

BAB VI

P E N U T U P

6.1. KESIMPULAN

Dari analisa mengenai Pengaruh Perubahan Peruntukan Lahan Terhadap Aspek Hidrologi dapat disimpulkan hal-hal sebagai berikut:

1. Adanya perubahan tata guna lahan sesuai yang direncanakan dalam perencanaan RDTRK Semarang periode 2000-2010 dengan dibangunnya lapangan golf Candi Semarang Golf Club sangat berpengaruh terhadap nilai dari faktor penutup lahan (C) dan faktor konservasi praktis (P). Hal ini dapat terlihat ketika semula berupa lahan konservasi kemudian direncanakan sebagai lapangan golf, sehingga mengakibatkan penurunan nilai dari koefisien penutup lahan (C) dan faktor konservasi praktis (P). Penurunan nilai C dan P kemudian memengaruhi penurunan laju erosi yang akan terjadi.
2. Erosi lahan total yang terjadi di Sub DAS Kaligarang sebelum terbangun lapangan golf sebesar 7440,826 ton/ha/th.
3. Prediksi erosi lahan total yang terjadi di Sub DAS Kaligarang setelah terbangun lapangan golf sebesar 7401,352 ton/ha/th.
4. Dari hasil yang diperoleh, terlihat bahwa erosi lahan total yang terjadi sebelum dan setelah adanya lapangan golf mengalami penurunan sebesar 0,531 %.

5. Adanya perubahan tata guna lahan akibat pembangunan lapangan golf juga mengakibatkan penurunan nilai koefisien aliran gabungan (C gab). Penurunan Cgab mempengaruhi penurunan debit yang terjadi.
6. Debit yang terjadi pada kondisi eksisting (sebelum terbangun lapangan golf):

	Q Eksisting (m ³ /dt)
Outlet 1 (pada lapangan golf)	
Periode ulang 2 th	5,619
Periode ulang 5 th	7,157
Periode ulang 10 th	8,175
Periode ulang 20 th	9,151
Periode ulang 25 th	9,461
Periode ulang 50 th	10,415
Periode ulang 100 th	11,363
Periode ulang 1000 th	14,493
Outlet 2 (Sub DAS Kaligarang)	
Periode ulang 2 th	351,381
Periode ulang 5 th	447,533
Periode ulang 10 th	511,195
Periode ulang 20 th	572,260
Periode ulang 25 th	591,631
Periode ulang 50 th	651,303
Periode ulang 100 th	710,535
Periode ulang 1000 th	906,255

7. Prediksi Debit yang terjadi setelah terbangun lapangan golf :

	Q Stlh ada lap golf (m ³ /dt)
Outlet 1 (pada lapangan golf)	
Periode ulang 2 th	5,507
Periode ulang 5 th	7,014
Periode ulang 10 th	8,011
Periode ulang 20 th	8,968
Periode ulang 25 th	9,272
Periode ulang 50 th	10,207
Periode ulang 100 th	11,135
Periode ulang 1000 th	14,203
Outlet 2 (Sub DAS Kaligarang)	
Periode ulang 2 th	349,516
Periode ulang 5 th	445,159
Periode ulang 10 th	508,483
Periode ulang 20 th	569,224
Periode ulang 25 th	588,492
Periode ulang 50 th	647,848
Periode ulang 100 th	706,765
Periode ulang 1000 th	901,447

6.2. SARAN

Dari hasil analisa, hubungannya dengan pembangunan lapangan golf dengan perubahan tata guna lahan di daerah Semarang, khususnya di DAS Kaligarang maka perlu diajukan rekomendasi sebagai bahan pertimbangan kebijakan pemerintah daerah dalam penentuan perencanaan tata guna lahan RDTRK. Adapun rekomendasi yang diajukan yaitu:

1. Untuk mencegah terjadinya perubahan nilai koefisien aliran gabungan (Cgab), nilai faktor penutup lahan (C) dan faktor konservasi praktis (P) serta kemiringan lahan

(LS) yang semakin besar, maka perlu diupayakan hal-hal sebagai berikut:

a) Tindakan Konservasi Lahan

Tindakan Konservasi Lahan yang dimaksud adalah suatu tindakan terhadap pencegahan komponen-komponen lingkungan agar tidak terjadi kerusakan yang lebih parah. Misalnya dengan dibangunnya lapangan golf maka akan terjadi penurunan debit dan laju erosi yang terjadi. Konservasi juga sangat membantu dalam pengadaan daerah resapan air, sehingga dapat mengurangi resiko terjadinya erosi dan banjir.

b) Pembuatan danau buatan pada lapangan golf sehingga mengurangi limpasan yang terjadi pada daerah lain.

BAB VI

PERENCANAAN KOLAM RETENSI

6.1. LOKASI KOLAM RETENSI

Deskripsi lokasi kolam retensi terletak dilapangan golf Candi Semarang Golf Club di Jl. Gombel Lama Kelurahan Tinjomoyo, Kecamatan Banyumanik, Kota Semarang. Dimana lokasi lapangan golf termasuk dalam Daerah Aliran Sungai (DAS) Kaligarang.

6.2. KAPASITAS KOLAM

Untuk menentukan volume air maksimum yang dapat ditampung oleh kolam perlu diperhitungkan kapasitas kolam retensi. Volume air yang terjadi dapat dihitung dengan metode *Unit Hidrograf Sintetik Snyder*.

Rumus :

$$1. \quad tp = C_1 \cdot C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0,3}$$

dimana :

tp = keterlambatan DAS (jam)

C_1 = 0,75 ($C_1 = 1$ untuk sistem Inggris)

C_t = koefisien yang diturunkan dari DAS yang memiliki data pada daerah yang sama, antara 0,75-3,00 (*Ir. C.D. Soemarto, B.I.E DIPLH, Hidrologi Teknik edisi ke-2*)

L = panjang sungai utama dari outlet ke batas Hulu (km)

L_c = jarak antara titik berat DAS dengan outlet yang diukur sepanjang aliran utama

Data yang diketahui :

$$A = 0,9 \text{ km}^2$$

$$L = 9,867 \text{ km}$$

$$L_c = 2,667 \text{ km}$$

$$\begin{aligned} t_p &= C_1 \cdot C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0,3} \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot (9,867 \cdot 2,667)^{0,3} \\ &= 2,0004 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$2. \quad t_e = t_p / 5,5$$

Jika $t_e > t_r$

$$T_p = t'_p + 0,5t_r \quad (t_r = 1 \text{ jam})$$

$$t'_p = t_p + 0,25(t_r - t_e)$$

$$t_p = C_t (L \cdot L_c)^{0,3}$$

$$C_t = \text{koefisien antara } 1,80 - 2,20$$

Jika $t_e < t_r$

$$T_p = t_p + 0,5t_r$$

Dimana :

t_e = lamanya hujan efektif

t_r = durasi waktu

T_p = *time rise to peak* (jam)

sehingga :

$$\begin{aligned} t_e &= t_p / 5,5 \\ &= 2,0004 / 5,5 \\ &= 0,3637 \text{ jam} < t_r = 1 \text{ jam} \end{aligned}$$

maka :

$$\begin{aligned} T_p &= t_p + 0,5t_r \\ &= 2,0004 + 0,5 \cdot 1 \\ &= 2,5004 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$3. \ q_p = 0,275 \cdot (C_p/T_p)$$

dimana :

q_p = puncak hidrograf satuan ($m^3/dt/mm/km^2$)

C_p = koefisien yang diturunkan dari DAS yang memiliki data pada daerah yang sama, antara 0,90-1,40 (dipakai 1) (Ir. C.D. Soemarto, B.I.E DIPLH, Hidrologi Teknik edisi ke-2)

sehingga :

$$\begin{aligned} q_p &= 0,275 \cdot (1/2,5004) \\ &= 0,10998 \text{ m}^3/dt/mm/km^2 \end{aligned}$$

$$4. \ Q_p = q_p \cdot A$$

dimana :

Q_p = debit puncak hidrograf ($m^3/dt/mm$)

A = luas DAS (km^2)

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_p &= 0,10998 \cdot 0,9 \\ &= 0,09898 \text{ m}^3/dt/mm \end{aligned}$$

Didalam membuat unit hidrograf dengan metode Snyder ordinat-ordinat hidrograf dihitung dengan persamaan ALEXEYEV, (Ir. C.D. Soemarto, B.I.E DIPLH, Hidrologi Teknik edisi ke-2)

Untuk memudahkan perhitungan, berikut ini disajikan tabel perhitungan unit hidrograf metode Snyder, yaitu :

- Kolom 1 = absis satuan (X) (misal 0,1;0,2 dsb)
- Kolom 2 = waktu periode hidrograf (t) = $T_p \cdot X$

▪ Kolom 3 = diisikan $y = 10^{\frac{-a(1-x)^2}{x}}$; karena

$Y = Q/Qp$; sedangkan $a = 1,32.\lambda^2 + 0,15.\lambda + 0,045$ dan

$$\lambda = \frac{Qp.Tp}{h.A}$$

Sehingga :

$$\lambda = \frac{Qp.Tp}{h.A} = \frac{0,09898 * 2,5004}{1 * 0,9} = 0,275$$

$$a = 1,32.\lambda^2 + 0,15.\lambda + 0,045$$

$$a = 1,32.0,275^2 + 0,15.0,275 + 0,045$$

$$a = 0,186$$

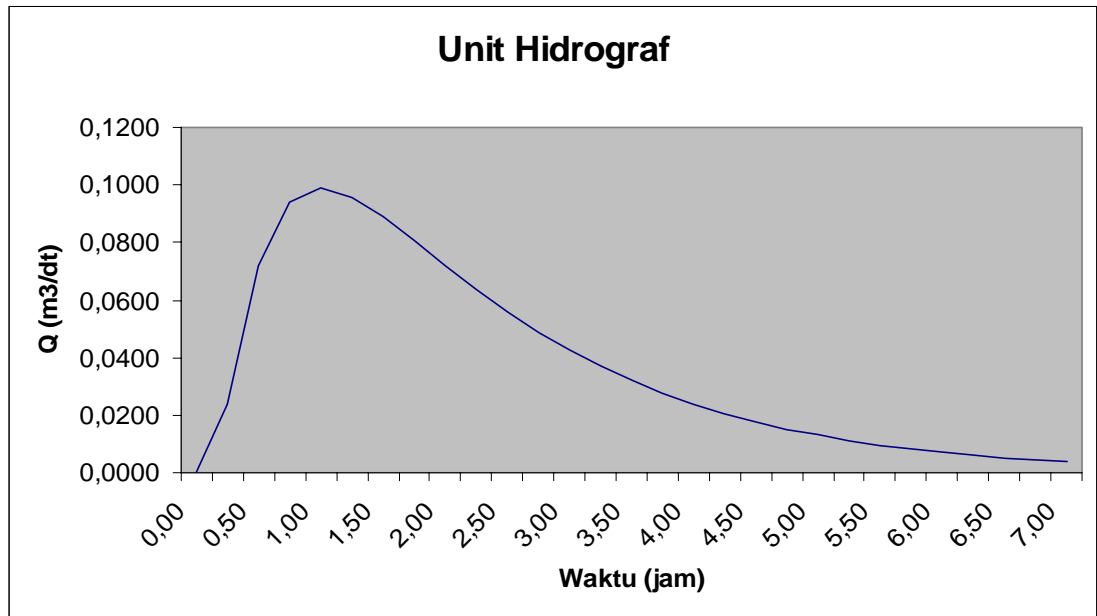
dimana :

h = tinggi hujan = 1 mm

A = luas daerah pelayanan (km²)

Tabel 6.1. Unit Hidrograf Sintetik Kolam Retensi

X	$t = T_p * X$	Y	$Q = Q_p * y$
1	2	3	4
0,00	0,000	0,000	0,0000
0,25	0,625	0,241	0,0238
0,50	1,250	0,729	0,0721
0,75	1,875	0,949	0,0939
1,00	2,500	1,000	0,0990
1,25	3,126	0,969	0,0959
1,50	3,751	0,900	0,0891
1,75	4,376	0,816	0,0808
2,00	5,001	0,729	0,0721
2,25	5,626	0,644	0,0638
2,50	6,251	0,566	0,0560
2,75	6,876	0,494	0,0489
3,00	7,501	0,430	0,0425
3,25	8,126	0,373	0,0369
3,50	8,752	0,323	0,0320
3,75	9,377	0,279	0,0276
4,00	10,002	0,241	0,0238
4,25	10,627	0,207	0,0205
4,50	11,252	0,178	0,0177
4,75	11,877	0,153	0,0152
5,00	12,502	0,132	0,0130
5,25	13,127	0,113	0,0112
5,50	13,752	0,097	0,0096
5,75	14,377	0,083	0,0083
6,00	15,003	0,071	0,0071
6,25	15,628	0,061	0,0061
6,50	16,253	0,053	0,0052
6,75	16,878	0,045	0,0045
7,00	17,503	0,039	0,0038



Gambar 6.1. Unit Hidrograf

Dari grafik unit hidrograf diperoleh :

$$Q_p = 0,0990 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{mm}$$

$$T_p = 2,5004 \text{ jam}$$

Perhitungan nilai absis dan ordinat tiap jam disajikan dalam Tabel 6.2.

Tabel 6.2. Absis dan ordinat unit hidrograf

jam (t)	X	Y	$Q = Q_p \cdot Y$
1	2	3	4
0	0,000	0,000	0,0000
1	0,400	0,565	0,0560
2	0,800	0,969	0,0959
3	1,200	0,979	0,0969
4	1,600	0,867	0,0858
5	2,000	0,729	0,0721
6	2,400	0,596	0,0590
7	2,800	0,481	0,0476
8	3,199	0,384	0,0380
9	3,599	0,305	0,0302
10	3,999	0,241	0,0238
11	4,399	0,190	0,0188
12	4,799	0,149	0,0147

jam (t)	X	Y	Q = Q _p *Y
1	2	3	4
13	5,199	0,117	0,0116
14	5,599	0,091	0,0091
15	5,999	0,072	0,0071
16	6,399	0,056	0,0055
17	6,799	0,044	0,0043
18	7,199	0,034	0,0034
19	7,599	0,027	0,0026
20	7,999	0,021	0,0020
21	8,399	0,016	0,0016
22	8,798	0,013	0,0012
23	9,198	0,010	0,0010
24	9,598	0,008	0,0008
25	9,998	0,006	0,0006
26	10,398	0,005	0,0005
27	10,798	0,004	0,0004
28	11,198	0,003	0,0003
29	11,598	0,002	0,0002
30	11,998	0,002	0,0002
31	12,398	0,001	0,0001
32	12,798	0,001	0,0001
33	13,198	0,001	0,0001
34	13,598	0,001	0,0001
35	13,998	0,000	0,0000

Dalam kita memperhitungkan hidrograf satuan sintetis kita memerlukan data hujan efektif yang diperoleh dari distribusi hujan yang terjadi tiap jam dikurangi dengan indeks (ϕ) yang diperoleh dari perhitungan infiltrasi yang terjadi didaerah tersebut. Didalam perencanaan kali ini perencana menggunakan distribusi hujan yang diteliti oleh Sri Hartono BR (1985) dimana dalam penelitiannya hujan maksimum harian yang terjadi terdistribusi dalam 6 jam. Dengan prosentase tiap jamnya berturut-turut 24;26;17;7;5;10 persen terhadap hujan harian maksimum. Sedangkan perhitungan

infiltrasi yang terjadi dihitung dengan rumus Dr. Horton.

Dari hasil analisis yang telah dilakukan dengan metode gumbel maka diperoleh hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang 25 tahun adalah 179,14 mm.

Untuk distribusi hujan tiap jam dapat dilihat dalam tabel berikut ini :

Tabel 6.3. Distribusi Hujan Rencana

jam	prosentase distribusi %	curah hujan harian mm	distribusi hujan mm
1	24	179,14	42,994
2	26	179,14	46,576
3	17	179,14	30,454
4	7	179,14	12,540
5	5	179,14	8,957
6	10	179,14	17,914

Untuk menghitung infiltrasi yang terjadi Dr. Horton memberikan rumus :

$$fp = fc + (fo - fc) \cdot e^{-k \cdot t}$$

dimana :

fp = kapasitas infiltrasi pada waktu t

fc = harga akhir infiltrasi, diambil 1,5 mm

fo = kapasitas infiltrasi permulaan yang tergantung dari hujan sebelumnya dapat diperkirakan 50% s/d 80% dari curah hujan total (curah hujan harian periode 25 tahun)

$$= 50\% \cdot 179,14$$

$$= 89,57 \text{ mm}$$

k = konstanta, diambil 1

t = waktu sejak mulainya hujan

e = bilangan yang nilainya 2,718281828

Untuk perhitungan hujan efektif yang terjadi tiap jam dengan menggunakan metode Dr.Hartono BR sebagai contoh untuk jam 1 :

$$\begin{aligned} f_p &= f_c + (f_o - f_c) \cdot e^{-k \cdot t} \\ &= 1,5 + (89,57 - 1,5) \cdot e^{-1 \cdot 1} \\ &= 33,949 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk jam selanjutnya dapat dilihat dalam Tabel 1.4.

Tabel 6.4. Perhitungan Hujan Efektif

jam	distribusi hujan mm	infiltrasi (ϕ) mm	hujan efektif mm
1	42,994	33,949	9
2	46,576	13,437	33
3	30,454	5,891	25
4	12,540	3,116	9
5	8,957	2,094	7
6	17,914	1,719	16

Dalam pembuatan hidrograf satuan sintetis *Snyder* ordinat-ordinat hidrograf satuan dihitung dengan persamaan *ALEXEYEV*, (*Ir. C.D.Soemarto, B.I.E DIPLH, Hidrologi Teknik edisi ke-2*) yaitu :

$$Y = Q/Q_p$$

$$X = t/T_p$$

sedangkan $y = 10^{\frac{-a(1-x)^2}{x}}$; dengan

$$a = 1,32 \cdot \lambda^2 + 0,15 \cdot \lambda + 0,045 \text{ dan } \lambda = \frac{Q_p \cdot T_p}{h \cdot A}$$

dimana :

$$h = \text{tinggi hujan} = 1 \text{ mm}$$

$$A = \text{luas daerah pelayanan (km}^2\text{)}$$

Untuk mempermudah perhitungan hidrograf satuan cara *Snyder* dibuat tabel sebagai berikut, yaitu dengan cara :

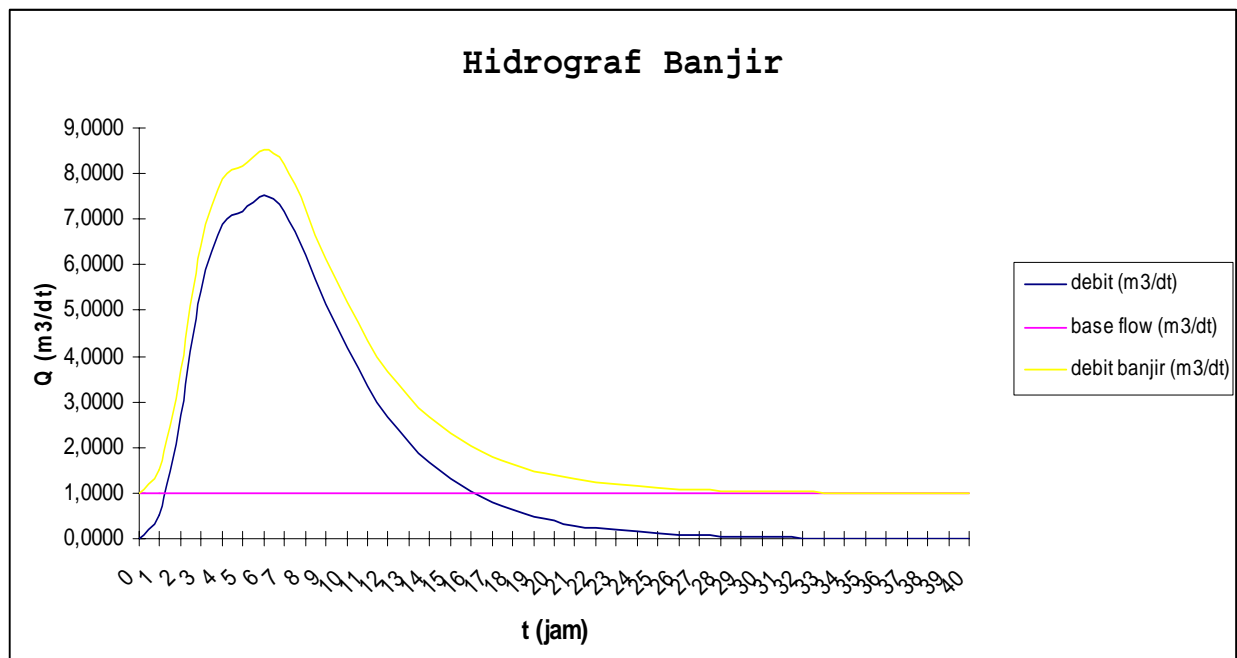
- Kolom 1 = dimasukkan t , yaitu periode Hidrograf dengan selang 1jam
- Kolom 2 = adalah $X = t/T_p$
- Kolom 3 = diisi dengan $y = 10^{\frac{-a(1-x)^2}{x}}$, karena $Y = Q/Q_p$
- Kolom 4 = diisi dengan $Q = Y \cdot Q_p$
- Kolom 5, dst = adalah besarnya hujan efektif yang berdurasi 1jam * Q (kolom 4)
- Kolom 11 = merupakan hidrograf total akibat ketiga hujan tersebut diatas (Σ kolom 5, 6, 7, dst)

Penentuan volume tampungan menggunakan metode hidrograf banjir.

Tabel 6.6. Hidrograf Banjir

t jam	Σ Debit m ³ /dt	Base Flow m ³ /dt	Total Debit m ³ /dt
0	0,0000	1	1,0000
1	0,5062	1	1,5062
2	2,7222	1	3,7222
3	5,4292	1	6,4292
4	6,8712	1	7,8712
5	7,1658	1	8,1658
6	7,5109	1	8,5109
7	7,1855	1	8,1855
8	6,2091	1	7,2091
9	5,1424	1	6,1424
10	4,1698	1	5,1698
11	3,3404	1	4,3404
12	2,6558	1	3,6558
13	2,1007	1	3,1007
14	1,6556	1	2,6556
15	1,3014	1	2,3014
16	1,0209	1	2,0209
17	0,7996	1	1,7996
18	0,6255	1	1,6255
19	0,4889	1	1,4889
20	0,3818	1	1,3818
21	0,2979	1	1,2979
22	0,2324	1	1,2324
23	0,1811	1	1,1811
24	0,1411	1	1,1411
25	0,1099	1	1,1099
26	0,0856	1	1,0856
27	0,0667	1	1,0667
28	0,0519	1	1,0519
29	0,0404	1	1,0404
30	0,0314	1	1,0314
31	0,0244	1	1,0244
32	0,0190	1	1,0190

t jam	Σ Debit m ³ /dt	Base Flow m ³ /dt	Total Debit m ³ /dt
33	0,0148	1	1,0148
34	0,0115	1	1,0115
35	0,0089	1	1,0089
36	0,0066	1	1,0066
37	0,0039	1	1,0039
38	0,0021	1	1,0021
39	0,0013	1	1,0013
40	0,0008	1	1,0008



Gambar 6.3. Hidrograf Banjir

6.3. FLOOD ROUTING

Perhitungan flood routing berpedoman pada persamaan kontinuitas dalam penampungan :

Rumus :

$$\frac{(I_1 + I_2)}{2} \Delta t = \frac{(O_1 + O_2)}{2} \Delta t + \Delta s$$

dimana :

I = Inflow

O = Outflow

Δt = periode waktu yang ditinjau

Δs = selisih penampungan

$$\Delta s = (Q_i - Q_o) * \Delta t$$

dimana :

Δs = volume yang masuk (m^3)

Q_i = debit inflow (m^3/dt)

Q_o = debit outflow (m^3/dt)

Δt = selisih waktu (detik)

Dalam perhitungan flood routing dibuat tabel berikut dengan cara :

Kolom 1 = waktu (jam)

Kolom 2 = selisih waktu (detik)

Kolom 3 = debit inflow (m^3/dt)

Kolom 4 = debit inflow rata-rata (m^3/dt)

Kolom 5 = volume inflow (m^3)

(kolom2*kolom3)

Kolom 6 = debit outflow=debit pompa(m^3/dt)

Kolom 7 = debit outflow rata-rata (m^3/dt)

Kolom 8 = volume outflow (m^3)

(kolom2*kolom7)

Kolom 9 = volume kolam komulatif (m^3)

(kolom5+kolom 8)

6.4. DIMENSI KOLAM

Penentuan dimensi kolam retensi berdasarkan pada perhitungan debit rencana yang masuk kolam dari saluran inflow dan debit rencana yang keluar melalui pompa.

Dari perhitungan V inflow dan V outflow dapat diketahui kapasitas kolam penampungan yang diperlukan yaitu sebesar 65580,541 m³. maka dimensi kolam dapat dihitung sebagai berikut :

$$V = A \cdot H$$

$$\text{Dimana : } V = \text{volume kolam (m}^3\text{)}$$

$$A = \text{luas kolam (m}^2\text{)}$$

$$H = \text{kedalaman kolam (m)}$$

Direncanakan :

$$V = 26454,541 \text{ m}^3$$

$$A = 25000 \text{ m}^2$$

$$H = \frac{V}{A} = \frac{26454,541}{25000} = 1,06 \text{ m}$$

Kedalaman diambil 3,0m

6.5. STASIUN POMPA

Dalam perencanaan pompa yang akan dipakai disesuaikan dengan kemampuan pompa dan debit rencana yang dipompa keluar. Kebutuhan rencana pompa dapat dihitung sebagai berikut :

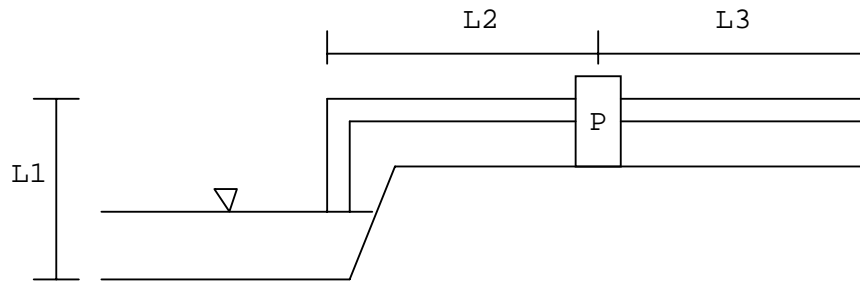
$$Q \text{ out rencana} = 0,5 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Kapasitas pompa} = 1 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Kebutuhanpompa} = \frac{Q_{out}}{\text{kapasitaspompa}} = \frac{0,5}{1} = 0,5 \square 1 \text{ buah}$$

$$\text{Cadangan} = 1 \text{ buah}$$

$$\text{Total kebutuhan} = 2 \text{ buah}$$



Daya pompa dapat dihitung sebagai berikut :

Diketahui : Q pompa = $2 \text{ m}^3/\text{dt}$
 $L1$ = 4 m
 $L2$ = 10 m
 $L3$ = 15 m

1. Penentuan koefisien gesek

E pipa baja = $0,000283$
 E/ϕ = $0,000283/0,5$
 Maka f = $0,02$

2. Penentuan kecepatan aliran

A = luas penampang pipa
 = $3,14 \cdot 0,25^2$
 = $0,071 \text{ m}^2$
 V = Q / A
 = $2 / 0,071$
 = $28,17 \text{ m/dt}$

3. Perhitungan total head (H_p)

$$hf1 = hf3 = hf5 = hf7 = K \frac{V^2}{2g} = 1 \frac{28,17^2}{2 \cdot 9,81} = 40,44m$$

$$hf2 = \frac{f \cdot l_1}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{0,02 \cdot 4}{0,5} \times \frac{28,17^2}{2 \cdot 9,81} = 6,47m$$

$$hf4 = \frac{f \cdot l_2}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{0,02 \cdot 10}{0,5} \times \frac{28,17^2}{2 \cdot 9,81} = 16,18m$$

$$hf_6 = \frac{f \cdot l_3}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{0,02 \cdot 15}{0,5} \times \frac{28,17^2}{2 \cdot 9,81} = 24,27m$$

$$\Sigma hf = (hf_1 + hf_2 + hf_3 + hf_4 + hf_5 + hf_6 + hf_7)$$

$$\begin{aligned} H_p &= H_s + \Sigma hf \\ &= 4 + 208,72 \\ &= 212,72 \text{ m} \end{aligned}$$

4. Perhitungan Daya Pompa

$$D_p = \frac{H_p \cdot Q \cdot \gamma_w}{\tau}$$

dimana : D_p = daya pompa
 H_p = total head
 Q = debit pompa
 γ_w = berat jenis air

$$D_p = \frac{212,72 \cdot 4 \cdot 1000}{0,85} = 701035,294 \text{ Kg.m/dt} = 734,7 \text{ HP}$$

Daya pompa diambil 800 HP