

## BAB IV ANALISA DATA

### 4.1. Rencana Lokasi Instalasi Pengolahan Air Limbah

#### 4.1.1. Kondisi lokasi rencana IPAL

Pengelolaan limbah domestik di DKI Jakarta hanya berkisar kurang dari 3 % untuk layanan seluruh Kota Jakarta, pengelolaan yang masih sedikit disebabkan karena keterbatasan investasi. Limbah domestik masih bercampur dengan saluran drainase, sehingga perlu direncanakan sistem perpipaan air kotor sebelum limbah domestik masuk ke instalasi pengolahan air limbah. Tata letak pipa air kotor berada bersebelahan dengan saluran drainase atau sebelum limbah domestik warga masuk ke saluran drainase.

Perencanaan tata letak instalasi pengolahan air limbah dilakukan dengan cara sistem pengolahan air limbah setempat (*On-Site system*). *On-Site system* adalah sistem penanganan air limbah domestik yang dilakukan komunal, sarana pengolahan air limbah dibangun berada dekat dengan sumber air buangnya (Kanal Banjir Barat). Pemilihan *On-Site system* untuk memperpendek kebutuhan perpipaan. Letak instalasi pengolahan air limbah direncanakan berada didekat kolam retensi karena keterbatasan lahan yang tersedia dan elevasi daerah layanan didekat kolam retensi lebih rendah sehingga pipa air kotor terakhir rencana menuju dekat kolam retensi. Kemudahan akses transportasi menuju lokasi unit instalasi harus diperhatikan agar tidak mengganggu lingkungan disekitarnya, kondisi lokasi rencana sebagai berikut:



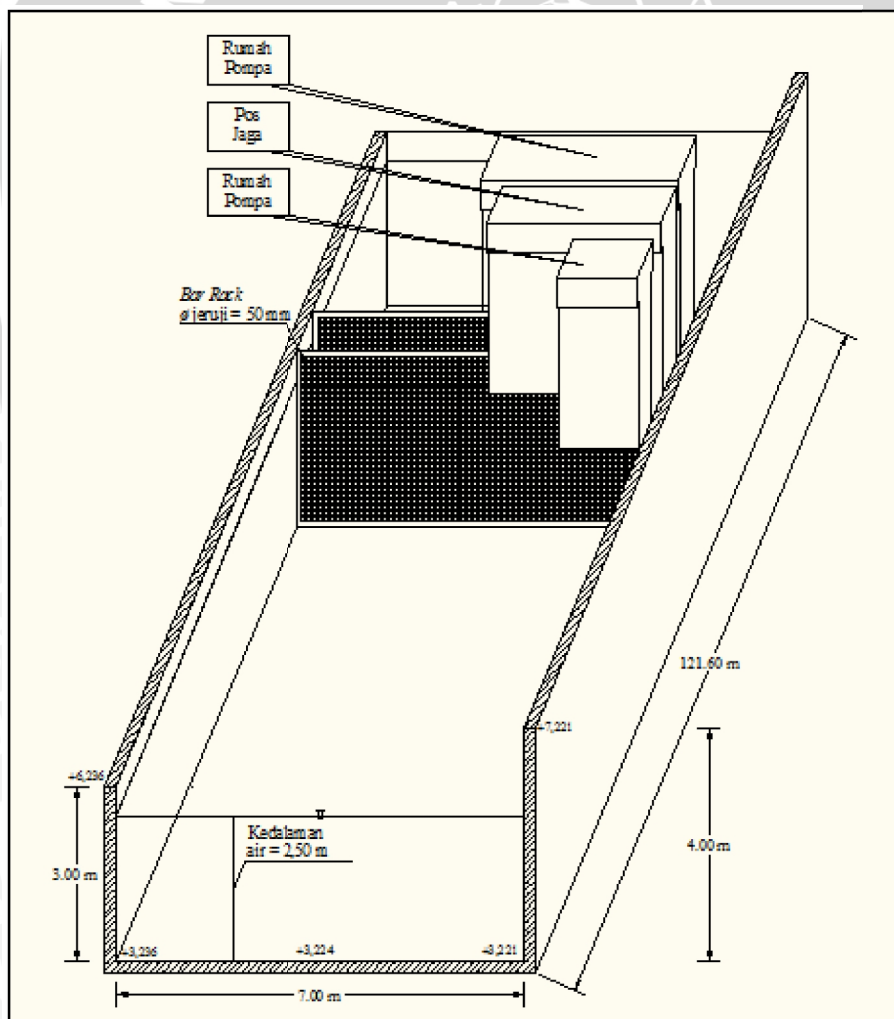
Gambar 4.1. Kondisi lokasi rencana.  
Sumber: hasil dokumentasi, 2014.

#### 4.1.2. Dimensi kolam retensi

Limbah domestik warga direncanakan masuk ke sistem perpipaan sebelum nantinya air limbah diolah diunit IPAL, akhir sistem perpipaan air kotor direncanakan menuju dekat dengan kolam retensi. Dimensi kolam retensi didekat lokasi perencanaan IPAL sebagai berikut.

- Panjang kolam retensi ( $P$ ) = 121,60 m
- Lebar kolam retensi ( $L$ ) = 7 m
- Kedalaman kolam retensi ( $T$ ) = 3 m
- Kapasitas tampungan kolam retensi

$$\begin{aligned} \text{Vol.tampungan} &= P \times L \times T \\ &= 121,60\text{ m} \times 7\text{ m} \times 3\text{ m} \\ &= 2553,60\text{ m}^3 \end{aligned}$$



Gambar 4.2. Sketsa kolam retensi.  
Sumber: gambar analisa, 2015.





#### 4.2. Perhitungan Proyeksi Jumlah Penduduk

Mengetahui besarnya jumlah penduduk pada saat tahun dasar perencanaan dan proyeksi jumlah penduduk di masa yang akan datang hingga tahun 2030 diperlukan untuk menghitung besarnya debit buangan. Penyebaran penduduk diasumsikan adalah merata pada satu kelurahan dengan luas 68 hektar. Jumlah Populasi yang masuk daerah layanan adalah wilayah polder Pondok Bandung, kelurahan Kotabambu Utara, kecamatan Palmerah dengan luas 29,59 hektar.

Tabel 4.1. Jumlah penduduk tahun 2005 hingga 2013 kelurahan Kotabambu Utara kecamatan Palmerah.

Tahun	Jumlah Total (jiwa/person)	Jenis kelamin/sex		Pertumbuhan penduduk	
		Laki-laki <i>Male</i> (jiwa/person)	Perempuan <i>Female</i> (jiwa/person)	Jiwa	Persen (%)
2005	41.468	20.680	20.789	477	1,15
2006	38.048	18.952	19.096	422	1,11
2007	38.801	19.224	19.578	423	1,09
2008	39.333	19.055	20.278	425	1,08
2009	39.665	19.177	20.488	420	1,06
2010	33.120	16.981	16.139	354	1,07
2011	40.749	20.794	19.955	436	1,07
2012	42.770	21.718	21.052	466	1,09
2013	46.608	21.317	25.291	508	1,09

Sumber: BPS Jakarta Barat, 2013.

Berdasarkan data jumlah penduduk tahun 2005 hingga 2013 dilakukan perhitungan kembali proyeksi jumlah penduduk per tahun dari tahun 2005 hingga 2013 dengan menggunakan metode Aritmatik, Georitmik, dan Eksponensial.

Prosentase pertumbuhan penduduk rata-rata per tahun:

$$r = \frac{\sum r}{9} \%$$

$$r = \frac{1,15 + 1,11 + 1,09 + 1,08 + 1,06 + 1,07 + 1,07 + 1,09 + 1,09}{9} \%$$

$$r = 1,09 \%$$

Metode Aritmatik

Untuk menghitung proyeksi jumlah penduduk dilakukan perhitungan mundur dengan metode Aritmatik. Contoh perhitungan proyeksi jumlah penduduk tahun 2005 untuk kelurahan Kotabambu Utara.

- Jumlah penduduk tahun 2013 ( $P_n$ ) = 46.608 jiwa

- Prosentase pertumbuhan penduduk rata-rata per tahun untuk kelurahan Kotabambu Utara ( $r$ ) = 1,09%
- Jangka waktu ( $n$ ) = 8

Maka proyeksi jumlah penduduk pada tahun 2005 ( $P_0$ ) adalah :

$$P_0 = \frac{P_n}{(1 + rn)}$$

$$= \frac{46.608}{(1 + (0,0109 \times 8))} = 42.870 \text{ jiwa}$$

#### Metode Geometrik

Untuk menghitung proyeksi jumlah penduduk dilakukan perhitungan mundur dengan metode Geometrik. Contoh perhitungan proyeksi jumlah penduduk tahun 2005 untuk kelurahan Kotabambu Utara.

- Jumlah penduduk tahun 2013 ( $P_n$ ) = 46.608 jiwa
- Prosentase pertumbuhan penduduk rata-rata per tahun untuk kelurahan Kotabambu Utara ( $r$ ) = 1,09%
- Jangka waktu ( $n$ ) = 8

Maka proyeksi jumlah penduduk pada tahun 2005 ( $P_0$ ) adalah :

$$P_0 = \frac{P_n}{(1 + r)^n}$$

$$= \frac{46.608}{(1 + 0,0109)^8} = 42.736 \text{ jiwa}$$

#### Metode Eksponensial

Untuk menghitung proyeksi jumlah penduduk dilakukan perhitungan mundur dengan metode Eksponensial. Contoh perhitungan proyeksi jumlah penduduk tahun 2005 untuk kelurahan Kotabambu Utara.

- Jumlah penduduk tahun 2013 ( $P_n$ ) = 46.608 jiwa
- Prosentase pertumbuhan penduduk rata-rata per tahun untuk kelurahan Kotabambu Utara ( $r$ ) = 1,09%
- Jangka waktu ( $n$ ) = 8

Maka proyeksi jumlah penduduk pada tahun 2005 ( $P_0$ ) adalah :

$$P_0 = \frac{P_n}{e^{rn}}$$

$$= \frac{46.608}{(2,7182818)^{0,0109 \times 8}} = 42.716 \text{ jiwa}$$

Tabel 4.2. Proyeksi jumlah penduduk tahun 2005 hingga 2013.

Tahun	Jumlah penduduk (jiwa)	Proyeksi jumlah penduduk		
		Metode Aritmatik (jiwa)	Metode Geometrik (jiwa)	Metode Eksponensial (jiwa)
2005	41.468	42.870	42.736	42.716
2006	38.048	43.304	43.202	43.184
2007	38.801	43.747	43.673	43.657
2008	39.333	44.199	44.149	44.136
2009	39.665	44.661	44.630	44.620
2010	33.120	45.132	45.117	45.109
2011	40.749	45.614	45.608	45.603
2012	42.770	46.105	46.105	46.103
2013	46.608	46.608	46.608	46.608

Sumber: hasil perhitungan.

Menentukan metode proyeksi jumlah penduduk yang mendekati kebenaran dengan membandingkan nilai standar deviasi dan angka korelasi. Jumlah data ( $n$ ) kurang dari 20 maka rumus standar deviasi dan angka korelasi yaitu (Sirait JT, 2006: 60).

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

$$R = \frac{n \sum X_i Y_i - \sum X_i \cdot \sum Y_i}{\sqrt{n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2} \cdot \sqrt{n \sum Y_i^2 - (\sum Y_i)^2}}$$

Tabel 4.3. Standar deviasi metode Aritmatik.

Tahun	Tahun ke-	Jumlah penduduk / $Y$ (jiwa)	Hasil metode Aritmatik / $Y_i$ (jiwa)	$Y_i - \bar{Y}$ (jiwa)	$(Y_i - \bar{Y})^2$
2005	1	41.468	42.870	2.807	7.879.876
2006	2	38.048	43.304	3.241	10.505.806
2007	3	38.801	43.747	3.684	13.574.096
2008	4	39.333	44.199	4.137	17.110.641
2009	5	39.665	44.661	4.598	21.142.929
2010	6	33.120	45.132	5.070	25.700.158
2011	7	40.749	45.614	5.551	30.813.351
2012	8	42.770	46.105	6.043	36.515.493
2013	9	46.608	46.608	6.545	42.841.665
Jumlah		360.564	-	-	206.084.015
$\bar{Y}$		40.063	-	-	-
Standar deviasi					4.785

Sumber: hasil perhitungan.

Tabel 4.4. Standar deviasi metode Geometrik.

Tahun	Tahun ke-	Jumlah penduduk / Y (jiwa)	Hasil metode Geometrik / Y <sub>i</sub> (jiwa)	Y <sub>i</sub> - $\bar{Y}$ (jiwa)	(Y <sub>i</sub> - $\bar{Y}$ ) <sup>2</sup>
2005	1	41.468	42.736	2.673	7.147.363
2006	2	38.048	43.202	3.139	9.855.071
2007	3	38.801	43.673	3.610	13.033.398
2008	4	39.333	44.149	4.086	16.697.141
2009	5	39.665	44.630	4.567	20.861.473
2010	6	33.120	45.117	5.054	25.541.946
2011	7	40.749	45.608	5.546	30.754.505
2012	8	42.770	46.105	6.043	36.515.493
2013	9	46.608	46.608	6.545	42.841.665
Jumlah		360.564	-	-	203.248.055
$\bar{Y}$		40.063	-	-	-
Standar deviasi					4.752

Sumber: hasil perhitungan.

Tabel 4.5. Standar deviasi metode Eksponensial.

Tahun	Tahun ke-	Jumlah penduduk / Y (jiwa)	Hasil metode Eksponensial / Y <sub>i</sub> (jiwa)	Y <sub>i</sub> - $\bar{Y}$ (jiwa)	(Y <sub>i</sub> - $\bar{Y}$ ) <sup>2</sup>
2005	1	41.468	42.716	2.653	7.039.983
2006	2	38.048	43.184	3.121	9.743.432
2007	3	38.801	43.657	3.595	12.922.072
2008	4	39.333	44.136	4.073	16.590.931
2009	5	39.665	44.620	4.557	20.765.418
2010	6	33.120	45.109	5.046	25.461.331
2011	7	40.749	45.603	5.540	30.694.869
2012	8	42.770	46.103	6.040	36.482.639
2013	9	46.608	46.608	6.545	42.841.665
Jumlah		360.564	-	-	202.542.342
$\bar{Y}$		40.063	-	-	-
Standar deviasi					4.744

Sumber: hasil perhitungan.

Rumus nilai regresi yang digunakan untuk ketiga metode proyeksi jumlah penduduk adalah (Sirait JT, 2006: 60).

$$a = \frac{\sum Y_i - b \sum X_i}{n}$$

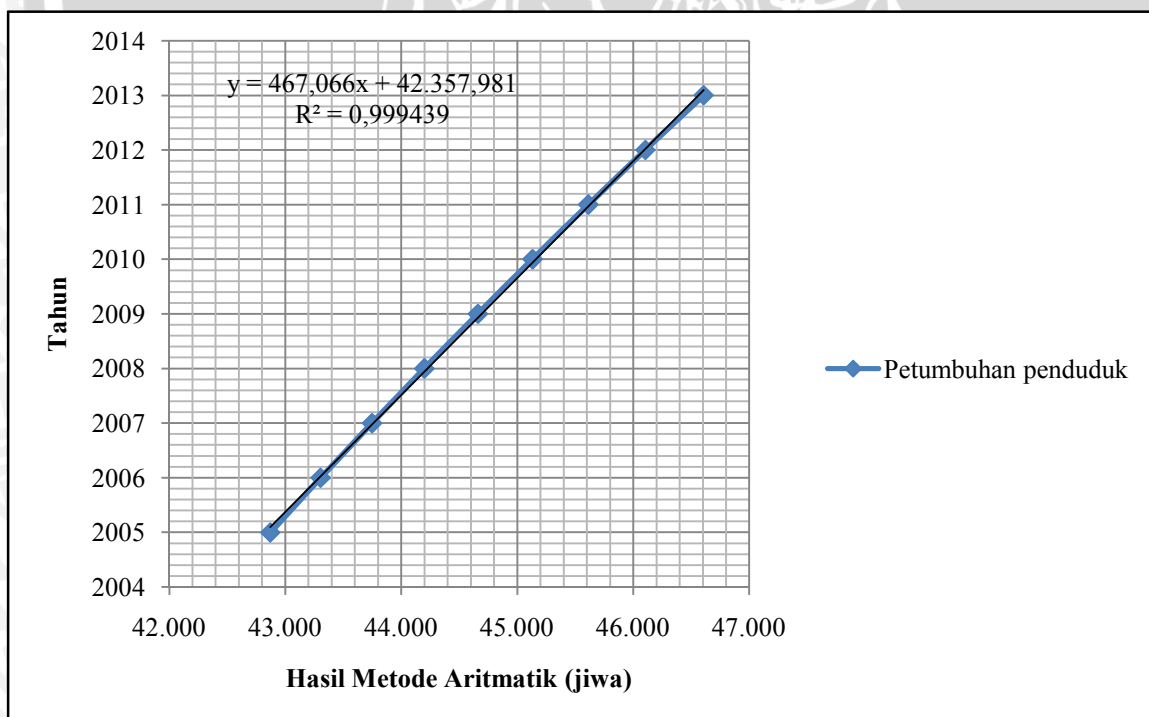
$$b = \frac{n \sum X_i Y_i - \sum X_i \cdot \sum Y_i}{n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2}$$



Tabel 4.6. Angka korelasi metode Aritmatik.

Tahun	Tahun ke-/ Xi	Xi <sup>2</sup>	Hasil metode Aritmatik/ Yi (Jiwa)	Yi <sup>2</sup>	Xi.Yi
2005	1	1	42.870	1.837.816.080	42.870
2006	2	4	43.304	1.875.228.755	86.608
2007	3	9	43.747	1.913.795.591	131.241
2008	4	16	44.199	1.953.564.553	176.797
2009	5	25	44.661	1.994.586.125	223.304
2010	6	36	45.132	2.036.913.472	270.793
2011	7	49	45.614	2.080.602.605	319.295
2012	8	64	46.105	2.125.712.574	368.844
2013	9	81	46.608	2.172.305.664	419.472
Jumlah	45	285	402.240	17.990.525.419	2.039.223
Angka korelasi (R)					0,999720
a					42.357,981
b					467,066
R <sup>2</sup>					0,999439

Sumber: hasil perhitungan.



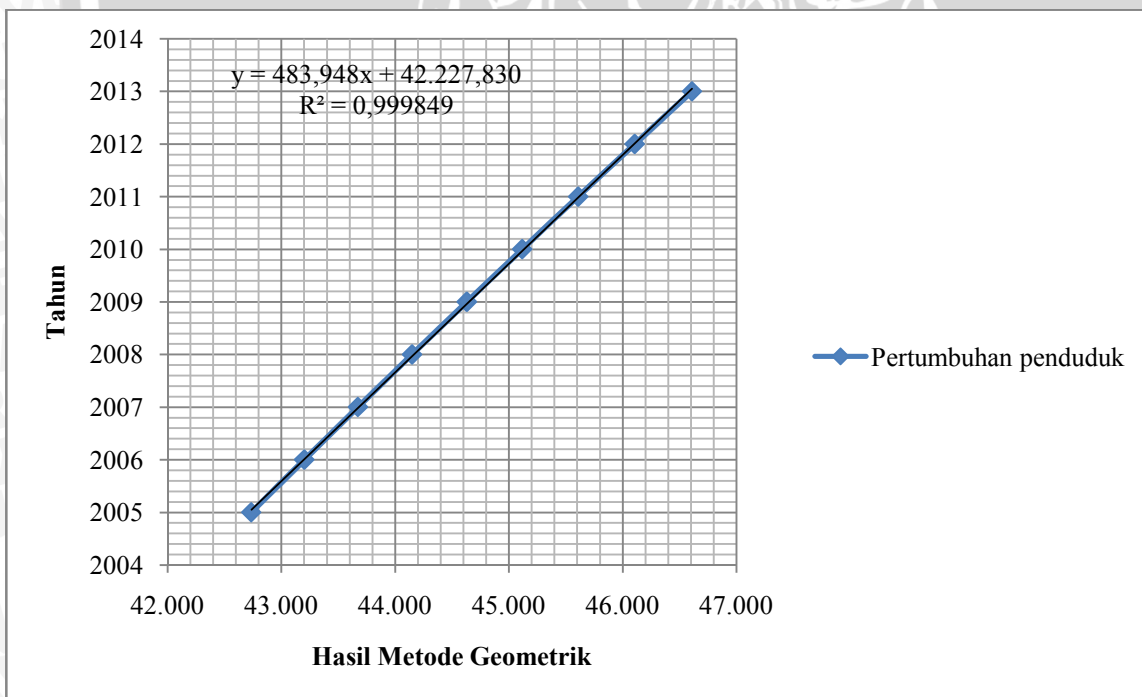
Gambar 4.4. Grafik perumbuhan penduduk metode Aritmatik.

Sumber: hasil analisa, 2015.

Tabel 4.7. Angka korelasi metode Geometrik.

Tahun	Tahun ke-/ Xi	Xi <sup>2</sup>	Hasil metode Geometrik / Yi (jiwa)	Yi <sup>2</sup>	Xi.Yi
2005	1	1	42.736	1.826.374.311	42.736
2006	2	4	43.202	1.866.406.262	86.404
2007	3	9	43.673	1.907.315.666	131.018
2008	4	16	44.149	1.949.121.756	176.595
2009	5	25	44.630	1.991.844.186	223.150
2010	6	36	45.117	2.035.503.040	270.699
2011	7	49	45.608	2.080.118.844	319.258
2012	8	64	46.105	2.125.712.574	368.844
2013	9	81	46.608	2.172.305.664	419.472
Jumlah	45	285	401.828	17.954.702.303	2.038.177
Angka korelasi (R)					0,999925
a					42.227,830
b					483,948
R <sup>2</sup>					0,999849

Sumber: hasil perhitungan.



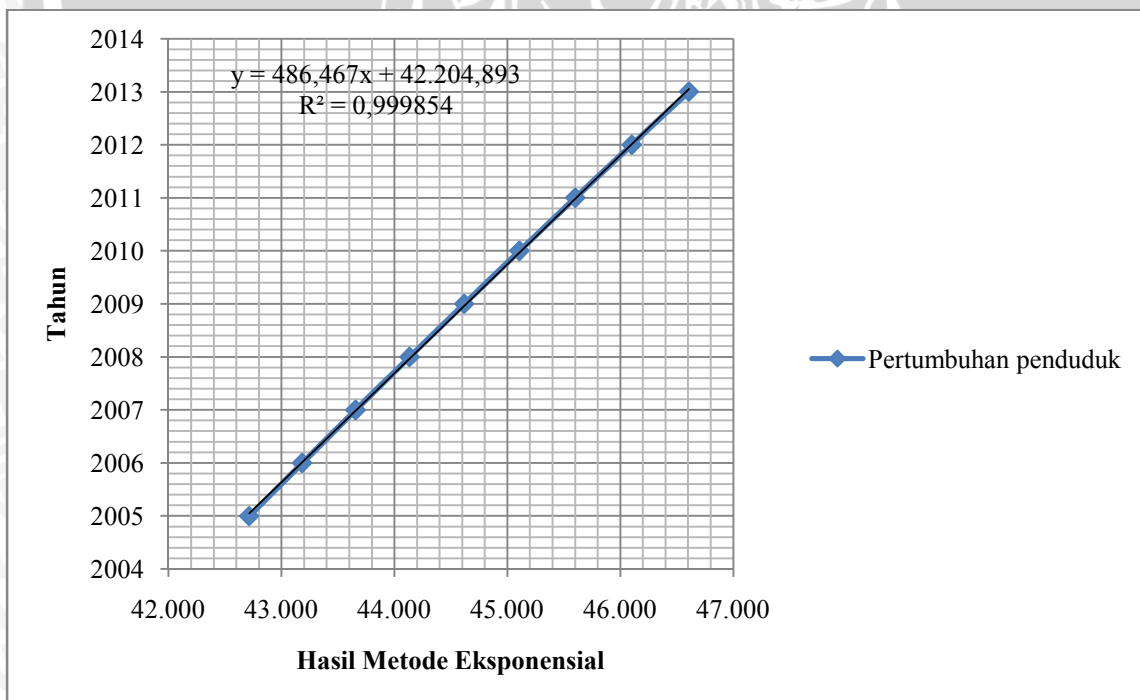
Gambar 4.5. Grafik pertumbuhan penduduk metode Geometrik.

Sumber: hasil analisa, 2015.

Tabel 4.8. Angka korelasi metode Ekspensial.

Tahun	Tahun ke- Xi	Xi <sup>2</sup>	Hasil metode Ekspensial/ Yi (jiwa)	Yi <sup>2</sup>	Xi.Yi
2005	1	1	42.716	1.824.651.707	42.716
2006	2	4	43.184	1.864.865.855	86.368
2007	3	9	43.657	1.905.966.298	130.972
2008	4	16	44.136	1.947.972.567	176.543
2009	5	25	44.620	1.990.904.628	223.098
2010	6	36	45.109	2.034.782.884	270.651
2011	7	49	45.603	2.079.628.188	319.221
2012	8	64	46.103	2.125.461.854	368.822
2013	9	81	46.608	2.172.305.664	419.472
Jumlah	45	285	401.735	17.946.539.644	2.037.863
Angka korelasi (R)					0,999927
a					42.204,893
b					486,467
R <sup>2</sup>					0,999854

Sumber: hasil perhitungan.



Gambar 4.6. Grafik perumbuhan penduduk metode Ekspensial.

Sumber: hasil analisa, 2015.

Metode yang menggambarkan kondisi penduduk Kelurahan Kotabambu Utara hingga tahun 2030 adalah metode Eksponensial, karena berdasarkan nilai standar deviasi metode Eksponensial lebih kecil dibandingkan dua metode lainnya dan memiliki angka korelasi yang mendekati 1.

Proyeksi jumlah penduduk tahun 2030 untuk kelurahan Kotabambu Utara kecamatan Palmerah.

- Jumlah penduduk tahun 2013 ( $P_0$ ) = 46.608 jiwa
- Prosentase pertumbuhan penduduk rata-rata per tahun untuk kelurahan Kotabambu Utara = 1,09%
- Jangka waktu ( $n$ ) = 17

Maka jumlah penduduk pada tahun 2030 adalah :

$$\begin{aligned} P_n &= P_0 \cdot e^{rn} \\ &= 46.608 (2,7182818)^{0,0109 \times 17} \\ &= 56.096 \text{ jiwa} \end{aligned}$$

Tabel 4.9. Rekapitulasi populasi penduduk tahun 2013 hingga tahun 2030.

Tahun	Pertumbuhan Penduduk (%)	Luas daerah (ha)	Populasi kelurahan (jiwa)
2013	1,09	68	46.608
2014	1,09	68	47.119
2015	1,09	68	47.635
2016	1,09	68	48.157
2017	1,09	68	48.685
2018	1,09	68	49.219
2019	1,09	68	49.758
2020	1,09	68	50.303
2021	1,09	68	50.855
2022	1,09	68	51.412
2023	1,09	68	51.975
2024	1,09	68	52.545
2025	1,09	68	53.121
2026	1,09	68	53.703
2027	1,09	68	54.292
2028	1,09	68	54.887
2029	1,09	68	55.488
2030	1,09	68	56.096

Sumber: hasil perhitungan.

#### 4.3. Perhitungan Populasi Pada Daerah Layanan

Daerah layanan diperoleh berdasarkan penetapan daerah tangkapan air limbah, sedangkan untuk penentuan batas daerah tangkapan berdasarkan luas polder Pondok Bandung kelurahan Kotabambu utara. Contoh perhitungan populasi untuk daerah layanan adalah sebagai berikut:

Luas total kelurahan kota bambu utara = 68 ha

Populasi kelurahan Kotabambu Utara pada tahun 2030 = 56.096 jiwa

$$\text{Kepadatan penduduk 2030} = \frac{56.096}{68} = 824,948 \text{ jiwa.ha}^{-1}$$

Populasi daerah layanan untuk tahun 2030 berdasarkan luas polder Pondok Bandung kelurahan Kotabambu Utara kecamatan Palmerah sebesar 29,59 hektar.

$$\text{Populasi layanan tahun 2030} = 824,948 \text{ jiwa.ha}^{-1} \times 29,59 \text{ ha} = 24.410 \text{ jiwa}$$

Jumlah penduduk daerah layanan pada tahun 2030 adalah 24,410 jiwa. Jumlah penduduk layanan akan menentukan besar debit air kotor yang digunakan dalam perencanaan.

Tabel 4.10. Rekapitulasi populasi penduduk daerah layanan tahun 2013-2030.

Tahun	Luas daerah layanan (ha)	Kepadatan penduduk (jiwa.ha <sup>-1</sup> )	Populasi daerah layanan (jiwa)
2013	29,59	685,412	20.281
2014	29,59	692,924	20.504
2015	29,59	700,518	20.728
2016	29,59	708,195	20.955
2017	29,59	715,957	21.185
2018	29,59	723,803	21.417
2019	29,59	731,736	21.652
2020	29,59	739,756	21.889
2021	29,59	747,863	22.129
2022	29,59	756,059	22.372
2023	29,59	764,345	22.617
2024	29,59	772,722	22.865
2025	29,59	781,191	23.115
2026	29,59	789,753	23.369
2027	29,59	798,408	23.625
2028	29,59	807,158	23.884
2029	29,59	816,004	24.146
2030	29,59	824,948	24.410

Sumber: hasil perhitungan.

#### 4.4. Perhitungan Debit Air Kotor

##### 4.4.1. Debit rata-rata air kotor

Beberapa kaidah yang diterapkan dalam perencanaan pengolahan air limbah di wilayah layanan polder Pondok Bandung antara lain adalah

- Konsumsi air masyarakat ( $Q_{am}$ )  
Kebutuhan air bersih atau konsumsi air baku untuk setiap jiwa per hari untuk Kota Administrasi Jakarta Barat sebesar 150 liter per jiwa per hari (Direktoral Jenderal Ciptakarya Jabotabek, 2011)
- Faktor maksimum kebutuhan air ( $f$ ) = 1,15-1,20
- Generasi air limbah rumah tangga suatu daerah yaitu sekitar 60-75% (Linsley, Ray K, 1991: 244), sehingga generasi air limbah domestik ditetapkan sebesar 75 %.

Perhitungan debit air kotor menggunakan persamaan (2-7), langkah perhitungan debit air kotor daerah layanan sebagai berikut:

- Luas daerah layanan ( $A$ ) = 29,59 hektar.
- Populasi daerah layanan tahun 2030 ( $P$ ) = 24.410 jiwa
- Kebutuhan air bersih maksimum ( $Q_{ab}$ ) =  $Q_{am} \times f$   
=  $150 \times 1,20$   
=  $180 \text{ liter.jiwa}^{-1}.\text{hari}^{-1}$
- Debit rata-rata air kotor ( $Q_{rt}$ ) =  $P \times Q_{ab} \times 0,75$   
=  $24.410 \times 180 \times 0,75$   
=  $3.295.350 \text{ liter.hari}^{-1}$   
=  $0,038 \text{ m}^3.\text{dt}^{-1}$
- Debit air per hektar =  $\frac{Q_{rt}}{A}$   
=  $\frac{0,038 \text{ m}^3.\text{dt}^{-1}}{29,59 \text{ ha}}$   
=  $0,0013 \text{ m}^3.\text{dt}^{-1}.\text{ha}^{-1}$

- Debit air kotor saluran

Contoh perhitungan debit air kotor untuk saluran S21

$$\begin{aligned} Q_r &= 0,0013 \times A \\ &= 0,0013 \times 0,524 \\ &= 0,0007 \text{ m}^3.\text{dt}^{-1} \end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel Tabel 4.11 berikut:

Tabel 4.11. Debit air kotor saluran daerah layanan.

Nomer Catchment area	Saluran	A (ha)	r (jiwa.ha <sup>-1</sup> )	Q.A (m <sup>3</sup> .dt <sup>-1</sup> .ha <sup>-1</sup> )	Qr (m <sup>3</sup> .dt <sup>-1</sup> )	Qr total (m <sup>3</sup> .dt <sup>-1</sup> )
1	S1	0,184	824,948	0,0013	0,0002	S1+S2+S6 = 0,0380
2	S2	1,024	824,948	0,0013	0,0013	S2+S3+S4 = 0,0123
3	S3	2,002	824,948	0,0013	0,0026	S3 = 0,0026
4	S4	5,420	824,948	0,0013	0,0070	S4+S5 = 0,0084
5	S5	1,124	824,948	0,0013	0,0014	S5 = 0,0014
6	S6	6,452	824,948	0,0013	0,0083	S6+S7+S8+S10+S12+S15 = 0,0255
7	S7	1,115	824,948	0,0013	0,0014	S7 = 0,0014
8	S8	1,388	824,948	0,0013	0,0018	S8+S9 = 0,0020
9	S9	0,153	824,948	0,0013	0,0002	S9 = 0,0002
10	S10	1,235	824,948	0,0013	0,0016	S10+S11 = 0,0044
11	S11	2,177	824,948	0,0013	0,0028	S11 = 0,0028
12	S12	0,591	824,948	0,0013	0,0008	S12+S13 = 0,0020
13	S13	0,594	824,948	0,0013	0,0008	S13+S14 = 0,0012
14	S14	0,344	824,948	0,0013	0,0004	S14 = 0,0004
15	S15	0,946	824,948	0,0013	0,0012	S15+S16 = 0,0074
16	S16	0,616	824,948	0,0013	0,0008	S16+S17+S18 = 0,0062
17	S17	0,831	824,948	0,0013	0,0011	S17 = 0,0011
18	S18	0,825	824,948	0,0013	0,0011	S18+S19 = 0,0044
19	S19	0,105	824,948	0,0013	0,0001	S19+S21 = 0,0033
20	S20	1,939	824,948	0,0013	0,0025	S20+S21 = 0,0032
21	S21	0,524	824,948	0,0013	0,0007	S21 = 0,0007
Jumlah		29,59	-	-	0,0380	-

Sumber: hasil perhitungan

Gambar skema jaringan pipa air kotor daerah layanan dapat dilihat pada gambar 4.7.









#### 4.4.2. Dimensi pipa induk air kotor (*main pipe*)

Letak pipa berada bersebelahan dengan saluran drainase yang sudah ada sebelumnya, pipa yang digunakan untuk perencanaan pipa induk air limbah adalah pipa PVC. Penggunaan pipa PVC memiliki beberapa keuntungan di antaranya, lebih ekonomis, ringan dan tahan terhadap korosi (Lecture UB, 2015:17). Perhitungan hidrolika pipa induk air kotor sebagai berikut:

##### a. Kemiringan pipa induk air kotor

Kemiringan pipa induk dapat dihitung berdasarkan data elevasi muka tanah yang telah tersedia pada skema jaringan pipa air kotor, kemiringan pipa induk dihitung untuk mendapatkan kecepatan aliran dan dimensi pipa. Kedalaman galian pipa untuk pipa induk adalah 0,5-2,5 m (Lecture UB, 2015:19), contoh perhitungan kemiringan dasar pipa (*slope*) yang akan dihitung adalah saluran S1. Perhitungan kemiringan dasar pipa (*slope*) sebagai berikut:

$$\text{Elevasi muka tanah hulu} = +6,74$$

$$\text{Elevasi muka tanah hilir} = +6,00$$

$$\text{Galian tanah hulu} = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Galian tanah hilir} = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pipa} = 177,10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevasi dasar pipa hulu} &= \text{Elevasi muka tanah hulu} - \text{Galian tanah hulu} \\ &= 6,74 \text{ m} - 2,50 \text{ m} \\ &= +4,24 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevasi dasar pipa hilir} &= \text{Elevasi muka tanah hilir} - \text{Galian tanah hilir} \\ &= 6,00 \text{ m} - 1,80 \text{ m} \\ &= +4,20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Slope} &= \frac{\text{Elevasi.dasar.pipa.hulu} - \text{Elevasi.dasar.pipa.hilir}}{\text{Panjang.pipa}} \\ &= \frac{4,24\text{m} - 4,20\text{m}}{177,10\text{m}} \\ &= 0,0002 \end{aligned}$$

Berdasarkan contoh perhitungan diatas, maka perhitungan selengkapnya untuk kemiringan dasar pipa (*slope*) dapat dilihat pada tabel Tabel 4.12 berikut:

Tabel 4.12. Kemiringan dasar pipa (*slope*) daerah layanan.

Saluran	Elevasi muka tanah (m)		Galian tanah (m)		Elevasi dasar pipa (m)		Panjang Pipa (m)	Slope
	hulu	hilir	hulu	hilir	hulu	hilir		
S1	6,74	6,00	2,50	1,80	4,24	4,20	177,10	0,0002
S2	6,83	6,74	2,50	2,50	4,33	4,24	187,60	0,0005
S3	8,50	6,83	2,50	2,50	6,00	4,33	201,60	0,0083
S4	5,24	6,83	0,50	2,50	4,74	4,33	350,00	0,0012
S5	8,41	5,32	2,50	0,80	5,91	4,52	149,45	0,0093
S6	5,00	6,74	0,67	2,50	4,33	4,24	446,25	0,0002
S7	5,73	6,10	1,30	1,84	4,43	4,26	159,60	0,0011
S8	5,00	5,00	0,60	0,72	4,40	4,28	163,10	0,0007
S9	5,00	5,00	0,50	0,60	4,50	4,40	106,75	0,0009
S10	5,00	5,00	0,50	0,70	4,50	4,30	166,60	0,0012
S11	5,50	5,00	0,50	0,50	5,00	4,50	239,40	0,0021
S12	5,36	5,00	0,90	0,67	4,46	4,33	62,30	0,0021
S13	5,50	5,36	1,00	0,90	4,50	4,46	47,95	0,0008
S14	5,44	5,50	0,90	1,00	4,54	4,50	86,45	0,0005
S15	5,00	5,00	0,60	0,67	4,40	4,33	84,35	0,0008
S16	5,26	5,00	0,80	0,60	4,46	4,40	82,95	0,0007
S17	5,50	5,26	1,00	0,80	4,50	4,46	207,20	0,0002
S18	5,00	5,26	0,50	0,80	4,50	4,46	142,10	0,0003
S19	5,22	5,00	0,50	0,50	4,72	4,50	45,85	0,0048
S20	8,41	5,22	2,50	0,50	5,91	4,72	321,65	0,0037
S21	8,50	8,41	2,50	2,50	6,00	5,91	144,55	0,0006

Sumber: hasil perhitungan

b. Dimensi pipa induk air kotor

Perhitungan dimensi pipa induk air kotor berdasarkan debit air kotor total saluran ditambah dengan jagaan (*Allowance*) sebesar 20%-30% dari debit air kotor total saluran (Lecture UB, 2015:20), contoh perhitungan debit pipa yang akan dihitung adalah saluran S1. Perhitungan debit pipa sebagai berikut:

$$\text{Debit air kotor (Qrt)} = 0,380 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$$

$$\begin{aligned} \text{Jagaan (Allowance)} &= 20\% \times Q_{rt} \\ &= 20\% \times 0,380 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} = 0,00760 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit pipa (Qp)} &= Q_{rt} + \text{Allowance} \\ &= 0,380 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} + 0,00760 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} = 0,0456 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \end{aligned}$$

Berdasarkan debit pipa (Qp) diatas maka kecepatan aliran (Vp) dalam pipa dapat dihitung dengan menggunakan persamaan *manning* (Lecture UB, 2015:20). Koefisien kekasaran *manning* untuk PVC adalah 0,002-0,012 (Lecture UB, 2015:18), sehingga perhitungan kecepatan aliran untuk saluran S1 sebagai berikut:

$$\text{Koefisien } \textit{manning} \text{ (n)} = 0,01$$

$$\text{Slope S1} = 0,0002$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan aliran (Vp)} &= \left( \frac{0,5313}{n^{0,75}} \right) \times Q_p^{0,25} \times S^{3/8} \\ &= \left( \frac{0,5313}{0,01^{0,75}} \right) \times 0,0456^{0,25} \times 0,0002^{3/8} = 0,33 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1} \end{aligned}$$

Kemudian dari kecepatan aliran (Vp) dalam pipa dapat dihitung diameter pipa (D) dan tinggi muka air di dalam pipa (H), tinggi muka air dalam pipa adalah 70%-80% dari diameter pipa (Lecture UB, 2015:20). Perhitungan diameter pipa (D) dan tinggi muka air di dalam pipa (H) untuk saluran S1 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Diameter pipa (D)} &= \frac{3,9977 \times n^{1,5} \times V_p^{1,5}}{S^{0,75}} \\ &= \frac{3,9977 \times 0,01^{1,5} \times 0,33^{1,5}}{0,0002^{0,75}} = 0,42 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi muka air (H)} &= 80\% \times Q_{rt} \\ &= 80\% \times 0,42 \text{ m} = 0,33 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan contoh perhitungan diatas, maka perhitungan selengkapnya untuk Dimensi pipa dapat dilihat pada tabel Tabel 4.13 berikut:

Tabel 4.13. Dimensi pipa air kotor daerah layanan.

Saluran	Debit air kotor/Qrt (m <sup>3</sup> .dt <sup>-1</sup> )	Allowance (m <sup>3</sup> .dt <sup>-1</sup> )	Debit pipa/Qp (m <sup>3</sup> .dt <sup>-1</sup> )	Slope	Kecepatan /Vp (m.dt <sup>-1</sup> )	Diameter/D (m)	Tinggi muka air/H (m)
S1	0,0380	0,00760	0,0456	0,0002	0,33	0,42	0,33
S2	0,0123	0,00246	0,0147	0,0005	0,33	0,24	0,19
S3	0,0026	0,00051	0,0031	0,0083	0,66	0,08	0,06
S4	0,0084	0,00168	0,0101	0,0012	0,42	0,17	0,14
S5	0,0014	0,00029	0,0017	0,0093	0,59	0,06	0,05
S6	0,0255	0,00509	0,0306	0,0002	0,29	0,37	0,29
S7	0,0014	0,00029	0,0017	0,0011	0,26	0,09	0,07
S8	0,0020	0,00040	0,0024	0,0007	0,25	0,11	0,09
S9	0,0002	0,00004	0,0002	0,0009	0,15	0,04	0,03
S10	0,0044	0,00088	0,0053	0,0012	0,36	0,14	0,11
S11	0,0028	0,00056	0,0034	0,0021	0,40	0,10	0,08
S12	0,0020	0,00039	0,0024	0,0021	0,37	0,09	0,07
S13	0,0012	0,00024	0,0014	0,0008	0,23	0,09	0,07
S14	0,0004	0,00009	0,0005	0,0005	0,14	0,07	0,05
S15	0,0074	0,00149	0,0089	0,0008	0,36	0,18	0,14
S16	0,0062	0,00124	0,0075	0,0007	0,33	0,17	0,14
S17	0,0011	0,00021	0,0013	0,0002	0,13	0,11	0,09
S18	0,0044	0,00087	0,0052	0,0003	0,21	0,18	0,14
S19	0,0033	0,00066	0,0040	0,0048	0,57	0,10	0,08
S20	0,0032	0,00063	0,0038	0,0037	0,51	0,10	0,08
S21	0,0007	0,00013	0,0008	0,0006	0,18	0,08	0,06

Sumber: hasil perhitungan

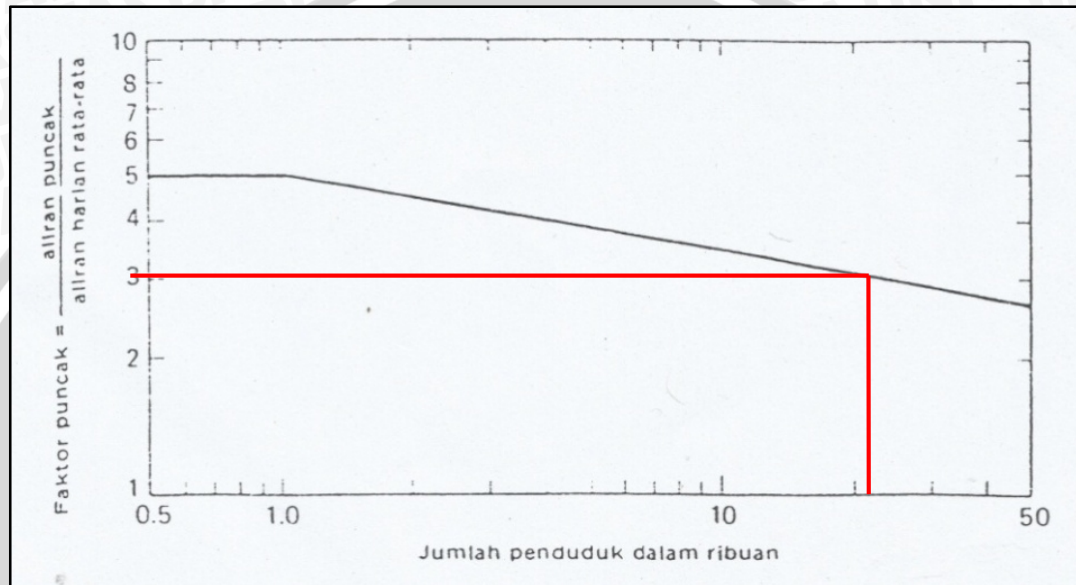
#### 4.4.3. Debit air kotor domestik kumulatif

Perhitungan debit puncak air kotor menggunakan persamaan (2-6), langkah perhitungan peresapan air kotor daerah layanan sebagai berikut:

- Faktor puncak air kotor diperoleh dari grafik lengkung faktor puncak untuk aliran limbah rumah tangga berikut ( $f$ ) = 2,98

Populasi daerah layanan tahun 2030 ( $P$ ) = 24.410 jiwa

$$Q_{\text{rata-rata}} = 0,038 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$$



Gambar 4.9. Lengkung faktor puncak untuk aliran limbah rumah tangga.

- Debit puncak air kotor ( $Q_p$ ) =  $f \times Q_r$   

$$= 2,98 \times 0,038 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$$

$$= 0,113 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$$

Perhitungan peresapan air kotor menggunakan persamaa (2-7), langkah perhitungan peresapan air kotor daerah layanan sebagai berikut:

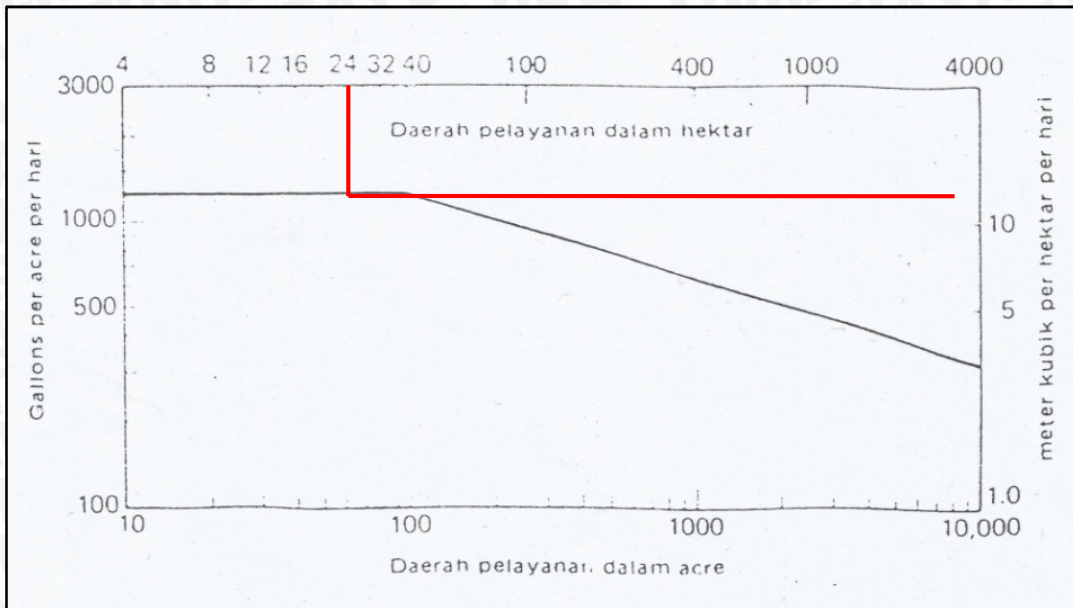
- Peresapan satuan rata-rata diperoleh dari grafik untuk memperkirakan besarnya peresapan rata-rata berikut (didapat dari grafik halaman 69) =  $12,40 \text{ m}^3 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{hari}^{-1}$   
 Luas daerah layanan = 29,59 hektar.

- Peresapan rata-rata air kotor = Peresapan satuan rata-rata x  $A$   

$$= 12,40 \text{ m}^3 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{hari}^{-1} \times 29,59 \text{ ha}$$

$$= 366,916 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}$$

$$= 0,0043 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$$



Gambar 4.10. Lengkung peresapan satuan rata-rata.

- Faktor puncak peresapan diperoleh dari faktor puncak untuk aliran masuk tertinggi dari peresapan = 1,6 (Linsley, Ray K, 1991: 275)
- Peresapan puncak air kotor =  $f \times$  Peresapan air kotor rata-rata  
 $= 1,6 \times 0,0043 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$   
 $= 0,0068 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$
- Debit rata-rata komulatif =  $Q_{\text{rata-rata}} + \text{Peresapan rata-rata}$   
 $= 0,038 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} + 0,0043 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$   
 $= 0,0424 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$
- Debit puncak komulatif =  $Q_{\text{puncak}} + \text{Peresapan puncak}$   
 $= 0,113 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} + 0,0068 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$   
 $= 0,121 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$

Tabel 4.14. Tabulasi debit air kotor layanan.

Debit air kotor rumah tangga	
Debit rata-rata air kotor ( $\text{m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$ )	Debit puncak air kotor ( $\text{m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$ )
0,038	0,113
Peresapan air kotor rumah tangga	
Peresapan rata-rata air kotor ( $\text{m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$ )	Peresapan puncak air kotor ( $\text{m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$ )
0,0043	0,0068
Debit komulatif air kotor	
Debit rata-rata komulatif ( $\text{m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$ )	Debit puncak komulatif ( $\text{m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$ )
0,0424	0,121

Sumber: hasil perhitungan.



#### 4.5. Pemilihan Unit Instalasi Pengolahan Air Limbah

Perencanaan instalasi pengolahan air limbah Pondok Bandung berdasarkan baku mutu *effluent* pada peraturan DKI Jakarta Nomor 122 Tahun 2005 tentang pengolahan air limbah. Pemilihan unit instalasi pengolahan air limbah terbagi atas tujuh kriteria sebagai berikut:

##### 4.5.1. Kebutuhan lahan

Kebutuhan lahan adalah aspek terpenting dalam perencanaan instalasi air limbah Pondok Bandung, karena luas lahan yang dialokasikan untuk pembuatan IPAL relatif terbatas. Sehingga lokasi lahan berada didekat kolam retensi Pondok Bandung, lokasi tersebut dipilih untuk mengurangi biaya pembebasan lahan dan kemudahan akses transportasi menuju lokasi instalasi. Kelebihan dan kekurangan macam-macam sistem pengolahan air limbah secara biologis berdasarkan kriteria kebutuhan lahan sebagai berikut (Idaman N, 2000:45).

1. Pengolahan air limbah Lumpur Aktif (*Activated Sludge*) membutuhkan lahan yang luas, walaupun tidak seluas yang dibutuhkan oleh sistem pengoahan kolam aerasi (*Aerated Lagon*).
2. Pengolahan air limbah *Rotary Biological Contaktor (RBC)* membutuhkan lahan 30-40% lebih kecil dibandingkan kebutuhan lahan sistem pengoahan Lumpur Aktif (*Activated Sludge*).
3. Pengolahan air limbah *Upflow anaerobic sludge blanked (UASB)* membutuhkan lahan 20-30% lebih kecil dibandingkan kebutuhan lahan sistem pengoahan Lumpur Aktif (*Activated Sludge*).
4. Pengolahan air limbah kolam aerasi (*Aerated Lagon*) membutuhkan lahan yang luas dibandingkan lima sistem pengolahan air limbah secara biologis lainnya.
5. Pengolahan air limbah Biofilter Anaerobik-aerobik membutuhkan lahan yang lebih kecil dibandingkan lima sistem pengolahan air limbah secara biologis lainnya.

##### 4.5.2. Kebutuhan energi

Kebutuhan energi yang diharapkan untuk proses pengolahan kecil, kebutuhan energi kecil bertujuan untuk mengurangi biaya operasional. Kebutuhan energi yaitu kebutuhan listrik yang dibutuhkan untuk pengoprasian unit pengolahan. Setiap jenis proses pengolahan memiliki kebutuhan listrik yang berbeda, kebutuhan listrik dipengaruhi waktu operasi dan kuatitas air limbah. Kelebihan dan kekurangan macam-macam sistem pengolahan air limbah secara biologis berdasarkan kriteria kebutuhan energi sebagai berikut (Idaman N, 2000:45).

1. Pengolahan air limbah Lumpur Aktif (*Activated Sludge*) membutuhkan energi yang tinggi, walaupun tidak lebih tinggi yang dibutuhkan oleh sistem pengolahan kolam aerasi (*Aerated Lagon*). Pengolahan air limbah lumpur aktif membutuhkan suplai oksigen yang besar untuk proses pengolahan.
2. Pengolahan air limbah *Rotary Biological Contaktor (RBC)* membutuhkan energi yang tinggi, walaupun tidak lebih tinggi yang dibutuhkan oleh sistem pengolahan kolam aerasi (*Aerated Lagon*). Pengolahan air limbah *Rotary Biological Contaktor* membutuhkan suplai oksigen yang besar untuk proses pengolahan.
3. Pengolahan air limbah *Upflow anaerobic sludge blanked (UASB)* membutuhkan energi yang kecil dibandingkan lima sistem pengolahan air limbah secara biologis lainnya, karena pengolahan air limbah *Upflow anaerobic sludge blanked* tidak membutuhkan membutuhkan suplai oksigen tambahan sehingga hemat listrik.
4. Pengolahan air limbah kolam aerasi (*Aerated Lagon*) membutuhkan energi yang tinggi dibandingkan lima sistem pengolahan air limbah secara biologis lainnya. Pengolahan air limbah kolam aerasi disamping membutuhkan suplai oksigen yang besar untuk proses pengolahan juga membutuhkan sistem pengadukan yang sempurna.
5. Pengolahan air limbah Biofilter Anaerobik-aerobik membutuhkan energi yang kecil, karena Pengolahan air limbah Biofilter Anaerobik-aerobik membutuhkan suplai oksigen yang kecil untuk proses pengolahan.

#### 4.5.3. Biaya investasi awal

Biaya diharapkan untuk investasi awal optimal, biaya investasi awal adalah biaya pembuatan atau kontruksi instalasi pengolahan. Biaya meliputi biaya pembuatan unit, pembelian alat, bahan dan material, serta biaya perpipaan dan pompa. Kelebihan dan kekurangan macam-macam sistem pengolahan air limbah secara biologis berdasarkan kriteria biaya investasi awal sebagai berikut (Idaman N, 2000:45).

1. Pengolahan air limbah Lumpur Aktif (*Activated Sludge*) membutuhkan lahan dan energi yang besar, sehingga membutuhkan biaya investasi awal yang besar.
2. Pengolahan air limbah *Rotary Biological Contaktor (RBC)* membutuhkan lahan yang lebih kecil dibandingkan pengolahan Lumpur Aktif, tetapi membutuhkan energi yang besar, sehingga membutuhkan biaya investasi awal yang besar.
3. Pengolahan air limbah *Upflow anaerobic sludge blanked (UASB)* membutuhkan energi kecil, tetapi membutuhkan lahan yang lebih besar dibandingkan Biofilter Anaerobik-aerobik, sehingga membutuhkan biaya investasi awal yang besar

4. Pengolahan air limbah kolam aerasi (*Aerated Lagon*) membutuhkan lahan dan energi yang besar, sehingga membutuhkan biaya investasi awal yang besar.
5. Pengolahan air limbah Biofilter Anaerobik-aerobik membutuhkan membutuhkan lahan dan energi yang kecil, sehingga membutuhkan biaya investasi awal yang kecil.

#### 4.5.4. Kemudahan operasi dan pemeliharaan

Kriteria kemudahan operasi dan pemeliharaan dipengaruhi oleh tingkat keahlian dan jumlah tenaga kerja yang diperlukan, tingkat keahlian yang diharapkan tidak bersertifikat dan jumlah tenaga kerja minimum. Aspek Kemudahan operasi dan pemeliharaan mempengaruhi besarnya biaya, biaya diharapkan efisien mencakup biaya bahan bakar atau pelumas, peralatan-peralatan mekanis serta biaya pembersihan lumpur. Kelebihan dan kekurangan macam-macam sistem pengolahan air limbah secara biologis berdasarkan kriteria kemudahan operasi dan pemeliharaan yaitu (Idaman N, 2000:45).

1. Pengolahan air limbah Lumpur Aktif (*Activated Sludge*) memiliki sistem operasi dan pemeliharaan yang rumit, karena memerlukan operator yang terampil dan disiplin untuk pengaturan suhu, bulking proses endapan, dan jumlah massa mikroba dalam reaktor. Berdasarkan sistem operasi dan pemeliharaan yang rumit sehingga biaya operasional dan pemeliharaan besar.
2. Pengolahan air limbah *Rotary Biological Contaktor (RBC)* memiliki sistem operasi dan pemeliharaan yang mudah, tetapi membutuhkan energi yang besar sehingga biaya operasional dan pemeliharaan cukup besar.
3. Pengolahan air limbah *Upflow anaerobic sludge blanked (UASB)* memiliki sistem operasi dan pemeliharaan yang rumit, karena sistem hidrolik yang kompleks dan variabel organik yang sensitif. Berdasarkan sistem operasi dan pemeliharaan yang rumit sehingga biaya operasional dan pemeliharaan cukup besar.
4. Pengolahan air limbah kolam aerasi (*Aerated Lagon*) memiliki sistem operasi dan pemeliharaan yang mudah, tetapi membutuhkan energi yang besar sehingga biaya operasional dan pemeliharaan cukup besar.
5. Pengolahan air limbah Biofilter Anaerobik-aerobik memiliki sistem operasi dan pemeliharaan yang mudah, tetapi membutuhkan pengawasan terhadap endapan sehingga biaya operasional dan pemeliharaan kecil.

#### 4.5.5. Residu hasil pengolahan

Residu atau hasil sisa pengolahan yaitu berupa lumpur yang merupakan hasil pengolahan. Jumlah lumpur yang dihasilkan akan mempengaruhi biaya operasional,

semakin sedikit jumlah lumpur yang dihasilkan unit pengolahan maka biaya operasional dapat ditekan semakin efektif. Jumlah lumpur tergantung *removal* dan kuantitas air limbah hingga mencapai batas baku mutu limbah cair domestik. Kelebihan dan kekurangan macam-macam sistem pengolahan air limbah secara biologis berdasarkan kriteria residu atau hasil sisa pengolahan yaitu (Idaman N, 2000:45).

1. Pengolahan air limbah Lumpur Aktif (*Activated Sludge*) memiliki jumlah lumpur hasil pengolahan yang besar sehingga membutuhkan unit tambahan untuk pengolahan lumpur.
2. Pengolahan air limbah *Rotary Biological Contaktor (RBC)* memiliki jumlah lumpur hasil pengolahan yang kecil sehingga tidak membutuhkan unit tambahan untuk pengolahan lumpur.
3. Pengolahan air limbah *Upflow anaerobic sludge blanked (UASB)* memiliki jumlah lumpur hasil pengolahan yang kecil sehingga tidak membutuhkan unit tambahan untuk pengolahan lumpur.
4. Pengolahan air limbah kolam aerasi (*Aerated Lagon*) memiliki jumlah lumpur hasil pengolahan yang kecil sehingga tidak membutuhkan unit tambahan untuk pengolahan lumpur.
5. Pengolahan air limbah Biofilter Anaerobik-aerobik memiliki jumlah lumpur hasil pengolahan yang kecil sehingga tidak membutuhkan unit tambahan untuk pengolahan lumpur.

#### 4.5.6. Penghilangan amoniak

Kriteria penghilangan amoniak dibutuhkan karena berdasarkan kualitas air limbah lokasi rencana parameter amoniak yang dimiliki cukup tinggi, sehingga dibutuhkan sistem pengolahan air limbah efektif untuk menurunkan kadar amoniak. Kelebihan dan kekurangan macam-macam sistem pengolahan air limbah secara biologis berdasarkan kriteria penghilangan amoniak yaitu (Idaman N, 2000:45).

1. Pengolahan air limbah Lumpur Aktif (*Activated Sludge*) memiliki penghilangan amoniak lebih efektif tetapi tidak seefektif Biofilter Anaerobik-aerobik.
2. Pengolahan air limbah *Rotary Biological Contaktor (RBC)* memiliki penghilangan amoniak lebih efektif tetapi tidak seefektif Biofilter Anaerobik-aerobik.
3. Pengolahan air limbah *Upflow anaerobic sludge blanked (UASB)* memiliki penghilangan amoniak tidak efektif.
4. Pengolahan air limbah kolam aerasi (*Aerated Lagon*) memiliki penghilangan amoniak tidak efektif.

5. Pengolahan air limbah Biofilter Anaerobik-aerobik memiliki penghilangan amoniak efektif.

Metode pemilihan sistem pengolahan air limbah dilakukan dengan membandingkan dan menilai lima jenis pengolahan yaitu Lumpur Aktif (*Activated Sludge*), *Rotary Biological Contaktor (RBC)*, *Upflow anaerobic sludge blanked (UASB)*, kolam aerasi (*Aerated Lagon*), Biofilter Anaerobik-aerobik. Penilaian dilakukan dari skala satu hingga lima berdasarkan keunggulan dan kekurangan dari tertinggi hingga terendah yang sesuai dengan kondisi di lokasi. Kemudian dari masing-masing kriteria menjadi pertimbangan pemilihan proses instalasi pengolahan, penilaian diberikan pada tabel 4.15 berikut:

Tabel 4.15. Bobot jenis proses pengolahan air limbah.

No.	Kriteria pemilihan	Jenis Proses Pengolahan				
		<i>Activated Sludge</i>	<i>RBC</i>	<i>UASB</i>	<i>Aerated Lagon</i>	Biofilter Anaerobik-aerobik
1	Kebutuhan lahan	3	4	4	2	5
2	Kebutuhan energi	3	3	5	2	4
3	Biaya investasi awal	3	4	4	2	5
4	Kemudahan operasi dan pemeliharaan	2	4	3	4	5
5	Biaya operasi dan pemeliharaan	2	3	3	3	4
6	Residu sisa pengolahan	2	4	5	4	5
7	Penghilangan amoniak	3	3	2	2	5
Jumlah		18	25	26	19	33

Sumber: BPPT, 2015.

Keterangan: 5 = terbaik

1 = terburuk

Berdasarkan jumlah bobot yang didapatkan, maka disimpulkan bahwa jenis pengolahan Biofilter Anaerobik-Aerobik metode yang paling tepat untuk diterapkan pada Polder Pondok Bandung. Jumlah bobot Biofilter Anaerobik-Aerobik tertinggi dibandingkan Lumpur Aktif (*Activated Sludge*), *Rotary Biological Contaktor (RBC)*, *Upflow anaerobic sludge blanked (UASB)*, dan *Aerated Lagon*, Biofilter Anaerobik-Aerobik memperoleh bobot yaitu 33.

#### 4.6. Data Kuantitas Air Limbah Yang Diolah

Perencanaan IPAL dilakukan dengan mengolah debit limbah domestik *grey water* yang berasal dari sistem perpipaan air kotor rencana untuk memenuhi baku mutu yangizinkan dan dapat dialirkan ke kanal banjir barat. Perhitungan total produksi air limbah

rencana yang masuk unit instalasi pengolahan air limbah berdasarkan buku *Wastewater Treatment Plant* (Syed R. Qasim, 1985: 29) adalah :

- $Q_{\text{rata-rata}} = 0,0424 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} = 3666,87 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}$
- $Q_{\text{puncak}} = 0,121 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} = 10407,66 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}$
- $Q_{\text{minimum}} = 0,4 \times Q_{\text{rata-rata}}$   
 $= 0,4 \times 0,0424 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$   
 $= 0,017 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$   
 $= 1466,75 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}$
- $Q_{\text{maximum}} = 2 \times Q_{\text{rata-rata}}$   
 $= 2 \times 0,0424 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$   
 $= 0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$   
 $= 7333,74 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}$

#### 4.7. Data Kualitas Air Limbah Yang Diolah

Data kualitas air limbah hasil analisa laboratorium diambil dari sampel air di kolam retensi, karena air limbah domestik layanan sebelumnya masih tercampur pada saluran drainase dan berakhir di kolam retensi. Keterbatasan dana sehingga pengujian data kualitas air dilakukan di Laboratorium Kualitas Air Dinas Pekerjaan Umum Provinsi NTB. Kualitas air di kolam retensi sebagai berikut:

Tabel 4.16. Data kualitas air limbah.

No	Parameter	Satuan	Hasil Kolam Retensi	Metode
1	pH rata-rata	-	9,82	SNI 06-6989.11-2004
2	Total suspended solid	mg.L <sup>-1</sup>	23,20	SNI 06-6989.3-2004
3	Amonia	mg.L <sup>-1</sup>	17,60	SNI 06-6989.30-2004
4	Konsentrasi BOD	mg.L <sup>-1</sup>	50,80	SNI 06-2503-1991
5	Konsentrasi COD	mg.L <sup>-1</sup>	72	SNI 6989.73-2009
6	Zat organik	mg.L <sup>-1</sup>	59,60	SNI 06-6989.3-2004
7	Deterjen (MBAS)	mg.L <sup>-1</sup>	0,78	SNI 06-6989.51-2005
8	Minyak dan lemak	mg.L <sup>-1</sup>	3,03	JISK-0102-2002

Sumber: Lampiran hasil analisa laboratorium.

Perencanaan instalasi pengolahan air limbah membutuhkan Prosentase *removal* air limbah. Prosentase removal adalah efisiensi IPAL dalam mengurangi atau menghilangkan beban polutan dari masing-masing parameter, sehingga tiap unit pengolahan dapat mengurangi beban polutan pada parameter tertentu sesuai dengan batas baku mutu Peraturan Gubernur DKI Jakarta Nomor 122 Tahun 2005. Tabel prosentase *removal* air limbah Pondok Bandung sebagai berikut:

Tabel 4.17. Prosentase removal air limbah Pondok Bandung terhadap baku mutu limbah cair domestik (Pergub DKI Jakarta Nomor 122 Tahun 2005).

No	Parameter	Satuan	Kolam Retensi	Pergub DKI Jakarta No.122 Th.2005	Removal %
1	pH rata-rata	-	9,82	6-9	8,35
2	Total suspended solid	mg.L <sup>-1</sup>	23,20	50	-
3	Amonia	mg.L <sup>-1</sup>	17,60	10	43,18
4	Konsentrasi BOD	mg.L <sup>-1</sup>	50,80	20	60,63
5	Konsentrasi COD	mg.L <sup>-1</sup>	72,00	80	-
6	Zat organik	mg.L <sup>-1</sup>	59,60	85	-
7	Deterjen (MBAS)	mg.L <sup>-1</sup>	0,78	2	-
8	Minyak dan lemak	mg.L <sup>-1</sup>	3,03	10	-

Sumber: hasil analisa.

Hasil analisa kualitas air menunjukkan bahwa derajat keasaman atau pH, Amonia, dan konsentrasi BOD melebihi dari baku mutu air limbah, konsentrasi amonia, BOD dan pH tidak boleh melebihi baku mutu. Prosentase *removal* unit pengolahan sebagai berikut:

Tabel 4.18. Prosentase konsentrasi *removal* pada tiap unit pengolahan.

Unit Pengolahan	pH	TSS	Amonia (NH <sub>3</sub> N)	BOD	COD	Organik (KMnO <sub>4</sub> )	Oil & Grease
Bak penampungan dan bar rack	9,82	23,20	17,60	50,80	72,00	59,60	3,03
	-	-	-	-	-	-	-
	9,82	23,20	17,60	50,80	72,00	59,60	3,03
Bak Pemisah lemak	9,82	23,20	17,60	50,80	72,00	59,60	3,03
	-	-	-	-	-	-	80 %
	9,82	23,20	17,60	50,80	72,00	59,60	0,61
Bak Ekualisasi	9,82	23,20	17,60	50,80	72,00	59,60	0,61
	30 %	-	-	20 %	20 %	-	10 %
	6,87	23,20	17,60	40,64	57,60	59,60	0,54
Biofilter Anaerobik	6,87	23,20	17,60	40,64	57,60	59,60	0,54
	-	50 %	50 %	50 %	50 %	30 %	-
	6,87	11,60	8,80	20,32	28,80	41,72	0,54
Biofilter Aerobik	6,87	11,60	8,80	20,32	28,80	41,72	0,54
	-	40 %	40 %	40 %	40 %	25 %	-
	6,87	6,96	5,28	12,19	17,28	31,29	0,54
Bak Pengendap Akhir	6,87	6,96	5,28	12,19	17,28	31,29	0,54
	-	36 %	14 %	14 %	14 %	14 %	-
	6,87	4,45	4,54	10,48	14,86	26,91	0,54
Desinfeksi	6,87	4,45	4,54	10,48	14,86	26,91	0,54
	-	-	-	-	-	-	-
	6,87	4,45	4,54	10,48	14,86	26,91	0,54
Baku mutu	6-9	50 mg.L <sup>-1</sup>	10 mg.L <sup>-1</sup>	20 mg.L <sup>-1</sup>	80 mg.L <sup>-1</sup>	85 mg.L <sup>-1</sup>	10 mg.L <sup>-1</sup>
Keterangan	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

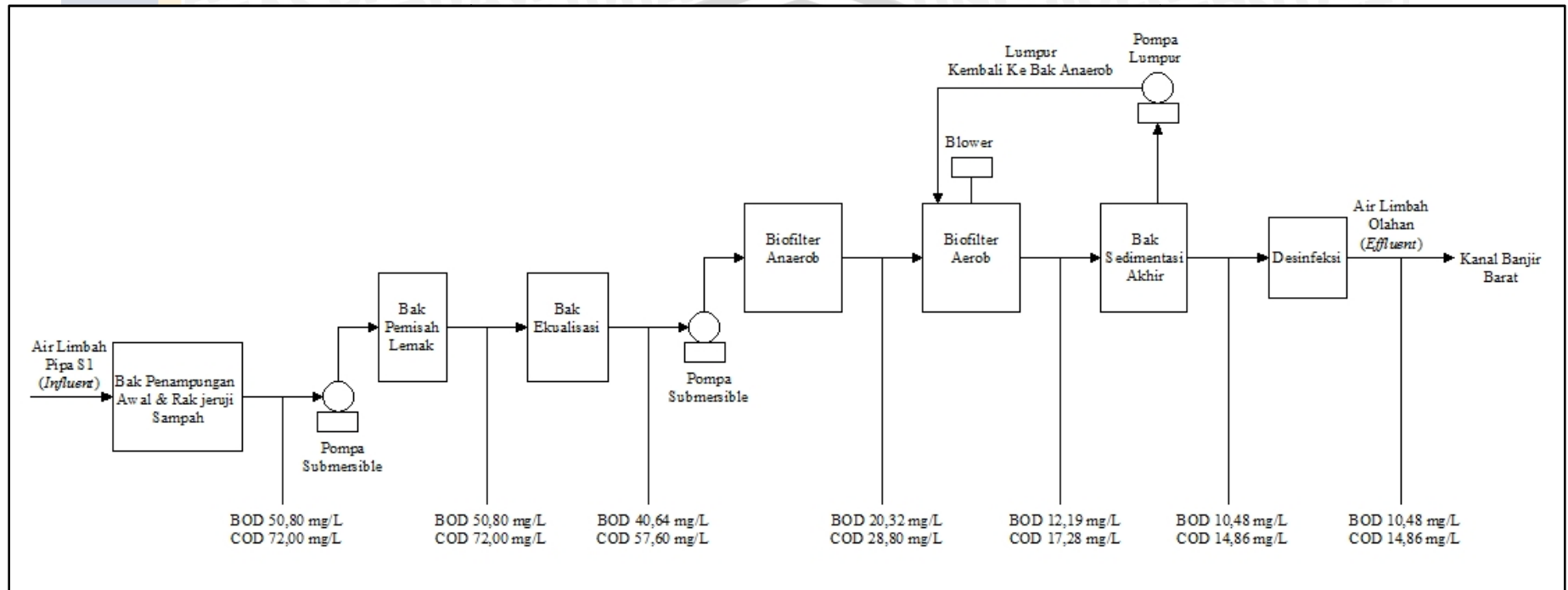
Sumber: kriteria desain literatur.

Tiap unit pengolahan air limbah rencana memiliki efektifitas yang berbeda berdasarkan kriteria desain unit, dan hasil konsentrasi *effluen* rencana telah memenuhi batas baku mutu air limbah sesuai peraturan gubernur provinsi DKI Jakarta nomor 122 tahun 2005. Berdasarkan prosentase *removal* untuk parameter air limbah pada tiap unit pengolahan, maka desain tahapan proses IPAL sebagai berikut:

1. Debit air limbah yang berasal dari sistem perpipaan air kotor akan terkumpul pada bak penampungan awal, karena muka tanah layanan lebih rendah dibandingkan tanggul yaitu elevasi layanan adalah 6,00 m, elevasi tanggul adalah 7,22 m, dan elevasi outlet pipa air kotor S1 adalah 4,20 m, sehingga membutuhkan penampungan awal dan sistem pemompaan.
2. Air limbah yang sudah terkumpul di bak penampungan awal kemudian melewati rak jeruji sampah (*bar racks*), dan dipompa dengan menggunakan pompa celup ke bak pemisah lemak (*grease trap*).
3. Dari bak pemisah lemak air limbah selanjutnya masuk ke pengolahan primer dialirkan ke bak ekualisasi (*equalization chamber*) secara gravitasi, selanjutnya ditambahkan asam klorida / *hydrochloric acid (HCl)*. Air limbah dari bak akualisasi kemudian akan dipompa ke biofilter anaerobik.
4. Pemompaan dari bak ekualisasi akan masuk ke dalam pengolahan skunder yaitu biofilter anaerobik, kemudian dari biofilter anerob air limbah dialirkan secara grafitasi ke biofilter aerobik. Air limbah yang masuk pada biofilter aerobik juga mengalami penambahan kadar oksigen sebagai makanan mikroba pengurai dengan menggunakan blower.
5. Air limbah yang sudah mengalami pengolahan skunder akan masuk ke pengolahan tersier yaitu pengendapan akhir (*final clarifier*) hasil dari pengolahan ini terdiri dari lumpur dan air limbah, lumpur hasil pengolahan unit akan langsung dipompa menuju biofilter aerobik.
6. Air limbah selanjutnya masuk dalam proses pembunuhan kuman atau bak desinfeksi (*desinfection chamber*) secara gravitasi, ditambahkan kalsium hipoklorit (kaporit) untuk jenis pengolahan biofilter yaitu  $3-5 \text{ mg.L}^{-1}$ .
7. Air limbah yang sudah melalui tahapan proses pengolahan air limbah rencana, berdasarkan hasil prosentase *removal* akan langsung dialirkan secara gravitasi ke kanal banjir barat.

Dari proses desain proses pengolahan IPAL diatas maka diagram alir sistem pengolahan air limbah IPAL Pondok Bandung sebagai berikut:





Gambar 4.11. Diagram alir sistem pengolahan air limbah Pondok Bandung.  
 Sumber: hasil analisa, 2015.

#### 4.8. Kriteria Perencanaan Instalasi Pengolahan Air Limbah

Sesuai dengan uraian kajian pustaka, perencanaan bangunan unit pengolahan air limbah ditentukan sebagai berikut:

- Pengolahan Pendahuluan (*Preliminary Treatment*) terdiri bak penampungan awal disertai rak jeruji sampah (*bar racks*), dan bak pemisah lemak (*Grease trap*).
- Pengolahan Primer (*Primary Treatment*) terdiri dari bak ekualisasi (*equalization chamber*).
- Pengolahan Skunder (*Secondary Treatment*) terdiri dari biofilter anaerobik dan biofilter aerobik.
- Pengolahan Tersier (*Tertiary Treatment*) terdiri dari tangki pengendapan akhir (*final clarifier*).
- Pengolahan akhir (*final Treatment*) terdiri dari pembunuhan kuman dengan desinfeksi (*desinfection chamber*).

##### 4.8.1. Pengolahan pendahuluan (*preliminary treatment*)

Pengolahan pendahuluan berfungsi sebagai proses pembersihan-pembersihan agar mempercepat dan memperlancar proses pengolahan selanjutnya. Perhitungan perencanaan bak penampungan awal dan bak pemisah lemak sebagai berikut:

##### 4.8.1.1. Bak penampungan awal

Bak penampungan awal berfungsi sebagai penampungan dan penyeragaman aliran air limbah, karena jumlah debit berfluktuasi dan elevasi layanan lebih rendah dibandingkan tanggul. Air limbah yang ditampung akan melewati rak jeruji sampah (*bar racks*), kemudian dapat dipompa ke unit pengolahan berikutnya. Kriteria desain perencanaan bak penampungan awal dan rak jeruji sampah tersaji dalam tabel 4.19 berikut:

Tabel 4.19. Kriteria desain bak penampungan awal dan rak jeruji sampah (*bar racks*).

Parameter desain	Unit	Kriteria
Kapasitas aliran <i>influent</i> maksimum ( $Q_{maks}$ )	$m^3 \cdot hari^{-1}$	7333,74
Waktu detensi ( $td$ )	menit	15
Panjang rencana bak penampungan awal ( $P$ )	m	8,50
Lebar rencana bak penampungan awal ( $L$ )	m	3,00
Kedalaman rencana bak penampungan awal ( $T$ )	m	3,40
Tinggi jagaan ( $J$ )	m	0,40
Kecepatan aliran	$m \cdot dt^{-1}$	0,3-0,6
Jarak antar kisi ( $b$ )	mm	25-50
Diameter kisi ( $d$ )	mm	5-15
Sudut kemiringan jeruji ( $\alpha$ )	°	45-60
Percepatan grafitasi ( $g$ )	$m \cdot dt^{-2}$	9,81
Faktor kisi untuk kisi berbentuk lingkaran ( $\beta$ )	-	1,79

Sumber: hasil analisa.

Perhitungan bak penampungan awal dan rak jeruji sampah (*bar racks*) sebagai berikut:

- a. Perhitungan dimensi bak penampungan awal

$$Q_{\text{maks}} = 7333,74 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} = 0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$$

$$\text{Waktu detensi (td)} = 15 \text{ menit} = 900 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} \text{Vol.}_{\text{maks}} \text{ bak} &= Q_{\text{puncak}} \times td \\ &= 0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \times 900 \text{ dt}^{-1} \\ &= 76,50 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Dimensi:

$$\begin{aligned} \text{Luas bak (A)} &= P \times L \\ &= 8,5 \text{ m} \times 3 \text{ m} \\ &= 25,50 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman air efektif} &= \frac{\text{Vol.}_{\text{maks}}}{A} \\ &= \frac{76,50 \text{ m}^3}{25,50 \text{ m}^2} \\ &= 3,00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman rencana bak (T)} &= \text{Kedalaman air efektif} + \text{tinggi jagaan} \\ &= 3,00 \text{ m} + 0,40 \text{ m} \\ &= 3,40 \text{ m} \end{aligned}$$

- b. Perhitungan dimensi rak jeruji sampah (*bar racks*)

Berdasarkan tabel kriteria desain rak jeruji sampah (Puji S, 1996: 17) kecepatan aliran melewati kisi 0,3-0,6 m.dt<sup>-1</sup> maka direncanakan 0,33 m.dt<sup>-1</sup> sesuai dengan kecepatan aliran pipa air kotor S1.

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar kisi (b)} &= 25\text{-}50 \text{ mm (Puji S, 1996: 17)} \\ &= 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter kisi (d)} &= 5\text{-}15 \text{ mm (Puji S, 1996: 17)} \\ &= 15 \text{ mm} = 0,015 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Banyak celah antar kisi (n}_c) &= \frac{L}{(b + d)} \\ &= \frac{3,0 \text{ m}}{(0,05 \text{ m} + 0,015 \text{ m})} \\ &= 46,15 \approx 47 \text{ celah} \end{aligned}$$

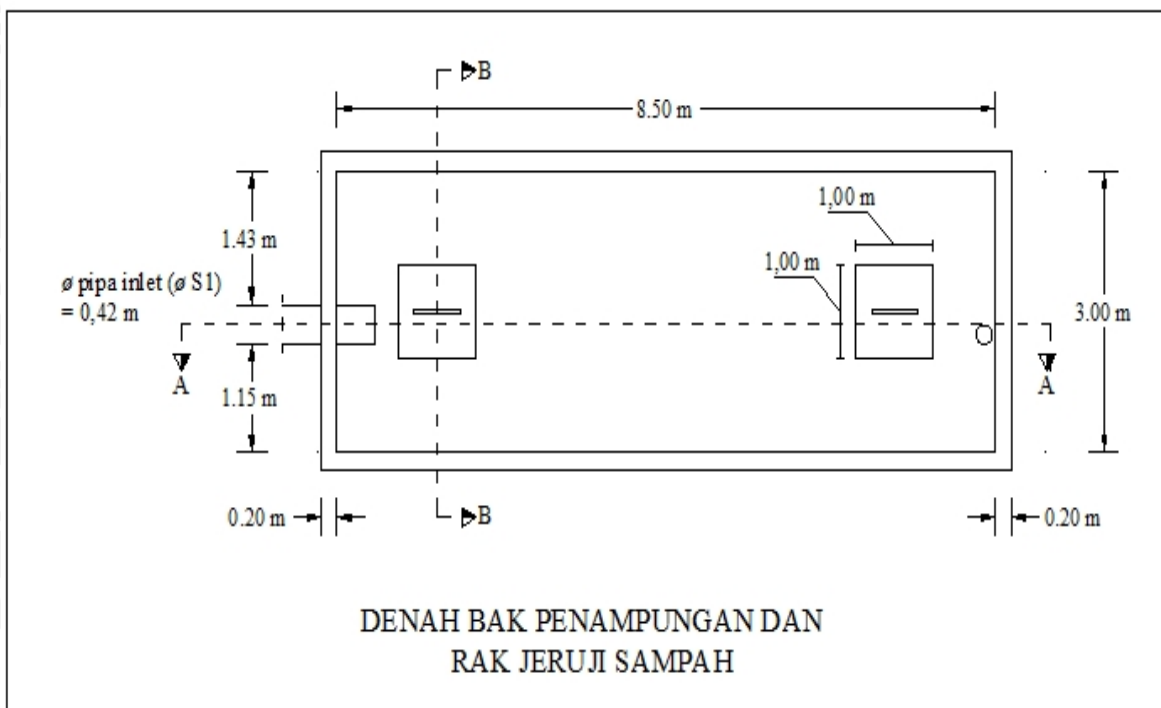
$$\begin{aligned} \text{Jumlah kisi kisi (n)} &= n_c - 1 \\ &= 47 - 1 = 47 \text{ kisi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lebar bukaan efektif} &= n \times b \\ &= 47 \text{ kisi} \times 0,05 \text{ m} \\ &= 2,35 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang rak jeruji terendam} &= \frac{\text{Kedalaman air efektif}}{\sin \alpha} \\ &= \frac{3,00}{\sin 45} \\ &= 4,24 \text{ m}\end{aligned}$$

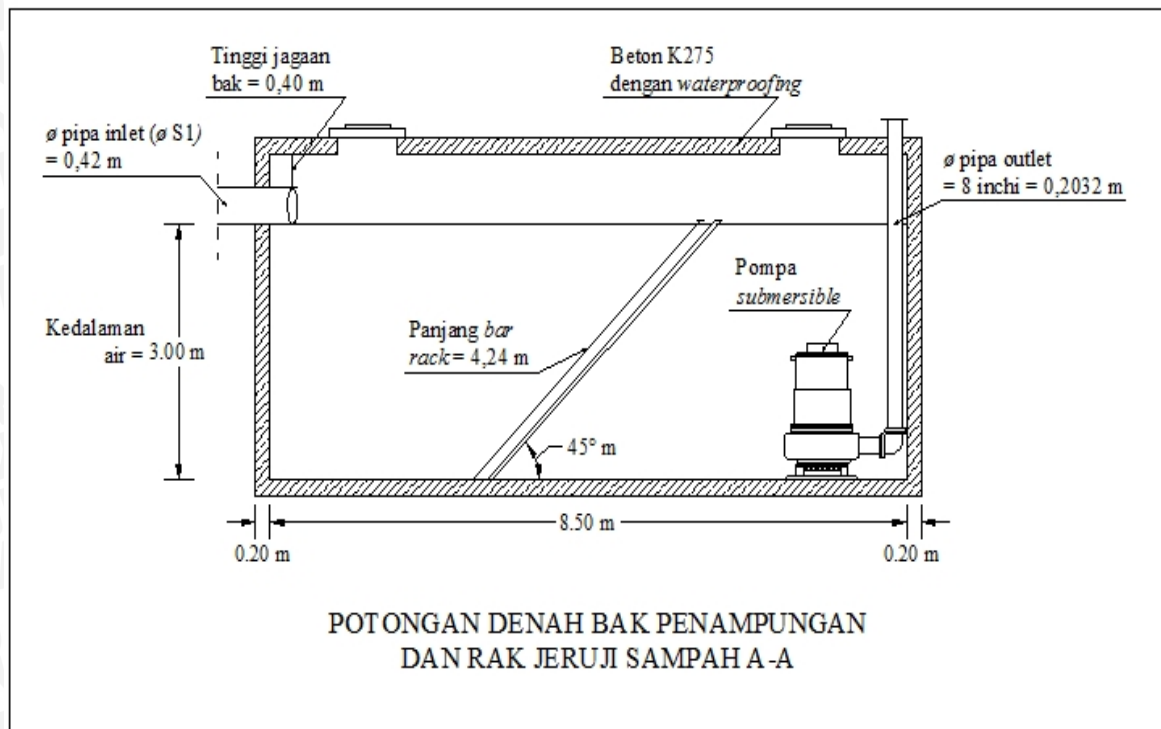
$$\begin{aligned}\text{kehilangan tinggi tekan } (H_L) &= \beta \times \left(\frac{d}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \times \left(\frac{v^2}{2g}\right) \times \sin 45 \\ &= 1,79 \times \left(\frac{0,015 \text{ m}}{0,05 \text{ m}}\right)^{\frac{4}{3}} \times \left(\frac{0,33^2 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1}}{2 \times 9,81 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-2}}\right) \times \sin 45 \\ &= 0,0015 \text{ m}\end{aligned}$$

Untuk gambar dimensi bak penampungan awal dan rak jeruji sampah (*bar racks*) sesuai dengan hasil perhitungan rencana sebagai berikut:



Gambar 4.12. Denah bak penampungan awal dan rak jeruji sampah.

Sumber: hasil analisa, 2015.



Gambar 4.13. Potongan denah bak penampungan awal dan rak jeruji sampah.  
Sumber: hasil analisa, 2015.

#### 4.8.1.2. Bak pemisah lemak (*grease trap*)

Kriteria unit bak pemisah minyak dan lemak mengacu pada bak pemisah lemak sederhana pada peraturan gubernur DKI Jakarta Nomor 122 Tahun 2005 yang memiliki spesifikasi sebagai berikut:

- Waktu tinggal ( $td$ ): 30-60 menit,  $td$  rencana = 30 menit = 1800 detik.
- Minimal terdiri dari dua ruang.
- Dipasang sebelum pengolahan utama IPAL.
- Memiliki efisiensi pengurangan *oil & grease* 80-100%.
- Untuk IPAL kapasitas  $6 \text{ m}^3$  atau setara 25 orang atau lebih, harus dilengkapi dengan bak pemisah lemak.

Bak pemisah lemak memerlukan tenaga pekerja untuk mengontrol endapan dan lapisan lemak, karena nilai masa jenis minyak dan lemak lebih kecil dari air limbah maka lapisan minyak ini akan selalu berada di atas lapisan air sehingga jika dilihat dari gambar unit bangunan pemisah lemak dipastikan lemak dan minyak akan terapung tidak ikut terbawa dalam aliran air limbah ke unit pengolahan berikutnya. Langkah awal untuk mendesain *grease trap* adalah membuat kriteria desain perencanaan yang mencakup data-data dan parameter-parameter tersaji dalam tabel 4.20 berikut:

Tabel 4.20. Kriteria desain perencanaan bak pemisah lemak (*Grease trap*).

Parameter desain	Unit	Kriteria
Kapasitas aliran <i>influent</i> maksimum ( $Q_{maks}$ )	$m^3 \cdot \text{hari}^{-1}$	7333,74
Konsentrasi <i>oil &amp; grease influent</i>	$\text{Mg} \cdot \text{L}^{-1}$	3,03
Konsentrasi <i>oil &amp; grease effluent</i>	$\text{Mg} \cdot \text{L}^{-1}$	0,61
Efisiensi pengurangan <i>oil &amp; grease</i>	%	80
Panjang rencana bak <i>grease trap</i> ( $P$ )	m	4,00
Lebar rencana bak <i>grease trap</i> ( $L$ )	m	2,50
Kedalaman rencana bak <i>grease trap</i> ( $T$ )	m	4,40
Tinggi jagaan ( $J$ )	m	0,4
Berat jenis <i>oil</i> ( $\rho_{oil}$ )	$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	$0,8 \times 10^3$
Jenis pipa distribusi	-	PVC
Panjang pipa ( $l$ )	m	3,80
Diameter pipa distribusi ( $d$ )	inchi	8,00
Koefesien kekasaran pipa ( $C$ )	-	130
Percepatan grafitasi ( $g$ )	$\text{m} \cdot \text{dt}^{-2}$	9,81
Koefisien kehilangan tekan akibat belokan ( $K_b$ )	-	1,129

Sumber: hasil analisa.

Perhitungan bak pemisah lemak (*grease trap*) sebagai berikut:

- a. Perhitungan dimensi

$$Q_{maks} = 7333,74 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} = 0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman air efektif } (T_a) &= T - J \\ &= 4,4 \text{ m} - 0,4 \text{ m} = 4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume tampungan} &= P \times L \times T_a \\ &= 4 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times 4 \text{ m} = 40 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah ruang dibutuhkan bak } (n) &= \frac{Q_{maks} \times td}{Vol_{\text{tampungan}}} \times 1 \text{ ruang} \\ &= \frac{0,085 \text{ m}^3 \text{ dt}^{-1} \times 1800 \text{ dt}}{40 \text{ m}^3} \times 1 \text{ ruang} \\ &= 3,82 \text{ ruang} \approx 4 \text{ ruang} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan aliran pengisian bak } (v) &= \frac{Q_{maks}}{(P \times L)} \\ &= \frac{0,085 \text{ m}^3 \text{ dt}^{-1}}{(4 \times 2,5) \text{ m}^2} = 0,0084 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu pengisian } (t_p) &= \frac{n \times Vol_{\text{tampungan}}}{Q_{maks}} \\ &= \frac{4 \times 40 \text{ m}^3}{0,085 \text{ m}^3 \text{ dt}^{-1}} = 1884,97 \text{ dt} = 31,42 \text{ menit} \end{aligned}$$

b. Menentukan karakteristik *effluent*

Besar minyak dan lemak yang dihilangkan dalam *grease trap*

Jumlah minyak = Konsentrasi minyak x  $Q_{maks}$  x *efisiensi grease & oil*

$$= 3,03 \times 10^{-3} \text{ kg.m}^{-3} \times 7333,74 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1} \times 80\%$$

$$= 17,77 \text{ kg.hari}^{-1}$$

$$\text{Debit endapan minyak} = \frac{\text{Jumlah ..oil}}{\rho_{oil}}$$

$$= \frac{17,77 \text{ kg.hari}^{-1}}{0,8 \times 10^3 \text{ kg.m}^{-3}}$$

$$= 0,022 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1}$$

$$Q_{effluent} = Q_{influent} - Q_{endapan}$$

$$= 7333,74 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1} - 0,022 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1}$$

$$= 7333,718 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1}$$

## c. Menghitung kehilangan tinggi tekan pipa distribusi bak

- Akibat gesekan atau friksi ( $H_f$ )

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{1}{4}\pi d^2}{\pi d} = \frac{d}{4}$$

$$= \frac{8 \times 0,0254 \text{ m}}{4} = 0,0508 \text{ m}$$

$$H_f = n \times \left( \frac{Q}{0,2785 C d^{2,63}} \right)^{1,85} \times l$$

$$= 4 \times \left( \frac{0,085 \text{ m}^3.\text{dt}^{-1}}{0,2785 \times 130 \times (8 \times 0,0254 \text{ m})^{2,63}} \right)^{1,85} \times 3,8 \text{ m}$$

$$= 0,483 \text{ m}$$

- Akibat belokan

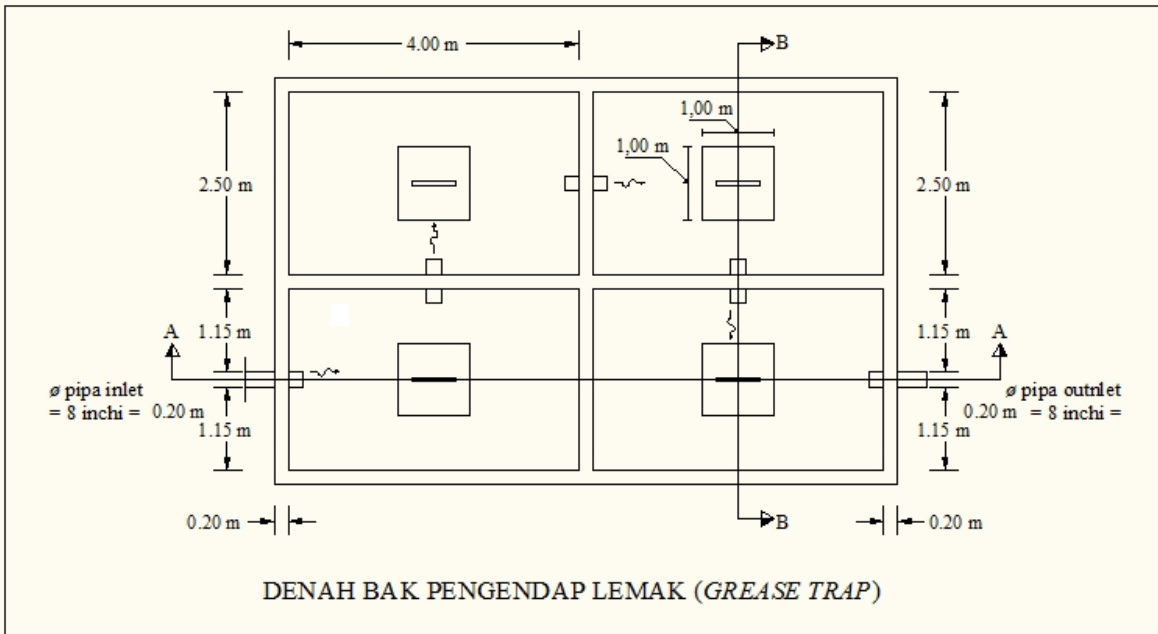
$$\text{Berdasarkan } \frac{R}{D} = \frac{0,0508 \text{ m}}{8 \times 0,0254 \text{ m}} = 0,25, \text{ sehingga } K_b = 0,47$$

$$H_L = n \times K_b \times \frac{v^2}{2g}$$

$$= 4 \times 0,47 \times \frac{(0,0084 \text{ m.dt}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m.dt}^{-2}}$$

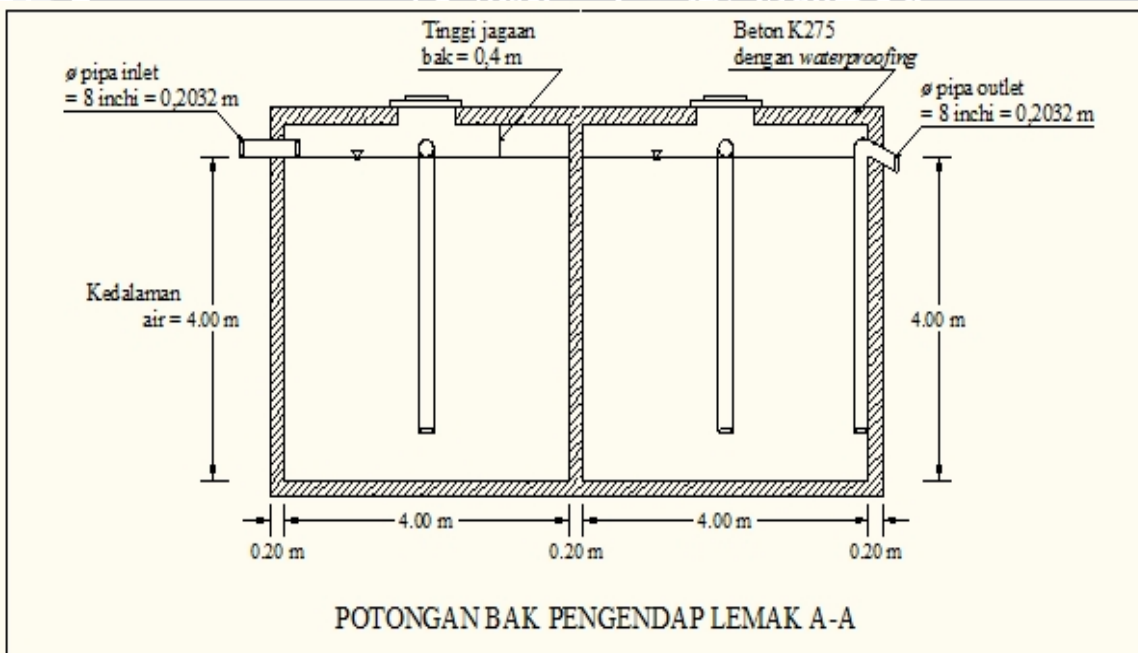
$$= 0,067 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Untuk gambar dimensi bak pemisah lemak (*grase trap*) sesuai dengan hasil perhitungan rencana sebagai berikut:



Gambar 4.14. Denah bak pemisah lemak (*grease trap*).

Sumber: hasil analisa, 2015.



Gambar 4.15. Potongan A-A bak pemisah lemak (*grease trap*).

Sumber: hasil analisa, 2015.



#### 4.8.2. Pengolahan primer (*primary treatment*)

Pengolahan primer adalah pengolahan awal air limbah agar syarat kadar parameter tertentu memenuhi syarat untuk memasuki pengolahan utama. Pengolahan primer terdiri dari bak ekualisasi (*equalization chamber*), bak ekualisasi berfungsi untuk menangkap benda kasar yang mudah mengendap yang terkandung dalam air baku, seperti pasir yang disebut partikel diskre. Langkah awal untuk mendesain bak ekualisasi adalah membuat kriteria desain perencanaan yang mencakup data-data dan parameter-parameter tersaji dalam tabel 4.21 berikut:

Tabel 4.21. Kriteria desain perencanaan bak ekualisasi (*equalization chamber*).

Parameter desain	Unit	Kriteria
Kapasitas aliran <i>influent</i> puncak ( $Q_p$ )	$m^3 \cdot \text{hari}^{-1}$	10407,66
pH <i>influent</i>		9,82
pH <i>effluent</i>		6,87
Efisiensi pengurangan pH	%	30
Panjang rencana bak ekulsasi ( $P$ )	m	6,00
Lebar rencana bak ekulsasi ( $L$ )	m	5,00
Tinggi jagaan ( $J$ )	m	0,40
Waktu pengisian ( $t_p$ )	menit	16
Kedalaman minimum	m	1,5-2
Ambang bebas	m	1,00
Kemiringan dasar bak ( <i>Slope</i> )	$\text{mm} \cdot \text{m}^{-1}$	40-100
Laju pemompaan udara	$m^3 \cdot (m^3 \cdot \text{menit})^{-1}$	0,01-0,015

Sumber: hasil analisa.

Perhitungan bak ekualisasi sebagai berikut:

a. Perhitungan dimensi

$$Q_{\text{puncak}} = 10407,66 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} = 0,121 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$$

$$\text{Waktu pengisian } (t_p) = 16 \text{ menit} = 960 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} \text{Vol.}_{\text{maks}} \text{ bak} &= Q_{\text{puncak}} \times t_d \\ &= 0,121 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \times 960 \text{ dt}^{-1} \\ &= 115,64 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Dimensi:

$$\begin{aligned} \text{Luas bak } (A) &= P \times L \\ &= 6 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 30 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman air efektif} &= \frac{\text{Vol.}_{\text{maks}}}{A} \\ &= \frac{115,64 \text{ m}^3}{30 \text{ m}^2} = 3,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman rencana bak } (T) &= \text{Kedalaman air efektif} + \text{tinggi jagaan} \\ &= 3,9 \text{ m} + 0,4 \text{ m} = 4,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan standar bak ekualisasi (Qasim, 1985: 67) slope dasar bak yaitu 40-100 mm.m<sup>-1</sup>, sehingga direncanakan slope dasar bak sebesar 40 mm.m<sup>-1</sup>

b. Struktur inlet dan outlet

Struktur inlet menggunakan pipa berdiameter 8 inci, Struktur outlet menggunakan pipa berdiameter 8 inci untuk menyesuaikan dengan spesifikasi diameter hisap dan diameter outlet pompa. Pompa menggunakan pompa celup (*submersible pump*), dengan kapasitas pompa L.menit<sup>-1</sup> atau m<sup>3</sup>.jam<sup>-1</sup> digunakan untuk memompa air limbah hasil olahan bak ekualisasi ke biofilter anaerobik.

c. Kougulan penurun pH

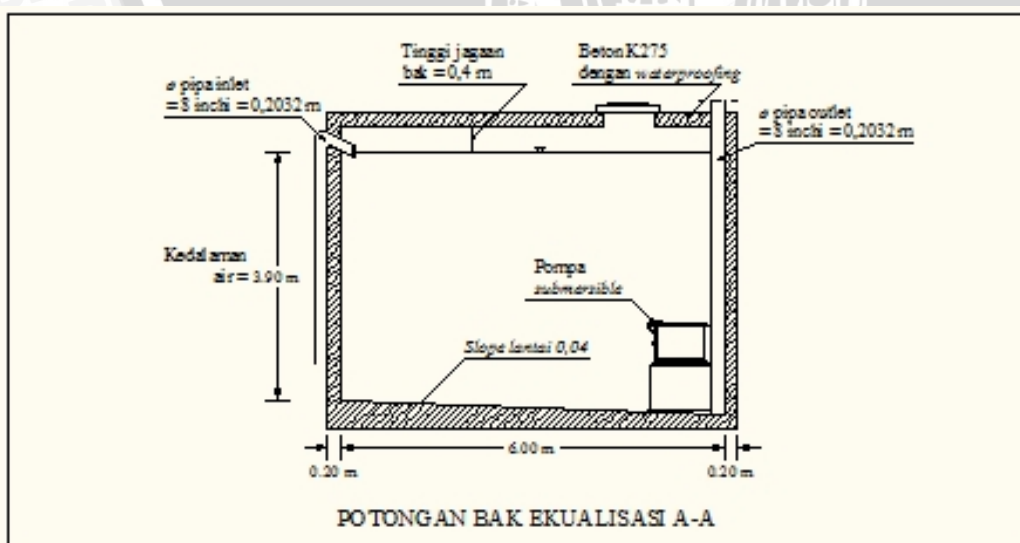
Kougulan yang digunakan untuk menurunkan pH adalah dengan menggunakan asam klorida / *hydrochloric acid (HCl)*, dengan berat molukul 62 berat ekuivalen 36,5 (Metcalf & Eddy, 2004: 527).

d. Laju pemompaan

Berdasarkan standar laju pemompaan bak ekualisasi (Metcalf & Eddy, 2004: 333). Laju pemompaan yaitu 0,01-0,015 m<sup>3</sup>.(m<sup>3</sup>.menit)<sup>-1</sup>, sehingga direncanakan laju pemompaan sebesar 0,01 m<sup>3</sup>.(m<sup>3</sup>.menit)<sup>-1</sup>.

$$\begin{aligned} \text{Laju pemompaan yang dibutuhkan} &= \text{laju pemompaan} \times \text{volume maksimum bak} \\ &= 0,01 \text{ m}^3 \cdot (\text{m}^3 \cdot \text{menit})^{-1} \times 115,64 \text{ m}^3 \\ &= 1,15 \text{ m}^3 \cdot \text{menit}^{-1} \end{aligned}$$

Untuk gambar dimensi bak ekualisasi rencana sebagai berikut:



Gambar 4.16. Potongan A-A bak ekualisasi (*equalization chamber*).  
Sumber: hasil analisa, 2015.

#### 4.8.3. Pengolahan skunder (*secondary treatment*)

Pengolahan skunder adalah pengolahan utama yang berfungsi untuk mengurangi bahan-bahan organik, pengolahan skunder terdiri biofilter anaerobik dan biofilter aerobik. Perhitungan perencanaan biofilter anaerobik dan biofilter aerobik sebagai berikut:

##### 4.8.3.1. Biofilter anaerobik

Bak anaerobik dilengkapi media biofilter berupa sarang tawon / *honey comb* yang bertipe *crossflow*. Langkah awal untuk mendesain biofilter anaerobik adalah membuat kriteria desain perencanaan yang mencakup data-data dan parameter-parameter tersaji dalam tabel 4.22 berikut:

Tabel 4.22. Kriteria desain perencanaan biofilter anaerobik.

Parameter desain	Unit	Kriteria
Karakteristik desain	-	Roughing
Jenis filter	-	Plastik
Kedalaman air	m	0,9 - 6
Kapasitas aliran <i>influent</i> maksimum ( $Q_{maks}$ )	$m^3 \cdot hari^{-1}$	7333,74
Konsentrasi BOD <i>influent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	40,64
Konsentrasi BOD <i>effluent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	20,32
Efisiensi pengurangan konsentrasi BOD	%	40 - 70
Konsentrasi COD <i>influent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	57,60
Konsentrasi COD <i>effluent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	28,80
Efisiensi pengurangan konsentrasi COD	%	40 - 70
Panjang rencana bak biofilter anaerobik ( $P$ )	m	6,50
Lebar rencana bak biofilter anaerobik ( $L$ )	m	5,00
Kedalaman rencana bak biofilter anaerobik ( $T$ )	m	5,00
Batas beban BOD	$kg \cdot m^{-3} \cdot hari^{-1}$	>1,5
Rencana jumlah	ruang	1,0

Sumber: hasil analisa.

- Kapasitas ( $Q_{maks \text{ day}}$ ) =  $0,085 \text{ m}^3 \cdot dt^{-1} = 7333,74 \text{ m}^3 \cdot hari^{-1}$
- BOD *influent* =  $40,64 \text{ mg} \cdot L^{-1} = 40,64 \text{ g} \cdot m^{-3}$
- COD *influent* =  $57,60 \text{ mg} \cdot L^{-1} = 57,60 \text{ g} \cdot m^{-3}$
- Berdasarkan tabel klasifikasi penggunaan biofilter (Metcalf & Eddy, 2004: 893) untuk karakter desain yaitu roughing dengan jenis filter plastik memiliki efisiensi pengurangan konsentrasi BOD yaitu 40% - 70%, Sehingga direncanakan efisiensi sebesar sebesar 50%.
- BOD *effluent* =  $20,32 \text{ mg} \cdot L^{-1} = 20,32 \text{ g} \cdot m^{-3}$
- COD *effluent* =  $28,80 \text{ mg} \cdot L^{-1} = 28,80 \text{ g} \cdot m^{-3}$

- Berdasarkan karakter desain roughing dengan jenis filter plastik memiliki batas beban BOD yaitu lebih dari  $1,5 \text{ kg.m}^{-3}.\text{hari}^{-1}$ , sehingga dalam perencanaan ditetapkan beban pengolahan BOD yang digunakan adalah  $3,2 \text{ kg.m}^{-3}.\text{hari}^{-1}$ .

Perhitungan bak anaerob sebagai berikut:

- Beban BOD dan COD didalam limbah domestik ( $\text{kg.hari}^{-1}$ ).

$$\begin{aligned} \text{BOD} &= Q_{\text{maks day}} \times \text{Konsentras } i_{\text{BOD}} \\ &= 7333,74 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1} \times 40,64 \text{ g.m}^{-3} \\ &= 298043,2 \text{ g.hari}^{-1} \\ &= 298,043 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{COD} &= Q_{\text{maks day}} \times \text{Konsentras } i_{\text{COD}} \\ &= 7333,74 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1} \times 57,60 \text{ g.m}^{-3} \\ &= 422423,4 \text{ g.hari}^{-1} \\ &= 422,423 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

- Besar BOD dan COD yang dihilangkan di bak anaerobik

$$\begin{aligned} \text{BOD} &= \text{Efisiensi} \times \text{Beban } \text{BOD} \\ &= 50\% \times 298,043 \text{ kg.hari}^{-1} \\ &= 149,021 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{COD} &= \text{Efisiensi} \times \text{Beban } \text{COD} \\ &= 50\% \times 422,423 \text{ kg.hari}^{-1} \\ &= 211,211 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

- Volume media biofilter yang diperlukan

$$\begin{aligned} \text{Volume media} &= \frac{\text{Beban } \text{BOD}}{\text{Batas .Beban } \text{BOD}} \\ &= \frac{298,043 \text{ kg.hari}^{-1}}{3,2 \text{ kg.m}^{-3}.\text{hari}^{-1}} \\ &= 93,138 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- Volume tampungan bak anaerobik

Volume media biofilter adalah 60 % dari jumlah volume efektif (Badan Litbang PU, 2005:6) sehingga volume bak yang diperlukan adalah

$$\text{Volume tampungan} = \frac{100}{60} \times \text{Vol}_{\text{media}}$$

$$= \frac{100}{60} \times 93,138 \text{ m}^3$$

$$= 155,231 \text{ m}^3$$

e. Waktu tinggal didalam bak anaerobik

$$\text{Waktu tinggal (t}_d) = \frac{Vol_{\text{tampungang}}}{Q_{\text{maks.day}}} \times 24 \text{ jam.hari}^{-1}$$

$$= \frac{155,231 \text{ m}^3}{7333,74 \text{ m}^3 \text{.hari}^{-1}} \times 24 \text{ jam.hari}^{-1}$$

$$= 0,508 \text{ jam} = 30,5 \text{ menit}$$

f. Dimensi bak anaerobik

$$\text{Volume bak} = P \times L \times T$$

$$= 6,5 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$$

$$= 162,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Kedalaman media (D)} = \frac{Vol_{\text{media}}}{A}$$

$$= \frac{93,138 \text{ m}^3}{(6,5 \text{ m} \times 5 \text{ m})}$$

$$= 2,86 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi jagaan} = \frac{Vol_{\text{bak}} - Vol_{\text{tampungang}}}{A}$$

$$= \frac{162,5 \text{ m}^3 - 155,231 \text{ m}^3}{(6,5 \text{ m} \times 5 \text{ m})}$$

$$= 0,22 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman air efektif} = \text{kedalaman}_{\text{bak}} - \text{tinggi}_{\text{jagaan}}$$

$$= 5 \text{ m} - 0,22 \text{ m}$$

$$= 4,78 \text{ m}$$

Berdasarkan tabel klasifikasi penggunaan biofilter (Metcalf & Eddy, 2004: 893) untuk karakter desain yaitu roughing dengan jenis filter plastik memiliki batas kedalaman air yaitu 0,9 m – 6 m, karena 0,9 m < 4,78 m < 6 m. Sehingga kedalaman dimensi rencana memenuhi syarat.

#### 4.8.3.2. Media biofilter anaerobik

Volume media biofilter adalah  $93,138 \text{ m}^3$ , sehingga media yang diperlukan sebagai berikut:

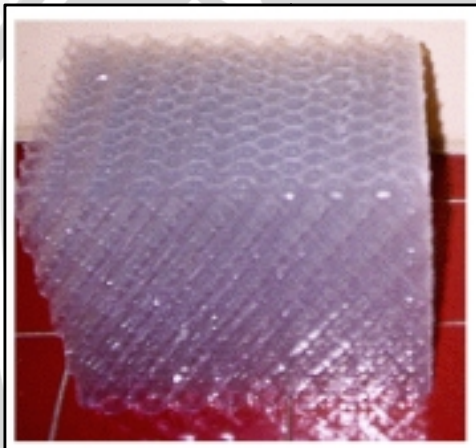
- a. Jumlah media

$$\text{Volume media} = 93,138 \text{ m}^3$$

1 media biofilter tipe plastik *cross-flow* volume  $0,36 \text{ m}^3$  dengan standar ukuran per media adalah  $1,2\text{m} \times 0,5\text{m} \times 0,5\text{m}$ , sehingga jumlah media diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah media (n)} &= \frac{\text{Vol}_{\text{media}}}{\text{Vol}_{\text{standar}}} \\ &= \frac{93,138 \text{ m}^3}{0,36 \text{ m}^3} = 259 \end{aligned}$$

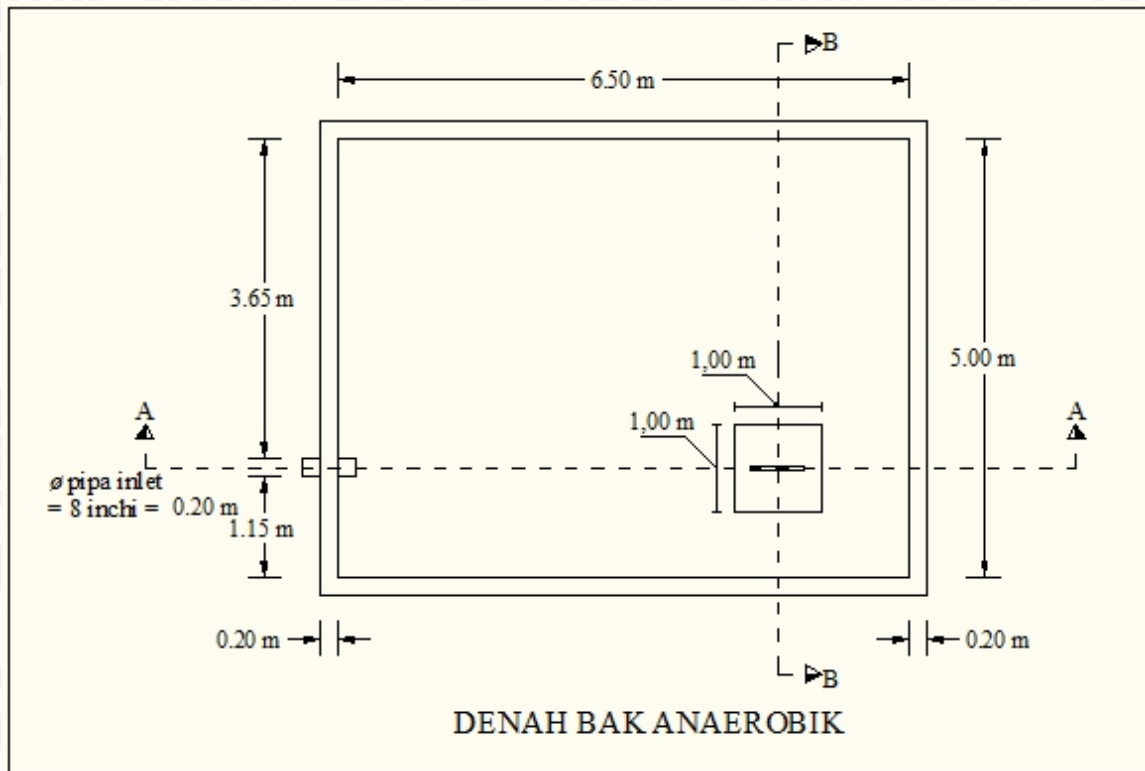
- b. Spesifikasi media biofilter



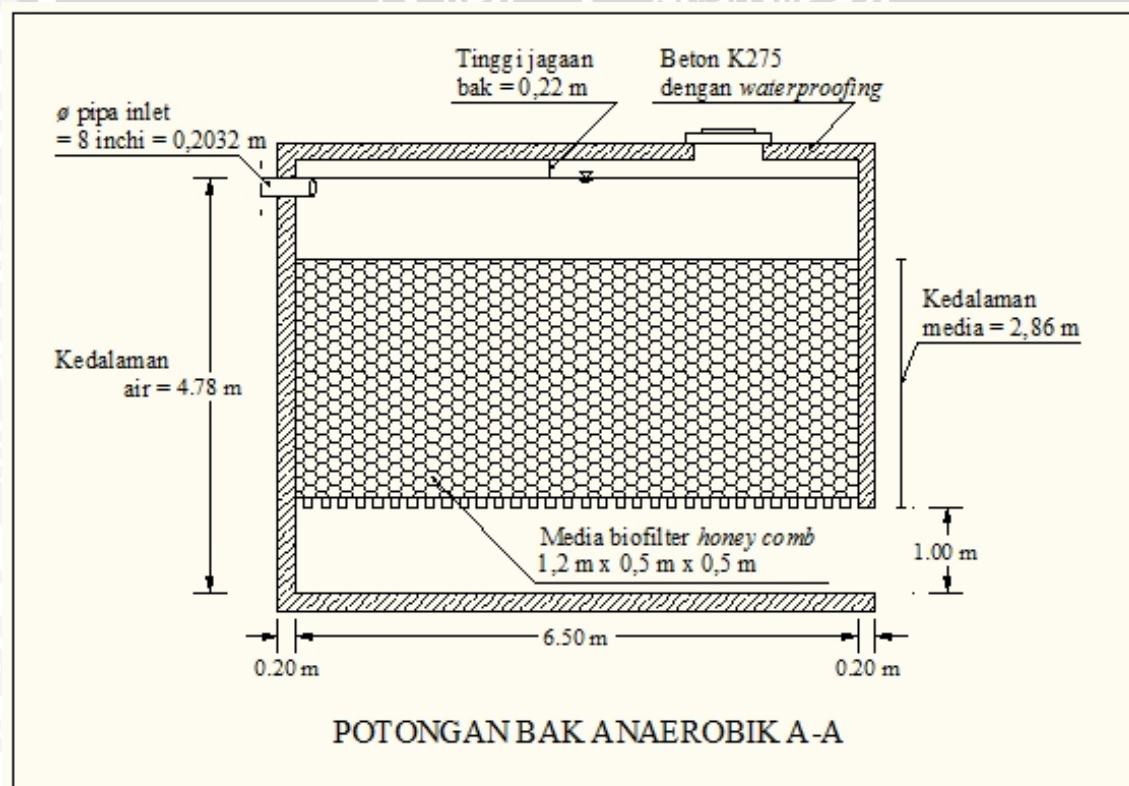
Gambar 4.17. Media biofilter sarang tawon (*honey comb*).  
Sumber: Idaman N, 2000:148.

Media	= biofilter sarang tawon ( <i>honey comb</i> )
Dimensi	= $1,2\text{m} \times 0,5\text{m} \times 0,5\text{m}$
Volume	= $0,36 \text{ m}^3$
Tebal	= $0,2 \text{ mm} - 0,4 \text{ mm}$
Suhu maksimum	= $50^\circ\text{C}$
<i>Tensile strength</i>	= $421,94 \text{ kg.cm}^{-1}$
<i>Flexural modulus</i>	= $29,887 \text{ kg.cm}^{-1}$
<i>Flexural strength</i>	= $773,57 \text{ kg.cm}^{-1}$
Material	= rigid PVC

Untuk gambar dimensi bak anaerobik rencana sebagai berikut:



Gambar 4.18. Denah bak anaerobik.  
Sumber: hasil analisa, 2015.



Gambar 4.19. Potongan A-A bak anaerobik.  
Sumber: hasil analisa, 2015.

#### 4.8.3.3. Biofilter aerobik

Bak aerobik dilengkapi dengan media yang sama seperti media di bak anaerobik yaitu sarang tawon / *honey comb* yang dilengkapi oleh ruang aerasi. Langkah awal untuk mendesain biofilter aerobik adalah membuat kriteria desain perencanaan yang mencakup data-data dan parameter-parameter tersaji dalam tabel 4.23 berikut:

Tabel 4.23. Kriteria desain perencanaan biofilter aerobik.

Parameter desain	Unit	Kriteria
Karakteristik desain	-	Roughing
Jenis filter	-	Plastik
Kedalaman air	m	0,9 - 6
Kapasitas aliran <i>influent</i> maksimum ( $Q_{maks}$ )	$m^3 \cdot hari^{-1}$	7333,74
Konsentrasi BOD <i>influent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	20,32
Konsentrasi BOD <i>effluent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	12,19
Efisiensi pengurangan BOD	%	40-70
Konsentrasi COD <i>influent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	28,80
Konsentrasi COD <i>effluent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	17,28
Efisiensi pengurangan COD	%	40 - 70
Panjang rencana ruang biofilter aerobik ( $P_a$ )	m	2,50
Lebar rencana ruang biofilter aerobik ( $L_a$ )	m	5,00
Kedalaman rencana ruang biofilter aerobik ( $T_a$ )	m	5,00
Panjang rencana ruang aerasi ( $P_b$ )	m	1,10
Lebar rencana ruang aerasi ( $L_b$ )	m	5,00
Kedalaman rencana ruang aerasi ( $T_b$ )	m	5,00
Batas beban BOD	$kg \cdot m^{-3} \cdot hari^{-1}$	>1,5

Sumber: hasil analisa.

- Kapasitas ( $Q_{maks \text{ day}}$ ) =  $0,085 \text{ m}^3 \cdot dt^{-1} = 7333,74 \text{ m}^3 \cdot hari^{-1}$
- BOD *influent* =  $20,32 \text{ mg} \cdot L^{-1} = 20,32 \text{ g} \cdot m^{-3}$
- COD *influent* =  $28,80 \text{ mg} \cdot L^{-1} = 28,80 \text{ g} \cdot m^{-3}$
- Berdasarkan tabel klasifikasi penggunaan biofilter (Metcalf & Eddy, 2004: 893) untuk karakter desain roughing dengan jenis filter plastik memiliki efisiensi pengurangan konsentrasi BOD yaitu 40% - 70%, Sehingga direncanakan efisiensi sebesar sebesar 40%.
- BOD *effluent* =  $12,19 \text{ mg} \cdot L^{-1} = 12,19 \text{ g} \cdot m^{-3}$
- COD *effluent* =  $17,28 \text{ mg} \cdot L^{-1} = 17,28 \text{ g} \cdot m^{-3}$
- Berdasarkan karakter desain roughing dengan jenis filter plastik memiliki batas beban BOD yaitu lebih dari  $1,5 \text{ kg} \cdot m^{-3} \cdot hari^{-1}$ , sehingga dalam perencanaan ditetapkan beban pengolahan BOD yang digunakan adalah  $3,2 \text{ kg} \cdot m^{-3} \cdot hari^{-1}$ .



Perhitungan bak aerobik sebagai berikut:

- c. Beban BOD dan COD didalam limbah domestik (kg.hari<sup>-1</sup>)

$$\begin{aligned} \text{BOD} &= Q_{\text{maks day}} \times \text{Konsentras}i_{\text{BOD}} \\ &= 7333,74 \text{m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} \times 20,32 \text{g} \cdot \text{m}^{-3} \\ &= 149021,6 \text{g} \cdot \text{hari}^{-1} \\ &= 149,021 \text{kg} \cdot \text{hari}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{COD} &= Q_{\text{maks day}} \times \text{Konsentras}i_{\text{COD}} \\ &= 7333,74 \text{m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} \times 28,80 \text{g} \cdot \text{m}^{-3} \\ &= 211211,7 \text{g} \cdot \text{hari}^{-1} \\ &= 211,211 \text{kg} \cdot \text{hari}^{-1} \end{aligned}$$

- d. Besar BOD dan COD yang dihilangkan di bak aerobik

$$\begin{aligned} \text{BOD} &= \text{Efisiensi} \times \text{Beban}_{\text{BOD}} \\ &= 40\% \times 149,021 \text{kg} \cdot \text{hari}^{-1} \\ &= 59,608 \text{kg} \cdot \text{hari}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{COD} &= \text{Efisiensi} \times \text{Beban}_{\text{COD}} \\ &= 40\% \times 211,211 \text{kg} \cdot \text{hari}^{-1} \\ &= 84,484 \text{kg} \cdot \text{hari}^{-1} \end{aligned}$$

- e. Volume media biofilter yang diperlukan

$$\begin{aligned} \text{Volume media} &= \frac{\text{Beban}_{\text{BOD}}}{\text{Batas} \cdot \text{Beban}_{\text{BOD}}} \\ &= \frac{149,021 \text{kg} \cdot \text{hari}^{-1}}{3,2 \text{kg} \cdot \text{m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}} \\ &= 46,569 \text{m}^3 \end{aligned}$$

- f. Volume tampungan bak aerobik

Volume media biofilter adalah 55 % dari jumlah volume efektif (Badan Litbang PU, 2005:6) sehingga volume bak yang diperlukan adalah

$$\begin{aligned} \text{Volume tampungan} &= \frac{100}{55} \times \text{Vol}_{\text{media}} \\ &= \frac{100}{55} \times 46,569 \text{m}^3 \\ &= 84,671 \text{m}^3 \end{aligned}$$

- g. Waktu tinggal didalam bak aerobik

$$\begin{aligned} \text{Waktu tinggal (t}_d) &= \frac{Vol_{\text{tampung}}}{Q_{\text{maks. day}}} \times 24 \text{ jam.hari}^{-1} \\ &= \frac{84,671 \text{ m}^3}{7333,74 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}} \times 24 \text{ jam.hari}^{-1} \\ &= 0,27 \text{ jam} = 16,6 \text{ menit} \end{aligned}$$

- h. Dimensi bak aerobik

$$\begin{aligned} \text{Volume ruang biofilter aerobik} &= P_a \times L_a \times T_a \\ &= 2,5 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 5 \text{ m} \\ &= 62,5 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume ruang aerasi} &= P_b \times L_b \times T_b \\ &= 1,1 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 5 \text{ m} \\ &= 27,5 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume total bak} &= \text{Volume ruang biofilter aerobik} + \text{Volume ruang aerasi} \\ &= 62,5 \text{ m}^3 + 27,5 \text{ m}^3 \\ &= 90 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman media (D)} &= \frac{Vol_{\text{media}}}{A} \\ &= \frac{46,569 \text{ m}^3}{(2,5 \text{ m} \times 5 \text{ m})} \\ &= 3,70 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi jagaan} &= \frac{Vol_{\text{bak}} - Vol_{\text{tampung}}}{A} \\ &= \frac{90 \text{ m}^3 - 84,671 \text{ m}^3}{(3,6 \text{ m} \times 5 \text{ m})} \\ &= 0,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman air efektif} &= \text{kedalaman}_{\text{bak}} - \text{tinggi}_{\text{jagaan}} \\ &= 5,00 \text{ m} - 0,30 \text{ m} \\ &= 4,70 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan tabel klasifikasi penggunaan biofilter (Metcalf & Eddy, 2004: 893) batas kedalaman air yaitu 0,9 m – 6 m, karena 0,9 m < 4,70 m < 6 m. Sehingga kedalaman dimensi rencana memenuhi syarat.

#### 4.8.3.4. Media biofilter aerobik

Volume media biofilter adalah  $46,569 \text{ m}^3$ , sehingga media yang diperlukan sebagai berikut:

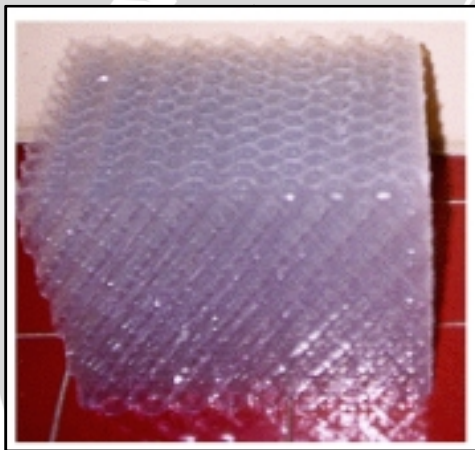
c. Jumlah media

$$\text{Volume media} = 46,569 \text{ m}^3$$

1 media biofilter tipe plastik *vertical-flow* volume  $0,36 \text{ m}^3$  dengan standar ukuran per media adalah  $1,2\text{m} \times 0,5\text{m} \times 0,5\text{m}$ , sehingga jumlah media yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah media } (n) &= \frac{\text{Vol. media}}{\text{Vol. standar}} \\ &= \frac{46,569 \text{ m}^3}{0,36 \text{ m}^3} = 129 \end{aligned}$$

d. Spesifikasi media biofilter



Gambar 4.20. Media biofilter sarang tawon (*honey comb*).  
Sumber: Idaman N, 2000:148.

Media	= biofilter sarang tawon ( <i>honey comb</i> )
Dimensi	= $1,2\text{m} \times 0,5\text{m} \times 0,5\text{m}$
Volume	= $0,36 \text{ m}^3$
Tebal	= $0,2 \text{ mm} - 0,4 \text{ mm}$
Suhu maksimum	= $50^\circ\text{C}$
<i>Tensile strength</i>	= $421,94 \text{ kg.cm}^{-1}$
<i>Flexural modulus</i>	= $29,887 \text{ kg.cm}^{-1}$
<i>Flexural strength</i>	= $773,57 \text{ kg.cm}^{-1}$
Material	= rigid PVC

#### 4.8.3.5. Ruang aerasi

Ruang aerasi terdiri dari blower udara, penggunaan *blower* udara disebabkan kebutuhan oksigen yang dibutuhkan untuk menghilangkan beban BOD. Kebutuhan oksigen yang dibutuhkan berbanding lurus dengan *removal* konsentrasi BOD rencana. Langkah awal untuk mendesain Ruang Aerasi adalah membuat kriteria desain perencanaan yang mencakup data-data dan parameter-parameter tersaji dalam tabel 4.24 berikut:

Tabel 4.24. Kriteria desain perencanaan ruang aerasi.

Parameter desain	Unit	Kriteria
Konsentrasi BOD dihilangkan	kg.hari <sup>-1</sup>	47,698
Angka keamanan ( <i>FS</i> )	-	1,6
Prosentase oksigen didalam udara	%	23,2
Temperatur udara rata-rata	°C	28
Tekanan atmosfer ( <i>P</i> )	N.m <sup>-2</sup>	1,01325 × 10 <sup>5</sup>
Mol udara ( <i>M</i> )	kg.(kg-mol) <sup>-1</sup>	28,97
Konstanta gas universal ( <i>R</i> )	N.m. (kg-mol) <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup>	8314
Efisiensi blower udara	%	26-36

Sumber: hasil analisa.

Perhitungan bak aerobik sebagai berikut:

- a. Kebutuhan oksigen

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan teoritis} &= \text{Jumlah BOD yang dihilangkan} \\ &= 47,698 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

- b. Kebutuhan oksigen berdasarkan faktor koreksi

Berdasarkan tabel faktor koreksi filter (Metcalf & Eddy, 2004: 905) jenis filter plastic cross flow memiliki faktor koreksi (*f*) sebesar 1,6. Sehingga:

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan oksigen} &= F_s \times \text{kebutuhan.teoris} \\ &= 1,6 \times 47,698 \\ &= 76,317 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

- c. Kebutuhan oksigen teoritis untuk menentukan kapasitas *blower*

Sehingga masa jenis udara ( $\rho_a$ ) (Metcalf & Eddy, 2004: 905) adalah

$$\begin{aligned} \text{Masa jenis udara } (\rho_a) &= \frac{PM}{RT} \\ &= \frac{1,01325 \times 10^5 \text{ N.m}^{-2} \times 28,97 \text{ kg.(kg-mol)}^{-1}}{8314 \text{ N.m.(kg-mol)}^{-1}.K^{-1} \times (273 + 28)^\circ K} \\ &= 1,173 \text{ kg.m}^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan udara teoritis} &= \frac{\text{kebutuhan.oksigen}}{\text{masa.jenis.udara} \times \text{prosentase.oksigen}} \\
 &= \frac{76,317 \text{ kg.hari}^{-1}}{1,173 \text{ kg.m}^{-3} \times 23,2\%} \\
 &= 280,437 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1} \\
 &= 0,195 \text{ m}^3.\text{min}^{-1}
 \end{aligned}$$

d. Kebutuhan udara aktual

Berdasarkan tabel efisiensi transfer oksigen blower (Metcalf & Eddy, 2004: 437) untuk kebutuhan udara teoritis rencana sebesar  $0,195 \text{ m}^3.\text{min}^{-1}$ , maka jenis blower yang digunakan adalah Nonrigid porous plastic tubes dengan placement grid. Efisiensi blower rencana sebesar 26 %.

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan udara aktual} &= \frac{\text{Kebutuhan udara teoritis}}{\text{efisiensi blower}} \\
 &= \frac{280,437 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1}}{26\%} \\
 &= 1078,604 \text{ m}^3.\text{hari}^{-1} \\
 &= 0,749 \text{ m}^3.\text{min}^{-1} = 749,031 \text{ liter.min}^{-1}
 \end{aligned}$$

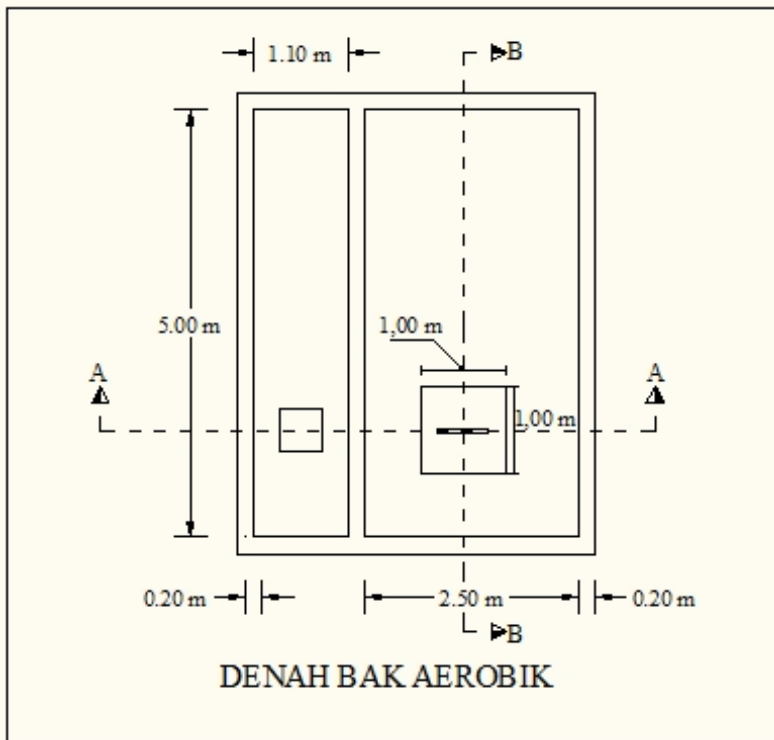
e. Spesifikasi aerator



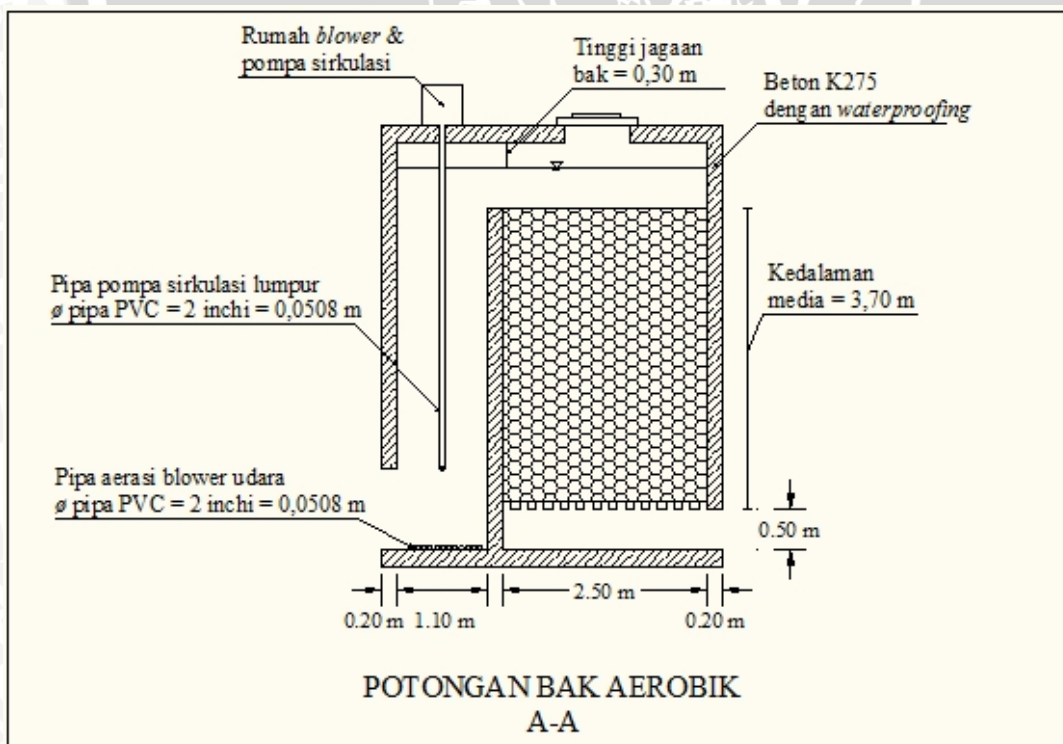
Gambar 4.21. Blower udara ruang aerasi.  
Sumber: Showadenki, 2015.

Rekomendasi blower	= Showadenki U2V-20S
Kapasitas maksimum <i>air flow</i>	= $0,80 \text{ m}^3.\text{min}^{-1}$
Tekanan maksimum	= 9,30 kPa
Daya listrik	= 200 watt
Tegangan listrik	= 100 volt
Jumlah blower	= 2 unit digunakan secara bergantian

Untuk gambar dimensi bak aerobik sesuai dengan hasil perhitungan rencana sebagai berikut:



Gambar 4.22. Denah bak aerobik.  
Sumber: hasil analisa, 2015.



Gambar 4.23. Potongan A-A bak aerobik.  
Sumber: hasil analisa, 2015.

#### 4.8.4. Pengolahan tersier (*tertiary treatment*)

Pengolahan tersier adalah pengolahan yang berfungsi untuk mengurangi konsentrasi limbah hasil pengolahan skunder, pengolahan tersier terdiri dari bak pengendapan akhir (*final clarifier*). Bak pengendapan akhir rencana berbentuk persegi, dengan perencanaan mencakup data-data dan parameter-parameter tersaji dalam tabel 4.25 sebagai berikut:

Tabel 4.25. Kriteria desain perencanaan bak pengendapan akhir (*final clarifier*).

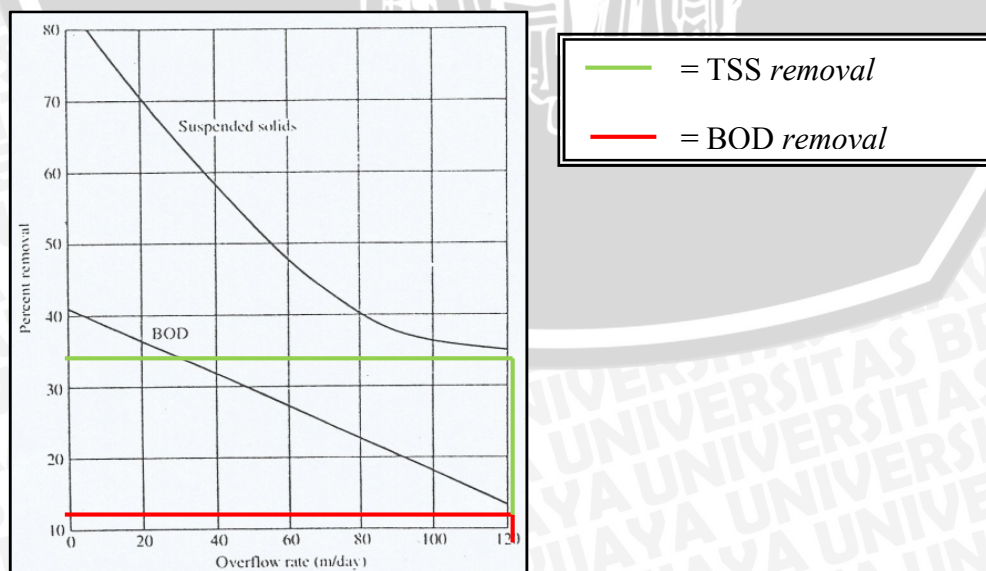
Parameter desain	Unit	Kriteria
Kapasitas aliran <i>influent</i> maksimum ( $Q_{maks}$ )	$m^3 \cdot hari^{-1}$	7333,74
Konsentrasi BOD <i>influent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	12,19
Konsentrasi BOD <i>effluent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	10,48
Efisiensi pengurangan BOD	%	14
Konsentrasi TSS <i>influent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	6,96
Konsentrasi TSS <i>effluent</i>	$Mg \cdot L^{-1}$	4,45
Efisiensi pengurangan TSS	%	36
Kedalaman rencana bak pengendapan ( $T$ )	m	3,0-5,0
Panjang rencana bak pengendapan ( $P$ )	m	10-90
Lebar rencana bak pengendapan ( $L$ )	m	3,0-24
<i>Slope</i> lantai bak	$mm \cdot m^{-1}$	60-160
<i>Overflow rate</i> maksimum	$m^3 \cdot m^{-2} \cdot hari^{-1}$	49-122

Sumber: hasil analisa.

Perhitungan tanki pengendapan akhir sebagai berikut:

- Menentukan BOD dan TSS *removal* rencana

Berdasarkan kriteria desain bak pengendapan (Droste, Ronald L., 1997:324), *Overflow rate* debit maksimum  $49-122 m^3 \cdot m^{-2} \cdot hari^{-1}$ . Direncanakan *overflow rate* debit maksimum  $120 m^3 \cdot m^{-2} \cdot hari^{-1}$ , sehingga efisiensi *removal* BOD dan TSS yaitu:



Gambar 4.24. Kurva efisiensi *removal* BOD dan TSS.

Berdasarkan kurva efisiensi *removal* BOD dan TSS, besar efisiensi *removal* BOD rencana 14%, dan besar efisiensi *removal* TSS rencana 36%.

- b. Beban BOD dan COD didalam limbah domestik (kg.hari<sup>-1</sup>)

$$\text{BOD}_{\text{influent}} = 12,19 \text{ mg.L}^{-1} = 12,19 \text{ g.m}^{-3}$$

$$\text{TSS}_{\text{influent}} = 17,28 \text{ mg.L}^{-1} = 6,96 \text{ g.m}^{-3}$$

$$\begin{aligned} \text{BOD} &= Q_{\text{maks day}} \times \text{Konsentras i}_{\text{BOD}} \\ &= 7333,74 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} \times 12,19 \text{ g.m}^{-3} \\ &= 89412,96 \text{ g.hari}^{-1} \\ &= 89,412 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TSS} &= Q_{\text{maks day}} \times \text{Konsentras i}_{\text{TSS}} \\ &= 7333,74 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} \times 6,96 \text{ g.m}^{-3} \\ &= 51042,83 \text{ g.hari}^{-1} \\ &= 51,042 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

- c. Besar BOD dan TSS yang dihilangkan di bak pengendapan akhir

$$\begin{aligned} \text{BOD} &= \text{Efisiensi} \times \text{Beban}_{\text{BOD}} \\ &= 14\% \times 89,412 \text{ kg.hari}^{-1} \\ &= 12,517 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TSS} &= \text{Efisiensi} \times \text{Beban}_{\text{TSS}} \\ &= 36\% \times 51,042 \text{ kg.hari}^{-1} \\ &= 18,375 \text{ kg.hari}^{-1} \end{aligned}$$

- d. Karakteristik endapan bak pengendap akhir

Berdasarkan nilai khusus specific gravity dan konsentrasi solid bak sedimen untuk jenis pengolahan biofilter, terdapat data-data dan parameter-parameter tersaji dalam tabel 4.26 sebagai berikut:

Tabel 4.26. Karakteristik endapan bak pengendapan akhir.

Parameter desain	Unit	Kriteria
Specific gravity ( <i>s</i> )	-	1,03
Konsentrasi solid	%	4,5
Konstanta material partikel ( <i>K</i> )	-	0,04
Diameter partikel ( <i>d</i> )	m	1,0 x 10 <sup>-4</sup>
Faktor geser DarcyWeisbach ( <i>f</i> )	-	0,02
Percepatan gravitasi ( <i>g</i> )	m.dt <sup>-2</sup>	9,81
Berat jenis lumpur ( $\rho_{\text{lumpur}}$ )	kg.m <sup>-3</sup>	1,03 x 10 <sup>3</sup>

Sumber: (Metcalf & Eddy, 2004: 409-411).



$$Q_{lumpur} = \frac{TSS_{removal}}{Konsentras\ i_{lumpur} \times \rho_{lumpur}}$$

$$= \frac{18,375\text{ kg.hari}^{-1}}{4,5\% \times 1,03 \times 10^3\text{ kg.m}^{-3}}$$

$$= 0,396\text{ m}^3.\text{hari}^{-1}$$

$$Q_{effluent} = Q_{inf\ luent} - Q_{lumpur}$$

$$= 7333,74\text{ m}^3.\text{hari}^{-1} - 0,396\text{ m}^3.\text{hari}^{-1}$$

$$= 7333,344\text{ m}^3.\text{hari}^{-1}$$

$$\text{Luas permukaan tampungan } (A_t) = \frac{Q_{maks}}{\text{Overflow .rate}}$$

$$= \frac{7333,74\text{ m}^3.\text{hari}^{-1}}{120\text{ m}^3.\text{m}^{-2}.\text{hari}^{-1}}$$

$$= 61,11\text{ m}^2$$

$$\text{Kecepatan horizontal bak } (V) = \frac{Q_{inf\ luent}}{A_t}$$

$$= \frac{7333,74\text{ m}^3.\text{hari}^{-1}}{61,11\text{ m}^2}$$

$$= 120\text{ m.hari}^{-1} = 0,0014\text{ m.dt}^{-1}$$

$$\text{Kecepatan horizontal kritis } (V_H) = \left( \frac{8k(s-1)gd}{f} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$= \left( \frac{(8,0,04) \times (1,03 - 1) \times 9,81\text{ m.dt}^{-2} \times 10^{-4}\text{ m}}{0,02} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$= 0,0217\text{ m.dt}^{-1}$$

Karena  $V < V_H$  maka bak pengendap sesuai kriteria rencana

e. Dimensi bak pengendap akhir

$$\text{Luas permukaan tampungan } (A_t) = \frac{Q_{maks}}{\text{Overflow .rate}}$$

$$= \frac{7333,74\text{ m}^3.\text{hari}^{-1}}{120\text{ m}^3.\text{m}^{-2}.\text{hari}^{-1}}$$

$$= 61,11\text{ m}^2$$

Berdasarkan kriteria desain bak pengendapan (Puji S, 1996: 223), kedalaman bak pengendapan ( $T$ ) yaitu 3,0-5,0 m, panjang rencana bak pengendapan ( $P$ ) yaitu 10-90 m, dan lebar rencana bak pengendapan ( $L$ ) yaitu 3,0-24 m. Sehingga dimensi bak sebagai berikut:

$$\text{Kedalaman bak } (T_1) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bak } (P) = 13 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bak } (L) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Slope bak} = 0,06$$

Bentuk bak rencana pengendap akhir yaitu jumlah antara bangun balok dan bangun prisma segitiga, dengan perhitungan volume sebagai berikut:

$$\text{Kedalaman prisma segitiga } (T_2) = \frac{1}{2} \times \text{slope .bak} \times P$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,06 \times 13 \text{ m}$$

$$= 0,39 \text{ m}$$

Volume bak 1 (balok)

$$= P \times L \times T_1$$

$$= 13 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$$

$$= 325 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume bak 2 (prisma segitiga)} = \frac{1}{2} \times T_2 \times P$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,39 \text{ m} \times 13 \text{ m}$$

$$= 2,535 \text{ m}^3$$

Volume total bak

$$= \text{Volume bak 1} + \text{Volume bak 2}$$

$$= 325 \text{ m}^3 + 2,535 \text{ m}^3$$

$$= 327,535 \text{ m}^3$$

Volume tampungan

$$= A_t \times T$$

$$= 61,11 \text{ m}^2 \times 5 \text{ m}$$

$$= 305,57 \text{ m}^3$$

Tinggi jagaan

$$= \frac{\text{Vol.}_{\text{bak}} - \text{Vol.}_{\text{tampungan}}}{A_b}$$

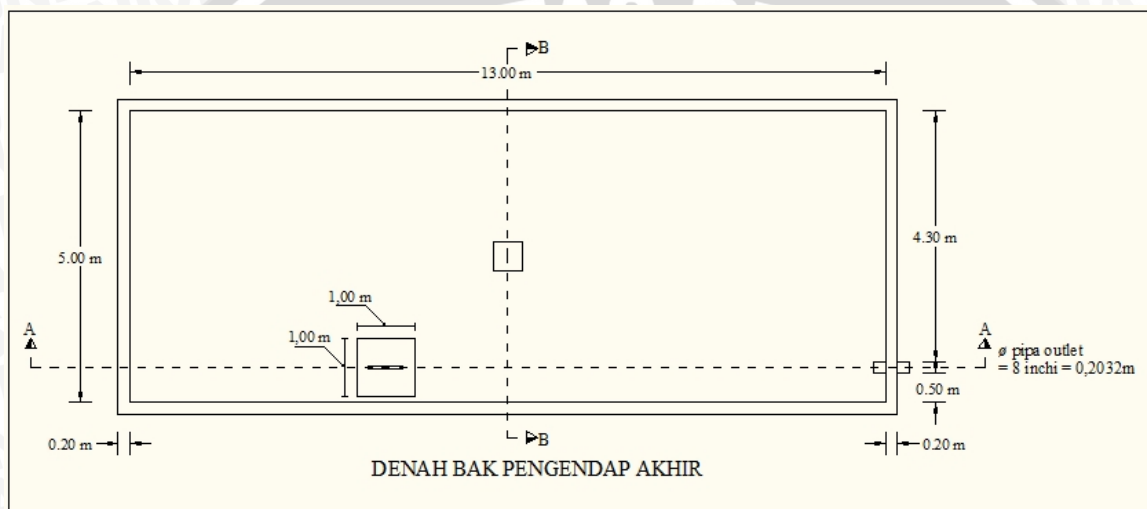
$$= \frac{327,535 \text{ m}^3 - 305,57 \text{ m}^3}{61,11 \text{ m}^2} = 0,36 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman air efektif} &= \text{kedalaman}_{\text{bak}} - \text{tinggi}_{\text{jagaan}} \\ &= 5,00 \text{ m} - 0,36 \text{ m} = 4,64 \text{ m} \end{aligned}$$

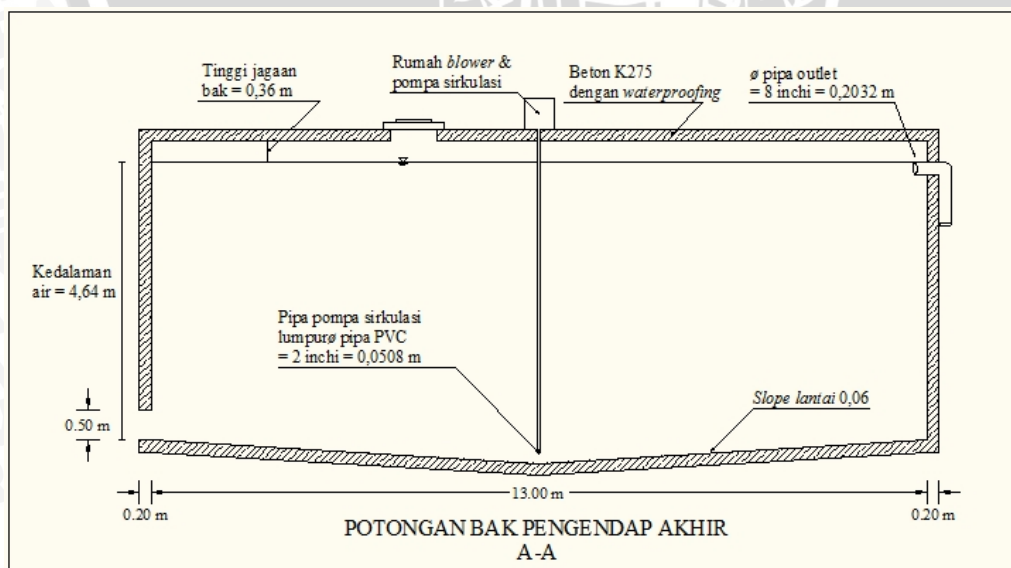
f. Waktu tinggal didalam bak pengendap akhir

$$\begin{aligned} \text{Waktu tinggal (t}_d) &= \frac{\text{Vol.}_{\text{tampungan}}}{Q_{\text{maks.day}}} \times 24 \text{ jam.hari}^{-1} \\ &= \frac{327,535 \text{ m}^3}{7333,74 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}} \times 24 \text{ jam.hari}^{-1} \\ &= 1,07 \text{ jam} = 64 \text{ menit} \end{aligned}$$

Untuk gambar dimensi bak pengendapan akhir (*final clarifier*) sebagai berikut:



Gambar 4.25. Denah bak pengendap akhir (*final clarifier*).  
Sumber: hasil analisa, 2015.



Gambar 4.26. Potongan A-A bak pengendap akhir (*final clarifier*).  
Sumber: hasil analisa, 2015.

#### 4.8.5. Pengolahan akhir (*final Treatment*)

Pengolahan akhir adalah pengolahan yang berfungsi untuk mengurangi mengurangi bakteri yang terkandung didalam air limbah, pengolahan akhir terdiri dari desinfeksi (*desinfection chamber*). Berdasarkan jumlah bakteri *E Colli* yaitu  $9 \times 10^6$  sel.(100ml)<sup>-1</sup>, sehingga desinfeksi menggunakan *chlorine* dalam bentuk kougulan berupa senyawa kalsium hipoklorit ( $CaOCl_2$ ) yang lebih dikenal dengan kaporit. Pemakaian kaporit dalam bentuk larutan 60% (Puji S, 1996: 422). Langkah awal untuk mendesain desinfeksi adalah membuat kriteria desain perencanaan yang mencakup data-data dan parameter-parameter tersaji dalam tabel 4.27 sebagai berikut:

Tabel 4.27. Kriteria desain perencanaan bak desinfeksi (*desinfection chamber*).

Parameter desain	Unit	Kriteria
$Q_{effluent}$ bak pengendap akhir ( $Q_{maks}$ )	m <sup>3</sup> .hari <sup>-1</sup>	7333,34
Dosis kalsium hipoklorit ( $CaOCl_2$ )	mg.L <sup>-1</sup>	3-5
Kadar kalsium hipoklorit ( $CaOCl_2$ )	%	60
Waktu kontak ( $t_c$ )	menit	15-30
pH optimum	-	6-7
Jenis aliran	-	merata
Panjang rencana bak desinfeksi ( $P$ )	m	4,00
Lebar rencana bak desinfeksi ( $L$ )	m	5,00
Kedalaman rencana bak desinfeksi ( $T$ )	m	4,00

Sumber: hasil analisa.

Perhitungan tanki pengendapan akhir sebagai berikut:

- a. Kebutuhan *chlorine* untuk bak desinfeksi

Berdasarkan kriteria desain bak desinfeksi (Puji S, 1996: 421), dosis kalsium hipoklorit (kaporit) untuk jenis pengolahan biofilter yaitu 3-5 mg.L<sup>-1</sup>, sehingga direncanakan dosis kaporit yaitu 5 mg.L<sup>-1</sup> = 0,005 kg.m<sup>-3</sup>.

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan } \textit{chlorine} &= Q_{maks} \times \text{Dosis kaporit} \\ &= 7333,34 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} \times 0,005 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \\ &= 36,67 \text{ kg} \cdot \text{hari}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan } \textit{chlorine} \text{ dalam larutan} &= \frac{\text{Kebutuhan}_{\textit{chlorine}}}{\text{kadar}_{\textit{tawas}}} \\ &= \frac{36,67 \text{ kg} \cdot \text{hari}^{-1}}{0,6} \\ &= 61,11 \text{ kg} \cdot \text{hari}^{-1} \end{aligned}$$

b. Dimensi bak kontak desinfeksi

Bak kontak desinfeksi direncanakan memiliki tiga putaran keliling susunan *buffle* dengan dimensi dan pengaturan sebagai berikut:

$$Q_{maks} = 7333,34 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} = 5,093 \text{ m}^3 \cdot \text{menit}^{-1}$$

Berdasarkan kriteria desain bak desinfeksi (Puji S, 1996: 421), untuk waktu kontak debit maksimum yaitu 15 menit.

$$\begin{aligned} \text{Volume tampungan} &= Q_{maks} \times t_c \\ &= 5,093 \text{ m}^3 \cdot \text{menit}^{-1} \times 15 \text{ menit} \\ &= 76,389 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bak } (A_b) &= P \times L \\ &= 4 \text{ m} \times 5 \text{ m} \\ &= 20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume bak} &= P \times L \times T \\ &= 4 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 4 = 80 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

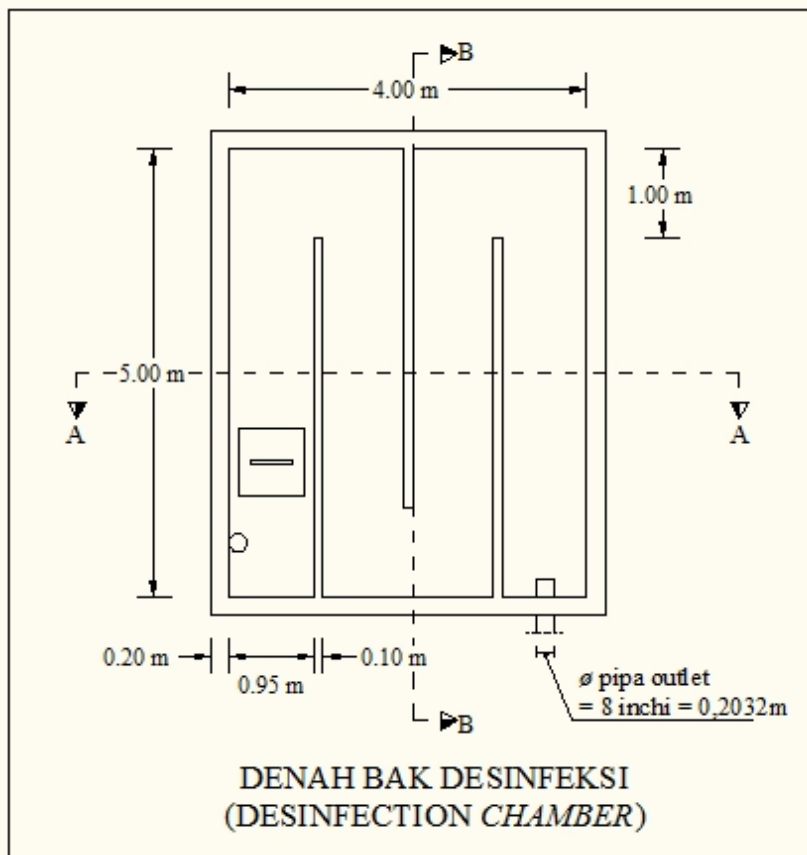
$$\begin{aligned} \text{Tinggi jagaan} &= \frac{Vol_{bak} - Vol_{tampungan}}{A} \\ &= \frac{80 \text{ m}^3 - 76,389 \text{ m}^3}{20 \text{ m}^2} \\ &= 0,18 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman air efektif} &= tinggi_{bak} - tinggi_{ruang} \\ &= 4 \text{ m} - 0,18 \text{ m} \\ &= 3,82 \text{ m} \end{aligned}$$

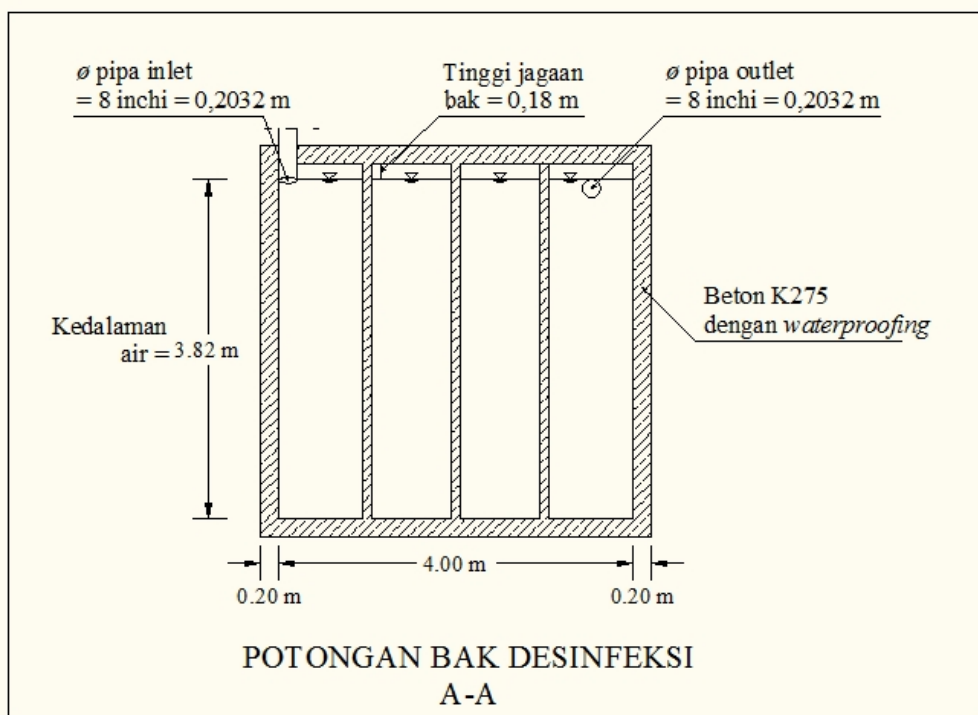
c. Struktur bak desinfeksi

Struktur *influent* berupa pipa PVC dengan diameter 8 inchi, dan untuk *effluent* sama berupa pipa PVC dengan diameter 8 inchi, kemudian tebal susunan *buffle* yaitu 0,1 m.

Untuk gambar dimensi bak desinfeksi sesuai dengan hasil perhitungan rencana sebagai berikut:



Gambar 4.27. Denah bak desinfeksi (*desinfection chamber*).  
Sumber: hasil analisa, 2015.



Gambar 4.28. Potongan A-A bak desinfeksi (*desinfection chamber*).  
Sumber: hasil analisa, 2015.

## 4.9. Fasilitas Pelengkap Instalasi Pengolahan Air Limbah

### 4.9.1. Hidrolis pipa

Perhitungan hidrolis pipa untuk IPAL Pondok Bandung terdiri dari beberapa bagian yaitu sebagai berikut:

- Pipa inlet yaitu pipa penghubung antara bak penampungan awal dengan bak pemisah lemak (*grease trap*).
- Pipa distribusi dari bak ekualisasi (*equalization chamber*) menuju ke biofilter anaerobik.
- Pipa sirkulasi lumpur yaitu pipa lumpur dari bak pengendap akhir (*final clarifier*) ke biofilter aerobik.
- Pipa distribusi dari biofilter aerobik menuju ke bak desinfeksi (*desinfection chamber*).
- Pipa outlet yaitu pipa *effluent* penghubung antara bak desinfeksi (*desinfection chamber*) dengan Kanal Banjir Barat.

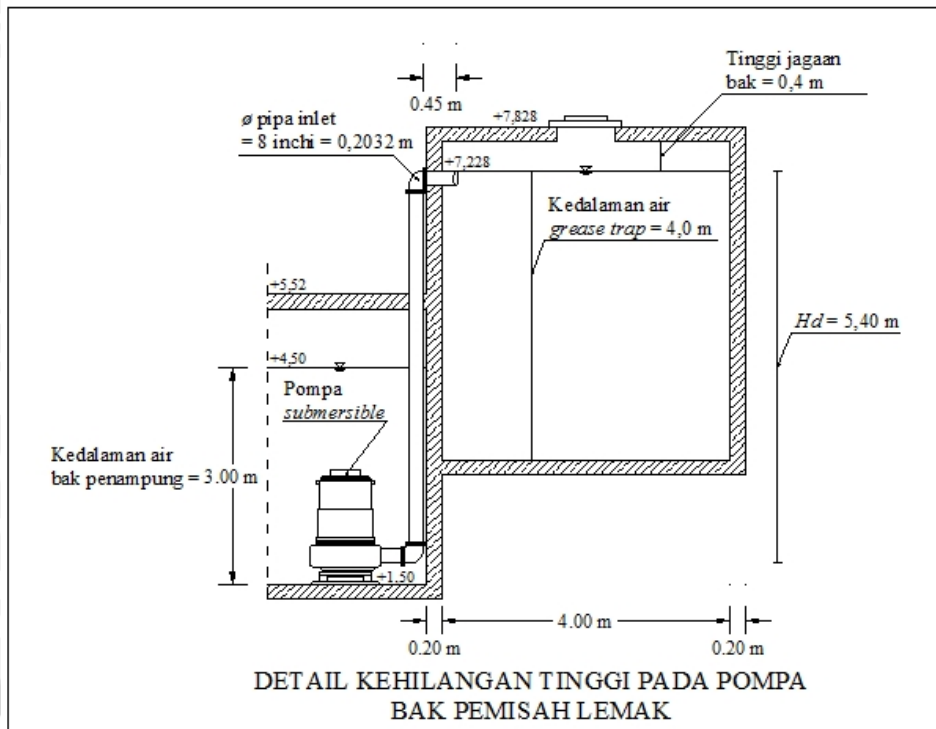
Perhitungan hidrolis pipa berdasarkan keterangan diatas sebagai berikut:

#### 4.9.1.1. Pipa inlet IPAL

Tipe aliran pada pipa inlet adalah tipe pipa aliran penuh sehingga tinggi muka air memenuhi pipa. Aliran penuh pipa inlet diakibatkan karena sistem pangaliran yang menggunakan pompa. Data teknis pipa inlet (*interceptor*) diketahui sebagai berikut:

- Diameter pipa ( $d$ ) = 8 inchi = 0,2032 m
- Kedalaman bak penampungan awal = Kedalaman bak + tebal beton  
= 3,82 m + 0,2 m = 4,02 m
- Elevasi dasar bak penampungan awal = +1,500
- Elevasi dasar pipa (hisapan) = +1,600
- Elevasi dasar pipa (dorongan) = +7,228
- Elevasi bak pemisah lemak = +7,828
- Tinggi statis bagian dorongan ( $H_d$ ) = 5,40 m
- Panjang pipa bagian dorongan ( $L_d$ ) = 5,85 m
- Koefesien kekasaran pipa ( $C$ ) PVC = 130
- Percepatan gravitasi ( $g$ ) = 9,81 m.dt<sup>-2</sup>
- Debit *influent* ( $Q_{influent}$ ) = 0.085 m<sup>3</sup>.dt<sup>-1</sup>

Berdasarkan data teknis diatas, detail hidraulik pada pipa inlet dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 4.29. Detail hidraulik pada pipa inlet.

Sumber: hasil analisa, 2015.

Perhitungan total kehilangan tinggi ( $H$ ) sebagai berikut:

- a. Akibat gesekan atau friksi ( $H_f$ )

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{1}{4}\pi d^2}{\pi d} = \frac{d}{4}$$

$$= \frac{0,2032 \text{ m}}{4} = 0,0508 \text{ m}$$

$$H_f (\text{dorongan}) = \left( \frac{Q}{0,2785 C d^{2,63}} \right)^{1,85} \times L d$$

$$= \left( \frac{0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,2785 \times 130 \times (0,2032 \text{ m})^{2,63}} \right)^{1,85} \times 5,85 \text{ m}$$

$$= 0,186 \text{ m}$$

- b. Akibat belokan

Berdasarkan  $\frac{R}{D} = \frac{0,0508 \text{ m}}{0,2032 \text{ m}} = 0,25$ , sehingga  $K_b = 0,47$

$$\text{Kecepatan aliran } (v) = \frac{Q}{A}$$

$$= \frac{0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,25 \times \pi \times (0,2032 \text{ m})^2} = 2,622 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1}$$



$$\begin{aligned}
 H_L(\text{dorongan}) &= K_b \times \frac{v^2}{2g} \\
 &= 0,47 \times \frac{(2,622 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-2}} \\
 &= 0,165 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Total kehilangan tinggi

Berdasarkan persamaan total kehilangan tinggi pompa sesuai dengan gambar dihalaman sebelumnya (Priyantoro D, 1991: 100), maka total kehilangan tinggi sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Total kehilangan tinggi dorongan } (H_{fd}) &= H_f(\text{dorongan}) + H_L(\text{dorongan}) \\
 &= 0,186 \text{ m} + 0,165 \text{ m} \\
 &= 0,351 \text{ m}
 \end{aligned}$$

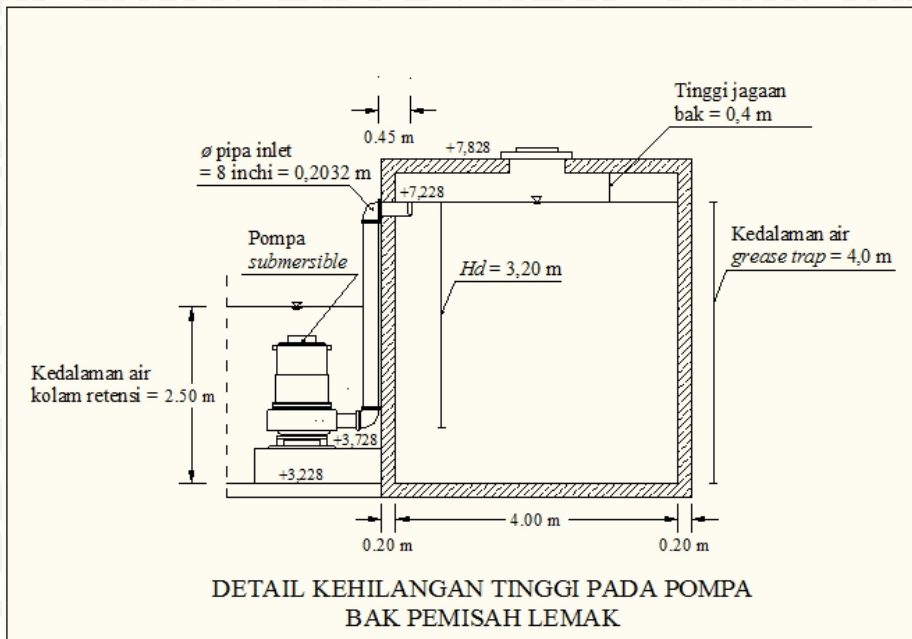
$$\begin{aligned}
 \text{Total kehilangan tinggi } (H) &= H_a + H_{fd} \\
 &= 5,40 \text{ m} + 0,351 \text{ m} \\
 &= 5,751 \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### 4.9.1.2. Pipa distribusi dari bak ekualisasi menuju ke biofilter anaerobik

Tipe aliran pada pipa distribusi adalah tipe pipa aliran penuh sehingga tinggi muka air memenuhi pipa. Aliran penuh pipa distribusi diakibatkan sistem pengaliran yang menggunakan pompa. Data teknis pipa distribusi diketahui sebagai berikut:

- Diameter pipa ( $d$ ) = 8 inchi = 0,2032 m
- Kedalaman bak biofilter anaerobik = Kedalaman biofilter anaerobik + tebal beton = 5,00 m + 0,20 m = 5,20 m
- Elevasi dasar bak ekualisasi = +3,228
- Elevasi dasar pipa (hisapan) = +3,328
- Elevasi dasar pipa (dorongan) = +8,008
- Elevasi bak biofilter anaerobik = +8,428
- Tinggi statis bagian dorongan ( $H_d$ ) = 4,40 m
- Panjang pipa bagian dorongan ( $L_d$ ) = 4,85 m
- Koefisien kekasaran pipa ( $C$ ) PVC = 130
- Percepatan gravitasi ( $g$ ) = 9,81 m·dt<sup>-2</sup>
- Debit *influent* ( $Q_{influent}$ ) = 0.085 m<sup>3</sup>·dt<sup>-1</sup>

Berdasarkan data teknis diatas, detail hidraulik pada pipa distribusi dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 4.30. Detail hidraulik pada pipa distribusi.  
Sumber: hasil analisa, 2015.

Perhitungan total kehilangan tinggi ( $H$ ) sebagai berikut:

- a. Akibat gesekan atau friksi ( $H_f$ )

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{1}{4}\pi d^2}{\pi d} = \frac{d}{4}$$

$$= \frac{0,2032 \text{ m}}{4} = 0,0508 \text{ m}$$

$$H_f (\text{dorongan}) = \left( \frac{Q}{0,2785 C d^{2,63}} \right)^{1,85} \times L d$$

$$= \left( \frac{0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,2785 \times 130 \times (0,2032 \text{ m})^{2,63}} \right)^{1,85} \times 4,85 \text{ m}$$

$$= 0,154 \text{ m}$$

- b. Akibat belokan

$$\text{Berdasarkan } \frac{R}{D} = \frac{0,0508 \text{ m}}{0,2032 \text{ m}} = 0,25, \text{ sehingga } K_b = 0,47$$

$$\text{Kecepatan aliran } (v) = \frac{Q}{A}$$

$$= \frac{0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,25 \times \pi \times (0,2032 \text{ m})^2} = 2,622 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1}$$

$$\begin{aligned}
 H_L(\text{dorongan}) &= K_b \times \frac{v^2}{2g} \\
 &= 0,47 \times \frac{(2,622 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-2}} = 0,165 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Total kehilangan tinggi

Berdasarkan persamaan total kehilangan tinggi pompa sesuai dengan gambar dihalaman sebelumnya (Priyantoro D, 1991: 100), maka total kehilangan tinggi sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Total kehilangan tinggi dorongan } (H_{fd}) &= H_f(\text{hisapan}) + H_L(\text{hisapan}) \\
 &= 0,154 \text{ m} + 0,165 \text{ m} \\
 &= 0,319 \text{ m}
 \end{aligned}$$

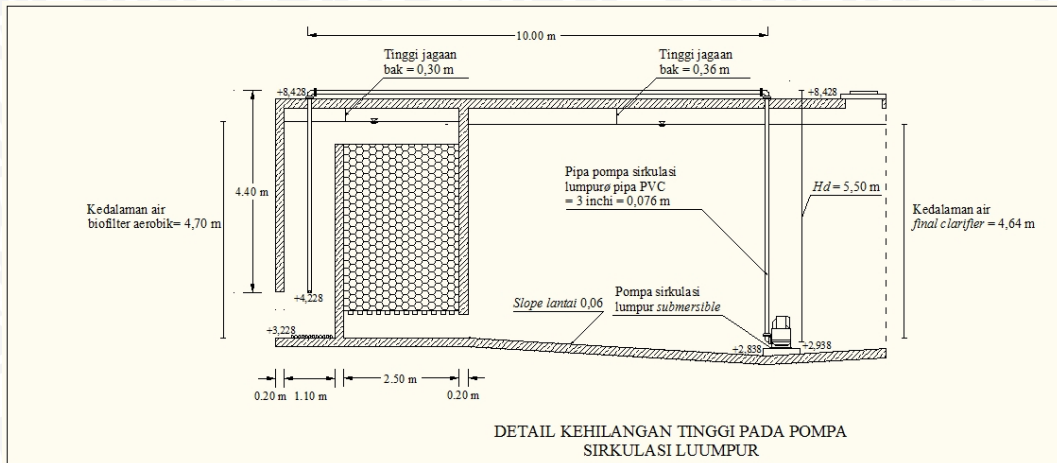
$$\begin{aligned}
 \text{Total kehilangan tinggi } (H) &= H_d + H_{fd} \\
 &= 4,40 \text{ m} + 0,319 \text{ m} \\
 &= 4,719 \text{ m}
 \end{aligned}$$

#### 4.9.1.3. Pipa sirkulasi lumpur

Tipe aliran pada pipa sirkulasi lumpur adalah tipe pipa aliran penuh sehingga tinggi muka air memenuhi pipa. Aliran penuh pipa sirkulasi lumpur diakibatkan karena sistem pangaliran yang menggunakan pompa. Data teknis pipa pipa sirkulasi lumpur diketahui sebagai berikut:

- Diameter pipa ( $d$ ) = 3 inchi = 0,076 m
- Kedalaman bak pengendapan = Kedalaman bak pengendapan + tebal beton  
= 5,00 m + 0,2 m  
= 5,20 m
- Elevasi dasar bak biofilter aerobik = +3,228
- Elevasi dasar pipa (hisapan) = +2,938
- Elevasi dasar pipa (dorongan) = +4,228
- Elevasi bak pengendapan = +8,428
- Tinggi statis bagian dorongan ( $H_d$ ) = 5,50 m
- Panjang pipa bagian dorongan ( $L_d$ ) = 19,90 m
- Koefesien kekasaran pipa ( $C$ ) PVC = 130
- Percepatan gravitasi ( $g$ ) = 9,81 m.dt<sup>-2</sup>
- Debit lumpur ( $Q_s$ ) = 0.396 m<sup>3</sup>.hari<sup>-1</sup> = 4,58 x 10<sup>-6</sup> m<sup>3</sup>.dt<sup>-1</sup>

Berdasarkan data teknis diatas, detail hidraulik pada pipa sirkulasi lumpur dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 4.31. Detail hidraulik pada pipa sirkulasi lumpur.  
Sumber: hasil analisa, 2015.

Perhitungan total kehilangan tinggi ( $H$ ) sebagai berikut:

- a. Akibat gesekan atau friksi ( $H_f$ )

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{1}{4} \pi d^2}{\pi d} = \frac{d}{4}$$

$$= \frac{0,076 \text{ m}}{4} = 0,019 \text{ m}$$

$$H_f (\text{dorongan}) = \left( \frac{Q_s}{0,2785 C d^{2,63}} \right)^{1,85} \times L d$$

$$= \left( \frac{4,58 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,2785 \times 130 \times (0,076 \text{ m})^{2,63}} \right)^{1,85} \times 19,90 \text{ m}$$

$$= 0,951 \times 10^{-6} \text{ m}$$

- b. Akibat belokan

$$\text{Berdasarkan } \frac{R}{D} = \frac{0,019 \text{ m}}{0,076 \text{ m}} = 0,25, \text{ sehingga } K_b = 0,47$$

$$\text{Kecepatan aliran } (v) = \frac{Q_s}{A}$$

$$= \frac{4,58 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,25 \times \pi \times (0,076 \text{ m})^2} = 1,005 \times 10^{-3} \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1}$$

$$H_L (\text{dorongan}) = K_b \times \frac{v^2}{2g}$$

$$= 0,47 \times \frac{(1,005 \times 10^{-3} \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-2}}$$

$$= 0,024 \times 10^{-6} \text{ m}$$

c. Total kehilangan tinggi

Berdasarkan persamaan total kehilangan tinggi pompa sesuai dengan gambar dihalaman sebelumnya (Priyantoro D, 1991: 100), maka total kehilangan tinggi sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Total kehilangan tinggi dorongan } (H_{fd}) &= H_f (\text{dorongan}) + H_L (\text{dorongan}) \\ &= 0,951 \times 10^{-6} \text{ m} + 0,024 \times 10^{-6} \text{ m} \\ &= 0,975 \times 10^{-6} \text{ m} \end{aligned}$$

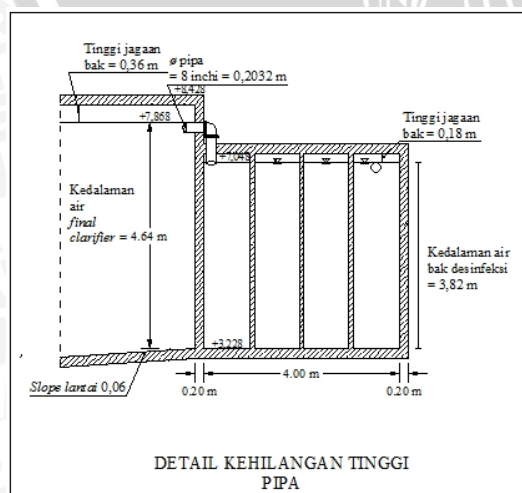
$$\begin{aligned} \text{Total kehilangan tinggi } (H) &= H_d + H_{fd} \\ &= 5,50 \text{ m} + 0,975 \times 10^{-6} \text{ m} \\ &= 5,50 \text{ m} \end{aligned}$$

#### 4.9.1.4. Pipa distribusi dari biofilter aerobik menuju ke bak desinfeksi

Aliran didalam pipa distribusi dari biofilter aerobik menuju bak desinfeksi memanfaatkan gravitasi, data teknis pipa pipa diketahui sebagai berikut:

- Diameter pipa ( $d$ ) = 8 inchi = 0,2032 m
- Kedalaman bak pengendapan = Kedalaman bak pengendapan + tebal beton = 5,00 m + 0,2 m = 5,20 m
- Kedalaman bak desinfeksi = 4,00 m
- Panjang pipa ( $L$ ) = 1,30 m
- Koefesien kekasaran pipa ( $C$ ) PVC = 130
- Percepatan gravitasi ( $g$ ) = 9,81 m.dt<sup>-2</sup>
- Debit *influent* ( $Q_{influent}$ ) = 0.085 m<sup>3</sup>.dt<sup>-1</sup>

Berdasarkan data teknis diatas, detail hidraulik pada pipa distrubusi dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 4.32. Detail hidraulik pada pipa distribusi.

Sumber: hasil analisa, 2015.

Perhitungan total kehilangan tinggi ( $H$ ) sebagai berikut:

- a. Akibat gesekan atau friksi ( $H_f$ )

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{1}{4}\pi d^2}{\pi d} = \frac{d}{4}$$

$$= \frac{0,2032 \text{ m}}{4} = 0,0508 \text{ m}$$

$$H_f = \left( \frac{Q}{0,2785Cd^{2,63}} \right)^{1,85} \times Ld$$

$$= \left( \frac{0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,2785 \times 130 \times (0,2032 \text{ m})^{2,63}} \right)^{1,85} \times 1,30 \text{ m}$$

$$= 0,041 \text{ m}$$

- b. Akibat belokan

Berdasarkan  $\frac{R}{D} = \frac{0,019 \text{ m}}{0,076 \text{ m}} = 0,25$ , sehingga  $K_b = 0,47$

$$\text{Kecepatan aliran } (v) = \frac{Q}{A}$$

$$= \frac{0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,25 \times \pi \times (0,2032 \text{ m})^2} = 2,622 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1}$$

$$H_L = K_b \times \frac{v^2}{2g}$$

$$= 0,47 \times \frac{(2,622 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1})^2}{2 \times 9,81 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-2}}$$

$$= 0,165 \text{ m}$$

- c. Total kehilangan tinggi

$$\text{Total kehilangan tinggi } (H) = H_f + H_L$$

$$= 0,041 \text{ m} + 0,165 \text{ m}$$

$$= 0,206 \text{ m}$$

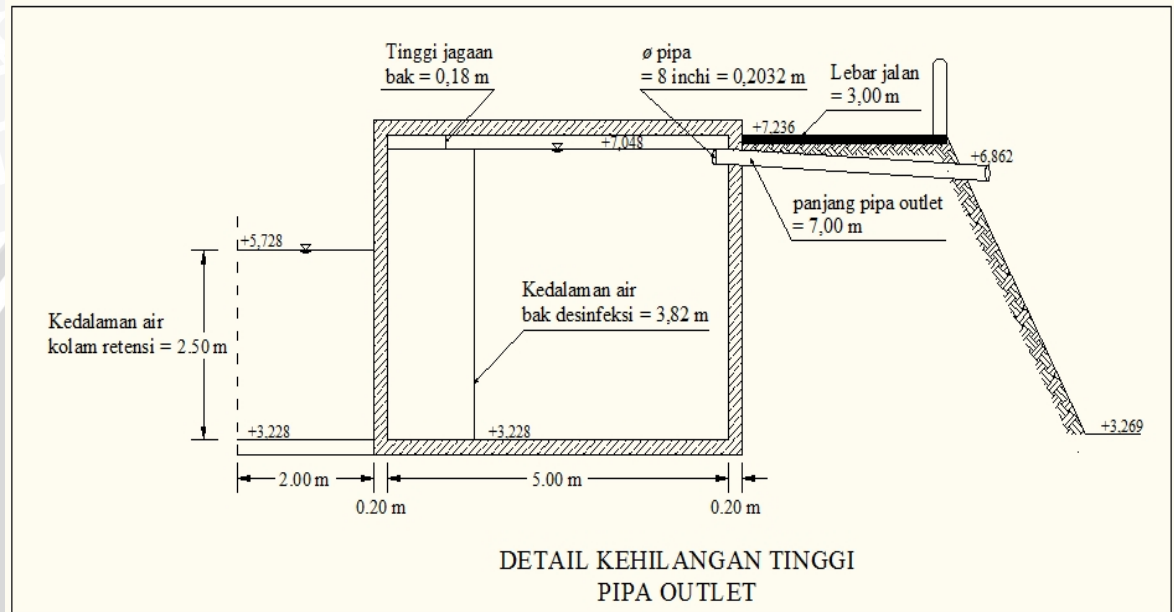
#### 4.9.1.5. Pipa outlet IPAL

Aliran didalam pipa outlet IPAL dari bak desinfeksi menuju Kanal Banjir Barat memanfaatkan gravitasi, data teknis pipa outlet diketahui sebagai berikut:

- Diameter pipa ( $d$ ) = 8 inchi = 0,2032 m
- Kedalaman bak desinfeksi = 4,00 m
- Tinggi air efektif = 3,82 m
- Elevasi hulu pipa outlet = +7,048

- Elevasi hilir pipa outlet = +6,862
- Panjang pipa ( $L$ ) = 4,00 m
- Koefesien kekasaran pipa ( $C$ ) PVC = 130
- Percepatan gravitasi ( $g$ ) = 9,81 m.dt<sup>-2</sup>
- Debit *effluent* ( $Q_{effluent}$ ) = 7333,344 m<sup>3</sup>.hari<sup>-1</sup> = 0.085 m<sup>3</sup>.dt<sup>-1</sup>

Berdasarkan data teknis diatas, detail hidraulik pada pipa outlet dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 4.33. Detail hidraulik pada pipa outlet.  
Sumber: hasil analisa, 2015.

Perhitungan total kehilangan tinggi ( $H$ ) sebagai berikut:

- a. Akibat gesekan atau friksi ( $H_f$ )

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan aliran } (v) &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,25 \times \pi \times (0,2032 \text{ m})^2} \\ &= 2,622 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_f &= \left( \frac{Q}{0,2785 C d^{2,63}} \right)^{1,85} \times L \\ &= \left( \frac{0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}}{0,2785 \times 130 \times (0,2032 \text{ m})^{2,63}} \right)^{1,85} \times 4,00 \text{ m} \\ &= 0,127 \text{ m} \end{aligned}$$

## b. Total kehilangan tinggi

$$\begin{aligned} \text{Total kehilangan tinggi } (H) &= H_f \\ &= 0,127 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan hidrolis pipa IPAL Pondok Bandung, maka rekapitulasi hidrolis pipa IPAL rencana sebagai berikut:

Tabel 4.28. Rekapitulasi hidrolis pipa.

Pipa	Q (m <sup>3</sup> .hari <sup>-1</sup> )	V (m.dt <sup>-1</sup> )	Diameter (m)	Panjang pipa (m)	Total head (m)
Pipa inlet	7333,740	2,622	0,2032	5,85	5,751
Pipa distribusi 1	7333,740	2,622	0,2032	4,85	4,719
Pipa sirkulasi lumpur	0.396	1,005 x 10 <sup>-3</sup>	0,076	19,90	5,500
Pipa distribusi 2	7333,740	2,622	0,2032	1,30	0,206
Pipa outlet	7333,344	2,622	0,2032	7,00	0,127

Sumber: hasil perhitungan

#### 4.9.2. Spesifikasi Pompa

Spesifikasi pompa untuk IPAL Pondok Bandung terdiri dari beberapa bagian yaitu sebagai berikut:

- Pompa air limbah terdiri dari dua pompa yaitu pompa dari bak penampungan awal ke bak pemisah lemak (*grease trap*) dan pompa dari bak ekualisasi (*equalization chamber*) ke biofilter anaerobik.
- Pompa sirkulasi lumpur yaitu pompa dari bak pengendapan akhir (*final clarifier*) ke biofilter aerobik.

Spesifikasi pompa berdasarkan keterangan diatas sebagai berikut:

##### 4.9.2.1. Pompa air limbah ke bak pemisah lemak (*grease trap*)

Pompa air limbah ke bak pemisah lemak (*grease trap*) menggunakan pompa *submersible* dengan data teknis sebagai berikut:

- Berat jenis air ( $\rho_{\text{air}}$ ) = 1000 kg.m<sup>-3</sup>
- Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m.dt<sup>-2</sup>
- Debit *influent* ( $Q_{\text{influent}}$ ) = 0.085 m<sup>3</sup>.dt<sup>-1</sup>
- Total kehilangan tinggi ( $H$ ) = 5,751 m
- Efisiensi pompa ( $e$ ) = 80 %

Perhitungan daya yang bekerja pada pompa berdasarkan persamaan daya (Priyantoro D, 1991: 101) sebagai berikut:

$$\text{Daya pompa } (P) = \frac{\rho \times g \times Q \times H}{e}$$



$$= \frac{1000 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \times 9,81 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-2} \times 0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \times 5,751 \text{ m}}{80\%}$$

$$= 5994,357 \text{ watt} = 5,994 \text{ Kwatt}$$

$$= \frac{5,994}{0,746} \text{ HP} = 8,035 \text{ HP}$$

Pompa limbah domestik rencana disesuaikan dengan besarnya debit limbah domestik yang masuk (*influent*), total kehilangan tinggi (*H*), dan daya pompa (*P*).

Perencanaan pompa sebagai berikut:

a. Data teknis rencana

$$\begin{aligned} \text{Debit air limbah} &= 0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \\ &= 1347 \text{ gal} \cdot \text{min}^{-1} \end{aligned}$$

$$\text{Total kehilangan tinggi (H)} = 5,751 \text{ m}$$

$$\text{Daya pompa (P)} = 8,035 \text{ HP}$$

b. Penentuan pompa

$$\text{Rekomendasi Pompa} = \text{Flygt CS 3201}$$

$$\text{Jenis pompa} = \text{Submersible sludge and solid-handling sewage pump}$$

$$\text{Daya listrik} = 15 \text{ HP}$$

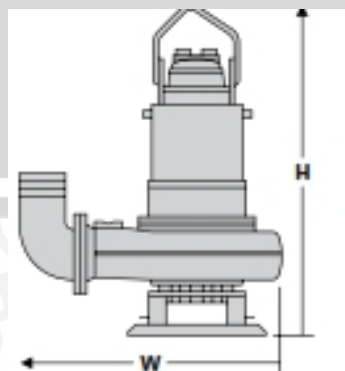
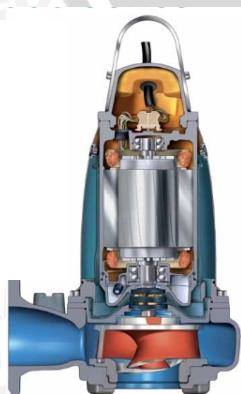
$$\text{Kapasitas pompa} = 2000 \text{ gal} \cdot \text{min}^{-1}$$

$$\text{Total head} = 2 - 15 \text{ m}$$

$$\text{Berat pompa} = 800 \text{ kg}$$

c. Deskripsi pompa *Submersible*

- Pompa Flygt CS 3201 digunakan untuk memompa air limbah domestik yang disertai lumpur dan *suspended solid*.
- Material pompa terbuat dari *stainless steel* sehingga anti karat.
- Dimensi pompa



Gambar 4.34. Pompa Flygt CS 3201.  
Sumber: katalog pompa Flygt, 2015.

Tabel 4.29. Dimensi pompa.

Model	Satuan	Dimensi		
		W	H	D
Flygt CS 3201	inchi	56	63	8

Sumber: katalog pompa Flygt.

#### 4.9.2.2. Pompa air limbah ke biofilter anaerobik

Pompa air limbah ke biofilter anaerobik menggunakan pompa sentrifugal dengan data teknis sebagai berikut:

- Berat jenis air ( $\rho_{\text{air}}$ ) = 1000 kg.m<sup>-3</sup>
- Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m.dt<sup>-2</sup>
- Debit *influent* ( $Q_{\text{influent}}$ ) = 0.085 m<sup>3</sup>.dt<sup>-1</sup>
- Total kehilangan tinggi ( $H$ ) = 4,719 m
- Efisiensi pompa ( $e$ ) = 80 %

Perhitungan daya yang bekerja pada pompa berdasarkan persamaan daya (Priyantoro D, 1991: 101) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Daya pompa } (P) &= \frac{\rho \times g \times Q \times H}{e} \\
 &= \frac{1000 \text{ kg.m}^{-3} \times 9,81 \text{ m.dt}^{-2} \times 0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \times 4,719 \text{ m}}{80\%} \\
 &= 4918,85 \text{ watt} = 4,918 \text{ Kwatt} \\
 &= \frac{4,918}{0,746} \text{ HP} = 6,594 \text{ HP}
 \end{aligned}$$

Pompa limbah domestik rencana disesuaikan dengan besarnya debit limbah domestik yang masuk (*influent*), total kehilangan tinggi ( $H$ ), dan daya pompa ( $P$ ).

Perencanaan pompa sebagai berikut:

a. Data teknis rencana

$$\begin{aligned}
 \text{Debit air limbah} &= 0.085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \\
 &= 1347 \text{ gal.min}^{-1}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total kehilangan tinggi } (H) = 4,719 \text{ m}$$

$$\text{Daya pompa } (P) = 6,594 \text{ HP}$$

b. Penentuan pompa

$$\text{Rekomendasi Pompa} = \text{Flygt CS 3201}$$

$$\text{Jenis pompa} = \textit{Submersible sludge and solid-handling sewage pump}$$

$$\text{Daya listrik} = 15 \text{ HP}$$

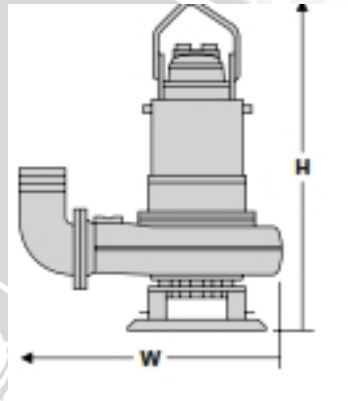
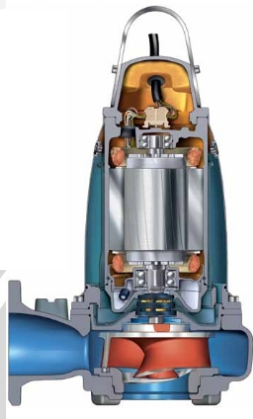
$$\text{Kapasitas pompa} = 2000 \text{ gal.min}^{-1}$$

Total head = 2 - 15 m

Berat pompa = 800 kg

c. Deskripsi pompa *Submersible*

- Pompa Flygt CS 3201 digunakan untuk memompa air limbah domestik yang disertai lumpur dan *suspended solid*.
- Material pompa terbuat dari *stainless steel* sehingga anti karat.
- Dimensi pompa



Gambar 4.35. Pompa Flygt CS 3201 .  
Sumber: katalog pompa Flygt, 2015.

Tabel 4.30. Dimensi pompa.

Model	Satuan	Dimensi		
		W	H	D
Flygt CS 3201	inchi	56	63	8

Sumber: katalog pompa Flygt.

#### 4.9.2.3. Pompa sirkulasi lumpur ke biofilter aerobik

Pompa sirkulasi lumpur ke biofilter aerobik menggunakan pompa sentrifugal dengan data teknis sebagai berikut:

- Berat jenis lumpur ( $\rho_{\text{lumpur}}$ ) = 1030 kg.m<sup>-3</sup>
- Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m.d<sup>t-2</sup>
- Debit lumpur ( $Q_m$ ) = 0.396 m<sup>3</sup>.hari<sup>-1</sup> = 4,58 x 10<sup>-6</sup> m<sup>3</sup>.dt<sup>-1</sup>
- Total kehilangan tinggi ( $H$ ) = 5,50 m
- Efisiensi pompa ( $e$ ) = 80 %

Perhitungan daya yang bekerja pada pompa berdasarkan persamaan daya (Priyantoro D, 1991: 101) sebagai berikut:

$$\text{Daya pompa } (P) = \frac{\rho \times g \times Q \times H}{e}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1030 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \times 9,81 \text{ m} \cdot \text{dt}^{-2} \times 4,58 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1} \times 5,50 \text{ m}}{80\%} \\
 &= 0,318 \text{ watt} = 0,318 \times 10^{-3} \text{ Kwatt} \\
 &= \frac{0,318 \times 10^{-3}}{0,746} \text{ HP} = 0,426 \times 10^{-3} \text{ HP}
 \end{aligned}$$

Pompa sirkulasi lumpur rencana disesuaikan dengan besarnya debit limbah domestik yang masuk (*influent*), total kehilangan tinggi (*H*), dan daya pompa (*P*).

Perencanaan pompa sebagai berikut:

a. Data teknis rencana

$$\begin{aligned}
 \text{Debit lumpur} &= 0,396 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} \\
 &= 0,073 \text{ gal} \cdot \text{min}^{-1}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total kehilangan tinggi (H)} = 5,50 \text{ m}$$

$$\text{Daya pompa (P)} = 0,426 \times 10^{-3} \text{ HP}$$

b. Penentuan pompa

$$\text{Rekomendasi Pompa} = \text{Flygt DS 2620}$$

$$\text{Jenis pompa} = \text{Submersible sludge pump}$$

$$\text{Daya listrik} = 2,4 \text{ HP}$$

$$\text{Kapasitas pompa} = 1 \text{ gal} \cdot \text{min}^{-1} = 5,424 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}$$

$$\text{Total head} = 1 - 10 \text{ m}$$

$$\text{Berat pompa} = 36,5 \text{ kg}$$

Pemompaan dilakukan setiap 10 jam

$$\begin{aligned}
 \text{Volume lumpur yang dipompa} &= 0,396 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1} \times \frac{10 \text{ jam}}{24 \text{ jam} \cdot \text{hari}^{-1}} \\
 &= 0,165 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Lama pemompaan} = \frac{\text{volume} \cdot \text{lumpur}}{\text{kapasitas} \cdot \text{pompa}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,165 \text{ m}^3}{5,424 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}} \\
 &= 0,031 \text{ hari} = 0,73 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

c. Deskripsi pompa *Submersible*

- Pompa Flygt DS 2620 digunakan untuk memompa air limbah domestik yang khusus disertai lumpur.
- Material pompa terbuat dari aluminium dan *stainless steel* sehingga anti karat.
- Dimensi pompa



Gambar 4.36. Pompa Flygt DS 2620.  
Sumber: katalog pompa Flygt, 2015.

Tabel 4.31. Dimensi pompa.

Model	Satuan	Dimensi		
		W	H	D
Flygt DS 2620	inci	16	28	3

Sumber: katalog pompa Flygt.

#### 4.10. Rekapitulasi Desain IPAL

##### 4.10.1. Konsentrasi *effluen* IPAL

Berdasarkan perencanaan desain yang telah dilakukan didapatkan perkiraan konsentrasi *influen* dan *effluen* dari IPAL Pondok Bandung, rekapitulasi perkiraan konsentrasi *influen* dan *effluen* IPAL sebagai berikut:

Tabel 4.32. Rekapitulasi perkiraan konsentrasi *influen* dan *effluen* IPAL.

No	Parameter	Satuan	<i>Influen</i>	<i>Effluen</i>	Removal %
1	pH rata-rata	-	9,82	6,87	30
2	Total suspended solid	mg.L <sup>-1</sup>	23,20	4,45	81
3	Amonia	mg.L <sup>-1</sup>	17,60	4,54	74
4	Konsentrasi BOD	mg.L <sup>-1</sup>	50,80	10,48	79
5	Konsentrasi COD	mg.L <sup>-1</sup>	72	14,86	79
6	Zat organik	mg.L <sup>-1</sup>	59,60	26,91	55
7	Minyak dan lemak	mg.L <sup>-1</sup>	3,03	0,54	82

Sumber: hasil perhitungan.

##### 4.10.2. Waktu detensi unit IPAL

Berdasarkan perhitungan desain yang telah dilakukan didapatkan jumlah waktu detensi air limbah pada tiap unit IPAL Pondok Bandung, jumlah waktu detensi pada IPAL dibutuhkan untuk memperkirakan waktu operasi IPAL. Rekapitulasi waktu detensi unit IPAL rencana sebagai berikut:



Tabel 4.33. Rekapitulasi waktu detensi.

No.	Unit Pengolahan	Waktu tinggal	Satuan
1	Bak penampungan awal	15	menit
2	Bak pemisah lemak	31,42	menit
3	Bak ekualisasi	16	menit
4	Biofilter anaerobik	30,5	menit
5	Biofilter aerobik	16,6	menit
6	Bak pengendapan akhir	64	menit
7	Bak desinfeksi	15	menit
Jumlah		188,52	menit

Sumber: hasil perhitungan.

#### 4.10.3. Tata letak IPAL

Lokasi lahan untuk IPAL berada di dekat kolam retensi pada elevasi dasar +1,500 untuk bak penampungan disertai rak jeruji sampah, dan +3,228 untuk bak pemisah lemak hingga bak desinfeksi. Pemilihan lokasi disebabkan karena air limbah domestik akan mengalir melalui sistem perpipaan air kotor dan berakhir menuju dekat kolam retensi. Berdasarkan perhitungan desain yang telah dilakukan didapatkan luas tiap unit IPAL Pondok Bandung, perkiraan luas lahan yang digunakan untuk IPAL rencana Pondok Bandung sebagai berikut:

Tabel 4.34. Rekapitulasi luas lahan IPAL Pondok Bandung.

No.	Unit Pengolahan	Jumlah unit	Dimensi (m)			Luas lahan (m <sup>2</sup> )
			P	L	Tebal dinding	
1	Bak penampungan awal	1	8,50	3,00	0,20	25,50
2	Bak pemisah lemak	4	4,00	2,50	0,20	40,00
3	Bak ekualisasi	1	6,00	5,00	0,20	30,00
4	Biofilter anaerobik	1	6,50	5,00	0,20	32,50
5	Biofilter aerobik	1	3,60	5,00	0,20	18,00
6	Bak pengendapan akhir	1	13,00	5,00	0,20	65,00
7	Bak desinfeksi	1	4,00	5,00	0,20	20,00
Jumlah						208,00

Sumber: hasil perhitungan.

Pada tabel diatas menunjukkan total luas dimensi IPAL Pondok Bandung adalah 208,00 m<sup>2</sup>, luas dimensi IPAL Pondok Bandung ditambah dengan ketebalan dinding beton adalah 261,24 m<sup>2</sup>, sehingga untuk proses pelaksanaan pembangunan IPAL dipersiapkan luas lahan sebesar 262,00 m<sup>2</sup>. Tata letak lokasi IPAL Pondok Bandung Kelurahan Kotabumbu Utara Kecamatan Palmerah Kota Administrasi Jakarta Barat Provinsi DKI Jakarta sebagai berikut:







#### 4.11. Prosedur Pengoperasian dan Pemeliharaan IPAL

Prosedur pengoperasian dan pemeliharaan instalasi pengolahan air limbah rancangan disesuaikan dengan Pedoman Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah Kementerian Pekerjaan Umum tentang pengoperasian dan pemeliharaan instalasi pengolahan air limbah domestik dengan sistem biofilter (Badan Litbang PU, 2004: 1).

##### 4.11.1. Prosedur pengoperasian IPAL

Sebelum awal pengoperasian IPAL (*start-up*) dibutuhkan persiapan-persiapan terhadap pemeriksaan sistim secara keseluruhan yang meliputi :

1. Pemeriksaan setiap peralatan yang terpasang (terutama untuk peralatan yang bergerak) sesuai dengan petunjuk instalasi dari masing-masing peralatan tersebut.
2. Pemeriksaan seluruh jaringan pipa sesuai dengan gambar dan pastikan bahwa valve dan sambungan-sambungannya tidak bocor dan berada pada posisi yang benar (buka atau tutup)
3. Pemeriksaan dan pembersihan seluruh instalasi dari barang-barang bekas konstruksi yang mengganggu (kayu-kayu, potongan pipa, beton, dan lain-lain).
4. Siapkan peralatan kerja yang diperlukan.
5. Blower udara beroperasi secara otomatis dengan timer, periksalah bila ruang aerasi kosong maka blower udara dimatikan.
6. Buka kontrol panel dan periksa seluruh starter dan circuit breaker sesuai diagram.

Bila semua persiapan tersebut sudah cukup, prosedur pengoperasian IPAL dapat dilakukan sebagai berikut:

1. Air limbah domestik akan mengalir melalui sistem perpipaan air kotor dan masuk ke bak penampungan awal, setelah melalui rak jeruji sampah debit yang masuk sebesar debit maksimal harian yaitu  $7333,74 \text{ m}^3 \cdot \text{hari}^{-1}$  atau  $0,085 \text{ m}^3 \cdot \text{dt}^{-1}$  akan langsung dipompa dan diolah oleh IPAL.
2. Air limbah pada bak penampungan awal akan dipompa dengan pompa *Submersible sludge and solid-handling sewage pump*, kemudian masuk kedalam sistem IPAL rencana yaitu dimulai dari bak pemisah lemak (*grease trap*) kemudian mengalir secara gravitasi ke bak ekualisasi (*equalization chamber*). Dari bak ekualisasi air limbah dipompa dengan *Submersible sludge and solid-handling sewage pump* ke unit pengolahan air limbah biofilter.
3. Pada awal pengoperasian IPAL (*start-up*), unit pengolahan air limbah biofilter anaerobik dan aerobik harus terlebih dahulu sudah terisi air limbah hingga penuh (Setiyono, 2014: 28).

4. Dari unit pengolahan air limbah biofilter air limbah mengalir ke bak pengendapan akhir (*final clarifier*). Pompa sirkulasi lumpur pada bak pengendapan akhir dihidupkan setiap 10 jam.hari<sup>-1</sup> dengan durasi pemompaan 0,73 jam atau 44 menit.
5. Dari bak pengendapan akhir (*final clarifier*) air limbah mengalir secara gravitasi ke bak desinfeksi (*desinfection chamber*). Berdasarkan waktu tunggu total yaitu 188,52 menit atau ditetapkan sebesar 190 menit (3 jam 10 menit), maka setelah tiga jam sepuluh menit waktu tunggu, pompa akan mengambil air limbah kembali dari bak penampungan awal. Direncanakan dalam sehari tiga kali operasi atau dengan durasi 9,5 jam.hari<sup>-1</sup>.
6. Sehingga total waktu operasi IPAL selama 10,5 jam.hari<sup>-1</sup> yaitu terdiri dari 9,5 jam.hari<sup>-1</sup> operasi IPAL dan 1 jam.hari<sup>-1</sup> operasi pompa sirkulasi lumpur. Waktu operasi IPAL juga disesuaikan dengan waktu jam kerja rata-rata pegawai sehari.

Pada awal pengoperasian IPAL (*start-up*) terdapat beberapa hal-hal penting yang harus diperhatikan yaitu (Setiyono, 2014: 28) :

1. Pada awal pengoperasian IPAL (*start-up*) dibutuhkan waktu sekitar 4 hingga 8 minggu untuk pembiakan mikroba (*seeding microba*) sampai dicapai kondisi stabil. Waktu tersebut diperlukan untuk membiakkan mikroba agar tumbuh dan menempel pada permukaan media biofilter.
2. Pertumbuhan mikroba secara fisik dapat dilihat berdasarkan timbulnya lapisan lendir atau biofilm pada permukaan biofilter, kemudian secara visual dapat dilihat berdasarkan perbedaan warna air limbah sebelum dan setelah diolah.

#### 4.11.2. Prosedur pemeliharaan IPAL

Prosedur pemeliharaan yang harus diikuti dan periode pemeliharaan minimum IPAL sebagai berikut:

Tabel 4.35. Prosedur pemeliharaan IPAL.

Unit yang diperiksa	Unit kegiatan	Jangka Waktu
Bak pemisah lemak ( <i>grease trap</i> )	Pembuangan endapan minyak dan lemak yang mengapung.	Satu kali dalam sehari.
Ruang Anaerobik	Pembuangan buih pada permukaan air.	Satu kali dalam seminggu.
Filter sarang tawon ( <i>honey comb</i> )	Pembersihan filter.	Satu kali dalam setahun.
Blower udara	Pembersihan filter dan penggantian oli.	Satu kali dalam tiga bulan.
Bak pengendapan akhir ( <i>final clarifier</i> )	Pembuangan sisa endapan lumpur tidak aktif pada dasar bak.	Satu kali dalam enam bulan.

Sumber: hasil rencana.

Pengoperasian dan pemeliharaan akan berjalan optimal jika operator melakukan pengoperasian sesuai prosedur, maka rincian tugas operator sebagai berikut:

1. Menjaga kebersihan dan memantau hasil kerja IPAL.
2. Memelihara dan mengatur kerja peralatan dengan baik.
3. Melakukan sampling satu bulan sekali.
4. Membuat laporan harian dan bulanan.
5. Melapor kepada atasan apabila terjadi gangguan yang tidak dapat diatasi.

Instalasi pengolahan air limbah dirancang dengan tingkat gangguan dalam operasi sekecil mungkin, gangguan operasi IPAL biasanya ditandai dengan kondisi lumpur. Operator dengan observasi dan pemeriksaan setiap hari harus dapat mendeteksi kondisi optimum lumpur yaitu lumpur harus berwarna coklat atau tembaga. Dengan cara pengendapan yang sederhana, operator dapat mengetahui hal-hal sebagai berikut :

1. *Flok balk*, berarti sistim berjalan dengan baik dan sesuai. Ambil sampel air dari bak aerasi dan masukkan ke dalam *beaker glass* berukuran 1000 ml, diamkan selama 1/2 jam agar terjadi pengendapan. Perhatikan air yang ada di dalam *beaker glass*, apabila air yang ada di permukaan menjadi bening dan terjadi pengendapan, berarti suplai udara yang digunakan untuk aktivitas bakteri di dalam bak aerasi telah mencukupi.
2. *Flok* terlalu ringan ditandai dengan adanya lumpur di atas permukaan. Ambil sampel air dari bak aerasi dan masukkan ke dalam *beaker glass* berukuran 1000 ml, kemudian diamkan selama 1/2 jam agar terjadi pengendapan. Perhatikan air yang terdapat di dalam *beaker glass*, apabila terdapat lumpur yang mengambang maka keadaan ini disebut dengan *sludge bulking* atau *under aeration*. Kondisi ini terjadi bila bakteri aerobik tidak mendapat udara yang cukup untuk mencapai kondisi oksidasi maksimum. Bakteri anaerobik akan menguraikan bahan nitrogenus menjadi ammonia dan nitrogen. Jika nitrogen dihasilkan dan melekat pada lumpur aktif, maka melayangnya *flok* akan menyebabkan lumpur bertambah besar volumenya, sehingga lumpur akan mengambang di permukaan bak pengendap. Jika keadaan ini terjadi maka lakukan penambahan udara ke dalam bak aerasi dengan menambah jam kerja aerator.
3. *Flok* dapat terlihat tetapi sangat halus dan tidak mudah mengendap. Kasus seperti ini disebut *over aeration* atau *under loading*. Perbaiki sistim ini membutuhkan waktu beberapa hari dengan melakukan pengamatan di lapangan dan lakukan pengurangan udara ke dalam bak aerasi dengan mengurangi jam kerja aerator.

#### 4.12. Anggaran Biaya Pembangunan IPAL

Perkiraan anggaran biaya pembangunan instalasi pengolahan air limbah Pondok Bandung terdiri dari:

1. Biaya investasi awal (*initial cost*), terdiri dari biaya pembangunan dan biaya pajak pelaksanaan.
2. Biaya tahunan (*annual cost*), terdiri dari biaya operasional dan biaya pemeliharaan kontruksi (*maintenance*).

Dasar perhitungan anggaran biaya menggunakan harga material dan upah berdasarkan dari daftar harga upah dan material Provinsi DKI Jakarta, tahun 2014 dan survey harga pasar.

##### 4.12.1. Biaya investasi awal (*initial cost*)

Biaya pembangunan instalasi pengolahan air limbah Pondok Bandung sebagai berikut:

1. Biaya pembangunan fisik menggunakan harga satuan bahan dan harga satuan upah berdasarkan jenis kegiatan yang dibutuhkan:

Biaya pembangunan fisik = Rp. 1.398.894.022,36

Biaya pajak yaitu besarnya pajak yang akan dibayarkan untuk tahap pelaksanaan sebesar 10% dari biaya pembangunan fisik:

Biaya pajak pelaksanaan =  $10\% \times \text{Rp.}1.069.985.656,22 = \text{Rp.} 139.889.402,24$

Total biaya investasi awal (*initial cost*) IPAL Pondok Bandung ditampilkan pada tabel berikut:

Tabel 4.36. Total biaya investasi awal (*initial cost*) IPAL.

No	Jenis Kegiatan	Jumlah Harga (Rp.)
I.	Pekerjaan Persiapan	78.603.200,00
II.	Pekerjaan Tanah	41.408.735,20
III.	Jumlah Biaya Pekerjaan Struktur	879.585.968,95
IV.	Pekerjaan Dinding	149.531.472,38
V.	Pekerjaan Perpipaian	226.449.645,83
VI.	Pekerjaan Elektrikal	16.951.000,00
VII.	Pekerjaan Lain-Lain	6.364.000,00
Jumlah Biaya (Rp.)		1.398.894.022,36
PPN 10% (Rp.)		139.889.402,24
Jumlah Total		1.538.783.424,60
Jumlah Total Pembulatan		1.538.784.000,00
Terbilang		
Satu miliar lima ratus tiga puluh delapan juta tujuh ratus delapan puluh empat ribu		

Sumber: hasil perhitungan.

#### 4.12.2. Biaya tahunan (*annual cost*)

Biaya tahunan instalasi pengolahan air limbah Pondok Bandung sebagai berikut:

1. Biaya operasional meliputi biaya mendukung unit-unit pengolahan air limbah selama beroperasi yaitu biaya untuk menggaji operator, biaya penerangan dan biaya listrik pompa dan blower.

- a. Biaya gaji operator berdasarkan nilai upah minimum regional (UMR) Provinsi DKI Jakarta oktober tahun 2015, jumlah operator yang bekerja dalam instalasi pengolahan air limbah Pondok Bandung direncanakan sebanyak satu orang dengan gaji sebesar Rp.3.100.000,-.

Maka biaya untuk gaji operator selama satu tahun adalah

$$= 1 \text{ orang} \times \text{Rp.3.100.000,-} \cdot \text{orang}^{-1} \cdot \text{bulan}^{-1} \times 12 \text{ bulan} \cdot \text{tahun}^{-1}$$

$$= \text{Rp.37.200.000,-}$$

- b. Biaya penerangan menggunakan tarif dasar listrik tahun 2015 untuk keperluan pemerintah per killo watt jam (kWh) sebesar Rp.575,-. Untuk penerangan keseluruhan unit direncanakan sebanyak 2 buah lampu yaitu untuk di pos operator dengan daya masing-masing 20 watt. Lama pemakaian lampu dalam satu hari diasumsikan 15 jam.

Biaya penerangan /tahun = Tarif listrik x Energi listrik dalam 1 tahun

Energi listrik yang terpakai dalam 1 tahun =

$$\frac{2 \text{ lampu} \times 20 \text{ watt} \cdot \text{lampu}^{-1} \times 15 \text{ jam} \cdot \text{hari}^{-1} \times 365 \text{ hari} \cdot \text{tahun}^{-1}}{1000 \text{ watt} \cdot \text{kWh}^{-1}} = 219 \text{ kWh}$$

$$\text{Biaya penerangan} \cdot \text{tahun}^{-1} = \text{Rp.575,-} \cdot \text{kWh}^{-1} \times 219 \text{ kWh}$$

$$= \text{Rp.125.925,-}$$

- c. Biaya listrik pompa menggunakan tarif dasar listrik yang sama pada perhitungan biaya penerangan, maka biaya listrik pompa meliputi dua pompa air limbah dan 1 pompa sirkulasi lumpur yaitu:

Lama pemakaian pompa air limbah dengan daya 15 Hp = 11.190 watt dalam satu hari adalah 3 menit = 0,05 jam.

Energi listrik untuk pompa air limbah yang terpakai dalam 1 tahun =

$$\frac{2 \text{ pompa} \times 11.190 \text{ watt} \cdot \text{pompa}^{-1} \times 0,05 \text{ jam} \cdot \text{hari}^{-1} \times 365 \text{ hari} \cdot \text{tahun}^{-1}}{1000 \text{ watt} \cdot \text{kWh}^{-1}}$$

$$= 408,44 \text{ kWh}$$

$$\text{Biaya listrik pompa air limbah} \cdot \text{tahun}^{-1} = \text{Rp.575,-} \cdot \text{kWh}^{-1} \times 408,44 \text{ kWh}$$

$$= \text{Rp.234.850,13}$$

Lama pemakaian pompa sirkulasi lumpur dengan daya 2,4 Hp = 1790,40 watt dalam satu hari adalah 0,73 jam.

$$\text{Energi listrik untuk pompa air limbah yang terpakai dalam 1 tahun} = \frac{1 \text{ pompa} \times 1790,40 \text{ watt} \cdot \text{pompa}^{-1} \times 0,73 \text{ jam} \cdot \text{hari}^{-1} \times 365 \text{ hari} \cdot \text{tahun}^{-1}}{1000 \text{ watt} \cdot \text{kWh}^{-1}}$$

$$= 477,05 \text{ kWh}$$

$$\begin{aligned} \text{Biaya listrik pompa air limbah} \cdot \text{tahun}^{-1} &= \text{Rp.}575,- \cdot \text{kWh}^{-1} \times 477,05 \text{ kWh} \\ &= \text{Rp.}274.304,95 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total biaya listrik pompa} &= \text{biaya pompa air limbah} + \text{biaya pompa lumpur} \\ &= \text{Rp.}234.850,13 + \text{Rp.}274.304,95 \\ &= \text{Rp.}509.155,08 \end{aligned}$$

- d. Biaya listrik blower udara menggunakan tarif dasar listrik yang sama pada perhitungan biaya penerangan. Pada ruang aerasi direncanakan 2 blower untuk mentransfer kebutuhan oksigen bagi bakteri pengurai dengan daya masing-masing blower udara adalah 200 watt, blower udara digunakan secara bergantian dalam satu hari. Lama pemakaian dalam satu hari masing-masing blower adalah 4,75 jam.

$$\text{Energi listrik untuk pompa air limbah yang terpakai dalam 1 tahun} = \frac{1 \text{ blower} \times 200 \text{ watt} \cdot \text{blower}^{-1} \times 4,75 \text{ jam} \cdot \text{hari}^{-1} \times 365 \text{ hari} \cdot \text{tahun}^{-1}}{1000 \text{ watt} \cdot \text{kWh}^{-1}}$$

$$= 346,75 \text{ kWh}$$

$$\begin{aligned} \text{Biaya listrik blower udara} \cdot \text{tahun}^{-1} &= \text{Rp.}575,- \cdot \text{kWh}^{-1} \times 346,75 \text{ kWh} \\ &= \text{Rp.}199.381,25 \end{aligned}$$

Total biaya operasional dalam setahun =

$$\begin{aligned} &\text{Biaya gaji operator} + \text{Biaya penerangan} + \text{Biaya pompa} + \text{Biaya blower} \\ &\text{Rp.}37.200.000,- + \text{Rp.}125.925,- + \text{Rp.}509.155,08 + \text{Rp.}199.381,25 \\ &= \text{Rp.}38.034.461,33 \end{aligned}$$

2. Biaya pemeliharaan meliputi biaya perbaikan atau pembelian suku cadang untuk memperbaiki peralatan-peralatan yang rusak, serta termasuk biaya pemeliharaan bak, pipa, dan penerangan. Biaya pemeliharaan diasumsikan 30% dari biaya operasi.

$$\begin{aligned} \text{Biaya pemeliharaan dalam setahun} &= 30 \% \times \text{Rp.}38.034.461,33 \\ &= \text{Rp.}11.410.338,40 \end{aligned}$$

Sehingga total biaya tahunan (*annual cost*) IPAL Pondok Bandung meliputi perhitungan diatas sebagai berikut:

Tabel 4.37. Total biaya tahunan (*annual cost*) IPAL.

No	Jenis Kegiatan	Jumlah Harga (Rp.)
I.	Gaji Operator	37.200.000,00
II.	Biaya Penerangan	125.925,00
III.	Biaya Listrik Pompa	509.155,08
IV.	Biaya Listrik Blower	199.381,25
Jumlah Biaya Operasional (Rp.)		38.034.461,33
Jumlah Biaya Operasional 30 % (Rp.)		11.410.338,40
Jumlah Total		49.444.799,73
Jumlah Total Pembulatan		49.445.000,00
Terbilang		
Empat puluh sembilan juta empat ratus empat puluh lima ribu rupiah		

Sumber: hasil perhitungan.

