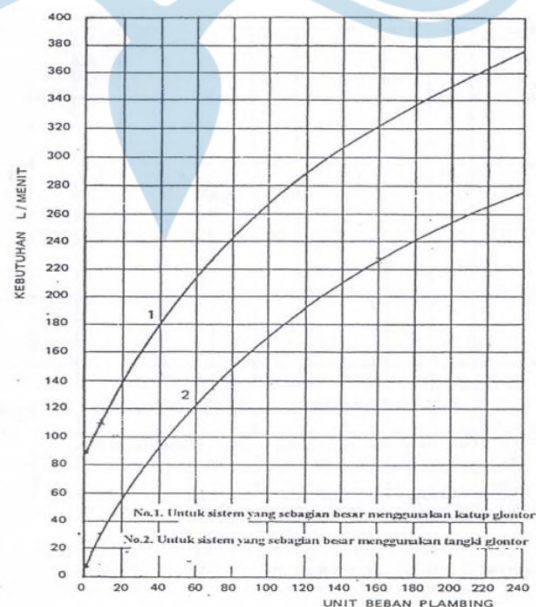
b. Metode Unit Beban Alat Plambing (UBAP)

Pada metode ini, setiap alat plambing yang ada dalam sebuah proyek atau bangunan diubah menjadi unit beban yang besar nilai unit bebannya dapat dilihat pada SNI Tata Cara Perencanaan Sistem Plambing 2005 atau pada tabel 2.3. Setelah didapat nilai unit

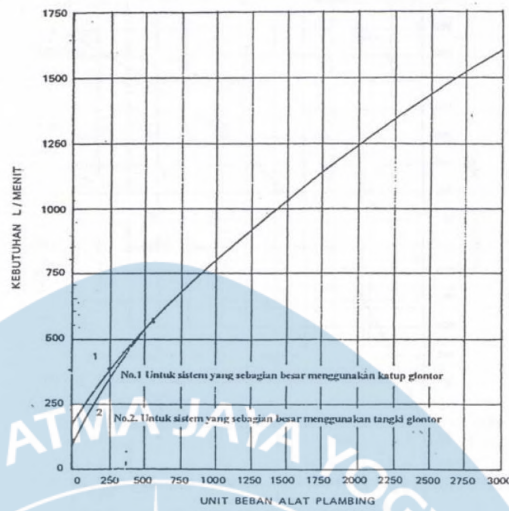
beban untuk setiap alat plambingnya, dapat dicari kebutuhan air bersih (laju aliran air) dengan menggunakan kurva yang ada pada gambar 2.2 dan gambar 2.3.

Tabel 2.3 Unit Beban Alat Plambing

No	Jenis alat plambing	UBAP pribadi	UBAP umum
1	Bak mandi	2	4
2	<i>Bedpan washer</i>	-	10
3	Bidet	2	4
4	Gabungan bak cuci dan dulang cuci pakaian	3	-
5	Unit dental atau peludahan	-	1
6	Bak cuci tangan untuk dokter gigi	1	1
7	Pancaran Air Minum	1	2
8	Bak cuci tangan	1	2
9	Bak cuci dapur	2	2
10	Bak cuci pakaian (1 atau 2 komponen)	2	4
11	Dus, setiap kepala	2	4
12	Service sink	2	4
13	Peturasan pedestal berkaki	-	10
14	Peturasan wall lip	-	5
15	Peturasan, Palung	-	5
16	Peturasan dengan tangki penggelontor	-	3
17	Bak cuci, bulat atau jamak (setiap kran)	-	2
18	Kloset dengan katup penggelontor	6	10
19	Kloset dengan tangki penggelontor	3	5



Gambar 2.2 Kurva Perkiraan Beban Kebutuhan Air untuk UBAP Sampai 240



Gambar 2.3 Kurva Perkiraan Beban Kebutuhan Air untuk UBAP Sampai 3000

c. Metode Luasan Efektif dan Jumlah Penghuni

Metode ini digunakan apabila tidak diketahui secara pasti jumlah penghuninya. Maka diperlukan perhitungan luasan gedung efektif sebelum menentukan kepadatan penghuni dengan menggunakan rumus berikut:

$$L_{\text{efektif gedung}} = 55\% \times \text{Luas gedung} \dots\dots\dots (2.3)$$

Setelah didapat luas gedung efektif, dapat dicari kepadatan penghuni dengan menggunakan rumus berikut ini:

$$\text{Kepadatan penghuni} = \frac{\text{Luas efektif gedung}}{\text{Kepadatan hunian}} \dots\dots\dots (2.4)$$

Berdasarkan jumlah penghuni yang telah didapat melalui perhitungan di atas, dapat dihitung pemakaian air rata – rata sehari (Qd) berdasarkan fungsi bangunan yang dapat dilihat pada tabel 2.4 dengan menggunakan rumus berikut:

$$Qd = \text{jumlah penghuni} \times \text{pemakaian air sehari} \dots\dots\dots (2.5)$$

Keterangan:

Qd = Pemakaian air rata – rata sehari (m³/jam)

Tabel 2.4 Pemakaian air rata – rata orang perhari

No	Jenis Gedung	Pemakaian air rata-rata sehari (liter)	pemakaian air dalam sehari (jam)	Perbandingan luas lantai efektif (%)	Keterangan
1	Perumahan mewah	250	8-10	42-45	Setiap penghuni
2	Rumah biasa	160-250	8-10	50-53	Setiap penghuni
3	Apartemen	200-250	8-10	45-50	120-250 liter
4	Asrama	120 - 1000 (mewah)	8		
5	Rumah sakit	350 - 1000	8	45-48	Setiap tempat tidur
6	Sekolah dasar	80	8-10	58-60	Guru: 100 liter
7	SLTP	50	5	58-60	Guru: 100 liter
8	SLTA dan lebih tinggi	80	6		Guru/Dosen: 100 liter
9	Ruko	100-200	6		Penghuni: 160 liter
10	Kantor	100	8	60-70	Setiap pegawai
11	Toserba	3	8	55-60	Pemakaian air kakus
12	Pabrik	Pria: 60, Wanita:100	7		per orang
13	Stasiun/terminal	3	8		setiap penumpang
14	Restoran	30	15		untuk setiap pegawai dan tamu
15	Restoran umum	15	5		
16	Gedung Pertunjukan	30	7	53-55	Per jumlah penonton
17	Gedung Bioskop	10	5		Per orang
18	Toko pengecer	40	3		Pedagang besar: 30
19	Hotel	250-300	6		5 liter setiap m2 luas lantai
20	Gedung peribadatan	10	10		Jumlah jemaah perhari
21	Perpustakaan	25	2		setiap pembaca
22	Bar	30	6		Setiap tamu
23	Perkumpulan sosial	30	6		Setiap tamu
24	Kelab malam	120-350			Setiap tempat duduk
25	Gedung perkumpulan	150-200			Setiap tamu
26	Laboratorium	100-200	8		Setiap tamu

Setelah didapatkan debit pemakaian air rata-rata perhari (Q_d) melalui perhitungan di atas, diperlukan perhitungan untuk mengantisipasi kebocoran sebesar 20% dari debit pemakaian air rata-rata perhari dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Q_{kebocoran} = 20\% \times Q_d \dots\dots\dots (2.6)$$

Sehingga dapat dihitung debit total untuk pemakaian air perhari dengan rumus:

$$Q_{total} = Q_{kebocoran} + Q_d \dots\dots\dots (2.7)$$

Setelah didapat debit total untuk pemakaian air perhari (Q_{total}), dapat dihitung debit pemakaian air rata – rata efektif (Q_h) dan pemakaian air pada jam puncak dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Q_h = \frac{Q_{total}}{T} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$Q_h \max = C1 \times Q_h \dots\dots\dots (2.9)$$

Keterangan:

Q_h = Debit pemakaian air rata – rata (m^3/jam)

T = Jangka waktu pemakaian air rata – rata sehari (jam), didapat melalui tabel 2.4

$Q_h \max$ = Pemakaian air pada jam puncak (m^3/jam)

$C1$ = Konstanta pemakaian air menit puncak ($C1 = 1,5 - 2$)

Berdasarkan ketiga metode untuk menentukan kebutuhan air bersih di atas, dalam perencanaan ini dipilih metode luasan efektif dan jumlah penghuni untuk menentukan kebutuhan air yang diperlukan.

2.1.2 Metode Perhitungan Volume Tangki Bawah dan Tangki Atas

a. Volume Tangki Bawah (*Ground Water Tank*)

Perhitungan volume tangki bawah ini dihitung berdasarkan kebutuhan air bersih perhari. Menurut Morimura dan Noerbambang (2000), volume tangki bawah dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

1. Kapasitas Pipa Dinas

$$Q_s = 23 Q_h \dots\dots\dots (2.10)$$

Keterangan:

Q_s = kapasitas pipa dinas (m^3/jam)

Q_h = pemakaian air rata-rata (m^3/jam)

2. Volume *Ground Water Tank*

$$V_R = Q_d - Q_s \times T + V_F \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan:

V_R = volume tangki bawah (m^3)

Q_d = pemakaian air sehari ($m^3/hari$)

Q_s = kapasitas pipa dinas (m^3/jam)

T = Jangka waktu rata-rata pemakaian air per hari (jam/hari)

V_F = kebutuhan air hidran (m³)

3. Perhitungan Dimensi Tangki Bawah

$$V = p \times l \times t \dots\dots\dots (2.12)$$

Keterangan:

p = Panjang tangki (m)

l = Lebar tangki (m)

t = Kedalaman tangki (m)

b. Volume Tangki Atas (*Roof Tank*)

Perhitungan dimensi tangki atas berdasarkan suplai air melalui saluran PDAM terutama didasarkan pada fluktuasi kebutuhan air yang ada dan pemompaan yang disesuaikan dengan waktunya. Perhitungan tangki atas menurut Morimura dan Noerbambang (2000), dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut:

1. Volume *Roof Tank*

$$V_E = (Q_p - Q_{h \max}) T_p - (Q_{pu} \times T_{pu}) \dots\dots\dots (2.13)$$

Keterangan:

V_E = volume tangki atas (m³)

Q_p = pemakaian air menit puncak (m³ /menit)

$Q_{h \max}$ = pemakaian air pada jam puncak (m³/menit)

T_p = jangka waktu kebutuhan puncak (menit)

Q_{pu} = kapasitas pompa pengisi (m³ /menit)

T_{pu} = jangka waktu kerja pompa pengisi (menit)

2. Perhitungan Jumlah Kebutuhan Tangki Atas

Setelah didapatkan volume air bersih tangki atas, ditentukan penggunaan tandon air untuk tangki atas yang menyesuaikan perhitungan volume kebutuhan air bersih yang telah dihitung.

2.1.3 Metode Perhitungan Daya Pompa

Perhitungan daya pompa ini diperlukan untuk mengetahui jenis pompa yang akan digunakan untuk memompa air dari *ground water tank* menuju *roof tank*. Adapun langkah yang diperlukan dalam menentukan jenis pompa yang akan digunakan dengan asumsi kecepatan pengaliran antara 0,3 m/s – 2,5 m/s adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan Debit Pengaliran

$$Q = \frac{V_E}{T_{pu}} \dots\dots\dots (2.14)$$

Keterangan:

Q = Debit Pengaliran (m³/detik)

V_E = Volume Tangki Atas (m³)

T_{pu} = Jangka Waktu Kerja Pompa Pengisi (detik)

2. Perhitungan Diameter Pipa

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v \times \pi}} \dots\dots\dots (2.15)$$

Keterangan:

D = Diameter Pipa (m)

Q = Debit Pengaliran (m³/detik)

v = Kecepatan Pengaliran (m/s)

3. Pengecekan Kecepatan Asli Aliran dalam Pipa

$$v = \frac{Q}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} \dots\dots\dots (2.16)$$

Keterangan:

v = Kecepatan asli aliran (m/s)

Q = Debit pengaliran (m³/detik)

D = Diameter pipa yang digunakan (m)

4. Perhitungan Bilangan Reynolds

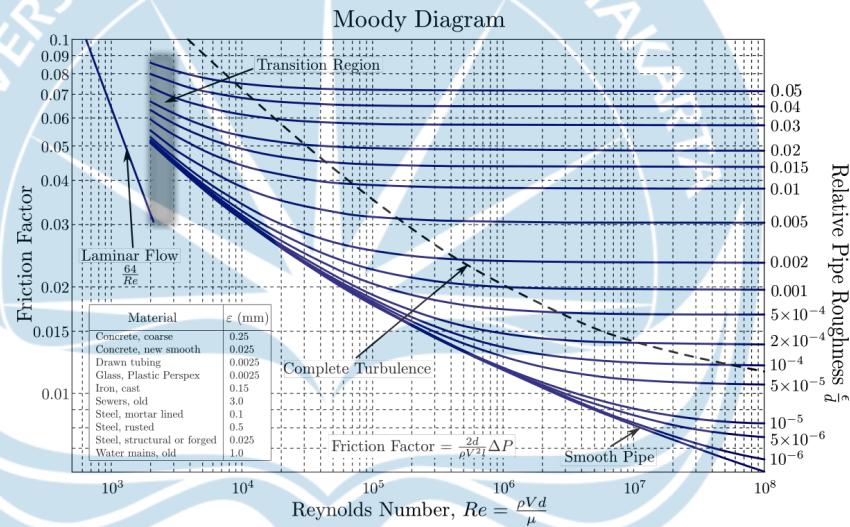
$$RE = \frac{v \times D}{8,93 \times 10^{-7}} \dots\dots\dots (2.17)$$

Keterangan:

- R_E = Bilangan reynolds
 v = Kecepatan asli aliran (m/s)
 D = Diameter pipa (m)

5. Penentuan Nilai Friksi

Penentuan nilai friksi ini didapatkan melalui *Moody Diagram*. Nilai friksi ini akan diperlukan untuk perhitungan *headloss* yang menunjukkan nilai kekasaran pada pipa. Semakin besar nilai friksi, maka pipa tersebut akan semakin kasar sehingga nilai *headloss* dari aliran tersebut semakin besar. Sebaliknya, jika semakin kecil nilai friksi, pipa akan semakin mulus sehingga nilai *headloss* dari aliran tersebut akan semakin kecil.



Gambar 2.4 *Moody Diagram*

6. Perhitungan Headloss Mayor

$$H_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2.18)$$

Keterangan:

- H_f = Headloss mayor (m)
 f = nilai friksi/friction factor
 L = Total Panjang pipa (m)
 D = Diameter pipa (mm)
 v = Kecepatan asli aliran (m/s)
 g = Percepatan gravitasi (m/s^2)

7. Perhitungan *Headloss Minor*

$$K = \Sigma(\text{jumlah aksesoris} \times \text{koefisien aksesoris}) \dots\dots\dots (2.19)$$

$$He = K \times \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2.20)$$

Keterangan:

K = Koefisien gesek

He = *Headloss minor* (m)

v = Kecepatan asli aliran (m/s)

g = Percepatan gravitasi (m/s²)

8. Perhitungan *Headpump*

$$HP = Hf + He + \Delta H \dots\dots\dots (2.21)$$

Keterangan:

HP = *Headpump* (m)

Hf = *Headloss mayor* (m)

He = *Headloss minor* (m)

ΔH = Perbedaan elevasi GWT dan RT (m)

9. Perhitungan Daya Pompa

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HP}{\eta} \dots\dots\dots (2.22)$$

Keterangan:

P = Daya pompa (watt)

ρ = Massa jenis air (kg/m³)

g = Percepatan gravitasi (m/s²)

HP = *Headpump* (m)

η = efisiensi pompa (80%)

2.1.4 Metode Perhitungan *Headpump* Pipa Air Bersih dalam Gedung

Perhitungan *headpump* pipa air bersih ini dilakukan untuk mengetahui debit aliran air dari tangki atas atau tandon sampai ke masing – masing alat plambing yang ada dalam gedung. Sebelum dilakukan perhitungan, dilakukan pembuatan isometri pipa saluran air

bersih terlebih dahulu untuk mengetahui jalur – jalur pipa yang akan dibuat. Setelah itu, dilakukan perhitungan kemampuan pengaliran air dengan asumsi perhitungan jarak dari pipa yang terpanjang (Dihitung dari tandon air sampai ke alat plambing paling jauh). Perhitungan *headpump* ini dilakukan pada setiap lantai yang ada agar dapat menentukan ketinggian posisi tandon air agar mampu mengalirkan ke titik plambing paling jauh. Langkah yang akan dilakukan dalam melakukan perhitungan pipa air bersih dalam gedung adalah sebagai berikut:

1. Mengukur panjang pipa yang akan digunakan pada masing – masing jalur dan diberi nama.
2. Menghitung jumlah alat plambing dan beban total alat plambing tersebut di setiap jalur.

Jumlah alat plambing dapat dihitung melalui setiap jalur pipa yang mengakomodasinya. Kemudian, tentukan UBAPnya seperti beban kloset bernilai 2,5, wastafel bernilai 2, bak cuci piring (*sink*) bernilai 1,5, shower bernilai 2, dan kran bernilai 2. Kemudian dihitung beban totalnya melalui rumus berikut:

$$\text{Beban Total} = \Sigma(\text{jumlah alat plambing} \times \text{beban alat plambing}) \dots\dots (2.23)$$

3. Menentukan diameter untuk masing masing pipa.

Penentuan diameter ini ditentukan berdasarkan panjang pipa paling jauh dari tandon dan beban total yang diakomodasi oleh setiap jalur pipa. Pada pemipaan ini, terdapat syarat tertentu untuk diameter pipa berukuran $\frac{3}{4}$ inch (20 mm) dan dari tabel 2.5 untuk menentukan diameter pipa yang cocok berdasarkan nilai UBAP.

Tabel 2.5 Unit Beban Alat Plambing Sistem Penyediaan Air dan Ukuran Minimum Pipa Cabang

Perlengkapan atau peralatan	Ukuran pipa cabang minimum (inci)	Pribadi (UBAP)	Umum (UBAP)	Tempat Berkumpul (UBAP)
Bak rendam atau kombinasi bak dan shower	1/2	4	4	-
Bak rendam dengan katup 3/4 inci	3/4	10	10	-
Bidet	1/2	1	-	-
Pencuci pakaian	1/2	4	4	-
Unit dental	1/2	-	1	-
Pencuci piring, rumah tangga	1/2	1,5	1,5	-
Pancuran air minum, air pendingin	1/2	0,5	0,5	0,75

Lanjutan Tabel 2.5 Unit Beban Alat Plumbing Sistem Penyediaan Air dan Ukuran Minimum Pipa Cabang

Perlengkapan atau peralatan	Ukuran pipa cabang minimum (inci)	Pribadi (UBAP)	Umum (UBAP)	Tempat Berkumpul (UBAP)
Hose bibb	1/2	2,5	2,5	-
Hose bibb, tiap pertambahan	1/2	1	1	-
Lavatory	1/2	1	1	1
Sprinkler halaman	-	1	1	-
Sink/Bak Bar	1/2	1	2	-
Sink/Bak Kran klinik	1/2	-	3	-
Katup gelontor klinik dengan / tanpa kran	1	-	8	-
Dapur, rumah tangga	1/2	1,5	1,5	-
Laundry	1/2	1,5	1,5	-
Bak pel	1/2	1,5	3	-
Cuci muka, tiap set kran	1/2	-	2	-
Shower	1/2	2	2	-
Urinal, katup gelontor 3,8 LPF	3/4	Lihat catatan	-	
Urinal, tangki pembilas	1/2	2	2	3
Pancuran cuci, spray sirkular	3/4	-	4	-
Kloset, tangki gravitasi 6 LPF	1/2	2,5	2,5	3,5
Kloset, tangki meter air 6 LPF	1/2	2,5	2,5	3,5
Kloset, katup meter air 6 LPF	1	Lihat catatan	-	
Kloset, tangki gravitasi > 6 LPF	1/2	3	5,5	7
Kloset, flushometer > 6 LPF	1	Lihat catatan	-	

Tabel 2.6 UBAP untuk Menentukan Ukuran Pipa Air dan Meter Air

Meter air (inci)	D Pipa (inci)	Panjang maksimum yang dibolehkan (m)													
		12	18	24	30	46	61	76	91	122	152	183	244	274	305
UBAP untuk Rentang Tekanan 21 sampai 31,50 mka															
3/4	1/2	6	5	4	3	2	1	1	1	0	0	0	0	0	0
3/4	3/4	16	16	14	12	9	6	5	5	4	4	3	2	2	1
3/4	1	29	25	23	21	17	15	13	12	10	8	6	6	6	6
1	1	36	31	27	25	20	17	15	13	12	10	8	6	6	6
3/4	1 1/4	36	33	31	28	24	23	21	19	17	16	13	12	11	11
1	1 1/4	54	47	42	38	32	28	25	23	19	17	14	12	11	11
1 1/2	1 1/4	78	68	57	48	38	32	28	25	21	18	15	12	11	11
1	1 1/2	85	84	79	65	56	48	43	38	32	28	26	21	20	20
1 1/2	1 1/2	150	124	105	91	70	57	49	45	36	31	26	21	20	20
2	1 1/2	151	129	129	110	80	64	53	46	38	32	27	21	20	20
1	2	85	85	85	85	85	85	82	80	66	61	57	49	46	43
1 1/2	2	220	205	190	176	155	138	127	120	104	85	70	57	54	51
2	2	370	327	292	265	217	185	164	147	124	96	70	57	54	51
2	2 1/2	445	418	390	370	330	300	280	265	240	220	198	158	143	133

4. Menentukan Debit Aliran Minimal pada

Debit aliran minimal untuk setiap jenis alat plambing yang ada, ditentukan berdasarkan jenis alat plambing terjauh pada pipa. Setelah itu, debitnya dapat ditentukan dengan membagi pemakaian air terhadap waktu pengisiannya berdasarkan tabel 2.7 berikut ini.

Tabel 2.7 Debit Aliran Minimal pada Alat Plambing

No	Nama alat plambing	Setiap pemakaian (liter)	Waktu pengisian (detik)
1	Kloset, katup gelontor	15	10
2	Kloset, tangki gelontor	14	60
3	Peturasan, katup gelontor	5	10
4	Peturasan, tangki gelontor	14	300
5	Bak cuci tangan kecil	10	18
6	Bak cuci tangan biasa	10	40
7	Bak cuci dapur, dgn kran 13 mm	15	60
8	Bak cuci dapur, dgn kran 20 mm	25	60
9	Bak mandi rendam (<i>bath tub</i>)	125	250
10	Pancuran mandi (<i>shower</i>)	42	210

5. Menentukan Kecepatan pada Pipa Terjauh

$$v_1 = \frac{Q}{\frac{1}{4} \pi D^2} \dots\dots\dots (2.24)$$

Keterangan:

v_1 = Kecepatan aliran dalam pipa (m/s)

Q = Debit pengaliran minimal pada pipa terjauh ($m^3/detik$)

D = Diameter pipa (m)

6. Menghitung Kecepatan pada Masing – Masing Pipa dengan Rumus Kontinuitas

$$Q_1 = Q_2$$

$$A_1 \times v_1 = A_2 \times v_2$$

$$\frac{1}{4} \pi d_1^2 = \frac{1}{4} \pi d_2^2$$

$$v_2 = \frac{d_1^2}{d_2^2} \times v_1 \dots\dots\dots (2.25)$$

Keterangan:

Q_1 = debit pengaliran minimal pada pipa terjauh ($m^3 /detik$)

Q_2 = debit pengaliran minimal pada pipa yang ditinjau ($m^3 /detik$)

A_1 = luas penampang pipa terjauh (m^2)

A_2 = luas penampang pipa yang ditinjau (m^2)

d_1 = diameter pipa terjauh (m)

v_1 = kecepatan aliran pada pipa terjauh (m/s)

d_2 = diameter pipa yang ditinjau (m)

v_2 = kecepatan aliran pada pipa yang ditinjau (m/s)

7. Perhitungan Bilangan Reynolds

$$Re = \frac{v \times D}{8,93 \times 10^{-7}} \dots\dots\dots (2.26)$$

Keterangan:

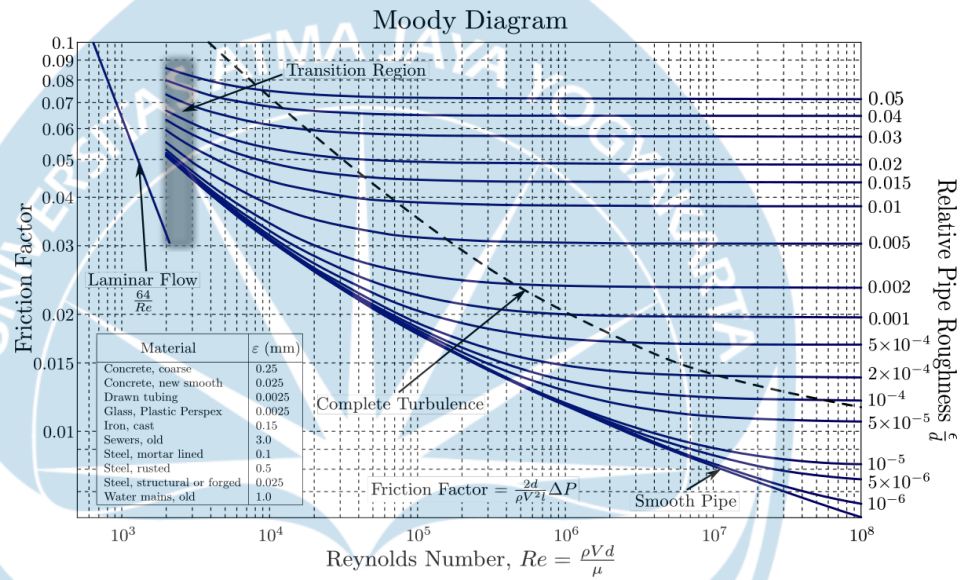
Re = Bilangan reynolds

v = Kecepatan asli aliran (m/s)

D = Diameter pipa (m)

8. Penentuan Nilai Friksi

Penentuan nilai friksi ini didapatkan melalui *Moody Diagram*. Nilai friksi ini akan diperlukan untuk perhitungan *headloss* yang menunjukkan nilai kekasaran pada pipa. Semakin besar nilai friksi, maka pipa tersebut akan semakin kasar sehingga nilai *headloss* dari aliran tersebut semakin besar. Sebaliknya, jika semakin kecil nilai friksi, pipa akan semakin mulus sehingga nilai *headloss* dari aliran tersebut akan semakin kecil.



Gambar 2.5 *Moody Diagram*

Keterangan:

Re = Bilangan Reynolds

L = Total panjang pipa (m)

ϵ = Koefisien kekasaran pipa (mm)

D = Diameter pipa (mm)

E/D = *Relative roughness*

f = Nilai friksi/*friction factor*

9. Perhitungan *Headloss Mayor*

$$H_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2.27)$$

Keterangan:

H_f = *Headloss mayor* (m)

- f = nilai friksi/*friction factor*
 L = Total Panjang pipa (m)
 D = Diameter pipa (mm)
 v = Kecepatan asli aliran (m/s)
 g = Percepatan gravitasi (m/s^2)

10. Perhitungan Koefisien Gesek pada Masing – Masing Jalur Pipa

Pada perhitungan ini, diawali dengan menghitung jumlah aksesoris pipa pada setiap jalur yang mengakomodasinya. Setelah itu, menentukan koefisien untuk tiap jenis aksesoris berdasarkan diameter pipa yang digunakan melalui tabel 2.8.

Tabel 2.8 Koefisien Gesek Aksesoris Pipa

D (mm)	20	25	35	40	50	65	75	100
K. Elbow	0,444	0,435	0,417	0,408	0,39	0,363	0,345	0,3
K. Tee Branch	0,896	0,88	0,848	0,832	0,8	0,752	0,72	0,64
K. Tee Line	0,22	0,215	0,205	0,2	0,19	0,175	0,165	0,14

Setelah menentukan jumlah aksesoris dan koefisiennya untuk setiap jalur pipa yang telah dibuat, dapat dihitung nilai koefisien gesek dengan rumus berikut ini:

$$K = \Sigma(\text{Jumlah aksesoris} \times \text{koefisien aksesoris}) \dots\dots\dots (2.28)$$

11. Perhitungan *Headloss Minor*

$$He = K \times \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2.29)$$

Keterangan:

- K = Koefisien gesek
 He = *Headloss minor* (m)
 v = Kecepatan asli aliran (m/s)
 g = Percepatan gravitasi (m/s^2)

12. Perhitungan Total *Headloss*

Total *headloss* merupakan kehilangan energi total yang diakibatkan dari pengaliran air dari tangki air atas sampai ke titik alat plambing yang paling jauh pada suatu lantai dalam gedung. Oleh karena itu, perhitungannya harus ditotal antara perhitungan *headloss mayor* dan *headloss minor* dari masing – masing jalur pipa.

$$HL = \Sigma Hf + \Sigma He \dots\dots\dots (2.30)$$

Keterangan:

HL = *Headloss* total sistem (m)

Hf = *Headloss mayor* masing-masing pipa (m)

He = *Headloss minor* masing-masing pipa (m)

13. Perhitungan *Headpump* (HP)

Perhitungan *headpump* ini bertujuan untuk mengetahui apakah energi yang diperlukan cukup untuk mengalirkan air dari tandon ke alat plumbing terjauh. Jika hasil perhitungan *headpump* adalah negatif, maka ketinggian rencana tandon sudah cukup untuk mengalirkan air, namun sebaliknya jika nilai perhitungan *headpump* adalah positif, maka elevasi tandon perlu dinaikkan sebesar nilai *headpump* yang didapatkan atau perlu ditambahkan pompa *booster*. Perhitungan *headpump* tersebut menggunakan rumus Bernoulli berikut ini:

$$HP + \Delta H2 + \frac{v2^2}{2g} = \frac{P}{\gamma} + \Delta H1 + \frac{v1^2}{2g} + HL$$

$$HP = \frac{P}{\gamma} + \Delta H1 + \frac{v1^2}{2g} + HL - \Delta H2 - \frac{v2^2}{2g} \dots\dots\dots (2.31)$$

Keterangan

$\Delta H2$ = perbedaan elevasi tandon terhadap datum (m)

$v2$ = kecepatan aliran keluar dari tandon (m/s)

g = percepatan gravitasi (m/s^2)

P = tekanan minimum alat plumbing paling ujung (50000 Pa)

γ = berat jenis air (kg/m^2s^2)

$\Delta H1$ = perbedaan elevasi alat plumbing berupa shower terhadap datum (m)

$v1$ = kecepatan aliran keluar dari alat plumbing (m/s)

HL = *headloss* total (m)

2.2 Perhitungan Kebutuhan Air Bersih

Kebutuhan air dalam proyek ini dihitung menggunakan metode luasan efektif dan jumlah penghuni yang ada pada gedung Pusat Pengembangan Hidroponik. Pada proyek ini, terdapat 2 gedung terpisah dengan masing – masing gedung terdapat GWT, tetapi hanya ada

1 tandon air di gedung 1 saja. Oleh karena itu, perhitungan kebutuhan airnya akan dihitung terpisah untuk gedung 1 dan gedung 2. Perhitungan kebutuhan air tersebut dapat dilihat sebagai berikut:

2.2.1 Perhitungan Kebutuhan Air Bersih Gedung 1

1. Perhitungan Luas Efektif Gedung 1 dan Luas Efektif Ruang Tanaman Hidroponik

Proyek Pusat Pengembangan Hidroponik untuk gedung 1 ini terdapat beberapa ruang untuk tanaman hidroponik. Oleh karena itu, luasan efektif gedung sebesar 55% tidak termasuk ruangan untuk tanaman hidroponik. Sedangkan untuk perhitungan luasan efektif ruang tanaman hidroponik diasumsikan luas efektif ruang yang terpakai adalah sebesar 70%. Detail perhitungan luasan efektif untuk gedung 1 dapat dilihat sebagai berikut:

- Luas Bangunan Gedung 1 dan Luas Ruang Tanaman Hidroponik

Tabel 2.9 Luas Bangunan Gedung 1

LUAS BANGUNAN	
Keterangan	Luas (m ²)
Lantai 1	2521,4
Lantai 2	1703
Lantai 3	1012,6
TOTAL	5237

Tabel 2.10 Luas Ruang Tanaman Hidroponik

LUAS RUANG HIDROPONIK	
Keterangan	Luas (m ²)
H.S Cabai	75,6
H.S Tomat Ceri	75,6
DFT Sawi	75,6
Aeroponic Strawberry	75,6
NFT Bayam & Selada	280
TOTAL	582,4

- Luas Efektif Gedung 1

$$\begin{aligned}
 L \text{ efektif gedung} &= 55\% \times \text{Total Luas Gedung 1} \\
 &= 55\% \times 5237 \text{ m}^2 \\
 &= 2880,35 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- Luas Efektif Ruang Tanaman Hidroponik

$$\begin{aligned}
 L \text{ efektif hidroponik} &= 70\% \times \text{Total Luas Ruang Hidroponik} \\
 &= 70\% \times 582,4 \text{ m}^2 \\
 &= 407,68 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Kepadatan Penghuni

Nilai kepadatan hunian diambil 10 m²/orang, sehingga didapatkan jumlah penghuni dengan detail perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Kepadatan Penghuni} &= \frac{L \text{ efektif gedung}}{\text{Kepadatan hunian}} \\
 &= \frac{2880,35}{10} \\
 &= 289 \text{ orang}
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Pemakaian Air Rata – Rata Perhari

Pada tabel 2.4, tidak terdapat fungsi bangunan untuk tanaman hidroponik. Oleh karena itu, digunakan fungsi bangunan sebagai gedung pertunjukan dengan pemakaian air perhari sebesar 30 liter per orang/hari. Detail perhitungan pemakaian air rata – rata perhari dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_d &= \text{Jumlah Penghuni} \times \text{Pemakaian air perhari} \\
 &= 289 \times 30 \\
 &= 8670 \text{ liter/hari} \\
 &= 8,67 \text{ m}^3/\text{hari}
 \end{aligned}$$

4. Perkiraan Perhitungan Antisipasi Kebocoran

Persentase kebocoran ditentukan sebesar 20% dengan detail perhitungan debit kebocoran dan debit total sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{kebocoran}} &= 20\% \times Q_d \\
 &= 20\% \times 8,67 \\
 &= 1,734 \text{ m}^3/\text{hari} \\
 Q_{\text{total}} &= Q_{\text{kebocoran}} + Q_d \\
 &= 1,734 + 8,67 \\
 &= 10,404 \text{ m}^3/\text{hari}
 \end{aligned}$$

5. Perhitungan Air Rata – Rata Efektif (Qh)

Berdasarkan tabel 2.4, jangka waktu pemakaian air rata – rata sehari untuk gedung pertunjukan adalah 7 jam/hari. Selain pemakaian air untuk penghuni, diperkirakan

pemakaian air untuk tanaman hidroponik sebesar 0,25 liter/detik/hektar. Detail perhitungan air rata – rata efektif dan perkiraan penggunaan air tanaman hidroponik dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 - \quad Q_h &= \frac{Q_{total}}{T} \\
 &= \frac{10,404}{7} \\
 &= 1,487 \text{ m}^3/\text{jam} \\
 - \quad \text{Penggunaan Air Tanaman} &= 0,25 \text{ liter/detik/hektar} \\
 &= 0,000025 \text{ liter/detik/m}^2 \\
 &= 0,00000025 \text{ m}^3/\text{detik/m}^2 \\
 &= 0,00009 \text{ m}^3/\text{jam/m}^2 \\
 &= 0,037 \text{ m}^3/\text{jam} \\
 &= 0,888 \text{ m}^3/\text{hari} \\
 - \quad \Sigma Q_h \text{ Gedung 1} &= Q_h + \text{Penggunaan Air Tanaman} \\
 &= 1,487 + 0,037 \\
 &= 1,524 \text{ m}^3/\text{jam}
 \end{aligned}$$

6. Perhitungan Pemakaian Air Pada Jam Puncak ($Q_h \text{ max}$)

Pada perhitungan pemakaian air pada jam puncak, digunakan nilai C_1 sebesar 2. Detail perhitungan pemakaian air pada jam puncak dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_h \text{ max} &= Q_h \times C_1 \\
 &= 1,487 \times 2 \\
 &= 2,974 \text{ m}^3/\text{jam}
 \end{aligned}$$

2.2.2 Perhitungan Kebutuhan Air Bersih Gedung 2

1. Perhitungan Luas Efektif Gedung 2

Proyek Pusat Pengembangan Hidroponik untuk gedung 2 ini hanya terdapat 2 lantai, dimana lantai 1 digunakan sebagai lahan parkir. Oleh karena itu, luas bangunan gedung 2 ini yang akan dihitung hanya lantai 2 saja. Selain itu, terdapat mushola dengan perhitungan yang berbeda. Detail perhitungan luasan efektif untuk gedung dapat dilihat sebagai berikut:

- Luas Bangunan Gedung 2

Tabel 2.11 Luas Bangunan Gedung 2

LUAS BANGUNAN	
Keterangan	Luas (m2)
Lantai 2	1090,5
TOTAL	1090,5

- Luas Efektif Gedung 2

$$\begin{aligned}
 L \text{ efektif gedung} &= 55\% \times \text{Total Luas Gedung 2} \\
 &= 55\% \times 1090 \text{ m}^2 \\
 &= 599,775 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Kepadatan Penghuni

Nilai kepadatan hunian diambil 10 m²/orang, sehingga didapatkan jumlah penghuni dengan detail perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Kepadatan Penghuni} &= \frac{L \text{ efektif gedung}}{\text{Kepadatan hunian}} \\
 &= \frac{599,775}{10} \\
 &= 60 \text{ Orang}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Pemakaian Air Rata – Rata Perhari

Pada tabel 2.4, tidak terdapat fungsi bangunan untuk tanaman hidroponik. Oleh karena itu, digunakan fungsi bangunan sebagai gedung pertunjukan dengan pemakaian air perhari sebesar 30 liter. Detail perhitungan pemakaian air rata – rata perhari dapat dilihat sebagai berikut:

$$\text{Gedung Pertunjukan} = 30 \text{ liter per orang/hari}$$

$$Q_d = \text{Jumlah Penghuni} \times \text{Pemakaian air perhari}$$

$$= 60 \times 30$$

$$= 1800 \text{ liter/hari}$$

$$= 1,8 \text{ m}^3/\text{hari}$$

- Perkiraan Perhitungan Antisipasi Kebocoran

Persentase kebocoran ditentukan sebesar 20% dengan detail perhitungan debit kebocoran dan debit total sebagai berikut:

$$Q_{\text{kebocoran}} = 20\% \times Q_d$$

$$\begin{aligned}
 &= 20\% \times 1,8 \\
 &= 0,36 \text{ m}^3/\text{hari} \\
 Q_{\text{total}} &= Q_{\text{kebocoran}} + Q_d \\
 &= 0,36 + 1,8 \\
 &= 2,16 \text{ m}^3/\text{hari}
 \end{aligned}$$

5. Perhitungan Air Rata – Rata Efektif (Q_h)

Berdasarkan tabel 2.4, jangka waktu pemakaian air rata – rata sehari untuk gedung pertunjukan adalah 7 jam/hari. Detail perhitungan air rata – rata efektif dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_h &= \frac{Q_{\text{total}}}{T} \\
 &= \frac{2,16}{7} \\
 &= 0,309 \text{ m}^3/\text{jam}
 \end{aligned}$$

6. Perhitungan Pemakaian Air Pada Jam Puncak ($Q_h \text{ max}$)

Pada perhitungan pemakaian air pada jam puncak, digunakan nilai C_1 sebesar 2. Detail perhitungan pemakaian air pada jam puncak dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_h \text{ max} &= Q_h \times C_1 \\
 &= 0,309 \times 2 \\
 &= 0,618 \text{ m}^3/\text{jam}
 \end{aligned}$$

2.2.3 Perhitungan Kebutuhan Air Bersih Mushola

1. Luas Mushola dan Kapasitas Mushola

Pada perhitungan kapasitas mushola, luas area yang dipakai per orang ditentukan sebesar $1,5 \text{ m}^2/\text{orang}$, sehingga detail perhitungan kapasitas mushola dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 - \text{ Luas Mushola} &= 48 \text{ m}^2 \\
 - \text{ Luas Area Terpakai} &= 1,5 \text{ m}^2/\text{orang} \\
 - \text{ Kapasitas Mushola} &= \frac{\text{Luas Mushola}}{\text{Luas Area Terpakai}} \\
 &= \frac{48}{1,5} \\
 &= 32 \text{ Orang}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Pemakaian Air Rata – Rata

Sebelum dilakukan perhitungan pemakaian air rata – rata untuk mushola, ditentukan terlebih dahulu jumlah pemakaian mushola perhari, waktu sholat, dan turn overnya. Detail perhitungan pemakaian air rata – rata untuk mushola dapat dilihat sebagai berikut:

- Jumlah Pemakaian Perhari = 2 kali
- Waktu Sholat = 15 menit
- Turn Over = 4 kali
- Total Pengunjung turn over = Kapasitas mushola x jumlah pemakaian perhari x turn over
= $32 \times 2 \times 4$
= 256 Orang
- Kebutuhan Air mushola perhari = 5 liter/orang/hari
- Total Kebutuhan Air mushola perhari = Total pengunjung x Kebutuhan air mushola perhari
= 256×5
= 1280 liter/hari
= $0,054 \text{ m}^3/\text{jam}$
= $1,28 \text{ m}^3/\text{hari}$

TOTAL KEBUTUHAN AIR RATA – RATA GEDUNG 2:

$$\begin{aligned}\Sigma Q_h \text{ gedung 2} &= Q_h + \text{Total Kebutuhan Air Mushola perjam} \\ &= 0,309 + 0,054 \\ &= 0,363 \text{ m}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

2.3 Perhitungan Volume Tangki Bawah dan Tangki Atas

Tangki bawah (*ground water tank*) yang ada pada proyek ini ada 2 yang diletakkan di masing – masing gedung. Detail perhitungan volume tangki bawah untuk gedung 1 dan gedung 2 dapat dilihat sebagai berikut:

2.3.1 Perhitungan Volume Tangki Bawah Gedung 1

1. Perhitungan Kapasitas Pipa Dinas

- $\sum Q_h \text{ Gedung 1} = 1,524 \text{ m}^3/\text{jam}$

- $Q_s = \frac{2}{3} \times \sum Q_h \text{ Gedung 1}$
 $= \frac{2}{3} \times 1,524$
 $= 1,016 \text{ m}^3/\text{jam}$

2. Perhitungan Volume Tangki Bawah

- Kebutuhan air perhari (Q_d) = ($Q_{\text{total perhari}}$ + Total kebutuhan air tanaman perhari)

$$= 10,404 \text{ m}^3/\text{hari} + 0,888 \text{ m}^3/\text{hari}$$

$$= 11,292 \text{ m}^3/\text{hari}$$

- Jangka waktu pemakaian air (T) = 7 jam/hari

- Volume Tangki Bawah (V_R) = $Q_d \text{ perhari} - (Q_s \times T)$
 $= 11,292 - (1,016 \times 7)$
 $= 4,18 \text{ m}^3$

3. Penentuan Dimensi Tangki Bawah

Diasumsikan:

$$p = 2 \text{ m}$$

$$l = 2 \text{ m}$$

$$t = 1,3 \text{ m}$$

Sehingga dapat dihitung volume tangki asumsi:

$$V = p \times l \times t$$
$$= 2 \times 2 \times 1,3$$
$$= 5,2 \text{ m}^3$$

Cek volume tangki asumsi:

$$\text{Volume tangki asumsi} > \text{Volume tangki bawah } (V_R)$$

$$5,2 \text{ m}^3 > 4,18 \text{ m}^3$$

Karena volume tangki asumsi lebih besar dari volume tangki bawah, maka dimensi tangki bawah rencana dengan panjang 2 meter, lebar 2 meter, dan kedalaman 1,3 sudah AMAN.

2.3.2 Perhitungan Volume Tangki Bawah Gedung 2

1. Perhitungan Kapasitas Pipa Dinas

- $\sum Q_h \text{ Gedung 2} = 0,363 \text{ m}^3/\text{jam}$

- $Q_s = \frac{2}{3} \times \sum Q_h \text{ Gedung 2}$
 $= \frac{2}{3} \times 0,363$
 $= 0,242 \text{ m}^3/\text{jam}$

2. Perhitungan Volume Tangki Bawah

- Kebutuhan air perhari (Q_d) = ($Q_{\text{total perhari}}$ + Kebutuhan air mushola)
 $= 2,16 \text{ m}^3/\text{hari} + 1,28 \text{ m}^3/\text{hari}$
 $= 3,44 \text{ m}^3/\text{hari}$

- Jangka waktu pemakaian air (T) = 7 jam/hari

- Volume Tangki Bawah (V_R) = $Q_d \text{ perhari} - (Q_s \times T)$
 $= 3,44 - (0,242 \times 7)$
 $= 1,746 \text{ m}^3$

3. Penentuan Dimensi Tangki Bawah

Diasumsikan:

$p = 1,6 \text{ m}$

$l = 1,6 \text{ m}$

$t = 1 \text{ m}$

Sehingga dapat dihitung volume tangki asumsi:

$V = p \times l \times t$
 $= 1,6 \times 1,6 \times 1$
 $= 2,56 \text{ m}^3$

Cek volume tangki asumsi:

Volume tangki asumsi > Volume tangki bawah (V_R)

$2,56 \text{ m}^3 > 1,746 \text{ m}^3$

Karena volume tangki asumsi lebih besar dari volume tangki bawah, maka dimensi tangki bawah rencana dengan panjang 1,6 meter, lebar 1,6 meter, dan kedalaman 1 meter sudah AMAN.

2.3.3 Perhitungan Volume Tangki Atas Gedung 1

Tangki air atas pada proyek ini direncanakan menggunakan tandon air yang terbuat dari pelat baja yang anti karat serta terletak di atas atap gedung 1. Perhitungan volume tangki atas ini berbeda dengan perhitungan tangki bawah, dimana perhitungan volume tangki atas didasarkan atas kebutuhan air puncak. Oleh karena itu, detail perhitungan volume tangki atas dapat dilihat sebagai berikut:

- Jangka waktu kebutuhan puncak (T_p) = 60 menit (asumsi)
- Jangka waktu kerja pompa pengisi (T_{pu}) = 35 menit (asumsi)
- C_2 = 4
- Kebutuhan puncak (Q_p) = $\frac{\sum Q_h \text{ Gedung 1} \times C_2}{60}$
 $= \frac{1,524 \times 4}{60}$
 $= 0,102 \text{ m}^3/\text{menit}$
- Volume efektif tangki atas (V_E) = $(Q_p - Q_h \text{ max}) T_p - (Q_{pu} \times T_{pu})$
 $= ((0,102 - \frac{2,974}{60}) \times 60) - (\frac{2,974}{60} \times 35)$
 $= 1,4 \text{ m}^3$
 $= 1400 \text{ liter}$

2.4 Perhitungan Daya Pompa

Setelah selesai menghitung kebutuhan air bersih serta volume tangki bawah dan tangki atas, maka selanjutnya adalah menghitung daya pompa yang dibutuhkan untuk memompa air dari tangki bawah menuju ke tangki atas atau tandon. Pada perhitungan ini, terdapat 2 perhitungan 2 daya pompa di kedua gedung mengingat terdapat 2 tangki bawah yang digunakan. Perhitungan daya pompa secara detail untuk masing – masing gedung dapat dilihat sebagai berikut:

2.4.1 Perhitungan Daya Pompa Gedung 1

1. Perhitungan Debit (Q)

- Kapasitas tangki atas (V_E) = 1,4 m³
- Jangka waktu kerja pompa pengisi (T_{pu}) = 35 menit (asumsi)
- $Q = \frac{VE}{T_{pu}}$
 $= \frac{1,4}{35}$
 $= 0,04 \text{ m}^3/\text{menit}$
 $= 0,0007 \text{ m}^3/\text{detik}$

2. Perhitungan Diameter Pipa

- Kecepatan aliran (v) = 2 m/detik (asumsi)
- Diameter pipa = $\sqrt{\frac{4 \times Q}{v \times \pi}}$
 $= \sqrt{\frac{4 \times 0,0007}{2 \times \pi}}$
 $= 0,0206 \text{ m}$
Digunakan D pipa = 20 mm
 $= 0,02 \text{ m}$

3. Pengecekan Perhitungan Kecepatan

$$v = \frac{Q}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}$$
$$= \frac{0,0007}{\frac{1}{4} \times \pi \times 0,02^2}$$
$$= 2,1221 \text{ m/detik}$$

4. Perhitungan *Headloss Mayor* (H_f)

Sebelum perhitungan *headloss mayor*, perlu dihitung terlebih dahulu nilai reynolds, total panjang pompa, dan koefisien kekasaran.

- $Re = \frac{v \times D}{8,93 \times 10^{-7}}$
 $= \frac{2,1221 \times 0,02}{8,93 \times 10^{-7}}$
 $= 47527$
- $L = 22,22 \text{ meter}$

$$- \varepsilon = 0,015 \text{ (PVC, Glass, or other Drawn Turbing)}$$

$$- f = 0,024 \text{ (dari moody diagram)}$$

$$\begin{aligned} - H_f &= f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \\ &= 0,024 \times \frac{22,22}{0,02} \times \frac{2,1221^2}{2 \times 9,81} \\ &= 6,1199 \text{ meter} \end{aligned}$$

5. Perhitungan *Headloss Minor* (He Elbow)

Sebelum dilakukan perhitungan *headloss minor*, dibutuhkan jumlah standard elbow, K standard elbow, K reentrant entrance, K pipe exit dan K total.

$$\begin{aligned} - \text{Jumlah standard elbow} &= 6 \\ - \text{K. Standard elbow} &= 0,444 \\ - \text{K. Reentrant entrance} &= 0,8 \\ - \text{K. Pipe exit} &= 1 \\ - \text{K. Total} &= (\text{Jumlah standard elbow} \times \text{K. standard elbow}) + \text{K. reentrant entrance} + \text{K. pipe exit} \\ &= 4,464 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{He Elbow} &= K_{total} \times \frac{v^2}{2g} \\ &= 4,464 \times \frac{2,1221^2}{2 \times 9,81} \\ &= 1,0246 \text{ meter} \end{aligned}$$

6. Perhitungan Daya Pompa Gedung 1

$$\begin{aligned} - \Delta H &= 19,71 \text{ meter} \\ - \text{Headpump} &= \text{HL mayor} + \text{HL minor} + \Delta H \\ &= 6,1199 + 1,0246 + 19,71 \\ &= 26,854 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Daya pompa (P)} &= \frac{\rho \times g \times Q \times HP}{80\%} \\ &= \frac{1000 \times 9,82 \times 0,0007 \times 26,854}{0,8} \\ &= 161,13 \text{ Watt} \end{aligned}$$

Daya pompa yang diperlukan pada gedung 1 sebesar 161,13 watt, oleh karena itu digunakan pompa air Shimizu 200W PS-230 BIT.

2.4.2 Perhitungan Daya Pompa Gedung 2

1. Perhitungan Debit (Q)

Pada gedung 2 ini, sistem air dari tangki bawah langsung di pompa menuju ke masing – masing alat plambing yang ada dalam lantai 2 gedung 2 saja karena lantai 1 digunakan untuk lahan parkir. Oleh karena itu untuk besar debit, digunakan debit UBAP terjauh (Q).

Debit UBAP terjauh (Q) = 0,00025 m³/detik

2. Perhitungan Diameter Pipa

- Kecepatan aliran (v) = 2 m/detik (asumsi)

$$\begin{aligned} \text{Diameter pipa} &= \sqrt{\frac{4 \times Q}{v \times \pi}} \\ &= \sqrt{\frac{4 \times 0,00025}{2 \times \pi}} \\ &= 0,01262 \text{ m} \end{aligned}$$

Digunakan D pipa = 20 mm
= 0,02 m

3. Pengecekan Perhitungan Kecepatan

$$\begin{aligned} v &= \frac{Q}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{0,00025}{\frac{1}{4} \times \pi \times 0,02^2} \\ &= 0,79577 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

4. Perhitungan *Headloss Mayor* (Hf)

Sebelum perhitungan *headloss mayor*, perlu dihitung terlebih dahulu nilai reynolds, total panjang pompa, dan koefisien kekasaran.

$$\begin{aligned} \text{Re} &= \frac{v \times D}{8,93 \times 10^{-7}} \\ &= \frac{0,79577 \times 0,02}{8,93 \times 10^{-7}} \\ &= 17822,5 \end{aligned}$$

- L = 12,99 meter
- ε = 0,015 mm (PVC, Glass, or other Drawn Turbing)
- f = 0,028 (dari moody diagram)
- $H_f = f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$

$$= 0,028 \times \frac{12,99}{0,02} \times \frac{0,79577^2}{2 \times 9,81}$$

$$= 0,58697 \text{ meter}$$

5. Perhitungan *Headloss Minor* (He Elbow)

Sebelum dilakukan perhitungan *headloss minor*, dibutuhkan jumlah standard elbow, K standard elbow, K reentrant entrance, K pipe exit dan K total.

- Jumlah standard elbow = 4
- K. Standard elbow = 0,444
- Jumlah Tee Branch = 7
- K. Tee Branch = 0,896
- Jumlah Tee Line = 5
- K. Tee Line = 0,22
- K. Reentrant entrance = 0,8
- K. Pipe exit = 1
- K. Total = $(4 \times 0,444) + (7 \times 0,896) + (5 \times 0,22) + 0,8 + 1$

$$= 10,948$$
- He Elbow = $K \text{ total} \times \frac{v^2}{2g}$

$$= 10,948 \times \frac{0,79577^2}{2 \times 9,81}$$

$$= 0,35336 \text{ meter}$$

6. Perhitungan Daya Pompa Gedung 1

- ΔH = 7,22 meter
- Headpump = HL mayor + HL minor + ΔH

$$= 0,58697 + 0,35336 + 7,22$$

$$= 8,16033 \text{ meter}$$
- Daya pompa (P) = $\frac{\rho \times g \times Q \times HP}{80\%}$

$$= \frac{1000 \times 9,82 \times 0,00025 \times 8,16033}{0,8}$$

$$= 22,1338 \text{ Watt}$$

Daya pompa yang diperlukan pada gedung 2 sebesar 22,1338 watt, oleh karena itu digunakan pompa air Shimizu 200W PS-230 BIT.

2.5 Perancangan *Headpump* Pipa Air Bersih dalam Gedung

Perhitungan *headpump* ini memiliki tujuan untuk mengetahui apakah tinggi tandon yang direncanakan sudah sesuai dan mampu mengalirkan air sampai ke unit plambing terjauh untuk setiap lantai. Perhitungan *headpump* ini hanya dilakukan pada gedung 1 untuk setiap lantainya karena gedung 2 pada proyek ini tidak memakai tandon air.

2.5.1 Perancangan *Headpump* Lantai 1 Gedung 1

Pada lantai 1 gedung 1 Pusat Pelatihan Hidroponik ini, perbedaan elevasi antara tandon dan wastafel lantai 1 adalah 14,32 meter. Jalur pipa terpanjang dari tandon sampai ke alat plambing terjauh yaitu jalur D4, D3, D2, D1, A1, A5, A7, A9, A15, A18, A21, A24, A25, dan A27 dengan total panjang pipa adalah 33,546 meter. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan yang diambil untuk jalur A27:

- a. $\Delta H1$ = -14,32 m (dihitung minus karena dari tandon ke wastafel lt 1)
- $\Delta H2$ = 0 m
- b. Panjang pipa (L) = 2,358 m
- c. Jumlah kloset = 0
- UBAP kloset = 2,5
- Jumlah wastafel = 1
- UBAP wastafel = 2
- Jumlah *sink* = 0
- UBAP *sink* = 1,5
- Jumlah urinal = 0
- UBAP urinal = 2
- Beban Total = $\sum$ (Jumlah alat plambing x unit beban alat plambing)

$$= (0 \times 2,5) + (1 \times 2) + (0 \times 1,5) + (0 \times 2)$$

$$= 2$$

d. Diameter pipa (D) = $\frac{3}{4}$ inch = 20 mm = 0,02 m

e. Debit aliran (Q) = $\frac{\text{Setiap pemakaian}}{\text{Waktu pengisian}}$

$$= \frac{10 \text{ liter}}{40 \text{ detik}}$$

$$= 0,00025 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (bak cuci tangan biasa)}$$

f. Kecepatan aliran (v) = $\frac{d1^2}{d2^2} \times \frac{Q}{\frac{1}{4} \times \pi \times d1^2}$

$$= \frac{0,02^2}{0,035^2} \times \frac{0,00025}{\frac{1}{4} \times \pi \times 0,02^2}$$

$$= 0,0848 \text{ m/s} \text{ (contoh kecepatan aliran pada jalur pipa D4)}$$

g. Re = $\frac{v \times D}{8,93 \times 10^{-7}}$

$$= \frac{0,7958 \times 0,02}{8,93 \times 10^{-7}}$$

$$= 17822,5 \text{ (Contoh Re jalur pipa A27)}$$

h. ϵ = 0,015 (untuk PVC, glass, or other drawn tubing)

$$\epsilon/D = 0,015/0,02$$

$$= 0,000075$$

Nilai friksi (f) = 0,028

i. Headloss mayor (Hf) = $f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$

$$= 0,028 \times \frac{2,358}{0,02} \times \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81}$$

$$= 0,1065 \text{ m (pipa jalur A27)}$$

j. Jumlah Elbow = 2

K. Elbow (D20) = 0,444

Jumlah Tee Branch = 0

K. Tee Branch (D20) = 0,896

Jumlah Tee Line = 0

K. Tee Line (D20) = 0,22

K. Total = $(2 \times 0,444) + (0 \times 0,896) + (0 \times 0,22)$

$$= 0,888 \text{ (pipa jalur A27)}$$

$$\text{k. Headloss minor (H}_e\text{)} = K \times \frac{v^2}{2g}$$

$$= 0,888 \times \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81}$$

$$= 0,02866 \text{ m (pipa jalur A27)}$$

$$\text{l. Total headloss (H}_L\text{)} = \sum H_f + \sum H_e$$

$$= 0,2348 + 0,161$$

$$= 0,3959 \text{ m}$$

$$\text{m. Headpump (H}_p\text{)} = \frac{P}{\gamma} + \Delta H_1 + \frac{v_1^2}{2g} + H_L - \Delta H_2 - \frac{v_2^2}{2g}$$

$$= \frac{50000}{9,81 \times 1000} + (-14,32) + \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81} + 0,3959 - 0 -$$

$$\frac{0,0848^2}{2 \times 9,81}$$

$$= -8,79536 \text{ m}$$

Pada perhitungan nilai *headpump* (H_p) lantai 1 gedung 1 ini didapat nilai negatif, hal ini berarti bahwa sistem atau letak tandon sudah sesuai dan mampu mengalirkan air dari tandon menuju ke alat plambing terjauh pada lantai 1 gedung 1. Berikut ini adalah rekap perhitungan untuk masing masing jalur pipa untuk lantai 2 gedung 1 dengan menggunakan cara seperti yang sudah dicontohkan di atas.

Tabel 2.12 Rekap Perhitungan *Headpump* Lantai 1 Gedung 1

Jalur G1 Lt.1	L (m)	Kloset	Wastafel	Sink	Urinal	Beban Total	D (inch)	D (mm)	v (m/s)	Re	ε (mm)	ε/D	f	Hf	K. elbow	k. tee branch	k. tee line	k. total	He (m)	HL (m)
D4	4,817	8	4	2	3	37	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	0,0000429	0,044	0,0022	2	0	0	0,834	0,00031	0,0025
D3	7,48	8	4	2	3	37	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	0,0000429	0,044	0,0035	0	1	1	1,053	0,00039	0,0038
D2	3,84	8	4	2	3	37	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	0,0000429	0,044	0,0018	0	1	1	1,053	0,00039	0,0022
D1	4	8	4	2	3	37	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	0,0000429	0,044	0,0018	1	0	0	0,417	0,00015	0,0020
A1	3,976	8	4	2	3	37	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	0,0000429	0,044	0,0018	1	1	1	1,47	0,00054	0,0024
A5	0,492	8	4	0	3	34	1	25	0,3259	9125,12	0,0015	0,000060	0,033	0,0035	0	1	1	1,095	0,00593	0,0094
A7	0,705	7	4	0	3	31,5	1	25	0,3259	9125,12	0,0015	0,000060	0,033	0,0050	0	1	1	1,095	0,00593	0,0110
A9	1,805	6	4	0	3	29	1	25	0,3259	9125,12	0,0015	0,000060	0,033	0,0129	0	1	1	1,095	0,00593	0,0188
A15	1,541	6	4	0	0	23	1	25	0,3259	9125,12	0,0015	0,000060	0,033	0,0110	0	1	1	1,095	0,00593	0,0169
A18	0,781	4	4	0	0	18	1	25	0,3259	9125,12	0,0015	0,000060	0,033	0,0056	0	1	1	1,095	0,00593	0,0115
A21	0,708	2	4	0	0	13	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,0320	0	1	1	1,116	0,03602	0,0680
A24	0,417	0	4	0	0	8	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,0188	0	1	0	0,896	0,02892	0,0478
A25	0,626	0	2	0	0	4	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,0283	0	1	1	1,116	0,03602	0,0643
A27	2,358	0	1	0	0	2	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,1065	2	0	0	0,888	0,02866	0,1352
Total	33,546													0,2348					0,1610	0,3959

2.5.2 Perancangan *Headpump* Lantai 2 Gedung 1

Pada lantai 2 gedung 1 Pusat Pelatihan Hidroponik ini, perbedaan elevasi antara tandon dan kran lantai 2 adalah 14,32 meter. Jalur pipa terpanjang dari tandon sampai ke alat plambing terjauh yaitu jalur D4, D3, D2, B1, B2, B6, B10, B14, B16 dengan total panjang pipa adalah 60,547 meter. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan yang diambil untuk jalur B16:

a. $\Delta H_1 = -10,32 \text{ m}$ (dihitung minus karena dari tandon ke kran lt 2)

$\Delta H_2 = 0 \text{ m}$

b. Panjang pipa (L) = 5,571 m

c. Jumlah kloset = 0

UBAP kloset = 2,5

Jumlah wastafel = 0

UBAP wastafel = 2

Jumlah *sink* = 0

UBAP *sink* = 1,5

Jumlah urinal = 0

UBAP urinal = 2

Jumlah kran = 1

UBAP kran = 2

Beban Total = $\sum (\text{Jumlah alat plambing} \times \text{unit beban alat plambing})$

$= (0 \times 2,5) + (0 \times 2) + (0 \times 1,5) + (0 \times 2) + (1 \times 2)$

$= 2$

d. Diameter pipa (D) = $\frac{3}{4} \text{ inch} = 20 \text{ mm} = 0,02 \text{ m}$

e. Debit aliran (Q) = $\frac{\text{Setiap pemakaian}}{\text{Waktu pengisian}}$

$= \frac{10 \text{ liter}}{40 \text{ detik}}$

$= 0,00025 \text{ m}^3/\text{s}$ (bak cuci tangan biasa)

f. Kecepatan aliran (v) = $\frac{d_1^2}{d_2^2} \times \frac{Q}{\frac{1}{4} \times \pi \times d_1^2}$

$= \frac{0,02^2}{0,035^2} \times \frac{0,00025}{\frac{1}{4} \times \pi \times 0,02^2}$

= 0,0848 m/s (contoh kecepatan aliran pada jalur pipa D4)

g. $Re = \frac{v \times D}{8,93 \times 10^{-7}}$
 $= \frac{0,7958 \times 0,02}{8,93 \times 10^{-7}}$
 $= 17822,5$ (Contoh Re jalur pipa B16)

h. $\epsilon = 0,015$ (untuk PVC, glass, or other drawn tubing)
 $\epsilon/D = 0,015/0,02$
 $= 0,00075$
 Nilai friksi (f) = 0,028

i. $Headloss\ mayor\ (H_f) = f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$
 $= 0,028 \times \frac{5,571}{0,02} \times \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81}$
 $= 0,2517\text{ m}$ (pipa jalur B16)

j. Jumlah Elbow = 2
 K. Elbow (D20) = 0,444
 Jumlah Tee Branch = 0
 K. Tee Branch (D20) = 0,896
 Jumlah Tee Line = 0
 K. Tee Line (D20) = 0,22
 K. Total = $(2 \times 0,444) + (0 \times 0,896) + (0 \times 0,22)$
 $= 0,888$ (pipa jalur B16)

k. $Headloss\ minor\ (H_e) = K \times \frac{v^2}{2g}$
 $= 0,888 \times \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81}$
 $= 0,02866\text{ m}$ (pipa jalur A27)

l. $Total\ headloss\ (H_L) = \sum H_f + \sum H_e$
 $= 1,3009 + 0,1536$
 $= 1,4546$

m. $Headpump\ (H_p) = \frac{P}{\gamma} + \Delta H1 + \frac{v1^2}{2g} + HL - \Delta H2 - \frac{v2^2}{2g}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{50000}{9,81 \times 1000} + (-10,32) + \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81} + 1,4546 - 0 - \\
 &\quad \frac{0,0848^2}{2 \times 9,81} \\
 &= -3,7367 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Pada perhitungan nilai *headpump* (H_p) lantai 2 gedung 1 ini didapat nilai negatif, hal ini berarti bahwa sistem atau letak tandon sudah sesuai dan mampu mengalirkan air dari tandon menuju ke alat plambing terjauh pada lantai 2 gedung 1. Berikut ini adalah rekap perhitungan untuk masing masing jalur pipa untuk lantai 2 gedung 1 dengan menggunakan cara seperti yang sudah dicontohkan di atas.



Tabel 2.13 Rekap Perhitungan *Headpump* Lantai 2 Gedung 1

Jalur G1	L (m)	Kloset	Wastafel	Sink	Urinal	Kran	Beban Total	D (inch)	D (mm)	v (m/s)	Re	ε (mm)	ε/D	f	Hf	K. elbow	k. tee branch	k. tee line	k. total	He (m)	HL (m)
D4	4,817	8	4	2	3	6	49	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	4,29E-05	0,044	0,0022	2	0	0	0,834	0,00031	0,0025
D3	7,48	8	4	2	3	6	49	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	4,29E-05	0,044	0,0035	0	1	1	1,053	0,00039	0,0038
D2	3,84	8	4	2	3	6	49	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	4,29E-05	0,044	0,0018	0	1	1	1,053	0,00039	0,0022
B1	3,234	8	4	2	3	6	49	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	4,29E-05	0,044	0,0015	1	1	1	1,47	0,00054	0,0020
B2	2,143	0	0	2	0	6	15	1	25	0,3259	9125,12	0,0015	0,00006	0,033	0,0153	0	1	1	1,095	0,00593	0,0212
B6	12,805	0	0	0	0	6	12	1	25	0,3259	9125,12	0,0015	0,00006	0,033	0,0915	2	1	0	1,75	0,00948	0,1010
B10	6,931	0	0	0	0	4	8	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,3132	1	1	0	1,34	0,04325	0,3564
B14	13,726	0	0	0	0	2	4	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,6202	2	1	1	2,004	0,06468	0,6849
B16	5,571	0	0	0	0	1	2	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,2517	2	0	0	0,888	0,02866	0,2804
Total	60,547														1,3009					0,1536	1,4546

2.5.3 Perancangan *Headpump* Lantai 3 Gedung 1

Pada lantai 3 gedung 1 Pusat Pelatihan Hidroponik ini, perbedaan elevasi antara tandon dan kran lantai 3 adalah 6,48 meter. Jalur pipa terpanjang dari tandon sampai ke alat plambing terjauh yaitu jalur D4, D3, C1, C28, C34, C36 dengan total panjang pipa adalah 57,133 meter. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan yang diambil untuk jalur C36:

a. $\Delta H_1 = -6,48 \text{ m}$ (dihitung minus karena dari tandon ke kran lt 3)

$\Delta H_2 = 0 \text{ m}$

b. Panjang pipa (L) = 5,013 m

c. Jumlah kloset = 0

UBAP kloset = 2,5

Jumlah wastafel = 0

UBAP wastafel = 2

Jumlah urinal = 0

UBAP urinal = 2

Jumlah kran = 1

UBAP kran = 2

Beban Total = $\sum (\text{Jumlah alat plambing} \times \text{unit beban alat plambing})$

$= (0 \times 2,5) + (0 \times 2) + (0 \times 2) + (1 \times 2)$

$= 2$

d. Diameter pipa (D) = $\frac{3}{4} \text{ inch} = 20 \text{ mm} = 0,02 \text{ m}$

e. Debit aliran (Q) = $\frac{\text{Setiap pemakaian}}{\text{Waktu pengisian}}$

$= \frac{10 \text{ liter}}{40 \text{ detik}}$

$= 0,00025 \text{ m}^3/\text{s}$ (bak cuci tangan biasa)

f. Kecepatan aliran (v) = $\frac{d_1^2}{d_2^2} \times \frac{Q}{\frac{1}{4} \times \pi \times d_1^2}$

$= \frac{0,02^2}{0,035^2} \times \frac{0,00025}{\frac{1}{4} \times \pi \times 0,02^2}$

$= 0,0848 \text{ m/s}$ (contoh kecepatan aliran pada jalur pipa D4)

g. Re = $\frac{v \times D}{8,93 \times 10^{-7}}$

$$= \frac{0,7958 \times 0,02}{8,93 \times 10^{-7}}$$

$$= 17822,5 \text{ (Contoh Re jalur pipa C36)}$$

h. ϵ = 0,015 (untuk PVC, glass, or other drawn tubing)

$$\epsilon/D = 0,015/0,02$$

$$= 0,00075$$

Nilai friksi (f) = 0,028

i. *Headloss mayor* (H_f) = $f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$

$$= 0,028 \times \frac{5,013}{0,02} \times \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81}$$

$$= 0,2265 \text{ m (pipa jalur C36)}$$

j. Jumlah Elbow = 2

K. Elbow (D20) = 0,444

Jumlah Tee Branch = 0

K. Tee Branch (D20) = 0,896

Jumlah Tee Line = 0

K. Tee Line (D20) = 0,22

K. Total = (2 x 0,444) + (0 x 0,896) + (0 x 0,22)

$$= 0,888 \text{ (pipa jalur C36)}$$

k. *Headloss minor* (H_e) = $K \times \frac{v^2}{2g}$

$$= 0,888 \times \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81}$$

$$= 0,02866 \text{ m (pipa jalur C36)}$$

l. Total *headloss* (H_L) = $\sum H_f + \sum H_e$

$$= 0,8948 + 0,0883$$

$$= 0,9831 \text{ m}$$

m. *Headpump* (H_P) = $\frac{P}{\gamma} + \Delta H1 + \frac{v1^2}{2g} + HL - \Delta H2 - \frac{v2^2}{2g}$

$$= \frac{50000}{9,81 \times 1000} + (-6,48) + \frac{0,7958^2}{2 \times 9,81} + 0,9831 - 0 -$$

$$\frac{0,0848^2}{2 \times 9,81}$$

$$= -0,36815 \text{ m}$$

Pada perhitungan nilai *headpump* (H_P) lantai 3 gedung 1 ini didapat nilai negatif, hal ini berarti bahwa sistem atau letak tandon sudah sesuai dan mampu mengalirkan air dari tandon menuju ke alat plambing terjauh pada lantai 3 gedung 1. Berikut ini adalah rekap perhitungan untuk masing masing jalur pipa untuk lantai 3 gedung 1 dengan menggunakan cara seperti yang sudah dicontohkan di atas.

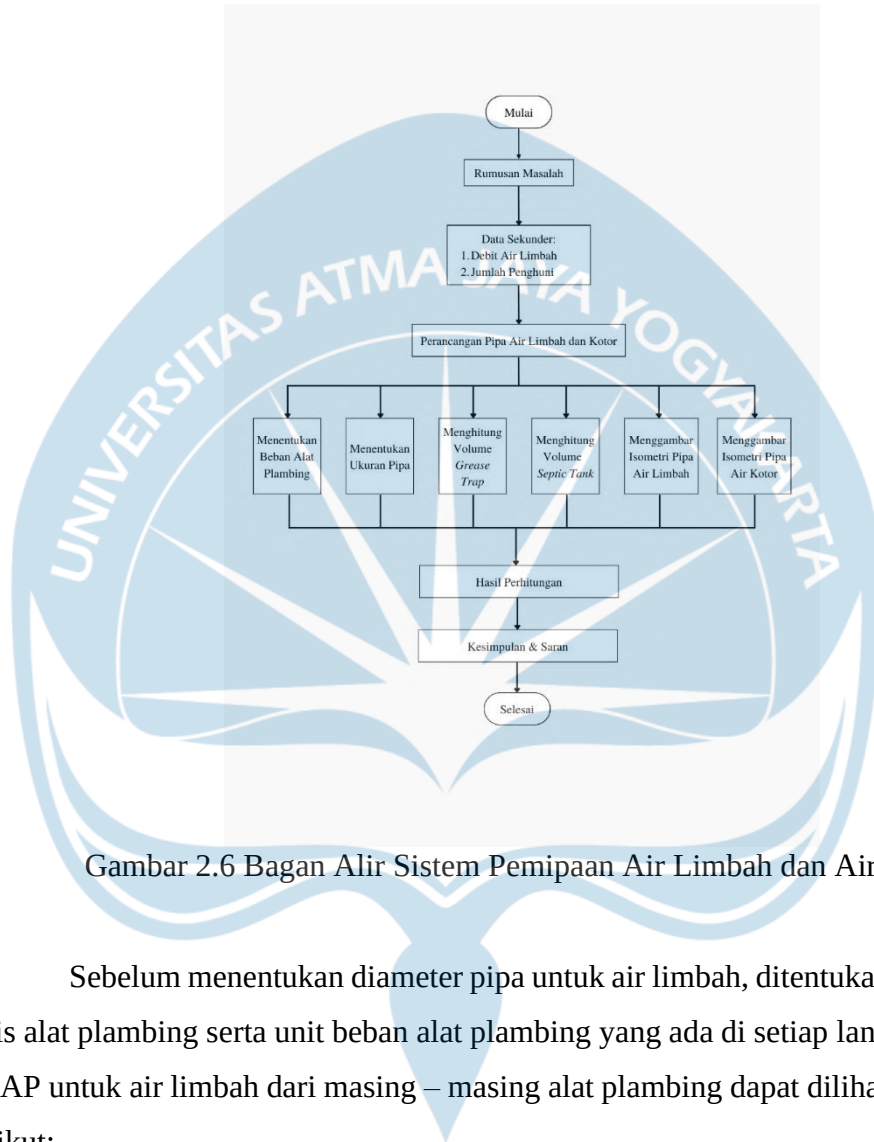


Tabel 2.14 Rekap Perhitungan *Headpump* Lantai 3 Gedung 1

Jalur G1	L (m)	Kloset	Wastafe l	Urinal	Kran	Beban Total	D (inch)	D (mm)	v (m/s)	Re	e (mm)	e/D	f	Hf	K. elbow	k. tee branch	k. tee line	k. total	He (m)	HL (m)
D4	4,817	8	4	3	6	46	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	4,29E-05	0,044	0,0022	2	0	0	0,834	0,00031	0,0025
D3	7,48	8	4	3	6	46	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	4,29E-05	0,044	0,0035	0	1	1	1,053	0,00039	0,0038
C1	0,75	8	4	3	6	46	1 1/4	35	0,0848	3325,48	0,0015	4,29E-05	0,044	0,0003	0	1	0	0,848	0,00031	0,0007
C28	29,005	0	0	0	6	12	1	25	0,3259	9125,12	0,0015	0,00006	0,033	0,2073	1	1	1	1,53	0,00829	0,2156
C34	10,068	0	0	0	2	4	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,4549	1	1	1	1,56	0,05035	0,5053
C36	5,013	0	0	0	1	2	3/4	20	0,7958	17822,5	0,0015	0,000075	0,028	0,2265	2	0	0	0,888	0,02866	0,2552
Total	57,133													0,8948					0,0883	0,9831

2.6 Sistem Pemipaan Air Limbah dan Air Kotor

Sistem pemipaan air limbah dan air kotor dibuat melalui beberapa tahapan yaitu menentukan ukuran pipa, menentukan debit air limbah, membuat grease trap, septic tank dan sumur resapan septic tank serta pembuatan isometri seperti pada gambar 2.6.



Gambar 2.6 Bagan Alir Sistem Pemipaan Air Limbah dan Air Kotor

Sebelum menentukan diameter pipa untuk air limbah, ditentukan terlebih dahulu jenis alat plambing serta unit beban alat plambing yang ada di setiap lantai gedung. Nilai UBAP untuk air limbah dari masing – masing alat plambing dapat dilihat pada tabel 2.15 berikut:

Tabel 2.15 Unit Beban Alat Plambing untuk Air Limbah

Alat plambing	Ukuran perangkat / lengan perangkat minimum (inci)	Pribadi (UBAP)	Umum (UBAP)	Tempat berkumpul (UBAP)
Bak mandi atau <i>shower</i>	1 1/2	2	2	-
Bidet	1 1/4	1	-	-
Bidet	1 1/2	2	-	-
Mesin cuci pakaian, rumah tangga, pipa tegak	2	3	3	3
Unit dental, peludahan	1 1/4	-	1	1

Lanjutan Tabel 2.15 Unit Beban Alat Plambing untuk Air Limbah

Alat plambing	Ukuran perangkat / lengan perangkat minimum (inci)	Pribadi (UBAP)	Umum (UBAP)	Tempat berkumpul (UBAP)
Mesin cuci piring rumah tangga dengan saluran sendiri	1 1/2	2	2	2
Pancaran air minum atau alat pendingin air	1 1/4	0,5	0,5	1
penggerus sisa makanan komersial	2	-	3	3
Lubang pengering lantai, keadaan darurat	2	-	0	0
Lubang pengering lantai (ukuran tambahan)	2	2	2	2
Shower, perangkat tunggal	2	2	2	2
Lavatori tunggal	1 1/4	1	1	1
Lavatori, dalam set dua atau tiga	1 1/2	2	2	2

Setelah didapat beban UBAP total untuk masing – masing alat plambing disetiap jalur pipa air limbah, dapat ditentukan diameter pipa yang akan digunakan melalui tabel 2.16 berikut:

Tabel 2.16 Beban dan Panjang Maksimum dari Perpipaan Air Limbah dan Ven

Ukuran pipa (inci)	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12
Maksimum Unit											
Vertikal/Tegak (UBAP)	1	2	16	32	48	256	600	1380	3600	5600	8400
Horisontal (UBAP)	1	1	8	14	35	216	428	720	2640	4680	8200

2.7 Penentuan Diameter Pipa Air Limbah

Penentuan ukuran pipa air limbah dilakukan dengan menjumlahkan beban UBAP yang ditanggung oleh pipa tersebut kemudian dengan membandingkan pada tabel 2.17 maka didapat pipa sesuai dengan kondisi pipa tersebut pada posisi vertikal ataupun pada posisi horizontal

2.7.1 Pipa Air Limbah Lantai 1 Gedung 1

Tabel 2.17 Perhitungan Diameter Pipa Air Limbah Lantai 1 Gedung 1

Jalur G1 Lt.1	Vertikal Maksimal	Wastafel	Sink	Beban Total	D (inch)	D (mm)
D2	14	4	2	12	2 1/2	62 1/2
D1	14	4	2	12	2 1/2	62 1/2
A1	14	4	2	12	2 1/2	62 1/2
A2	14	0	2	4	2	50
A3	14	0	1	2	2	50

Lanjutan Tabel 2.17 Perhitungan Diameter Pipa Air Limbah Lantai 1 Gedung 1

Jalur G1 Lt.1	Vertikal Maksimal	Wastafel	Sink	Beban Total	D (inch)	D (mm)
A4	14	0	1	2	2	50
A5	14	4	0	8	2 1/2	62 1/2
A6	14	4	0	8	2 1/2	62 1/2
A7	14	2	0	4	2	50
A8	14	1	0	2	2	50
A9	14	1	0	2	2	50
A10	14	2	0	4	2	50
A11	14	1	0	2	2	50
A12	14	1	0	2	2	50

2.7.2 Pipa Air Limbah Lantai 2 Gedung 1

Tabel 2.18 Perhitungan Diameter Pipa Air Limbah Lantai 2 Gedung 1

Jalur G1 Lt.2	Vertikal Maksimum	Wastafel	Sink	Kran	Beban Total	D (inch)	D (mm)
D3	14	4	2	6	23	3	75
D2	14	4	2	6	23	3	75
D1	14	4	2	6	23	3	75
B1	14	4	2	6	23	3	75
B2	14	0	2	6	15	2 1/2	62 1/2
B3	14	0	2	0	3	2	50
B4	14	0	1	0	1,5	2	50
B5	14	0	1	0	1,5	2	50
B6	14	0	0	6	12	2 1/2	62 1/2
B7	14	0	0	2	4	2	50
B8	14	0	0	1	2	2	50
B9	14	0	0	1	2	2	50
B10	14	0	0	4	8	2 1/2	62 1/2
B11	14	0	0	2	4	2	50
B12	14	0	0	1	2	2	50
B13	14	0	0	1	2	2	50
B14	14	0	0	2	4	2	50
B15	14	0	0	1	2	2	50
B16	14	0	0	1	2	2	50
B17	14	4	0	0	8	2 1/2	62 1/2
B18	14	4	0	0	8	2 1/2	62 1/2
B19	14	2	0	0	4	2	50
B20	14	1	0	0	2	2	50
B21	14	1	0	0	2	2	50
B22	14	2	0	0	4	2	50
B23	14	1	0	0	2	2	50
B24	14	1	0	0	2	2	50

2.7.3 Pipa Air Limbah Lantai 3 Gedung 1

Tabel 2.19 Perhitungan Diameter Pipa Air Limbah Lantai 3 Gedung 1

Jalur G1 Lt.3	Vertikal Maksimum	Wastafel	Kran	Beban Total	D (inch)	D (mm)
D4	14	4	6	20	3	75
D3	14	4	6	20	3	75
D2	14	4	6	20	3	75
D1	14	4	6	20	3	75
C1	14	4	6	20	3	75
C2	14	4	3	14	2 1/2	62 1/2
C3	14	0	0	0	2 1/2	62 1/2
C4	14	4	3	14	2	50
C5	14	0	0	0	2	50
C6	14	4	3	14	2	50
C7	14	0	3	6	2	50
C8	14	0	1	2	2	50
C9	14	0	2	4	2	50
C10	14	0	1	2	2 1/2	62 1/2
C11	14	0	1	2	2	50
C12	14	4	0	8	2	50
C13	14	0	0	0	2	50
C14	14	0	0	0	2	50
C15	14	4	0	8	2	50
C16	14	0	0	0	2	50
C17	14	0	0	0	2	50

2.7.4 Pipa Air Limbah Lantai 2 Gedung 2

Tabel 2.20 Perhitungan Diameter Pipa Air Limbah Lantai 2 Gedung 2

Jalur G2 Lt.2	Vertikal Maksimal	Wastafel	Sink	Beban Total	D (inch)	D (mm)
D3	14	4	8	24	2 1/2	62 1/2
D2	14	4	2	12	2 1/2	62 1/2
D1	14	4	2	12	2 1/2	62 1/2
A1	14	4	2	12	2 1/2	62 1/2
A2	14	0	2	4	2	50
A3	14	0	1	2	2	50
A4	14	0	1	2	2	50
A5	14	4	0	8	2 1/2	62 1/2
A6	14	4	0	8	2 1/2	62 1/2
A7	14	2	0	4	2	50

2.8 Perhitungan Volume Septic Tank dan Sumur Resapan

a. Total Jumlah Penghuni

Jumlah Penghuni Gedung 1 = 289 orang

Jumlah Penghuni Gedung 2 = 60 orang

Total Jumlah Penghuni = 289 + 60
= 349 Orang

b. Menentukan Debit Air Limbah Perorang dalam Satu Hari

Pada penentuan debit air limbah perorang dalam satu hari ini, mengacu kepada Peraturan Gubernur DKI No. 1225 tahun 2005 untuk fungsi gedung pertunjukan.

Tabel 2.21 Besaran Population Equivalen (PE) untuk Perancangan IPAL Berdasarkan Jenis Peruntukan Bangunan

No	Bangunan	Pemakaian Air Bersih	Debit Air Limbah	Satuan	PE
1	Rumah Mewah	250	200	Lt/penghuni/hari	1,67
2	Rumah Biasa	150	120	Lt/penghuni/hari	1
3	Apartemen	250	200	Lt/penghuni/hari	1,67
4	Rumah Susun	100	80	Lt/penghuni/hari	0,67
5	Asrama	120	96	Lt/penghuni/hari	0,8
6	Klinik / Puskesmas	3	2,7	Lt/pengunjung/hari	0,02
7	Rumah Sakit Mewah	1000	800	Lt/tempat tidur/hari	6,67
8	Rumah Sakit Menengah	750	600	Lt/tempat tidur/hari	5
9	Rumah Sakit Umum	425	340	Lt/tempat tidur/hari	2,83
10	Sekolah Dasar	40	32	Lt/siswa/hari	0,27
11	SLTP	50	40	Lt/siswa/hari	0,33
12	SLTA	80	64	Lt/siswa/hari	0,53
13	Perguruan Tinggi	80	64	Lt/mahasiswa/hari	0,53
14	Ruko / Rumah Kantor	100	80	Lt/penghuni dan pegawai/hari	0,67
15	Gedung Kantor	50	40	Lt/pegawai/hari	0,33
16	Toserba	5	4,5	Lt/m2 luas lantai/hari	0,04
17	Pabrik / Industri	50	40	Lt/pegawai/hari	0,33
18	Stasiun / Terminal	3	2,7	Lt/penumpang tiba dan pergi/hari	0,02
19	Bandar Udara	3	2,7	Lt/penumpang tiba dan pergi/hari	0,02
20	Restoran	15	13,5	Lt/kursi/hari	0,11
21	Gedung Pertunjukan	10	9	Lt/kursi/hari	0,08

Sumber: PERGUB DKI 1225-2005

Berdasarkan Peraturan Gubernur DKI No. 1225 tahun 2005, didapat penggunaan air limbah untuk gedung pertunjukan adalah 9 liter/orang/hari.

c. Perhitungan Debit Total Air Limbah Perhari

$$\begin{aligned} Q_d &= \text{Jumlah penghuni} \times \text{Debit Air Limbah Gedung Pertunjukan} \\ &= 349 \times 9 \\ &= 3141 \text{ liter/hari} \\ &= 3,141 \text{ m}^3/\text{hari} \end{aligned}$$

d. Retention Time = 3 hari (asumsi)

e. Waktu Pengurasan = 3 tahun (asumsi)

f. Penentuan Volume Septic Tank

$$\begin{aligned} V_{\text{septic tank}} &= Q_d \times \text{Retention Time} \\ &= 3,141 \times 3 \\ &= 9,423 \text{ m}^3 \approx 10 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

g. Penentuan Sumur Resapan untuk Septic Tank

$$\text{Volume sumur resapan} = \frac{1}{2} \text{ Volume septic tank}$$

$$V_{\text{sumur resapan}} = 5 \text{ m}^3$$

Ukuran Sumur resapan Rencana :

$$\text{Panjang} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi} = 5 \text{ m}$$

2.9 Perhitungan Grease Trap

Pada proyek Pusat Pelatihan Hidroponik ini didapat debit air limbah sebesar 3,141 m³/hari. Air limbah pada bangunan Pusat Pelatihan Hidroponik ini tergolong konsentrasi rendah karena fungsi bangunannya hanya sebagai tempat pertunjukan saja.

a. Penentuan Konsentrasi Limbah Minyak dalam Air

Penentuan konsentrasi minyak untuk konsentrasi air limbah rendah dapat dilihat pada tabel 2.22 berikut:

Tabel 2.22 Karakteristik Air Limbah Konsentrasi Rendah

Parameter	Satuan	Konsentrasi	Baku Mutu
pH	-	6-9	6-9
BOD	mg/L	110	21,5
COD	mg/L	250	71,7
TSS	mg/L	120	21,5
Minyak & Lemak	mg/L	50	3,6
Amoniak (NH ₃ -N)	mg/L	12	7,2
Total Coliform	Jml/100mL	10 ⁶ -10 ⁸	2.152

Dari tabel 2.23, diperoleh data sebagai berikut:

$$\text{Kadar Minyak (Vminyak)} = 50 \text{ mg/L}$$

$$\rho_{\text{minyak}} = 0,8 \text{ g/cm}^3$$

b. Rencana Dimensi Panjang dan Lebar Bak

$$\text{Panjang} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar} = 30 \text{ cm}$$

c. Menentukan Debit Air Limbah Wastafel

$$Q_{\text{limbah}} = 3,141 \text{ m}^3/\text{hari}$$

$$\text{Retention Time} = 30 \text{ menit}$$

$$\text{Interval Pengurasan} = 7 \text{ hari}$$

$$\text{Kemampuan} = 95\%$$

$$\text{Asumsi Air Limbah} = \frac{\text{Jumlah alat plambing wastafel dan kran}}{\text{Total alat plambing}}$$

$$= \frac{38}{166}$$

$$= 0,228916$$

$$Q_{\text{wastafel}} = Q_{\text{limbah}} \times \text{asumsi air limbah}$$

$$= 3,141 \times 0,228916$$

$$= 0,719024 \text{ m}^3/\text{hari}$$

d. Menentukan H Minyak dan Air

- Minyak

$$\text{Massa Minyak} = V_{\text{minyak}} \times \text{Interval Pengurasan} \times Q_{\text{wastafel}}$$

$$= 251,6584 \text{ gram}$$

$$\text{Volume minyak} = \rho_{\text{minyak}} \times \text{massa minyak}$$

$$= 201,3267 \text{ cm}^3$$

$$H_{\text{minyak}} = \frac{V_{\text{minyak}}}{\text{Panjang} \times \text{Lebar rencana}}$$

$$= \frac{201,3267}{30 \times 30}$$

$$= 0,223696 \text{ cm}$$

- Air

$$\text{Volume Air} = Q_{\text{wastafel}} \times \frac{\text{retention time}}{1440}$$

$$= 0,719024 \times \frac{30}{1440}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,01498 \text{ m}^3 \\
 &= 14979,67 \text{ cm}^3 \\
 \text{H air} &= \frac{V_{\text{air}}}{\text{Panjang} \times \text{Lebar rencana}} \\
 &= 16,64408 \text{ cm} \\
 - \text{H}_{\text{total}} &= \text{H minyak} + \text{H air} \\
 &= 0,223696 + 16,64408 \\
 &= 16,86777 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm} \\
 - \text{Volume Grease Trap} &= p \times l \times h \\
 &= 30 \times 30 \times 17 \\
 &= 15300 \text{ cm}^3 \\
 &= 15,3 \text{ Liter}
 \end{aligned}$$

2.10 Perhitungan Curah Hujan

2.10.1 Curah hujan

Curah hujan merupakan salah satu parameter dalam melakukan perhitungan perencanaan drainase. Data curah hujan diperoleh dari stasiun hujan yang berada di sekitar lokasi bangunan. Stasiun hujan yang digunakan ditentukan dengan menghitung luasan area menggunakan metode *polygon thiessen*. Lokasi proyek berada di Kecamatan Ngemplak, Kabupaten Sleman, maka digunakan 4 stasiun, yaitu Stasiun Angin – Angin, Barongan, Bronggang dan Kedung Keris. Data hujan yang digunakan untuk analisis frekuensi adalah data hujan rata – rata maksimum dari tahun 1991 – 2000.

Tabel 2.23 Curah Hujan rata – rata maksimum

Tahun	Curah Hujan (mm)
1991	41,2
1992	44,6
1993	27,14
1994	52,75
1995	58,72
1996	63,03
1997	50,12
1998	75,94
1999	66,31
2000	71,34

2.10.2 Analisis Frekuensi

Analisis frekuensi digunakan untuk menentukan distribusi hujan rencana dengan beberapa metode yakni normal, log normal, log pearson III, dan gumbel. Selain itu, analisis frekuensi juga digunakan untuk mencari data hujan maksimum periode ulang.

Tabel 2.24 Analisis Frekuensi

Tahun	max (pi)	pi-pr	(pi-pr) ²	(pi-pr) ³	(pi-pr) ⁴
1991	41,52	-13,62	185,61	-2528,68	34450,28
1992	44,60	-10,54	111,19	-1172,52	12364,02
1993	27,14	-28,01	784,31	-21964,88	615136,97
1994	52,75	-2,40	5,75	-13,80	33,11
1995	58,72	3,57	12,74	45,48	162,33
1996	63,03	7,89	62,19	490,42	3867,46
1997	50,12	-5,03	25,31	-127,31	640,48
1998	75,94	20,79	432,32	8989,07	186904,51
1999	66,31	11,16	124,59	1390,69	15522,91
2000	71,34	16,19	262,23	4246,52	68766,69
Jumlah			2006,25	-10645,02	937848,75

Rata – rata hujan max (pr) = 55,15

Dari tabel 2.25 diperoleh rata – rata hujan maksimum adalah 55,15. Setelah itu dapat dihitung parameter untuk menentukan metode distribusi curah hujan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 s &= \sqrt{\frac{\text{jumlah } (pi-pr)^2}{10-1}} \\
 &= \sqrt{\frac{2006,249}{9}} \\
 &= 14,9309
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 cv &= \frac{s}{\text{rata-rata hujan max}} \\
 &= \frac{14,9309}{55,15} \\
 &= 0,2707
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{10}{(10-1) \times (10-2)} \times (\text{jumlah } pi - pr)^3 \\
 &= \frac{10}{(10-1) \times (10-2)} \times (-10645) \\
 &= -1478,47
 \end{aligned}$$

$$cs = \frac{a}{s^3}$$

$$= \frac{-1478,47}{14,9309^3}$$

$$= -0,444$$

$$ck = \frac{jumlah (pi-pr) x 10^2}{(10-1)x(10-2)x(10-3)x s^4}$$

$$= \frac{9378484,8 x 10^2}{(10-1)x(10-2)x(10-3)x 14,9309^4}$$

$$= 3,744705$$

Tabel 2.25 Syarat Distribusi

Normal		log-normal		gumbel	
cs	0	cs	0,8320	cs	1,1396
ck	3	ck	4,2557	ck	5,4002

Berdasarkan hasil analisis frekuensi, perhitungan tidak memenuhi syarat distribusi pada metode normal, log normal dan gumbel. Maka dari itu, digunakan metode log pearson III.

Tabel 2.26 Distribusi Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III

Tahun	n	Hujan (Xi)	Log (X) (1)	Log (Xrt) (2)	(1) - (2) = (3)	(3) ²	(3) ³	(3) ⁴
1991	1	41,52	1,62	1,742	-0,123	0,015	-0,0019	0,00023
1992	2	44,60	1,65	1,742	-0,092	0,008	-0,0008	0,00007
1993	3	27,14	1,43	1,742	-0,308	0,095	-0,0292	0,00898
1994	4	52,75	1,72	1,742	-0,019	0,000	0,0000	0,00000
1995	5	58,72	1,77	1,742	0,027	0,001	0,0000	0,00000
1996	6	63,03	1,80	1,742	0,058	0,003	0,0002	0,00001
1997	7	50,12	1,70	1,742	-0,042	0,002	-0,0001	0,00000
1998	8	75,94	1,88	1,742	0,139	0,019	0,0027	0,00037
1999	9	66,31	1,82	1,742	0,080	0,006	0,0005	0,00004
2000	10	71,34	1,85	1,742	0,112	0,013	0,0014	0,00016

$$\text{Standar deviasi (sd)} = \sqrt{\frac{jumlah (logx - log xrt)^2}{9}}$$

$$= 0,135$$

$$\text{Koefisien kemiringan} = \frac{10 x jumlah (Log X - Log Xrt)^3}{9 x 8 x sd^3}$$

$$= -1,546$$

Tabel 2.27 Hujan Maksimum Periode Ulang

No	Periode Ulang (Tahun)	Peluang (%)	Sd	log X rata2	Cs	K	Y = log X	x (hujan maks.periode ulang)
1	2	50	0,135	1,742	-1,546	0,246	1,7747	59,5192
2	5	20	0,135	1,742	-1,546	0,821	1,8520	71,1199
3	10	10	0,135	1,742	-1,546	1,007	1,8770	75,3289
4	25	4	0,135	1,742	-1,546	1,138	1,8946	78,4587
5	50	2	0,135	1,742	-1,546	1,194	1,9022	79,8297
6	100	1	0,135	1,742	-1,546	1,230	1,9070	80,7142

Menentukan nilai k berdasarkan nilai cs dan periode ulang, dapat dilihat pada tabel 2.28:

Tabel 2.28 Periode Ulang

Skew coefficient (G)	Periode kala ulang dan persentase					
	2 (50)	5 (20)	10 (10)	25 (4)	50 (2)	100 (1)
3	-0,396	0,42	1,18	2,278	3,512	4,051
2,8	-0,384	0,46	1,21	2,275	4,114	3,973
2,6	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889
2,4	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,8
2,2	-0,33	0,574	1,284	2,24	2,97	3,705
2	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,78	3,88
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,2	-0,195	0,732	1,34	2,128	2,626	4,149
1	-0,164	0,758	1,34	2,087	2,543	3,022
0,8	-0,132	0,78	1,336	2,043	2,453	2,891
0,6	-0,099	0,8	1,328	1,993	2,359	2,755
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,939	2,261	2,615
0,2	-0,033	0,83	1,301	1,818	2,159	2,472
0	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326
-0,2	0,033	0,85	1,258	1,68	1,945	2,178
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,6	0,099	0,857	1,2	1,528	1,72	1,88
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-1	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,27	1,318
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,096	1,087
-2	0,307	0,777	0,895	0,959	0,98	0,99
-2,2	0,33	0,752	0,844	0,888	0,9	0,905
-2,4	0,351	0,725	0,795	0,823	0,83	0,832

Dari tabel di atas, diperoleh nilai k melalui interpolasi sebagai berikut,

Tabel 2.29 Menentukan Nilai cs dalam Periode Ulang

Cs	Periode ulang (tahun)					
	2	5	10	25	50	100
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,27	1,318
-1,546	0,246	0,821	1,007	1,138	1,194	1,230
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197

2.10.3 Pengujian distribusi frekuensi menggunakan uji Chi Kuadrat dan Smirnov – Kolmogorov

Setelah didapat data hujan maksimum periode kala ulang pada analisis frekuensi, data tersebut perlu diuji kecocokan distribusi frekuensinya dengan menggunakan uji Chi Kuadrat dan uji Smirnov – Kolmogorov. Uji chi kuadrat atau uji data vertikal merupakan pengujian yang dilakukan untuk menghitung konsistensi data distribusi curah hujan dalam rentang tertentu. Sedangkan uji Smirnov – Kolmogorov atau uji data horizontal merupakan penentuan apakah data hujan yang digunakan sudah memenuhi syarat, jika belum memenuhi, maka data hujan perlu ditambah.

Tabel 2.30 Uji Smirnov Kolmogrov

Tahun	n	Hujan (Xi)	Urutan Data Terbesar	P (x)	P (x<)	P'(x)	P'(x<)	D
				(n / m + 1)	(1-P(x))	(n/m-1))	(1-P'(x))	
1991	1	41,52	75,94	0,091	0,909	0,111	0,889	0,020
1992	2	44,60	7134	0,182	0,818	0,222	0,778	0,040
1993	3	27,14	66,31	0,273	0,727	0,333	0,667	0,061
1994	4	52,75	63,03	0,364	0,636	0,444	0,556	0,081
1995	5	58,72	58,72	0,455	0,545	0,556	0,444	0,101
1996	6	63,03	52,75	0,545	0,455	0,667	0,333	0,121
1997	7	50,12	50,12	0,636	0,364	0,778	0,222	0,141
1998	8	75,94	44,6	0,727	0,273	0,889	0,111	0,162
1999	9	66,31	41,52	0,818	0,182	1,000	0,000	0,182
2000	10	71,34	27,14	0,909	0,091	1,111	-0,111	0,202

D max = 0,202

D kritis = 0,41

Karena terdapat ketentuan d max lebih besar dibandingkan d kritis, maka hipotesa frekuensi sebaran diterima dari tabel D kritis smirnov (derajat kepercayaan 5%, n=10) diperoleh 0,41.

Tabel 2.31 Chi kuadrat

Xmax		75,94
Xmin		27,14
K	$1 + 3,322 \log(n)$	4,32
DoF (Derajat Kebebasan)	$K - R - 1$	2,00
α	0,05 = 5%	
Dari tabel Chi kuadrat, diperoleh harga X^2 sebesar 5,991		
Ef	n / k	2,0000
Dx	$(X \text{ max} - X \text{ min}) / (K - 1)$	12,1995
X awal	$X \text{ min} - (0,5 Dx)$	21,0436

$$K = 4,32$$

$$\approx 5$$

$$R = 2$$

Pada data hujan, ditentukan banyaknya data yang sesuai dengan batasan. Nilai batasan dapat dihitung dengan menggunakan uji Chi – Kuadrat seperti yang dapat dilihat pada tabel 2.32 berikut:

Tabel 2.32 Nilai chi – square

Nomor	Nilai Batasan			Of	Ef	(Of-Ef) ²	(Of-Ef) ² / Ef
1	21,0436	< X <	33,2431	1	2	1	0,5
2	33,2431	< X <	45,4425	2	2	0	0,0
3	45,4425	< X <	57,6420	2	2	0	0,0
4	57,6420	< X <	69,8415	3	2	1	0,5
5	69,8415	< X <	82,0409	2	2	0	0,0
				10	10		
X ²							1,0

$$\text{Nilai Chi-square hitung} = 1,0$$

$$n \text{ (jumlah data)} = 10$$

$$K = 5$$

$$\text{DoF} = 2,00$$

$$\alpha = 5\%$$

$$= 0,05$$

$$\text{Nilai Chi square kritis} = 5,991$$

Karena nilai chi square kritis lebih dari satu ($1 < 5,991$), maka hipotesa diterima.

Menghitung Intensitas hujan

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{\text{hujan max kala ulang 5 tahun}}{24} \times \sqrt[3]{\left(\frac{24}{2}\right)^2} \\
 &= \frac{71,1199}{24} \times \sqrt[3]{\left(\frac{24}{2}\right)^2} \\
 &= 15,5322 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

2.11 Perencanaan Talang dan Pipa

Talang air merupakan jaringan seperti pipa yang berfungsi sebagai drainase bagi air hujan yang jatuh di atap bangunan mengalirkan air menuju area yang ditentukan, seperti, selokan, sumur resapan, dan tadah hujan. Jika pada atap tidak terdapat komponen talang, maka air hujan akan mengalir turun secara bebas.

Tabel 2.33 Ukuran Talang dengan Kemiringan atap 1%

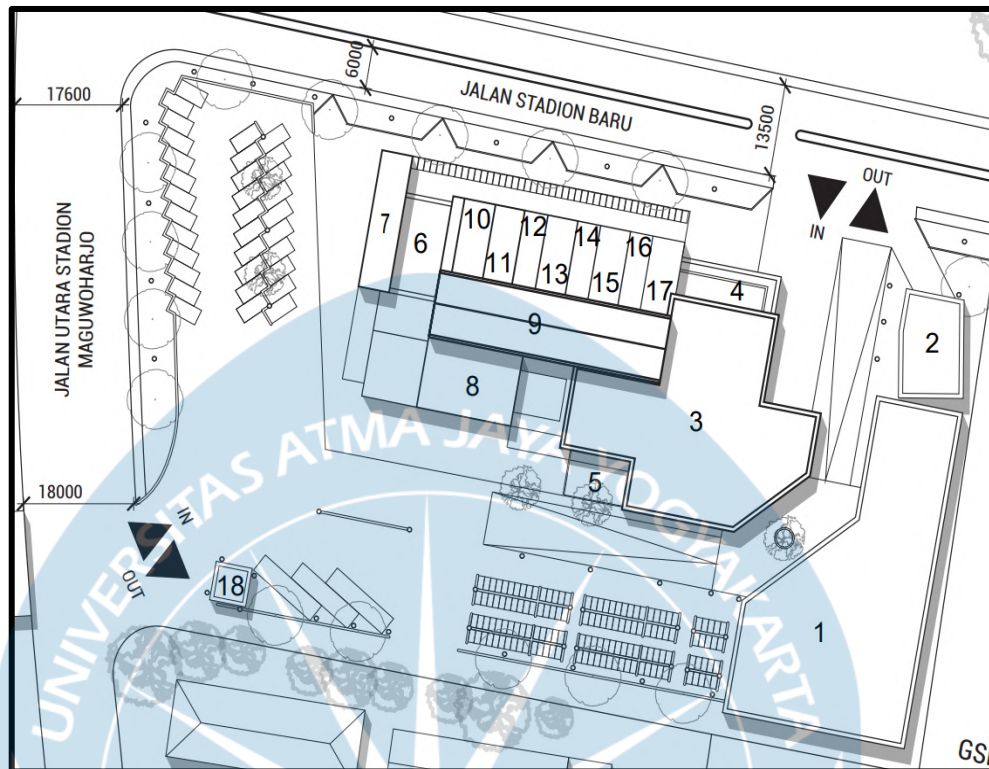
Diameter Talang (kemiringan 1%)	Nilai Curah Hujan Maksimum Berbasis pada Luas Atap (m ²)				
Inci	50,88 mm/jam	76,2 mm/jam	101,6 mm/jam	127 mm/jam	162,4 mm/jam
3	45	30	22	18	15
4	95	63	47	38	32
5	164	109	82	65	55
6	253	169	126	101	84
7	362	242	181	145	121
8	520	347	260	208	174
10	948	632	474	379	316

Tabel 2.34 Ukuran Pipa Air Hujan Horizontal

D pipa	Debit (kemiringan 1 %)	Luas bidang datar horisontal maksimum yang diperbolehkan pada berbagai nilai curah hujan (m ²)					
Inci	Lt/dt	25,4 mm/jam	50,8 mm/jam	76,2 mm/jam	101,6 mm/jam	127 mm/jam	162,4 mm/jam
3	0,06	305	153	102	76	61	51
4	2,04	699	349	233	175	140	116
5	4,68	1241	621	414	310	248	207
6	8,34	1988	994	663	497	398	331
8	13,32	4273	2137	1427	1068	855	713
10	28,68	7692	3846	2564	1923	1540	1282
12	51,6	12374	6187	4125	3094	2476	2062
15	83,04	22110	11055	7370	5528	4422	3683

Tabel 2.35 Ukuran Talang dan Pipa Tegak Air Hujan

Ukuran saluran / pipa air hujan	Debit	Luas atap maksimum yang diperbolehkan pada berbagai nilai curah hujan (m ²)											
Inci	Lt/dt	25,4 mm/j	50,8 mm/j	76,2 mm/j	101,6 mm/j	127 mm/j	162,4 mm/j	178 mm/j	203 mm/j	229 mm/j	254 mm/j	279 mm/j	305 mm/j
2	1,8	268	134	89	67	53	45	38	33	30	27	24	22
3	5,52	818	409	272	204	164	137	117	102	91	82	74	68
4	11,52	1709	855	569	427	342	285	244	214	190	171	156	142
5	21,6	3214	1607	1071	804	643	536	459	402	357	321	292	268
6	33,78	5017	2508	1672	1254	1003	836	717	627	557	502	456	418
8	72,48	10776	5388	3592	2694	2155	1794	1539	1347	1197	1078	980	892



Gambar 2.7 Tampak atas atap Pusat Pelatihan Hidroponik

Tabel 2.36 Perencanaan Talang dan Pipa Pusat Pelatihan Hidroponik

No	Jenis	Luas (m ²)	Kemiringan Talang	Ukuran Talang Atap (inch)	Diameter Pipa Air Hujan (inch)	Kemiringan Dag	Diameter Pipa Air Hujan Horizontal
1	Dag	1049,33				1%	5
2	Dag	154,51				1%	3
3	Dag	896,71				1%	5
4	Dag	128				1%	3
5	Dag	136				1%	3
6	Dag	162,46				1%	3
7	Dag	79,41				1%	3
8	Atap	178,91	1%	6	2		
9	Atap	368,79	1%	8	3		
10	Atap	50,15	1%	4	2		
11	Atap	50,15	1%	4	2		
12	Atap	50,15	1%	4	2		
13	Atap	50,15	1%	4	2		
14	Atap	50,15	1%	4	2		
15	Atap	50,15	1%	4	2		
16	Atap	50,15	1%	4	2		
17	Atap	50,15	1%	4	2		
18	Dag	35,59				1%	3
Total		3590,91					

2.12 Perancangan Drainase

Drainase merupakan saluran atau jalur yang digunakan sebagai tempat distribusi limpasan air dari suatu tempat menuju saluran yang lebih besar atau ke penampungan. Dengan adanya drainase diharapkan debit air limpasan tidak berlebih, sehingga tidak terjadi genangan atau aliran pada area yang tidak diinginkan, misalnya pada tempat – tempat yang tidak dapat menyerap air. Dalam melakukan perhitungan koefisien limpasan yang membedakan tipe kawasan area pengaliran seperti pada tabel 2.37.

Tabel 2.37 koefisien limpasan

Tipe kawasan daerah pengaliran dan sungai	Koefisien limpasan (C)
Halaman rumput	
Tanah berpasir, datar (2%)	0,05 - 0,10
Tanah berpasir, rata-rata (2%-7%)	0,10 - 0,15
Tanah berpasir, curam (7%)	0,15 - 0,20
Tanah berat, datar (2%)	0,13 - 0,17
Tanah berat, rata-rata (2%-7%)	0,18 - 0,22
Tanah berat, curam (7%)	0,25 - 0,35
Hutan	
Datar (0%-5%)	0,10 - 0,40
Bergelombang (5%-10%)	0,25 - 0,50
Berbukit (10%-30%)	0,30 - 0,60
Lahan tanam	0,08 - 0,41
Lahan ternak	0,12 - 0,62
Sungai	
Sungai daerah pegunungan	0,75 - 0,85
Sungai kecil di dataran	0,45 - 0,75
Sungai besar, rata-rata daerah pengaliran dataran	0,50 - 0,75
Bisnis	
Kawasan kota	0,70 - 0,95
Kawasan pinggiran	0,50 - 0,70
Kawasan pemukiman	
Kawasan keluarga tunggal	0,30 - 0,50
Multi satuan, terpisah	0,40 - 0,60
Multi satuan, berdempetan	0,60 - 0,75
Pinggiran kota	0,25 - 0,40
Kawasan tempat tinggal berupa rumah susun	0,50 - 0,70
Perindustrian	
Kawasan yang ringan	0,50 - 0,80
Kawasan yang berat	0,60 - 0,90
Taman-taman dan pemakaman	0,10 - 0,25
Lapangan bermain	0,20 - 0,35
Kawasan halaman rel kereta api	0,20 - 0,40
Kawasan yang belum diperbaiki	0,10 - 0,30

Lanjutan Tabel 2.37 koefisien limpasan

Tipe kawasan daerah pengaliran dan sungai	Koefisien limpasan (C)
Perkerasan	
Beraspal	0,70 - 0,95
Beton	0,80 - 0,95
Batu bata	0,70 - 0,85
Jalan raya dan trotoar	0,75 - 0,85
Atap	0,75 - 0,95

Berikut ini beberapa perhitungan limpasan air hujan berdasarkan bidang tadah :

1. Limpasan air hujan atap

$$\text{Luas bidang tadah} = 3590,91 \text{ m}^2$$

$$\text{Koefisien} = 0,95$$

$$\text{Intensitas Hujan} = 15,5322 \text{ mm/jam}$$

$$= 0,015532 \text{ m/jam}$$

$$\text{Debit hujan} = \text{luas bidang tadah} \times \text{koefisien} \times \text{intensitas hujan}$$

$$= 52,986 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$= 0,0147 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Limpasan air hujan tanah

$$\text{Luas bidang tadah} = 1137,9265 \text{ m}^2$$

$$\text{Koefisien} = 0,25$$

$$\text{Intensitas Hujan} = 15,5322 \text{ mm/jam}$$

$$= 0,015532 \text{ m/jam}$$

$$\text{Debit hujan} = \text{luas bidang tadah} \times \text{koefisien} \times \text{intensitas hujan}$$

$$= 4,418 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$= 0,00122 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. Limpasan air hujan jalan

$$\text{Luas bidang tadah} = 4502,2313 \text{ m}^2$$

$$\text{Koefisien} = 0,95$$

$$\text{Intensitas Hujan} = 15,5322 \text{ mm/jam}$$

$$= 0,015532 \text{ m/jam}$$

$$\text{Debit hujan} = \text{luas bidang tadah} \times \text{koefisien} \times \text{intensitas hujan}$$

$$= 66,4332 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$= 0,01845 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. Dimensi drainase

Dalam penentuan ukuran drainase yang digunakan, digunakan koefisien manning untuk membedakan bahan yang digunakan sebagai saluran drainasenya. Nilai koefisien manning dapat dilihat pada tabel 2.38.

Tabel 2.38 Koefisien Manning

Bahan	Koefisien Manning (n)
Besi tuang dilapis	0,014
Kaca	0,01
Saluran beton	0,013
Bata dilapis mortar	0,015
Pasangan batu disemen	0,025
Saluran tanah bersih	0,022
Saluran tanah	0,03
Saluran dengan dasar batu dan tebing rumput	0,04
Saluran pada galian batu padas	0,04

Perhitungan Dimensi Drainase

$$\begin{aligned}
 \text{Debit (Q1)} &= \text{limpasan total} \\
 &= 0,0147 + 0,00122 + 0,01845 \\
 &= 0,03439 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

$$\text{Kedalaman saluran rencana} = 0,15 \text{ m (asumsi)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar saluran} &= 0,15 \times 2 \\
 &= 0,3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang basah} &= \text{kedalaman} \times \text{lebar} \\
 &= 0,15 \times 0,3 \\
 &= 0,045 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien Manning} = 0,013 \text{ (beton)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling basah} &= 2 \times \text{kedalaman} + \text{lebar} \\
 &= 0,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jari jari hidrolis} &= \frac{\text{luas penampang basah}}{\text{keliling basah}} \\
 &= 0,075 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Kemiringan saluran} = 2\% \text{ (asumsi)}$$

Kecepatan aliran:

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{\text{koefisien manning}} \times \sqrt[3]{(\text{jari jari hidrolis})^2} \times \sqrt{\text{kemiringan saluran}} \\
 &= 1,9346 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Debit saluran drainase (Q2)} &= \text{kecepatan aliran} \times \text{luas penampang basah} \\ &= 0,08706 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

Debit hasil perhitungan kemampuan drainase (Q2) lebih besar daripada debit perhitungan air hujan (Q1), maka saluran drainase yang direncanakan mampu untuk menampung debit limpasan air hujan.

$$\begin{aligned}\text{Tinggi jagaan} &= \sqrt{0,5 \times \text{kedalaman saluran rencana}} \\ &= 0,2738 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kedalaman saluran} &= \text{kedalaman saluran rencana} + \text{tinggi jagaan} \\ &= 0,4238 \text{ m}\end{aligned}$$

5. Dimensi Sumur Resapan

Sebelum air berlebih dibuang ke drainase perkotaan, perlu diproses dan ditampung pada sumur resapan dengan perhitungan sebagai berikut:

-. Koefisien Permeabilitas

$$\text{Nilai K} = 0,000273 \text{ cm/detik (asumsi)}$$

-. Luas Area

$$A_{\text{atap}} = 3590,91 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{tanah}} = 1137,926 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{beton}} = 4502,231 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 9231,067 \text{ m}^2$$

-. Koefisien Aluran

$$\text{Koefisien Atap} = 0,95$$

$$\text{Koefisien tanah} = 0,25$$

$$\text{Koefisien beton} = 0,95$$

-. Curah Hujan

$$R_{24} = 71,12 \text{ mm}$$

-. Intensitas Hujan

$$I = 15,532 \text{ mm}$$

-. Debit Tanpa Sumur Resapan

$$Q = C \times I \times A$$

$$Q_{\text{atap}} = 0,95 \times 15,532 \times 3590,91 \times 10^{-3}$$

$$= 52,986 \text{ m}^3/\text{jam}$$

$$= 0,0147 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{tanah}} &= 0,25 \times 15,532 \times 1137,926 \times 10^{-3} \\ &= 4,418 \text{ m}^3/\text{jam} \\ &= 0,00123 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{beton}} &= 0,95 \times 15,532 \times 4502,23 \times 10^{-3} \\ &= 66,433 \text{ m}^3/\text{jam} \\ &= 0,0184 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{Total}} = 0,0344 \text{ m}^3/\text{detik}$$

-. Nilai F (Faktor Geometri)

$$F = 4R \text{ (tipe 3)}$$

$$R = 0,5 \text{ m}$$

$$F = 2$$

Dimensi Bius Beton

$$\text{Diameter} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Panjang} = 1 \text{ m}$$

-. Kedalaman Sumur Resapan

$$H = \frac{Q}{F \times K} \left(1 - e^{-\frac{F \times K \times T}{\pi \times R^2}} \right)$$

$$H = \frac{0,0344}{2 \times 0,000273} \left(1 - e^{-\frac{2 \times 0,0002 \times 7200}{\pi \times 0,5^2}} \right)$$

$$H = 62,581 \text{ m}$$

$$H \text{ asumsi kedalaman air tanah} = 5 \text{ m (Standar Kota Yogyakarta)}$$

$$X = 62,581/5 = 12,5$$

$$X = 13$$

Maka diperlukan 13 titik sumur resapan dengan total 65 buah buis beton.

2.13 Kesimpulan

Berdasarkan pembahasan pada perancangan pemipaan dan drainase diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Kebutuhan air rata - rata untuk gedung 1 adalah sebanyak 1,524 m³/jam, dan untuk gedung 2 adalah sebesar 0,363 m³/jam. Jadi kebutuhan air keseluruhan adalah 1,887 m³/jam.
2. Sistem pemipaan air bersih didapatkan Volume *Ground Water Tank* (GWT) atau tangki bawah untuk Gedung 1 adalah 4,18 m³, berdimensi 2 × 2 × 1,3 m,

sedangkan kapasitas GWT gedung 2 adalah $1,746 \text{ m}^3$ dengan dimensi $1,6 \times 1,6 \times 1 \text{ m}$. Penggunaan *rooftank* hanya pada gedung 1, memiliki volume efektif $1,4 \text{ m}^3$ atau 1400 liter dengan ketinggian 3,5 meter diatas dak, perencanaan dimensi pipa terdapat pada lampiran. Sistem pemipaan air limbah dan air kotor didapatkan debit total air limbah adalah $3,141 \text{ m}^3/\text{hari}$. Volume septic tank yang diperlukan adalah 10 m^3 . Kemudian ditentukan volume sumur resapan limbah setengah dari volume septic tank yaitu 5 m^3 dengan dimensi $1 \times 1 \times 5 \text{ m}$. dan direncanakan pengendapan limbah pada air menggunakan *grease trap* dengan ukuran $30 \times 30 \times 17 \text{ cm}^3$.

3. Data curah hujan diperoleh dari perhitungan berdasarkan luasan area menggunakan metode *polygon thiessen* di stasiun Angin – Angin, Ngemplak, Bronggang dan Kedung Keris. Perhitungan intensitas hujan menggunakan metode analisis frekuensi, yang kemudian diuji dengan metode Chi Kuadrat dan uji Smirnov – Kolmogorov, diperoleh intensitas hujan sebesar $15,5322 \text{ mm/jam}$. Berdasarkan debit limpasan air hujan atap, tanah dan jalan, dilakukan perhitungan dimensi drainase dengan metode manning. Diperoleh dimensi drainase dengan lebar $0,3 \text{ m}$ dan kedalaman $0,4328 \text{ m}$. Sumur resapan air hujan digunakan buis beton diameter 1 m dengan kedalaman 5 m dan di tempatkan di 13 titik berbeda.