

BAB II DASAR TEORI

2.1. TINJAUAN UMUM

Merencanakan suatu waduk bukanlah suatu hal yang mudah karena melibatkan berbagai macam bidang ilmu pengetahuan lain yang saling mendukung demi kesempurnaan hasil perencanaan yang dicapai. Bidang ilmu pengetahuan itu antara lain geologi, hidrologi, hidrolika, mekanika tanah, bahkan ilmu pengetahuan lain diluar bidang keteknikan seperti halnya lingkungan, ekonomi, stastistik pertanian dan lain sebagainya (Subarkah, 1980).

Setiap daerah aliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi waduk, perlu adanya kajian pustaka untuk menentukan spesifikasi-spesifikasi yang akan menjadi acuan dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut (Subarkah, 1980).

2.2. PERHITUNGAN CURAH HUJAN WILAYAH

Data curah hujan dan debit merupakan data yang sangat penting dalam perencanaan waduk. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan. Perlunya menghitung curah hujan wilayah adalah untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

Metode yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rata-rata wilayah daerah aliran sungai (DAS) ada tiga metode, yaitu metode rata-rata aritmatik (aljabar), metode poligon Thiessen dan metode Isohyet (Loebis, 1987).

1. Metode rata-rata aritmatik (aljabar)

Metode ini paling sederhana, pengukuran yang dilakukan di beberapa stasiun dalam waktu yang bersamaan dijumlahkan dan kemudian dibagi jumlah stasiun. Stasiun hujan yang digunakan dalam hitungan adalah yang berada dalam DAS, tetapi stasiun di luar DAS tangkapan yang masih berdekatan juga bisa diperhitungkan.

Metode rata-rata aljabar memberikan hasil yang baik apabila :

- Stasiun hujan tersebar secara merata di DAS.
- Distribusi hujan relatif merata pada seluruh DAS.

(Triatmodjo, 2008).

2. Metode Thiessen

Metode ini memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan di sekitarnya. Pada suatu luasan di dalam DAS dianggap bahwa hujan adalah sama dengan yang terjadi pada stasiun yang terdekat, sehingga hujan yang tercatat pada suatu stasiun mewakili luasan tersebut. Metode ini digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah yang ditinjau tidak merata, pada metode ini stasiun hujan minimal yang digunakan untuk perhitungan adalah tiga stasiun hujan. Hitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap stasiun.

Metode poligon Thiessen banyak digunakan untuk menghitung hujan rata-rata kawasan. Poligon Thiessen adalah tetap untuk suatu jaringan stasiun hujan tertentu. Apabila terdapat perubahan jaringan stasiun hujan seperti pemindahan atau penambahan stasiun, maka harus dibuat lagi poligon yang baru.

(Triatmodjo, 2008).

3. Metode Isohyet

Isohyet adalah garis yang menghubungkan titik-titik dengan kedalaman hujan yang sama. Pada metode Isohyet, dianggap bahwa hujan pada suatu daerah di antara dua garis Isohyet adalah merata dan sama dengan nilai rata-rata dari kedua garis Isohyet tersebut.

Metode Isohyet merupakan cara paling teliti untuk menghitung kedalaman hujan rata-rata di suatu daerah, pada metode ini stasiun hujan harus banyak dan tersebar merata, metode Isohyet membutuhkan pekerjaan dan perhatian yang lebih banyak dibanding dua metode lainnya.

(Triatmodjo, 2008).

Dalam perhitungan tugas akhir ini stasiun hujan di daerah yang ditinjau tidak merata dan jumlah stasiun hujan yang dipakai sebanyak tiga buah stasiun hujan, sehingga metode yang digunakan adalah metode Thiessen.

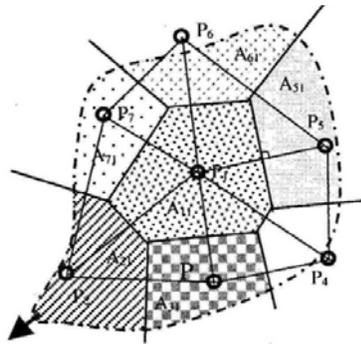
2.2.1. Polygon Thiessen

Cara ini diperoleh dengan membuat poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung dua stasiun hujan. Dengan demikian tiap stasiun penakar R_n akan terletak pada suatu wilayah poligon tertutup A_n . Dengan menghitung perbandingan luas poligon untuk setiap stasiun yang besarnya $= A_n/A$ dimana A = luas basin atau daerah

penampungan dan apabila besaran ini diperbanyak dengan harga curah hujan R_{nt} maka di dapat $R_{nt} \times (A_n + A)$ ini menyatakan curah hujan berimbang. Curah hujan rata-rata diperoleh dengan cara menjumlahkan curah hujan berimbang ini untuk semua luas yang terletak didalam batas daerah penampungan. Apabila ada n stasiun di dalam daerah penampungan dan m disekitarnya yang mempengaruhi daerah penampungan maka curah hujan rata-rata (R_{ave}) adalah :

$$R_{ave} = \sum_i^n \frac{A_n}{A} R_n + \sum_i^m \frac{A_m}{A} R_m \quad 2-1$$

(Loebis, 1987).



Gambar 2-1. Poligon Thiessen (Suripin, 2004).

2.3. PERHITUNGAN CURAH HUJAN RENCANA

Perhitungan curah hujan rencana digunakan untuk meramal besarnya hujan dengan periode ulang tertentu. Berdasarkan curah hujan rencana tersebut kemudian dicari intensitas hujan yang digunakan untuk mencari debit banjir rencana (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

Dalam ilmu statistik dikenal beberapa macam distribusi frekuensi dan empat jenis distribusi yang banyak digunakan dalam bidang hidrologi, yaitu distribusi normal, distribusi Log-Normal, distribusi Log-Person III, dan distribusi Gumbel. Sebelum menghitung curah hujan wilayah dengan distribusi yang ada dilakukan terlebih dahulu pengukuran dispersi untuk mendapatkan parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana (Suripin, 2004).

2.3.1. Pengukuran Dispersi

Suatu kenyataan bahwa tidak semua variat dari suatu variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya, kemungkinan ada nilai variat yang lebih besar atau

lebih kecil dari pada nilai rata-ratanya. Besarnya derajat dari sebaran variat disekitar nilai rata-ratanya disebut dengan variasi (*variation*) atau dispersi (*dispersion*) dari pada suatu data sembarang variabel hidrologi. Cara mengukur besarnya variasi atau dispersi disebut pengukuran dispersi, pengukuran dispersi meliputi standar deviasi, koefisien kemencengan, koefisien variasi, dan pengukuran kurtosis. (Soewarno, 1995).

$$a. S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_{rt})^2}{n-1} \right]^{0,5} \quad 2-2$$

dimana :

S = standar deviasi.

X_i = titik tengah tiap interval kelas (mm).

X_{rt} = rata-rata hitungan (mm).

n = jumlah kelas.

$$b. C_v = \frac{S}{X_{rt}} \quad 2-3$$

dimana :

C_v = koefisien variasi.

S = standar deviasi.

X_{rt} = rata-rata hitungan (mm).

$$c. C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - X_{rt})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad 2-4$$

dimana :

C_s = koefisien kemencengan.

S = standar deviasi.

X_i = titik tengah tiap interval kelas (mm).

X_{rt} = rata-rata hitungan (mm).

n = jumlah kelas.

$$d. C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n \{ \log(X_i) - \log X_{rt} \}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \quad 2-5$$

dimana :

C_k = koefisien kurtosis.

S = standar deviasi

- X_i = titik tengah tiap interval kelas (mm).
- X_{rt} = rata-rata hitungan (mm).
- n = jumlah kelas.

2.3.2. Metode Gumbel

Rumus-rumus yang digunakan untuk menentukan curah hujan rencana menurut metode Gumbel adalah sebagai berikut :

$$X_i = X_{rt} + s . k \tag{2-6}$$

dimana :

- X_i = hujan rencana dengan periode ulang T tahun (mm).
- X_{rt} = nilai tengah sampel (mm).
- s = standar deviasi sampel.
- k = faktor frekuensi.

Faktor frekuensi k didapat dengan menggunakan rumus :

$$k = \frac{Y_{tr} - Y_n}{S_n} \tag{2-7}$$

dimana :

- Y_n = harga rata-rata *reduced mean* (Tabel 2-1).
- S_n = *reduced Standar Deviation* (Tabel 2-2).
- Y_{tr} = *reduced variate* (Tabel 2-3).

(Soemarto, 1999).

Tabel 2-1. Reduced mean (Yn) (Soewarno, 1995).

n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn
10	0,4592	34	0,5396	58	0,5518	82	0,5572
11	0,4996	35	0,5402	59	0,5518	83	0,5574
12	0,5053	36	0,5410	60	0,5521	84	0,5576
13	0,5070	37	0,5418	61	0,5524	85	0,5578
14	0,5100	38	0,5424	62	0,5527	86	0,5580
15	0,5128	39	0,5430	63	0,5530	87	0,5581
16	0,5157	40	0,5436	64	0,5533	88	0,5583
17	0,5181	41	0,5442	65	0,5535	89	0,5585
18	0,5202	42	0,5448	66	0,5538	80	0,5586
19	0,5220	43	0,5453	67	0,5540	91	0,5587
20	0,5236	44	0,5458	68	0,5543	92	0,5589
21	0,5252	45	0,5463	69	0,5545	93	0,5591
22	0,5268	46	0,5468	70	0,5548	94	0,5592
23	0,5283	47	0,5473	71	0,5550	95	0,5593
24	0,5296	48	0,5477	72	0,5552	96	0,5595
25	0,5309	49	0,5481	73	0,5555	97	0,5596
26	0,5320	50	0,5485	74	0,5557	98	0,5598
27	0,5332	51	0,5489	75	0,5559	99	0,5599
28	0,5343	52	0,5493	76	0,5561	100	0,5600
29	0,5353	53	0,5497	77	0,5563		
30	0,5362	54	0,5501	78	0,5565		
31	0,5371	55	0,5504	79	0,5567		
32	0,5380	56	0,5508	80	0,5569		
33	0,5388	57	0,5511	81	0,5570		

Tabel 2-2. *Reduced standar deviation (Sn) (Soewarno, 1995).*

<i>n</i>	<i>Sn</i>	<i>n</i>	<i>Sn</i>	<i>n</i>	<i>Sn</i>	<i>n</i>	<i>Sn</i>
10	0,9496	33	1,1226	56	1,1696	79	1,1930
11	0,9676	34	1,1255	57	1,1708	80	1,1938
12	0,9933	35	1,1285	58	1,1721	81	1,1945
13	0,9971	36	1,1313	59	1,1734	82	1,1953
14	1,0095	37	1,1339	60	1,1747	83	1,1959
15	1,0206	38	1,1363	61	1,1759	84	1,1967
16	1,0316	39	1,1388	62	1,1770	85	1,1973
17	1,0411	40	1,1413	63	1,1782	86	1,1980
18	1,0493	41	1,1436	64	1,1793	87	1,1987
19	1,0565	42	1,1458	65	1,1803	88	1,1994
20	1,0628	43	1,1480	66	1,1814	89	1,2001
21	1,0696	44	1,1499	67	1,1824	90	1,2007
22	1,0754	45	1,1519	68	1,1834	91	1,2013
23	1,0811	46	1,1538	69	1,1844	92	1,2020
24	1,0864	47	1,1557	70	1,1854	93	1,2026
25	1,0915	48	1,1574	71	1,1863	94	1,2032
26	1,1961	49	1,1590	72	1,1873	95	1,2038
27	1,1004	50	1,1607	73	1,1881	96	1,2044
28	1,1047	51	1,1623	74	1,1890	97	1,2049
29	1,1086	52	1,1638	75	1,1898	98	1,2055
30	1,1124	53	1,1658	76	1,1906	99	1,2060
31	1,1159	54	1,1667	77	1,1915	100	1,2065
32	1,1193	55	1,1681	78	1,1923		

Tabel 2-3. *Reduced variate (Ytr)(Suripin, 2004).*

Periode Ulang	<i>Reduced Variate</i>	Periode Ulang	<i>Reduced Variate</i>
2	0,3665	100	4,6012
5	1,5004	200	5,2969
10	2,2510	500	6,2149
20	2,9709	1000	6,9087
25	3,1993	5000	8,5188
50	3,9028	10000	9,2121

2.3.3. Metode Log-Normal

Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan metode ini adalah sebagai berikut :

$$X_i = X_{rt} + k \cdot s \tag{2-8}$$

dimana :

X_i = besarnya curah hujan yang mungkin terjadi dengan periode ulang X tahun (mm).

s = standar deviasi data hujan maksimum tahunan.

X_{rt} = curah hujan rata-rata (mm).

k = nilai karakteristik dari distribusi Log-Normal, yang nilainya tergantung dari koefisien variasi

(Soewarno, 1995).

Tabel 2-4. Variabel standar (k) (Soemarto,1999).

Koefisien Variasi (CV)	Peluang Kumulatif P (%) : P (X ≤ X)					
	50	80	90	95	98	99
	Periode Ulang (tahun)					
	2	5	10	20	50	100
0,0500	-0,0250	0,8334	1,2965	1,6863	2,1341	2,4570
0,0750	-0,0496	0,8222	1,3078	1,7247	2,2130	2,5489
0,1000	-0,0738	0,8085	1,3156	1,7598	2,2899	2,607
0,1500	-0,0971	0,7926	1,3200	1,7911	2,3640	2,7716
0,2000	-0,1194	0,7746	1,3209	1,8183	2,4318	2,8805
0,2500	-0,1406	0,7647	1,3183	1,8414	2,5015	2,9866
0,3000	-0,1604	0,7333	1,3126	1,8602	2,5638	3,0890
0,4000	-0,1788	0,7100	1,3037	1,8746	2,6212	3,1870
0,4500	-0,1957	0,6870	1,2920	1,8848	2,6731	3,2799
0,5000	-0,2111	0,6626	1,2778	1,8909	2,7202	3,3673
0,5500	-0,2251	0,6379	1,2613	1,8931	2,7613	3,4488
0,6000	-0,2375	0,6129	1,2428	1,8915	2,7971	3,5211
0,6500	-0,2185	0,5879	1,2226	1,8866	2,8279	3,3930
0,7000	-0,2582	0,5631	1,2011	1,8786	2,8532	3,3663
0,7500	-0,2667	0,5387	1,1784	1,8677	2,8735	3,7118
0,8000	-0,2739	0,5118	1,1548	1,8543	2,8891	3,7617
0,8500	-0,2801	0,4914	1,1306	1,8388	2,9002	3,8056
0,9000	-0,2852	0,4686	1,1060	1,8212	2,9071	3,8137
0,9500	-0,2895	0,4466	1,0810	1,8021	2,9103	3,8762
1,0000	-0,2929	0,4254	1,0560	1,7815	2,9098	3,9035

2.3.4. Metode Log-Person III

Pada situasi tertentu, walaupun data yang diperkirakan mengikuti distribusi sudah dikonversi kedalam bentuk logaritmis, ternyata kedekatan antara data dan teori tidak cukup kuat untuk menyimpulkan pemakaian distribusi Log-Normal (Suripin, 2004).

Person telah mengembangkan serangkaian fungsi probabilitas yang dapat dipakai untuk hampir semua distribusi probabilitas empiris. Tidak seperti konsep yang melatar belakangi pemakaian distribusi Log-Normal untuk banjir puncak, maka distribusi probabilitas ini hampir tidak berbasis teori. Distribusi ini masih tetap dipakai karena fleksibilitasnya (Suripin, 2004).

Ada tiga parameter penting dalam Log-Person III, yaitu harga rata-rata, simpangan baku, dan koefisien kemencengan. Yang menarik, jika koefisien kemencengan sama dengan nol, distribusi kembali ke distribusi Log-Normal (Suripin, 2004).

Berikut ini langkah-langkah penggunaan distribusi Log-Person III :

- Ubah data ke dalam bentuk logaritmis dari X_i menjadi $\text{Log } X_i$.
- Hitung harga rata-rata :

$$\log X_{rt} = \sum_{i=1}^n \frac{\text{Log } X_i}{n} \quad 2-9$$

dimana :

X_i = titik tengah tiap interval kelas (mm).

X_{rt} = rata-rata hitungan (mm).

n = jumlah kelas.

- Hitung harga simpangan baku :

$$s = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \text{Log } X_{rt})^2}{n-1} \right]^{0,5} \quad 2-10$$

dimana :

S = standar deviasi.

X_i = titik tengah tiap interval kelas (mm).

X_{rt} = rata-rata hitungan (mm).

n = jumlah kelas.

- Hitung koefisien kemencengan (C_s):

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \text{Log } X_{rt})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \quad 2-11$$

dimana :

C_s = koefisien kemencengan.

S = standar deviasi.

X_i = titik tengah tiap interval kelas (mm).

X_{rt} = rata-rata hitungan (mm).

n = jumlah kelas.

- Hitung logaritma hujan atau banjir dengan periode ulang T dengan rumus :

$$\text{Log } X_i = \text{Log } X_{rt} + k.s \quad 2-12$$

dimana :

S = standar deviasi.

X_i = titik tengah tiap interval kelas (mm).

X_{rt} = rata-rata hitungan (mm).

k = variabel standar (*standardized variable*), tergantung C_s .

(Suripin, 2004).

Tabel 2-5. Nilai k untuk distribusi Log-Person III (Suripin, 2004).

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

2.4. UJI KESELARASAN

Uji keselarasan dimaksudkan untuk mengetahui ada tidaknya perbedaan yang nyata antara besarnya debit maksimum tahunan hasil pengamatan lapangan dengan hasil perhitungan. Uji keselarasan dapat dilaksanakan dengan uji chi-kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov (Soewarno, 1991).

2.4.1. Uji Keselarasan Chi-kuadrat

Uji keselarasan chi-kuadrat menggunakan rumus :

$$X^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad 2-13$$

dimana :

X^2 = harga chi-kuadrat terhitung.

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1.

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1.

N = jumlah data.

(Suripin, 2004).

Suatu distrisbusi dikatakan selaras jika nilai X^2 hitung < dari X^2 kritis. Nilai X^2 kritis dapat dilihat di Tabel 2-6. Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan chi-kuadrat kritis paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu (*level of significant*) yang sering diambil adalah 5 %. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$DK = K - (\alpha + 1) \quad 2-14$$

$$K = 1 + 3.322 \log n \quad 2-15$$

$$E_i = \frac{n}{K} \quad 2-16$$

dimana :

DK = derajat kebebasan.

K = jumlah kelas.

α = banyaknya keterikatan (banyaknya parameter), untuk uji chi-kuadrat adalah 2.

n = jumlah data

E_i = nilai yang diharapkan.

(Triatmodjo, 2008).

Tabel 2-6. Nilai kritis untuk distribusi chi-kuadrat (Soewarno, 1991).

Df	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	3,9E-05	0,00016	0,00098	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,21	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,07	12,832	15,086	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,69	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,18	2,733	15,507	17,535	20,09	21,955
9	1,735	2,088	2,7	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,94	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,66	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,39	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,26	9,591	10,851	31,41	34,17	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,26	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,683	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,98	45,558
25	10,52	11,524	13,12	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,16	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,29
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

2.4.2. Uji Keselarasan Smirnov-Kolmogorov

Uji keselarasan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji keselarasan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Suripin, 2004). Prosedurnya adalah sebagai berikut :

Rumus yang dipakai :

Urutkan dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya nilai masing-masing peluang dari hasil penggambaran grafis data (persamaan distribusinya) :

$$X_1 \rightarrow P'(X_1).$$

$$X_2 \rightarrow P'(X_2).$$

$$X_m \rightarrow P'(X_m).$$

$$X_n \rightarrow P'(X_n).$$

(Suripin, 2004).

Periode ulang untuk perhitungan debit minimum tidak menyatakan suatu nilai sama atau lebih dari besaran tertentu, akan tetapi menyatakan suatu nilai sama atau kurang dari besaran tertentu. Oleh karena itu apabila :

$$P [X \geq (X_{vt} + k \cdot s)] = \alpha \tag{2-17}$$

$$P [X \leq (X_{vt} + k \cdot s)] = 1 - \alpha \tag{2-18}$$

Rumus-rumus yang dipakai untuk menghitung D (selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis) adalah sebagai berikut :

$$P(x) = m/(n + 1) \tag{2-19}$$

$$P(x <) = 1 - P(x) \tag{2-20}$$

$$P'(x) = m/(n-1) \tag{2-21}$$

$$P'(x <) = 1 - P'(x) \tag{2-22}$$

$$D = \text{maksimum} |P'(x <) - P(x <)| \tag{2-23}$$

(Soewarno, 1995).

Berdasarkan Tabel nilai delta kritis (*Smirnov–Kolmogorov test*) tentukan harga Do (lihat Tabel 2-7).

Tabel 2-7 Nilai delta kritis (Do) untuk uji keselarasan Smirnov-Kolmogorof (Soewarno, 1995).

Jumlah data	α derajat kepercayaan			
	0,2	0,1	0,05	0,01
n				
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n ^{0,5}	1,22/n ^{0,5}	1,36/n ^{0,5}	1,63/n ^{0,5}

Catatan : α = derajat kepercayaan

2.5. PERHITUNGAN INTENSITAS CURAH HUJAN

Untuk menentukan debit banjir rencana (*design flood*), perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu di mana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau (Loebis, 1987).

Untuk menghitung intensitas curah hujan, dapat digunakan beberapa macam metode, antara lain metode Dr.Mononobe, metode Talbot dan metode Tadashi Tanimoto.

1. Metode Dr.Mononobe.

Digunakan untuk menghitung intensitas curah hujan apabila yang tersedia adalah data curah hujan harian.

(Loebis, 1987).

2. Metode Talbot.

Digunakan apabila data curah hujan yang tersedia adalah data curah hujan jangka pendek.

(Loebis, 1987).

3. Metode Tadashi Tanimoto.

Tadashi Tanimoto mengembangkan distribusi hujan jam-jaman yang dapat digunakan di Pulau Jawa.

(Triatmodjo, 2008)

Dalam perhitungan metode yang digunakan adalah metode Dr.Mononobe karena data curah hujan yang dipakai adalah data curah hujan harian.

2.5.1. Metode Dr. Mononobe

Rumus ini digunakan apabila data curah hujan yang tersedia hanya curah hujan harian.

Rumus :

$$r = \frac{R_{24}}{24} * \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \quad 2-24$$

dimana :

r = intensitas curah hujan (mm/jam).

R₂₄ = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm).

t = lamanya curah hujan (jam).

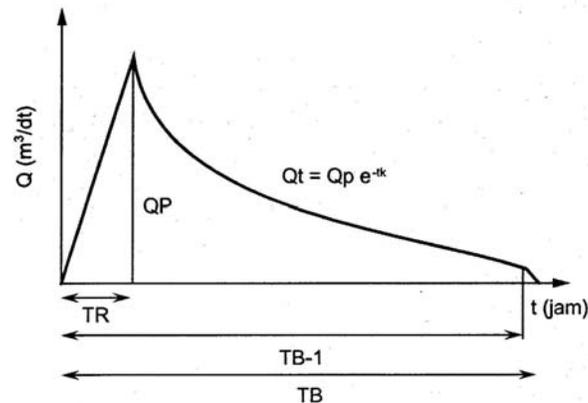
(Loebis, 1987).

2.6. PERHITUNGAN DEBIT BANJIR RENCANA

2.6.1. Hidrograf Satuan Sintetik Gamma-I

Hidrograf satuan sintetik Gama I dikembangkan oleh Sri Harto (1993, 2000) berdasar perilaku hidrologis 30 DAS di Pulau Jawa. Meskipun diturunkan dari data DAS di pulau Jawa, ternyata hidrograf satuan sintetik Gama I juga berfungsi baik untuk berbagai daerah lain di Indonesia (Triatmodjo, 2008).

HSS Gama I terdiri dari tiga bagian pokok yaitu sisi naik (*rising limb*), puncak (*crest*) dan sisi turun / resesi (*recession limb*). Gambar 2-2 menunjukkan HSS Gama I. Dalam gambar tersebut tampak ada patahan dalam sisi resesi. Hal ini disebabkan sisi resesi mengikuti persamaan eksponensial yang tidak memungkinkan debit sama dengan nol. Meskipun pengaruhnya sangat kecil namun harus diperhitungkan bahwa volume hidrograf satuan harus tetap satu.



Gambar 2-2. Hidrograf satuan sintetik Gama I (Triatmodjo, 2008).

HSS Gama I terdiri dari empat variabel pokok, yaitu waktu naik (*time of rise* – TR), debit puncak (Q_p), waktu dasar (TB), dan sisi resesi yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (K) (Triatmodjo, 2008).

a. Waktu mencapai puncak

$$T_R = 0,43 \left[\frac{L}{100.SF} \right]^3 + 1,06665.SIM + 1,2775$$

2-25

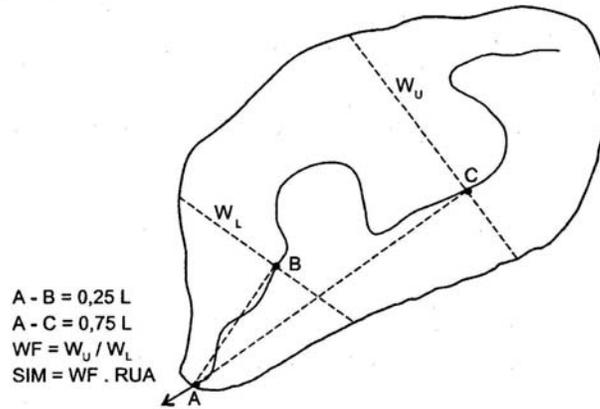
dimana :

TR = waktu naik (jam).

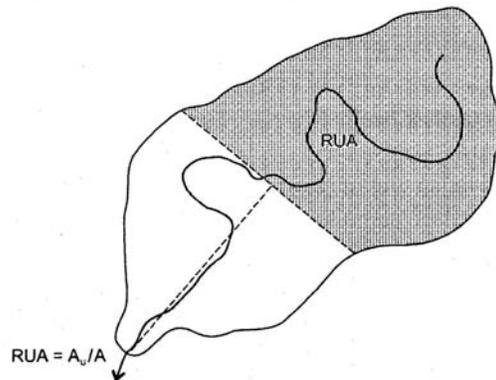
L = panjang sungai (km).

SF = faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah semua panjang sungai tingkat 1 dengan jumlah semua panjang sungai semua tingkat.

(Triatmodjo, 2008)



Gambar 2-3. Sketsa penetapan WF (Triatmodjo, 2008).



Gambar 2-4. Sketsa penetapan RUA (Triatmodjo, 2008).

W_u = lebar DTA pada 0,75 L 2-26

W_i = lebar DTA pada 0,25 L 2-27

$WF = \frac{W_u}{W_i}$ 2-28

SIM = faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DTA sebelah hulu (RUA)

$SIM = WF * RUA$ 2-29

(Triatmodjo, 2008).

b. Debit puncak

$Q_p = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot T_R^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381}$ 2-30

dimana :

Q_p = debit puncak (m³/det)

JN = jumlah pertemuan sungai.

A = luas DTA (km²).

T_R = waktu naik (jam).

(Triatmodjo, 2008).

c. Waktu dasar

$$T_B = 27,4132 \cdot T_R^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \quad 2-31$$

dimana :

T_B = waktu dasar (jam).

$$S = \text{landai sungai rata-rata} = \frac{\text{elev.hulu (m)} - \text{elev.hilir (m)}}{L(m)} \quad 2-32$$

SN = frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 dengan jumlah segmen sungai semua tingkat.

RUA = perbandingan antara luas DTA yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun pengukuran dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DTA melewati titik tersebut dengan luas DTA total.

$$RUA = \frac{AU}{A} \quad 2-33$$

(Triatmodjo, 2008).

d. Φ indeks

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \left[\frac{A}{SN} \right]^4 \quad 2-34$$

dimana :

Φ = indeks infiltrasi (mm/jam).

A = luas DTA (km²)

SN = frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 dengan jumlah segmen sungai semua tingkat.

(Triatmodjo, 2008).

e. Aliran dasar

$$Q_b = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \quad 2-35$$

dimana :

Q_b = aliran dasar (m³/det).

D = kerapatan jaringan kuras (*drainage density*) atau indeks kerapatan sungai yaitu perbandingan jumlah panjang sungai semua tingkat dibagi dengan luas DTA.

(Triatmodjo, 2008).

f. Waktu konsentrasi

$$t_c = \left(\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right)^{0,385} \quad 2-36$$

dimana :

t_c = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang saluran utama (km)

S = kemiringan rata-rata saluran utama.

g. Faktor tampungan

$$k = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0897} \cdot D^{0,0452} \quad 2-37$$

dimana :

k = koefisien tampungan.

A = luas DTA (km²).

S = landai sungai rata-rata.

SF = faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah semua panjang sungai tingkat 1 dengan jumlah semua panjang sungai semua tingkat.

D = kerapatan jaringan kuras (*drainage density*) atau indeks kerapatan sungai yaitu perbandingan jumlah panjang sungai semua tingkat dibagi dengan luas DTA.

(Triatmodjo, 2008).

h. debit yang diukur dalam jam ke-t sesudah debit puncak dalam

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-t/k} \quad 2-38$$

dimana :

Q_t = debit yang diukur dalam jam ke-t sesudah debit puncak dalam (m³/det)

Q_p = debit puncak dalam (m³/det)

t = waktu yang diukur dari saat terjadinya debit puncak (jam)

k = koefisien tampungan (jam)

(Triatmodjo, 2008).

i. Hidrograf satuan sintetik gama-I

Analisis hidrograf banjir untuk kala ulang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_{\text{total}} = U_1 \cdot \text{Re}_i + U_2 \cdot \text{Re}_{i-1} + U_3 \cdot \text{Re}_{i-2} + \dots + U_n \cdot \text{Re}_{i-(n+1)} + Q_b \quad 2-39$$

Di mana :

Q_{total} = debit banjir rancangan untuk periode ulang T tahun.

U_n = ordinat unit HSS gama-I.

Re_i = hujan efektif pada jam ke i.

Q_b = aliran dasar (*base flow*).

(Triatmodjo, 2008).

2.6.2. PMF (Probable Maximum Flood).

Pada waktu terjadi curah hujan terbesar (curah hujan maksimal) akan terjadi debit banjir terbesar (debit banjir maksimum) di suatu daerah aliran sungai tertentu. Jadi dengan menghitung kemungkinan terjadinya curah hujan terbesar PMP (*Probable Maximum Precipitation*) dapat dihitung besarnya kemungkinan debit banjir terbesar pula. Secara teoritis dalam perhitungan PMF didapat dari perhitungan curah hujan maksimum yang menggunakan metode PMP dikalikan perhitungan debit banjir dengan metode analisa hidrograf satuan sintetik (HSS), dalam perhitungan HSS digunakan metode HSS Gamma I (Soemarto, 1995).

$$\text{PMF} = \text{PMP} \times \text{HSS} \quad 2-40$$

dimana :

PMF = *probable maximum flood* (banjir maksimum yang mungkin terjadi) (m^3/det).

PMP = *probable maximum precipitation* (curah hujan maksimum yang mungkin terjadi) (mm).

HSS = hidrograf satuan sintetik (m^3/det).

(Soemarto, 1995).

Besarnya hujan maksimum boleh jadi atau PMP (*Probable Maximum Precipitation*) dihitung dengan metode Statistik Hershfield

(Soemarto, 1995).

2.7. ANALISIS KEBUTUHAN AIR

2.7.1. Analisis Kebutuhan Air Baku

Kebutuhan air baku di sini dititik beratkan pada penyediaan air baku untuk diolah menjadi air bersih (Ditjen Cipta Karya, 2000).

2.7.1.1. Standar Kebutuhan Air

Standar kebutuhan air *non domestic*

Standar kebutuhan air *non domestic* adalah kebutuhan air bersih diluar keperluan rumah tangga. Kebutuhan air *non domestic* terdiri dari penggunaan komersial dan industri, yaitu penggunaan air oleh badan komersil dan industri. Dan penggunaan umum, yaitu penggunaan air untuk bangunan pemerintah, rumah sakit, sekolah dan tempat ibadah (Ditjen Cipta Karya, 2000).

Tabel 2-8. Besaran kebutuhan air non domestik (Ditjen Cipta Karya, 2000).

SEKTOR	NILAI	SATUAN
Sekolah	10	Liter/murid/hari
Rumah sakit	200	Liter/bed/hari
Puskesmas	2000	Liter/unit/hari
Masjid	3000	Liter/unit/hari
Mushola	2000	Liter/unit/hari
Kantor	10	Liter/pegawai/hari
Pasar	12000	Liter/hektar/hari
Hotel	150	Liter/bed/hari
Rumah Makan	100	Liter/tempat duduk/hari
Komplek Militer	60	Liter/orang/hari
Kawasan industri	0,2 - 0,8	Liter/detik/hektar
Kawasan pariwisata	0,1 - 0,3	Liter/detik/hektar
Kebocoran	20-30	Persen

2.7.1.2. Proyeksi Kebutuhan Air Bersih

Proyeksi kebutuhan air bersih dapat ditentukan dengan memperhatikan pertumbuhan penduduk untuk diproyeksikan terhadap kebutuhan air bersih sampai dengan lima puluh tahun mendatang atau tergantung dari proyeksi yang dikehendaki (Soemarto, 1995).

Hal yang berkaitan dengan proyeksi kebutuhan tersebut adalah :

- a. Angka pertumbuhan penduduk

Angka pertumbuhan penduduk dihitung dengan prosentase memakai rumus :

$$\left(\frac{\text{jumlah penduduk tahun ke-X}}{\text{jumlah penduduk tahun ke-Y}} \right)^{\frac{1}{X-Y}} \times 100\% \quad 2-41$$

b. Proyeksi Jumlah Penduduk

Dari angka pertumbuhan penduduk di atas dalam prosen digunakan untuk memproyeksikan jumlah penduduk sampai dengan lima puluh tahun mendatang. Meskipun pada kenyataannya tidak selalu tepat tetapi perkiraan ini dapat dijadikan sebagai dasar perhitungan volume kebutuhan air dimasa mendatang. Metode yang digunakan untuk memproyeksikan jumlah penduduk (Soemarto, 1995).

- Metode *Geometrical Increase*.

Rumus yang digunakan :

$$P_n = P_o + (1 + r)^n \quad 2-42$$

dimana :

P_n = jumlah penduduk pada tahun ke-n.

P_o = jumlah penduduk pada awal tahun.

r = prosentase pertumbuhan geometrikal penduduk tiap tahun .

n = periode waktu yang ditinjau.

(Soemarto, 1999).

2.8. ANALISIS DEBIT ANDALAN

Debit andalan merupakan debit minimal sungai yang sudah ditentukan yang dapat dipakai untuk memenuhi kebutuhan air. Perhitungan ini menggunakan cara analisis *water balance* dari Dr.F.J. Mock berdasarkan data curah hujan bulanan, jumlah hari hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

Prinsip perhitungan ini adalah bahwa hujan yang jatuh di atas tanah (presipitasi) sebagian akan hilang karena penguapan (evaporasi), sebagian akan hilang menjadi aliran permukaan (*direct run off*) dan sebagian akan masuk tanah (infiltrasi). Infiltrasi mula-mula menjenuhkan permukaan (*top soil*) yang kemudian menjadi perkolasi dan akhirnya keluar ke sungai sebagai *base flow*.

Dasar pendekatan Metode Mock, mempertimbangkan faktor curah hujan, evapotranspirasi, keseimbangan air di permukaan tanah dan kandungan air tanah (Balai seluna, 2009).

1. Evapotranspirasi terbatas

- Curah hujan bulanan (P) dalam mm dan jumlah hari (n) yang terjadi pada bulan yang bersangkutan.
- Evapotranspirasi terbatas adalah evapotranspirasi aktual dengan mempertimbangkan kondisi vegetasi dan permukaan tanah serta frekuensi curah hujan.

$$E = E_p \times (d/30) \times m \quad 2-43$$

dimana :

E = perbedaan antara evapotranspirasi potensial dengan evapotranspirasi terbatas.

E_p = evapotranspirasi potensial.

d = jumlah hari kering atau tanpa hujan dalam 1 bulan

m = prosentase lahan yang tak tertutupi vegetasi.

m = 0% untuk lahan dengan hutan lebat.

m = 0% pada akhir musim hujan, dan bertambah 10% setiap bulan kering untuk lahan dengan hutan sekunder.

m = 10-40 % untuk lahan yang tererosi.

m = 30-50 % untuk lahan pertanian yang diolah (misal sawah, ladang).

Berdasarkan frekuensi curah hujan di Indonesia dan sifat infiltrasi dan penguapan dari tanah permukaan di dapat hubungan :

$$d = 1.5 (18 - n) \text{ atau } d = 27 - 1.5n \quad 2-44$$

n = jumlah hari hujan dalam 1 bulan.

Sehingga dari kedua persamaan diperoleh

$$E / E_p = (m / 20) \times (18 - n) \quad 2-45$$

$$E_t = E_p - E \quad 2-46$$

dimana :

E_t = Evapotranspirasi terbatas .

- *Soil surplus* adalah volume air yang masuk ke permukaan tanah.

$$\text{Soil surplus} = (P - E_t) - \text{soil storage} \quad 2-47$$

dan = 0 jika defisit $(P - E_t) >$ dari *soil storage*.

- *Initial storage* adalah volume air pada saat permulaan mulainya. Ditaksir sesuai

dengan keadaan musim, seandainya musim hujan bisa sama dengan *soil moisture capacity* dan lebih kecil dari pada musim kemarau.

(Balai seluna, 2009).

2. Keseimbangan air pada permukaan tanah

- Curah hujan yang mencapai permukaan

$$d_s = P - E_t \quad 2-48$$

Harga positif bila $P > E_t$, air masuk kedalam tanah.

Harga negatif bila $P < E_t$, sebagian air tanah akan keluar, terjadi defisit.

- Perubahan kandungan air tanah, *soil storage* (d_s) = selisih antara *soil moisture capacity* bulan sekarang dengan bulan sebelumnya. *Soil moisture capacity* ini ditaksir berdasarkan kondisi porositas lapisan tanah atas dari *catchment area*. Biasanya ditaksir 60 s/d 250 mm, yaitu kapasitas kandungan air dalam tanah per m^2 . Jika porositas tanah lapisan atas tersebut makin besar, maka *soil moisture capacity* akan besar pula.

(Balai Seluna, 2009).

3. Debit dan *storage* air tanah.

- Koefisien infiltrasi (I) ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran.

Lahan yang porous maka infiltrasi akan besar, lahan yang terjal dimana air tidak sempat terinfiltrasi ke dalam tanah maka koefisien infiltrasi akan kecil. Besarnya koefisien infiltrasi lebih kecil dari 1 (satu).

- Rumus-rumus *storage* air tanah.

$$V_n = k \cdot V_{(n-1)} + 0,5 \cdot (1-k) \cdot I(n) \quad 2-49$$

$$V_n = \text{volume air tanah.}$$

$$k = q_t / q_0 \quad 2-50$$

$$k = \text{faktor resesi aliran air tanah.}$$

$$Q_t = \text{aliran air tanah pada waktu t (bulan ke t)}$$

$$Q_0 = \text{aliran air tanah pada awal (bulan ke 0)}$$

$$UV_n = V_n - V_{n-1} \quad 2-51$$

$$UV_n = \text{perubahan volume aliran air tanah.}$$

V_n = volume air tanah bulan ke n.

V_{n-1} = volume air tanah bulan ke (n-1).

- Aliran Sungai

Aliran dasar = infiltrasi – perubahan volume air dalam tanah

$B(n)$ = $I - dV(n)$ 2-52

Aliran permukaan = volume air lebih – infiltrasi

$D(ro)$ = $WS - I$ 2-53

Aliran sungai = aliran permukaan + aliran dasar

Run off = $D(ro) + B(n)$ 2-54

Debit = $\frac{\text{aliran sungai} \times \text{luas DAS}}{\text{satu bulan (dtk)}}$ 2-55

(Balai Seluna, 2009)

2.9. VOLUME TAMPUNGAN WADUK

Kapasitas tampung yang diperlukan untuk sebuah waduk adalah :

$V_n = V_u + V_e + V_i + V_s$ 2-56

dimana :

V_n = volume tampungan waduk total (m^3).

V_u = volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan (m^3).

V_e = volume penguapan dari kolam waduk (m^3).

V_i = jumlah resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh waduk (m^3).

V_s = ruangan yang disediakan untuk sedimen (m^3).

(Kasiro dkk., 1997).

2.9.1. Volume Tampungan Untuk Melayani Kebutuhan

Volume tampungan aktif (*active storage*) adalah volume waduk yang dapat digunakan untuk memenuhi salah satu atau lebih tujuan pembangunannya (pengairan, PLTA, pengendalian banjir dan lain-lain) (Soedibyo, 1993).

Volume tampungan tidak aktif (*in active storage*) adalah volume waduk antara bagian terbawah dari bangunan pengeluaran dengan permukaan air terendah untuk operasi (Soedibyo, 1993).

Volume tampungan mati (*death storage*) adalah volume waduk yang terletak di

bagian terbawah dari bangunan pengeluaran (Soediby, 1993).

Volume tampungan banjir (*flood storage*) adalah sebagian dari volume waduk aktif yang digunakan untuk mengontrol (meredam) banjir yang terjadi (Soediby, 1993).

Kapasitas tampungan adalah volume total waduk yang meliputi *active storage*, *in active storage* dan *death storage* (Soediby, 1993).

2.9.2. Volume Kehilangan Air Oleh Penguapan

Untuk mengetahui besarnya volume penguapan yang terjadi pada muka waduk dihitung dengan rumus :

$$V_e = E_a \times S \times A_g \times d \quad 2-57$$

dimana :

V_e = volume air yang menguap tiap bulan (m^3).

E_a = evaporasi hasil perhitungan (mm/hari).

S = penyinaran matahari hasil pengamatan (%).

A_g = luas permukaan kolam waduk pada setengah tinggi tubuh waduk (m^2).

d = jumlah hari dalam satu bulan.

Untuk memperoleh nilai evaporasi dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$E_a = 0,35(e_a - e_d) (1 - 0,01V). \quad 2-58$$

dimana :

e_a = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg).

e_d = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg).

V = kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah.

(Subarkah, 1980).

2.9.3. Volume Resapan Waduk

Besarnya volume kehilangan air akibat resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh waduk tergantung dari sifat lolos air material dasar dan dinding kolam. Sedangkan sifat ini tergantung pada jenis butiran tanah atau struktur batu pembentuk dasar dan dinding kolam. Perhitungan resapan air ini menggunakan rumus praktis untuk menentukan besarnya volume resapan air kolam waduk (Kasiro dkk., 1997), sebagai berikut :

$$V_i = K.V_u \quad 2-59$$

dimana :

V_i = jumlah resapan tahunan (m^3).

V_u = volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan (m^3).

K = faktor yang nilainya tergantung dari sifat lolos air material dasar dan dinding kolam waduk.

K = 10%, bila dasar dan dinding kolam waduk praktis rapat air ($k \leq 10^{-5}$ cm/dt) termasuk penggunaan lapisan buatan (selimut lempung, geomembran, semen tanah).

K = 25%, dasar dan dinding kolam bersifat semi lolos air ($k = 10^{-3} - 10^{-4}$ cm/dt).

(Kasiro dkk., 1997).

2.9.4. Volume yang Disediakan Untuk Sedimen

Perhitungan volume yang disediakan untuk sedimen menggunakan rumus USLE, yaitu :

$$A = R \times K \times LS \times CP \quad \text{2-60}$$

dimana :

A = jumlah tanah hilang maksimum (ton/ha/thn)

R = erosivitas hujan

K = faktor erodibilitas tanah

LS = indeks faktor panjang kemiringan lereng

C = indeks faktor pengolahan tanaman

P = indeks faktor teknik konservasi tanah

(Soemarto, 1999).

1. Faktor erosivitas hujan (R)

Erosivitas hujan adalah nilai numerik yang menggambarkan kepastian potensial hujan lokal yang dapat menimbulkan erosi (Bulls, 1978). Besarnya erosivitas hujan (R) sangat dipengaruhi oleh sifat hujan yaitu jumlah hujan, intensitas hujan dan distribusinya.

Faktor erosivitas hujan R dapat dihitung dengan persamaan Bols (1987) berikut :

$$EI_{30} \text{ bulanan} = 6,119 R_{bul}^{1,21} \cdot N^{-0,474} \cdot R_{maks} \quad \text{2-61}$$

dimana :

EI_{30} bulanan = indeks erosivitas bulanan

R_{bul} = rata-rata curah hujan bulanan (cm)

N = jumlah hari hujan selamasatu bulan (hari)

R_{maks} = curah hujan maksimum selama 24 jam dalam satu bulan (cm)

Faktor erosivitas hujan (R) dalam satu tahun dihitung dengan persamaan berikut :

$$R_{\text{tahunan}} = \sum_{i=1}^n (EI_{30} \text{ bul}) \tag{2-62}$$

dimana :

i = 1 s/d 12 bulan

(Soemarto, 1999).

2. Faktor erodibilitas tanah (K)

Faktor erodibilitas tanah adalah faktor kepekaan suatu jenis tanah terhadap erosivitas hujan. Dalam menentukan nilai erodibilitas (K) bisa melalui nomogram Wischemeir atau dengan menggunakan rumus Hammer (1987). Adapun rumus Hammer (1987) adalah sebagai berikut :

$$K = \frac{2,713M^{1,14} (10^{-4}) (12-a) + 3,25 (b-2) + 2,5 (c-3)}{100} \tag{2-63}$$

dimana :

K = faktor erodibilitas tanah

M = parameter ukuran butir-butir yang diperoleh

M = (% debu + % pasir sangat halus) x (100 - % liat)

a = % bahan organik (%C x 1,724)

b = kode struktur tanah.

c = kode permeabilitas tanah.

(Soemarto, 1999).

Tabel 2-9. Tabel untuk menentukan kode struktur tanah dan kode permeabilitas tanah (J.R.Landon,1984).

Kode	Keterangan	
1	Butiran sangat halus (very fine granuler)	
2	Butiran halus (Fine granuler)	
3	Butiran sedang dan kasar (medium or coarse granuler)	
4	Kubus, lempeng atau massif (Blocky, platy or massive)	

Keterangan : kriteria penentuan kode struktur tanah

Kode	Keterangan	
1	Cepat	12,7 – 25,4
2	Sedang sampai cepat	6,35 – 12,7
3	Sedang	2,0 – 6,35
4	Sedang sampai lambat	0,5 – 2,0
5	Lambat	0,125 – 0,5
6	Sangat lambat	< 0,125

Keterangan : kriteria permeabilitas tanah

3. Faktor panjang dan kemiringan lereng (LS)

Nilai panjang dan kemiringan lereng (LS) dapat dihitung sebagai berikut ;

Untuk kemiringan lereng kurang 22%

$$LS = \frac{L}{100} (1,38 + 0,965 S + 0,138 S^2) \quad 2-64$$

dimana :

LS = faktor panjang dan kemiringan lereng

S = kemiringan lereng (%)

L = panjang lereng (m)

Untuk kemiringan lebih dari 22 %

$$LS = \left(\frac{L}{22,1}\right)^m c (\cos)^{1,503} 0,5 (\sin)^{1,249} + (\sin)^{2,149} \quad 2-65$$

dimana :

LS = faktor panjang dan kemiringan lereng

L = panjang lereng (m)

c = 34,7046

m = 0,5 untuk kemiringan lereng > 5 %

0,4 untuk kemiringan lereng 3,5 % - 4,9%

0,3 untuk kemiringan lereng < 3,4 %

(Soemarto, 1999).

4. Indeks jenis pengelolaan tanaman dan konservasi tanah (CP)

Faktor pengelolaan tanaman dapat diartikan sebagai ratio tanah pada suatu jenis pengelolaan tanaman pada sebidang lahan terhadap tanah yang bererosi pada lahan yang sama tanpa pengelolaan tanaman.

Dalam menentukan nilai faktor CP ditentukan berdasarkan keanekaragaman bentuk tipe penggunaan lahan di lapangan. Nilai-nilai tersebut ditentukan berdasarkan hasil penelitian yang telah ada atau modifikasinya.

Penentuan nilai CP dalam dilakukan dengan menggunakan hasil-hasil penelitian yang sesuai dengan jenis penggunaan lahan di DTA sungai Krengseng. Nilai CP dari berbagai jenis tata guna tanah di P. Jawa dapat dilihat pada Tabel 2-10.

(Balai seluna,2009).

Tabel 2-10. Nilai CP dari berbagai jenis tata guna tanah di P.Jawa (Ambar & Syarifudin, 1979).

No.	Jenis Penggunaan tanah	Keterangan tambahan	Nilai CxP
1	Hutan	tak terganggu	0,001
		Tanpa undergrowth	0,003
		Tanpa undergrowth dan serasah	0,005
2	Semak	Semak tak terganggu	0,01
		Sebagai rumput	0,10
3	Kebun	campuran talun	0,02
		Kebonan	0,07
		Kebun pekarangan	0,20
4	Perkebunan	Penutupan tanah sempurna	0,01
		Penutupan tanah sebagian	0,02
5	Perumputan	Penutupan tanah sempurna	0,01
		Ditumbuhi alang-alang	0,02
		Pembakaran alang-alang setahun sekali	0,06
		Jenis serat (Citronella grass)	0,65
6	Tanaman	Pertanian umbi-umbian bakar	0,63
		Pertanian biji-bijian	0,51
		Pertanian kacang-kacangan	0,36
		Pertanian campuran	0,43
		Pertanian padi irigasi	0,02
7	Perladangan	Perladangan 1 tahun tanam 1 tahun bera	0,28
		Perladangan 1 tahun tanam 2 tahun bera	0,19

Volume angkutan sedimen adalah volume sedimen yang ditampung di dalam waduk selama umur rencana waduk selama T tahun. Volume angkutan sedimen dihitung berdasarkan pada besarnya angkutan sedimen tahunan (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Volume akibat sedimen = Q sedimen x umur rencana

2-66

2.10. PERHITUNGAN HUBUNGAN ELEVASI TERHADAP VOLUME WADUK.

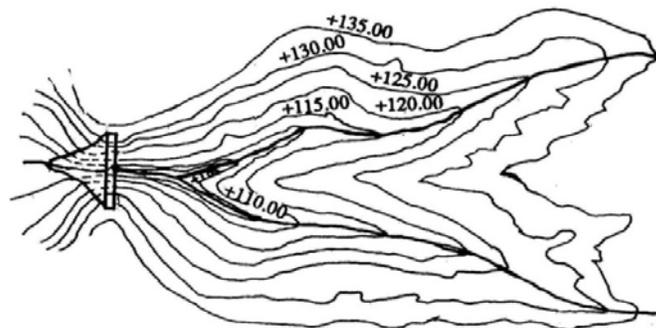
Perhitungan hubungan luas terhadap volume waduk didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1:1.000 dan beda tinggi kontur 1m. Cari luas permukaan waduk yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume sebagai berikut (Bangunan Utama KP-02, 1986) :

$$V_x = \frac{1}{3} x Z x (F_y + F_x + \sqrt{F_y + F_x}) \tag{2-67}$$

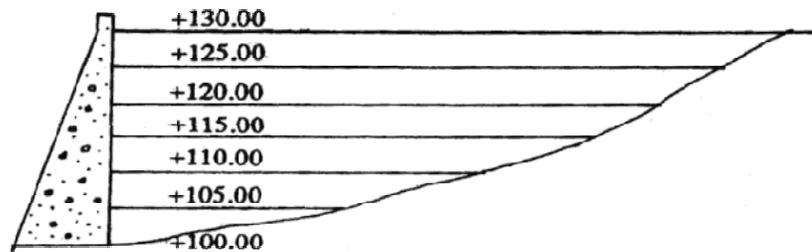
Dimana :

- V_x = volume pada kontur X (m^3).
- Z = beda tinggi antar kontur (m).
- F_y = luas pada kontur Y (km^2).
- F_x = luas pada kontur X (km^2).

Akan diambil suatu contoh seperti terlihat pada Gambar 2-5. Misalkan elevasi dasar sungai yang akan menjadi dasar waduk adalah +100,00 meter sedangkan elevasi permukaan waduk penuh air adalah +130,00 meter (Soedibyo, 1993).



Gambar 2-5. Lay out dari waduk (Soedibyo, 1993).



Gambar 2-6. Penampang memanjang waduk (Soedibyo, 1993).

Luas waduk pada masing–masing dicari, yaitu :

F_{100} untuk elevasi +100,00

F_{105} untuk elevasi +105,00

F_{110} untuk elevasi +110,00

F_{115} untuk elevasi +115,00

F_{120} untuk elevasi +120,00

F_{125} untuk elevasi +125,00

F_{130} untuk elevasi +130,00

Masing–masing beda tinggi antara 2 kontur yang berurutan adalah 5 meter, kecuali yang paling atas atau dasar waduk misalnya + 133,00 (berarti 3 meter). Volume antara 2 kontur yang berurutan dapat dicari yaitu :

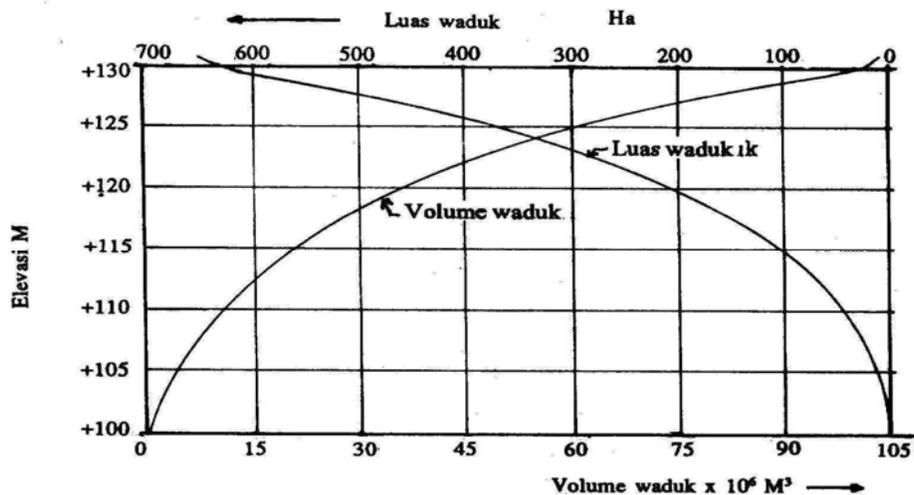
$V_{105} = \frac{1}{3} \cdot 5 (F_{100} + F_{105} + \sqrt{F_{100} \cdot F_{105}})$, sedangkan 5 adalah beda tinggi antara 2 kontur.

Dengan rumus yang sama dapat dicari:

$$V_{110} = \frac{1}{3} \cdot 5 (F_{105} + F_{110} + \sqrt{F_{105} \cdot F_{110}})$$

Demikian seterusnya dapat dicari V_{120} , V_{125} dan V_{130} .

Sesudah semua luas dan volume masing–masing diketahui lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume waduk (Soediby, 1993).



Gambar 2-7. Grafik hubungan antara elevasi, luas & volume waduk (Soediby, 1993).

Dari Gambar 2-7 tersebut dengan mudah dapat dicari luas dan volume setiap elevasi tertentu dari waduk. Dengan demikian luas dan volume total waduk dapat ditentukan.

(Soediby, 1993).

2.11. PENELUSURAN BANJIR (*FLOOD ROUTING*)

Tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dihitung secara teliti dengan melakukan *routing* banjir. Dengan mengetahui tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dicari tinggi waduk yang paling menguntungkan (optimal) yang masih dalam keadaan aman terhadap resiko banjir (Soediby, 1993).

Persamaan yang digunakan adalah :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{O_1 + O_2}{2} - \frac{S_1 + S_2}{\Delta t} \quad 2-68$$

dimana :

I_1, I_2 = aliran masuk pada waktu ke 1 dan ke 2 (m^3/dtk).

O_1, O_2 = aliran keluar pada waktu ke 1 dan ke 2 (m^3/dtk).

S_1, S_2 = tampungan pada waktu ke 1 dan ke 2 (m^3/dtk).

Δt = interval waktu (detik)

(Wilson, 1993).

Pada penelusuran air waduk, tampungan S hanya merupakan fungsi aliran keluar.

Untuk waktu ke 1 dan ke 2, persamaan :

$$S_1 = K \cdot O_1 \quad 2-69$$

dan

$$S_2 = K \cdot O_2 \quad 2-70$$

Substitusi persamaan (2-69) dan (2-70) ke dalam persamaan (2-68) sehingga memberikan:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad 2-71$$

Dimana C_0 , C_1 dan C_2 adalah konstanta yang mempunyai bentuk berikut:

$$C_0 = \frac{\frac{\Delta t}{K}}{2 + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad 2-72$$

$$C_1 = C_0 \quad 2-73$$

$$C_2 = \frac{2 - \frac{\Delta t}{K}}{2 + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad 2-74$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \quad 2-75$$

(Triatmodjo, 2008).

Suatu waduk dilengkapi dengan bangunan pelimpah (*spillway*). Aliran melalui bangunan pelimpah tergantung pada lebar bangunan pelimpah (B), tinggi peluaan (H) dan koefisien debit (C) yang diberikan oleh bentuk berikut :

$$Q = C \cdot B \cdot (H)^{3/2} \quad 2-76$$

Nilai koefisien debit $C = 2$

(Triatmodjo, 2008).

2.12. PERENCANAAN WADUK

2.12.1. Pemilihan Lokasi Waduk

Untuk menentukan lokasi waduk harus memperhatikan beberapa faktor yaitu :

1. Tempat waduk merupakan cekungan yang cukup untuk menampung air, terutama pada lokasi yang keadaan geotekniknya tidak lolos air, sehingga kehilangan airnya hanya sedikit.
2. Lokasinya terletak di daerah manfaat yang memerlukan air sehingga jaringan distribusinya tidak begitu panjang dan tidak banyak kehilangan energi.
3. Lokasi waduk terletak di dekat jalan, sehingga jalan masuk (*access road*) tidak begitu panjang dan lebih mudah ditempuh.

(Soedibyo, 1993).

2.12.2. Aspek – Aspek dalam Pembangunan Waduk.

Beberapa aspek terpenting yang perlu dipelajari untuk dapat merealisasikan gagasan pembangunan suatu waduk adalah :

1. Topografi.

Jika ditinjau dari aspek topografi saja, maka pada alur sungai yang dalam tetapi sempit waduk beton akan lebih menguntungkan, sebaliknya pada alur sungai yang dangkal tetapi lebar, waduk urugan akan lebih menguntungkan (Soedibyo, 1993).

2. Geologi teknik.

Pada hakekatnya penelitian geologi teknik perlu dilakukan, tidak hanya di daerah sekitar tempat kedudukan calon waduk yang akan dibangun, tetapi harus pula diadakan penelitian di daerah calon waduk dan sekitarnya untuk mengidentifikasi adanya celah yang mengakibatkan kebocoran ataupun kemungkinan adanya daerah yang mudah longsor (*sliding zones*) (Soedibyo, 1993).

3. Pondasi.

Pada dasarnya bendungan urugan dapat dibangun di atas hampir semua keadaan topografi dan geologi yang dijumpai, sedangkan waduk beton hanya mungkin dibangun di atas pondasi yang kokoh (Soedibyo, 1993).

4. Bahan waduk.

Didasarkan atas pemikiran, bahwa tipe waduk yang paling ekonomis yang harus dipilih, maka dipandang perlu memperhatikan hal-hal sebagai berikut :

- a) Kualitas dan kuantitas bahan yang mungkin terdapat di sekitar tempat kedudukan calon waduk.
- b) Jarak pengangkutannya dari daerah penggalian (*borrow-pits and quarry-areas*) ke tempat penimbunan calon tubuh waduk.

Akan sangat menguntungkan apabila tempat pengambilan bahan baku dan bahan tanah terletak pada suatu daerah yang berdekatan dengan calon tubuh waduk (Soedibyo, 1993).

5. Bangunan pelimpah.

Apabila debit banjir suatu waduk diperkirakan akan berkapasitas besar dibandingkan dengan volume waduk dan jika ditinjau dari kondisi topografinya penempatan suatu bangunan pelimpah akan mengalami kesukaran, maka alternatif waduk urugan mungkin secara teknis akan sukar untuk dipertanggungjawabkan dan waduk beton mungkin akan lebih memadai dan penelitian serta analisa selanjutnya akan lebih mendalam terhadap kemungkinan pembangunan waduk beton perlu dilaksanakan (Soedibyo, 1993).

6. Bangunan penyadap.

Umumnya air yang disadap dari waduk digunakan untuk irigasi, pembangkit tenaga listrik, air minum, pengendali banjir, penggelontoran dan lain-lainnya. Seharusnya diperhatikan kemungkinan tipe bangunan penyadap yang berfungsi ganda, sesuai dengan tujuan pembangunan waduk yang bersangkutan, misalnya air penggelontoran dikeluarkan lewat terowongan pembuangan, penggelontor lumpur atau terowongan pelimpah banjir dan kesemuanya didasarkan pada pertimbangan ekonomis (Soedibyo, 1993).

7. Lain-lain.

Meliputi masalah sosial, seperti pembebasan tanah dan pemindahan penduduk dari areal yang akan digunakan sebagai waduk, serta pemindahan fasilitas umum dari daerah yang akan tergenang, seperti, jalan raya, jalan kereta api, kantor pemerintahan, pasar dan lain-lain (Soedibyo, 1993).

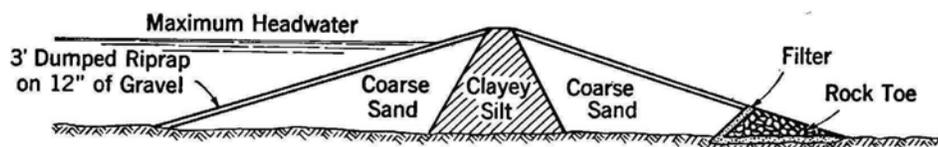
2.12.3. Pemilihan Tipe Waduk.

1.) Waduk urugan tanah (*earthfill dams*)

Waduk urugan tanah adalah waduk yang lebih dari setengah volumenya terdiri atas urugan tanah atau tanah liat. Waduk ini masih dapat dibagi menjadi empat tipe yaitu :

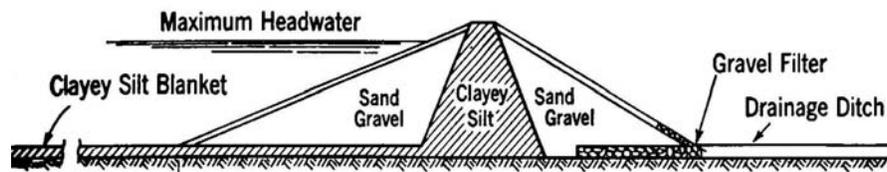
- Waduk urugan tanah dengan saluran drainase kaki.
 - Waduk urugan tanah dengan saluran drainase horisontal.
 - Waduk urugan tanah dengan saluran drainase tegak.
 - Waduk urugan tanah dengan saluran drainase kombinasi.
- (Soedibyo, 1993).

a) Waduk urugan tanah dengan saluran drainase kaki (*toe drainage earthfill dams*).



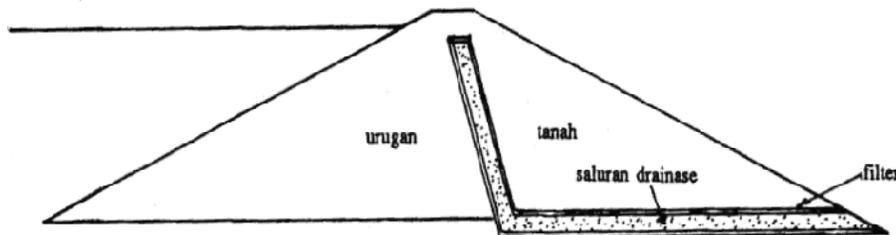
Gambar 2-8. Waduk urugan tanah dengan drainase kaki (Creager, Justin, and Hinds, 1961).

b) Waduk urugan tanah dengan saluran drainase horisontal (*horizontal drainage earthfill dams*).



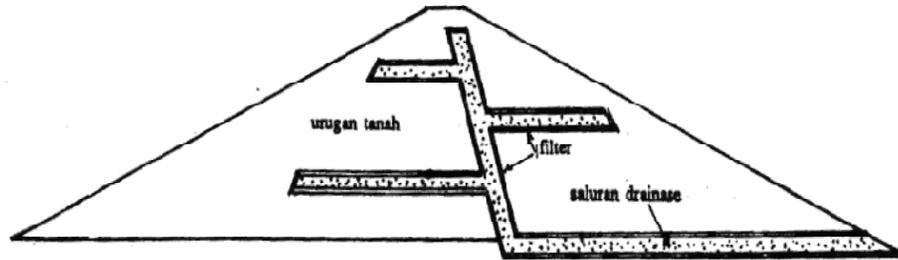
Gambar 2-9. Waduk urugan tanah dengan saluran drainase horisontal (Creager, Justin, and Hinds, 1961).

c) Waduk urugan tanah dengan saluran drainase tegak (*vertical drainage earthfill dams*)



Gambar 2-10. Waduk urugan tanah dengan saluran drainase tegak (Soedibyo, 1993).

- d) Waduk urugan tanah dengan saluran drainase kombinasi (*combined drainage earthfill dams*)



Gambar 2-11. Waduk urugan tanah dengan saluran drainase kombinasi (Soedibyo, 1993).

Karakteristik utama dari waduk urugan tanah:

- Waduk urugan mempunyai alas yang luas, sehingga beban yang harus didukung oleh pondasi waduk per satuan unit luas biasanya kecil. Beban utama yang harus didukung oleh pondasi terdiri dari berat tubuh waduk dan tekanan hidrostatis dari air dalam waduk. Karena hal tersebut, maka waduk urugan dapat dibangun di atas batuan yang sudah lapuk atau di atas alur sungai yang tersusun dari batuan sedimen dengan kemampuan daya dukung yang rendah asalkan kekedapannya dapat diperbaiki pada tingkat yang dikehendaki.
- Waduk urugan tanah dapat dibangun dengan menggunakan bahan tanah yang terdapat di sekitar calon waduk. Dibandingkan dengan jenis waduk beton, yang memerlukan bahan-bahan fabrikasi seperti semen dalam jumlah besar dengan harga yang tinggi dan didatangkan dari tempat yang jauh, maka waduk urugan dalam hal ini menunjukkan tendensi yang positif.
- Dalam pembangunannya, waduk urugan tanah dapat dilaksanakan secara mekanis dengan intensitas yang tinggi (*full mechanized*) dan karena banyaknya tipe-tipe peralatan yang sudah diproduksi, maka dapat dipilih peralatan yang paling cocok, sesuai dengan sifat-sifat bahan yang akan digunakan serta kondisi lapangan pelaksanaannya.
- Akan tetapi karena tubuh waduk terdiri dari timbunan tanah yang berkomposisi lepas, maka bahaya jebolnya waduk umumnya disebabkan oleh hal-hal sebagai berikut :
 - a. Longsoran yang terjadi baik pada lereng hulu, maupun lereng hilir tubuh waduk.

- b. Terjadinya sufosi (erosi dalam atau piping) oleh gaya-gaya yang timbul dalam aliran filtrasi yang terjadi di dalam tubuh waduk.
- c. Suatu konstruksi yang kaku tidak diinginkan di dalam tubuh waduk, karena konstruksi tersebut tak dapat mengikuti gerakan konsolidasi dari tubuh waduk tersebut.
- d. Proses pelaksanaan pembangunannya biasa sangat peka terhadap pengaruh iklim.

(Sosrodarsono & Takeda, 1977).

2.) Waduk urugan batu (*rockfill dams*).

Adalah waduk urugan yang kekuatan konstruksinya didasarkan pada urugan batu dan sebagai lapisan kedap air memakai tanah liat, tanah liat bercampur pasir/kerikil, lapisan aspal, beton bertulang atau geotextile.

Ada 2 tipe waduk urugan batu :

- Waduk urugan batu berlapis-lapis (*zoned dams*).
Menggunakan bahan yang relatif lebih baik disbanding dengan waduk urugan tanah maka kemiringan sebelah hulu dan hilir dapat dibuat lebih tegak dan lebih tinggi. Waduk urugan batu berlapis-lapis dapat dibagi menjadi 3 tipe yaitu : dengan lapisan kedap air tegak, lapisan kedap air miring dan lapisan kedap air tegak tidak simetris.
- Waduk urugan batu dengan lapisan kedap air di muka (*impermeable face rockfill dams*).
Kalau lapisan kedap air pada waduk urugan batu berlapis-lapis terdapat di dalam tubuh waduk maka pada tipe ini lapisan kedap airnya terdapat di bagian muka (hulu). Tipe ini banyak dipakai apabila di sekitar lokasi waduk terdapat banyak batu, koral atau pasir, tetapi tanah liat hanya sedikit. Atau di daerah yang waktu kerja efektifnya hanya pendek sebagai akibat curah hujan yang cukup tinggi dan lama.
(Soedibyo, 1993).

Beberapa karakteristik waduk tipe urugan batu :

- Untuk waduk urugan batu berlapis-lapis dengan lapisan kedap air tegak lebih tahan terhadap bahaya rembesan yang sering terdapat di pertemuan antara lapisan kedap air dengan pondasi.

- Waduk urugan batu berlapis-lapis memerlukan daya dukung tanah yang lebih besar, sehingga lokasi yang memenuhi syarat tidak banyak.
- Untuk waduk urugan batu dengan lapisan kedap air di muka, karena volumenya lebih kecil maka waktu pelaksanaannya lebih cepat juga.
- Lapisan kedap air pada waduk urugan batu dengan lapisan kedap air di muka sangat terpengaruh oleh penurunan dari urugan batu, maka pengawasan pelaksanaannya harus lebih ketat.
- Waduk urugan batu dengan lapisan kedap air miring waktu pelaksanaannya akan lebih cepat karena lapisan lolos air dan filter dapat dilaksanakan lebih dahulu walaupun lapisan kedap airnya belum selesai.
(Soedibyo, 1993).

3.) Waduk beton

Waduk beton adalah waduk yang dibuat dengan konstruksi beton dengan tulangan maupun tidak.

Ada 4 tipe waduk beton :

- waduk beton berdasarkan berat sendiri (*concrete gravity dam*)
Adalah waduk beton yang direncanakan untuk menahan beban dan gaya yang bekerja padanya hanya berdasar atas berat sendiri.
- Waduk beton dengan penyangga (*concrete buttress dam*).
Adalah waduk beton yang mempunyai penyangga untuk menyalurkan gaya-gaya yang bekerja padanya, banyak dipakai apabila sungainya sangat lebar dan geologinya baik.
- Waduk beton berbentuk lengkung atau busur (*concrete arch dam*) adalah waduk beton yang direncanakan untuk menyalurkan gaya yang bekerja padanya melalui pangkal tebing (abutment) kiri dan kanan waduk.
- Waduk beton kombinasi (*combination concrete dam* atau *mixed type concrete dam*)
Adalah kombinasi lebih dari satu bendungan.

Beberapa karakteristik waduk tipe beton :

- Tahan lama dan hampir tidak memerlukan perawatan
- Memerlukan kondisi geologi yang baik di lokasi waduk.
- Pelaksanaan memerlukan ketelitian yang tinggi.

- Sifat-sifat beton antara lain, mudah dikerjakan, beton tahan lama, memenuhi kokoh tekan yang diinginkan, daya rembesan kecil, penyusutan beton kecil, perubahan volume beton kecil.

(Gunadarma, 1997).

➤ **Pertimbangan Dalam Pemilihan Tipe Waduk Pendidikan Diponegoro**

Waduk pendidikan Diponegoro direncanakan menggunakan tipe urugan tanah, adapun beberapa pertimbangan pemilihan tipe ini adalah sebagai berikut :

- Untuk material timbunan banyak tersedia di sekitar eksisting waduk yaitu material penambangan di kali Pengkol, Meteseh dan Rowo Sari yang jaraknya sekitar 7 km di hilir rencana waduk, sehingga menguntungkan jika waduk Diponegoro direncanakan menggunakan timbunan tanah (berhubungan dengan ketersediaan material).
- Terdapat beberapa jenis batuan, yaitu breksi vulkanik sisipan batu lempung, dan tufa breksi. Batuan breksi vulkanik terdapat di sepanjang dasar sungai yang dicirikan oleh dominasi fragmen–fragmen batuan andesit dan basalt, keras–sangat keras, berukuran kerikil–berangkal tersementasi dalam matriks tufa pasir, kondisi matriks umumnya lapuk dan agak lunak. Kekuatan geser yang rendah dan kompreibilitas tinggi batuan vulkanik yang tersementasi yang jelek (lapuk) menunjukkan daya dukung yang rendah sehingga waduk tipe urugan tanah menjadi pilihan yang tepat.

➤ **Keistimewaan waduk tipe urugan tanah:**

1. Pembangunannya dapat dilaksanakan pada hampir semua kondisi geologi dan geografi yang dijumpai.
2. Bahan untuk tubuh waduk dapat digunakan tanah yang terdapat di sekitar calon waduk.

(Sosrodarsono & Takeda, 1977).

➤ **Kelemahan waduk tipe urugan tanah :**

Tidak mampu menahan limpasan di atas mercunya, dimana limpasan yang terjadi dapat menyebabkan longoran pada lereng hilir yang dapat mengakibatkan jebolnya waduk tersebut (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

2.12.4. Perencanaan Tubuh Waduk

2.12.4.1. Tinggi Waduk

Tinggi tubuh waduk harus ditentukan dengan mempertimbangkan kebutuhan tampungan air, dan keamanan tubuh waduk terhadap peluapan oleh banjir. Dengan demikian tinggi tubuh waduk sebesar tinggi muka air pada kondisi penuh (kapasitas tampung desain) ditambah tinggi tampungan banjir dan tinggi jagaan.

$$H_d = H_k + H_b + H_f \quad 2-77$$

dimana :

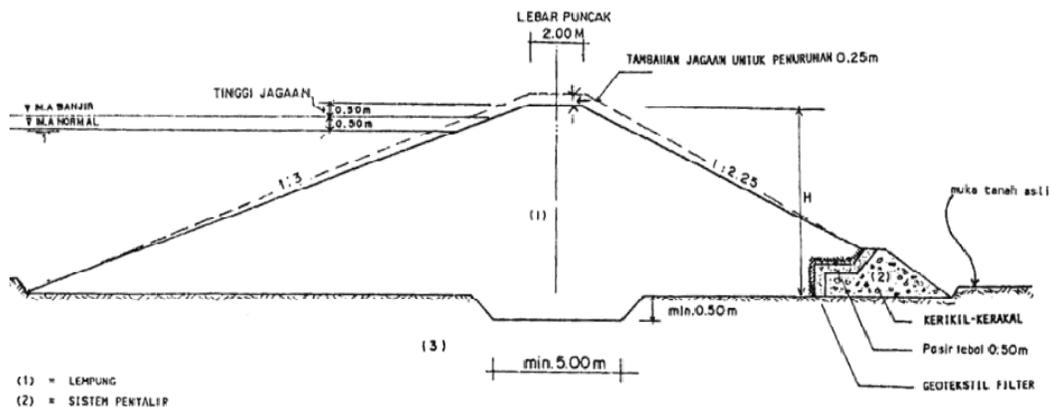
H_d = tinggi tubuh waduk desain (m).

H_k = tinggi muka air kolam pada kondisi penuh (m).

H_b = tinggi tampungan banjir (m).

H_f = tinggi jagaan (m).

(Kasiro dkk., 1997).



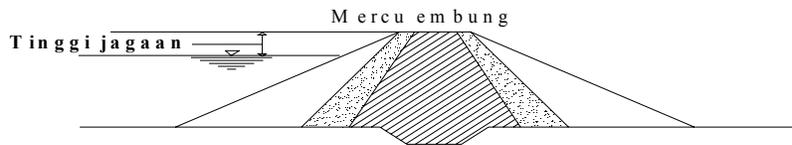
Gambar 2-12. Tinggi waduk (H) pada waduk tipe urugan homogen material utama lempung (Kasiro dkk., 1997).

2.12.4.2. Tinggi Jagaan (*free board*).

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam waduk dan elevasi mercu waduk. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana waduk. Tinggi jagaan ini harus diperhitungkan pada tiga keadaan muka air waduk sebagai berikut :

- Muka air normal.

- Muka air banjir berkala ulang 1000 tahun atau ½ BM (banjir maksimum).
 - Muka air banjir PMF (banjir maksimum boleh jadi).
- (Sosrodarsono & Takeda, 1997).



Gambar 2-13. Tinggi jagaan waduk (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Adapun komponen-komponen yang digunakan dalam menentukan tinggi jagaan adalah sebagai berikut:

1. Tinggi kenaikan permukaan air yang disebabkan oleh banjir abnormal (Δh)

Dihitung dengan persamaan berikut :

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\alpha \cdot Q_0}{Q} \cdot \frac{h}{1 + \frac{A \cdot h}{Q \cdot T}} \tag{2-78}$$

dimana :

Q_0 = debit banjir rencana (m^3/dt)

Q = debit *Outflow* bangunan pelimpah untuk banjir abnormal(m^3/dt)

α = 0,2 untuk bangunan pelimpah terbuka

α = 1,0 untuk bangunan pelimpah tertutup

h = kedalaman pelimpah rencana (m)

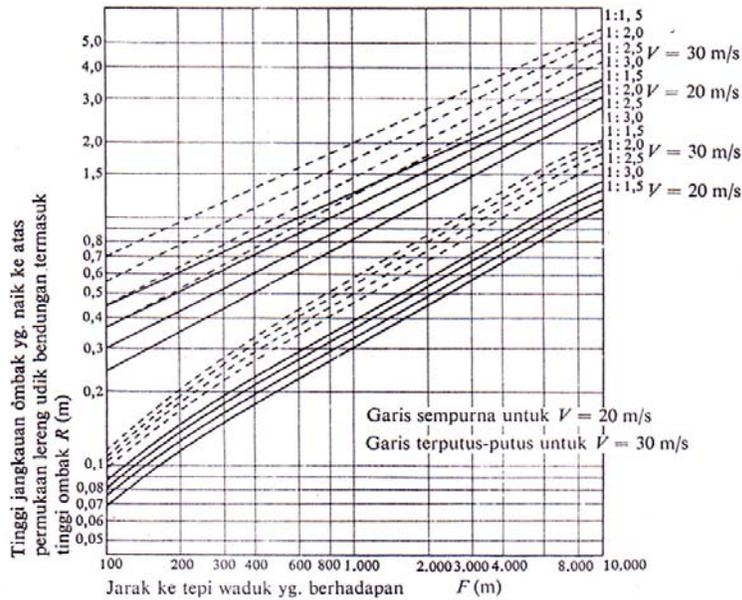
A = luas permukaan air waduk pada elevasi banjir rencana (km^2)

T = durasi terjadinya banjir abnormal (1 s/d 3 jam)

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

2. Tinggi jangkauan ombak yang disebabkan oleh angin (h_w).

Tinggi jangkauan ombak yang disebabkan oleh angin sangat dipengaruhi oleh panjangnya lintasan ombak (F) dan kecepatan angin di atas permukaan air waduk. Perhitungan tinggi ombak (h_w) ini menggunakan grafik metode SMB, seperti yang tertera pada Gambar 2-14 (Sosrodarsono & Takeda, 1997).



Gambar 2-14. Grafik perhitungan tinggi ombak (hw) metode SMB (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

3. Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa

Untuk menghitung tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (h_e) dapat digunakan rumus empiris yang dikembangkan oleh Seiichi sato sebagai berikut :

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot H_0} \tag{2-79}$$

$$e = z \cdot A_c \cdot \frac{V}{g} \tag{2-80}$$

dimana :

A_c = percepatan dasar gempa (cm/detik²).

V = faktor koreksi.

z = koefisien gempa.

g = percepatan grafitasi (cm/detik²).

e = intensitas seismis horisontal.

τ = siklus seismis (1 detik).

H_0 = kedalaman air di dalam waduk (m).

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

4. Kenaikan permukaan air waduk yang disebabkan oleh ketidaknormalan operasi pintu – pintu bangunan pelimpah (h_a).

Ketidak-normalan operasi pintu-pintu mengakibatkan terjadinya kenaikan permukaan air waduk (h_a) melampaui batas maksimum rencana. Karena pertimbangan-pertimbangan ekonomis. Biasanya sebagai standard diambil $h_a = 0,5$ m (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

5. Angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tipe waduk (h_i).

Mengingat limpasan melalui mercu waduk urugan akan sangat berbahaya, maka untuk waduk tipe ini angka tambahan tinggi jagaan (h_i) ditentukan sebesar 1,0 m ($h_i = 1,0$ m) (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Tinggi jagaan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$H_f \geq \Delta h + (h_w \text{ atau } \frac{h_e}{2}) + h_a + h_i \quad 2-81$$

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i \quad 2-82$$

dimana :

H_f = tinggi jagaan (m)

Δh = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal (m).

h_w = tinggi ombak akibat tiupan angin (m).

h_e = tinggi ombak akibat gempa (m).

h_a = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk, apabila terjadi kemacetan-kemacetan pada pintu bangunan pelimpah (m).

h_i = tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat urgensi dari waduk (m).

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

2.12.4.3. Kemiringan lereng (*slope gradient*)

Kemiringan rata-rata lereng waduk (lereng hulu dan lereng hilir) adalah perbandingan antara panjang garis vertikal yang melalui tumit masing-masing lereng. (Soedibyo, 1993).

Kemiringan lereng urugan harus ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsoran. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan seperti pada Tabel 2.11. Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap frekuensi naik turunnya muka air, rembesan, dan tahan terhadap gempa (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

Tabel 2-11. Kemiringan lereng urugan (Departemen Pekerjaan Umum, 2007).

Material Urugan	Material Utama	Kemiringan Lereng Vertikal : Horisontal	
		Hulu	Hilir
a. Urugan homogen	CH CL SC GC GM SM	1 : 3	1 : 2,25
b. Urugan majemuk			
a. Urugan batu dengan inti lempung atau dinding diafragma	Pecahan batu	1 : 1,50	1 : 1,25
b. Kerikil-kerakal dengan inti lempung atau dinding diafragma	Kerikil-kerakal	1 : 2,50	1 : 1,75

Keterangan :

Material utama CH, CL, SC, GC, GM, SM dijelaskan pada Tabel 2-12.

Tabel 2-12. Klasifikasi tanah sistem kelompok (Kasiro dkk., 1997).

Pembagian Utama			Simbol Kelompok	Nama Tipe
Tanah berbutir kasar lebih dari 50% tidak lolos/ tertahan pada saringan no.200	Pasir lebih 50% dari fraksi kasar lolos saringan no.4	Kerikil 50% atau lebih fraksi kasar lolos saringan no. 4	GW	Kerikil bergradasi baik, campuran kerikil-pasir, dengan sedikit atau tanpa bahan halus
			GP	Kerikil bergradasi jelek, campuran kerikil-pasir, dengan sedikit/tanpa bahan halus
			GH	Kerikil lanauan, campuran-kerikil-pasir-lanau yang agak kasar
			GC	Kerikil lempungan, campuran kerikil-pasir-lempung yang agak kasar
			SW	Pasir bergradasi baik, pasir kerikilan, dengan sedikit/tanpa bahan halus
	Pasir berbutir kasar lebih 50% dari fraksi kasar lolos saringan no.4	Pasir dengan bahan halus	SP	Pasir bergradasi jelek, pasir kerikilan, dengan sedikit/tanpa bahan halus
			SM	Pasir lanauan, campuran pasir-lanauan
			SC	Kerikil lempungan, campuran pasir-lempung yang agak kasar
			ML	Lanau inorganik dan pasir, batu berdebu yang amat halus/kerikil lumpuran halus, plastisitas rendah
			CL	Lempung inorganik dengan plastisitas rendah-sedang, lempung lanauan, pasiran, kerikilan dan lempung kurus
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan No.200	Batas cair 50% atau kurang	Lanau dan lempung	OL	Lanau organik dan lempung lanauan organik dengan plastisitas rendah
			MH	Lanau inorganik, pasir halus atau lanau bermika/diatomae, lanau elastis
	Batas cair lebih dari 50%	Lanau dan lempung	CH	Lempung inorganik dengan plastisitas tinggi, lempung gesuk
			OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi
Tanah organik tinggi			Pt	Tanah gambut, rawang (muck) dan jenis tanah organik tinggi yang lain

Arti simbol :

G : kerikil.
 C : lempung.
 O : organik.
 W : bergradasi baik.
 H : batas cair tinggi.

S : pasir
 M : lanau
 Pt : gambut
 P : bergradasi jelek
 L : batas cair rendah

2.12.4.4. Lebar Puncak Waduk

Lebar puncak waduk yang memadai diperlukan agar puncak waduk dapat tahan terhadap hampasan air dan tahan terhadap aliran filtrasi yang melalui puncak tubuh waduk. Disamping itu, pada penentuan lebar mercu perlu diperhatikan kegunaannya sebagai jalan inspeksi dan pemeliharaan waduk. Penentuan lebar puncak dirumuskan sebagai berikut :

$$b = 3,6 H^{\frac{1}{3}} - 3 \quad 2-83$$

dimana :

b = lebar puncak waduk (m).

H = tinggi waduk (m).

(Sosrodarsono & Takeda, 1977).

Untuk melindungi puncak bendungan dari erosi serta lalu lintas kendaraan maka permukaan puncak bendungan dilapisi dengan batu pecah dengan ketebalan 15-30 cm. Guna mengalirkan air drainase maka kemiringan melintang permukaan puncak bendungan direncanakan sebesar 2 % (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

2.12.4.5. Panjang Waduk

Panjang waduk adalah seluruh panjang mercu waduk yang bersangkutan termasuk bagian yang digali pada tebing-tebing sungai di kedua ujung mercu tersebut. Apabila bangunan pelimpah atau bangunan penyadap terdapat pada ujung-ujung mercu, maka lebar bangunan-bangunan pelimpah tersebut diperhitungkan pula dalam menentukan panjang waduk (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

2.12.4.6. Volume Waduk

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh waduk termasuk semua bangunan pelengkapanya dianggap sebagai volume waduk (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

2.12.5. Stabilitas Lereng Waduk

2.12.5.1. Stabilitas lereng waduk terhadap aliran filtrasi

Stabilitas lereng waduk terhadap rembesan ditinjau dengan cara sebagai berikut :

1. Formasi garis depresi tubuh waduk.

Garis depresi dapat diperoleh dengan persamaan parabola bentuk dasar sebagai berikut :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \tag{2-84}$$

Atau

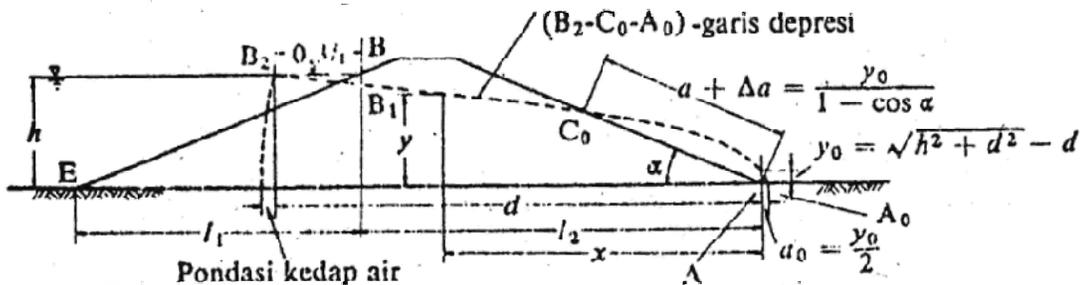
$$Y = \sqrt{2Y_0 X + Y_0^2} \tag{2-85}$$

dimana :

h = jarak vertikal antara titik-titik A dan B (m).

d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A. (m).

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).



Gambar 2-15. Garis depresi pada waduk homogen (sesuai dengan garis parabola) (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Air filtrasi yang tersembul keluar dapat dihitung dengan rumus :

$$a + \Delta_a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \tag{2-86}$$

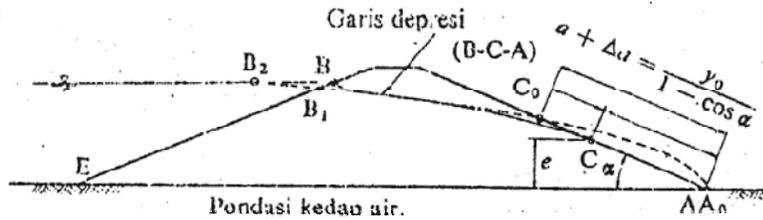
dimana :

a = jarak antar A dan C (m).

Δa = jarak antara C₀ dan C (m).

α = sudut kemiringan lereng hilir bendungan (°)

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).



Gambar 2-16. Garis depresi pada waduk homogen (sesuai dengan garis parabola yang mengalami modifikasi) (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Apabila kemiringan sudut lereng hilir bendungan lebih kecil dari 30°, maka harga a dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut :

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2} \tag{2-87}$$

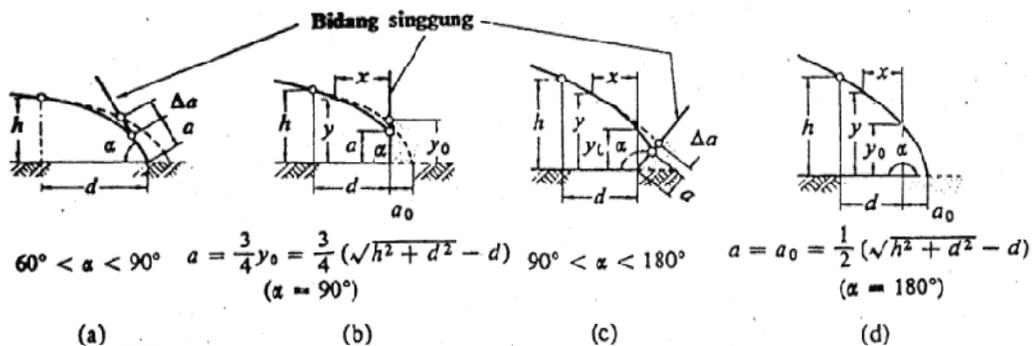
dimana:

- a = jarak antar A dan C (m).
- α = sudut kemiringan lereng hilir bendungan (°)
- h = jarak vertikal antara titik-titik A dan B (m).
- d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A. (m).

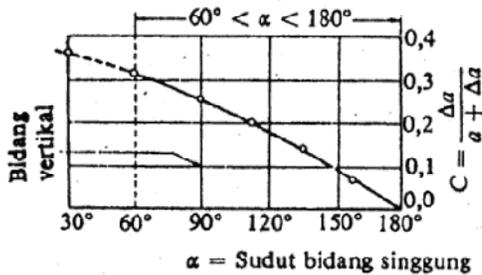
(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

2. Formasi garis depresi tubuh waduk kondisi dengan menggunakan drainase kaki.

Pada kondisi menggunakan drainase kaki sudut kemiringan lereng hilir bendungan didapat berdasarkan Gambar 2-17 dan nilai C didapatkan berdasarkan Gambar 2-18 (Sosrodarsono & Takeda, 1997).



Gambar 2-17. Beberapa cara mendapatkan nilai a sesuai dengan sudut kemiringan singgungnya (α) (Sosrodarsono & Takeda, 1997).



Gambar 2-18. Hubungan antar sudut bidang singgung (α) dengan $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

3. Jaringan Trayektori aliran filtrasi (seepage flow-net)

Berbagai metode telah dikembangkan untuk membuat jaringan trayektori aliran filtrasi pada bendungan urugan dan metode yang paling sesuai dan sederhana adalah metode grafis yang diperkenalkan oleh Forcheimer (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Memperkirakan besarnya kapasitas aliran filtrasi yang mengalir melalui tubuh dan pondasi bendungan yang didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_f = \frac{N_f}{N_e} \cdot k \cdot H \cdot L \tag{2-88}$$

dimana :

Q_f = kapasitas aliran filtrasi (kapasitas rembesan) (m^3/dt)

N_f = angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi

N_e = angka pembagi dari garis *equipotensial*

k = koefisien filtrasi

H = tinggi tekanan air total (m)

L = panjang profil melintang tubuh waduk (m)

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

4. Tinjauan terhadap gejala sufosi (piping) dan sembulan (boiling).

Agar gaya-gaya hidrodinamis yang timbul pada aliran filtrasi tidak akan menyebabkan gejala sufosi dan sembulan yang sangat membahayakan baik tubuh bendungan maupun pondasinya, maka kecepatan aliran filtrasi dalam tubuh dan

pondasi bendungan tersebut pada tingkat-tingkat tertentu perlu dibatasi (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Besarnya kecepatan filtrasi tersebut dapat diketahui dengan menggunakan metode jaringan trayektori dan rumus empiris (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

- Dengan menggunakan jaringan aliran filtrasi, dapat digunakan rumus sebagai berikut :

$$V = k \cdot i = k \cdot \frac{h_2}{l} \quad 2-89$$

dimana :

V = kecepatan pada bidang keluarnya aliran filtrasi (m/detik).

k = koefisien filtrasi.

i = gradien debit.

h_2 = tekanan air rata-rata (perbedaan antara tekanan pada titik peresapan di lereng hulu dan titik keluarnya di lereng hilir suatu garis trayektori aliran filtrasi (m).

l = panjang rata-rata berkas elemen aliran filtrasi pada bidang keluarnya aliran filtrasi (m).

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

- Dengan menggunakan rumus empiris :

$$c = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot \gamma}} \quad 2-90$$

dimana :

c = kecepatan kritis (m/detik).

W_1 = berat butiran bahan dalam air (t/m^2).

g = percepatan gravitasi ($m/detik^2$).

F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi (m^2).

γ = berat isi air (t/m^2).

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

2.12.5.2. Stabilitas Lereng Waduk Urugan Menggunakan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar.

Runtuhnya suatu timbunan tanah biasanya terjadi karena tergelincirnya suatu masa tanah yang besar sepanjang suatu permukaan yang melengkung. Berbagai cara untuk memeriksa stabilitas suatu urugan dapat dijumpai dalam kepustakaan tentang mekanika tanah. Metode sederhana yang digunakan yaitu metode irisan, metode ini didasarkan atas anggapan tentang suatu kondisi tegangan pada bidang dengan longsoran sepanjang suatu permukaan silindris (Fransini & Linsley, 1996).

Andaikan bidang luncur bundar dibagi dalam beberapa irisan vertikal, maka faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsoran dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan :

$$FK = \frac{\sum(c + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum(W \cdot \sin \theta)} \tag{2-91}$$

dimana :

FK = faktor keamanan.

W = berat massa tanah (KN).

ϕ = sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur ($^{\circ}$).

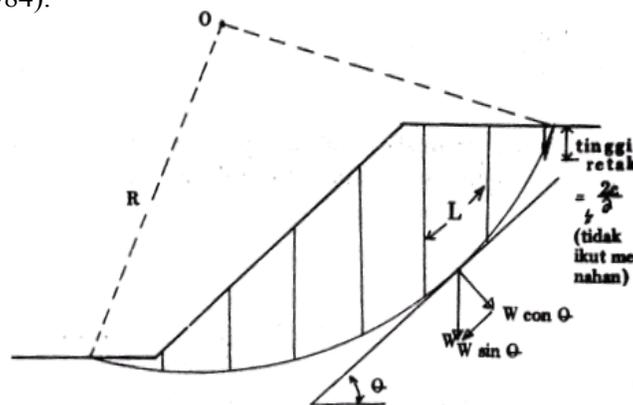
θ = sudut busur ($^{\circ}$).

c = angka kohesi bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur (KN/m^2).

$$L = \frac{\theta}{360} 2 \pi R \text{ (m)}. \tag{2-92}$$

R = Jari-jari lingkaran bidang longsor (m).

(Sunggono, 1984).



Gambar 2-19 .Cara menentukan harga-harga $W \sin \theta$ dan $W \cos \theta$ (Sunggono, 1984).

2.12.6. Rencana Teknis Bangunan Pelimpah (*Spillway*).

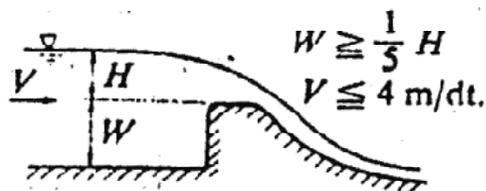
Spillway atau bangunan pelimpah adalah bangunan yang berfungsi untuk mengalirkan air banjir di dalam reservoir sehingga air banjir tersebut tidak merusak tubuh waduk. Dalam perencanaan ini, bangunan pelimpah yang akan direncanakan adalah ambang berbentuk waduk pelimpah. Bangunan pelimpah biasanya terdiri dari empat bagian utama yaitu:

- Saluran pengarah aliran.
- Saluran pengatur aliran.
- Saluaran peluncur.
- Peredam energi.

(Soediby, 1993).

2.12.6.1. Saluran Pengarah.

Bagian ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik. Pada saluran pengarah aliran ini, kecepatan masuk aliran air diusahakan tidak melebihi 4 m/det dan lebar saluran makin mengecil ke arah hilir. Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari $1/5$ x tinggi rencana limpasan di atas mercu ambang pelimpah, periksa Gambar 2.20 Saluran pengarah aliran dan ambang debit pada sebuah bangunan pelimpah. Kapasitas debit air sangat dipengaruhi oleh bentuk ambang. Terdapat beberapa ambang saluran pengarah aliran yaitu: ambang bebas, ambang berbentuk bendung pelimpah, dan ambang bentuk bendung pelimpas menggantung (Soediby, 1993).



Gambar 2-20. Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada sebuah bangunan pelimpah (Soediby, 1993).

2.12.6.2. Saluran Pengatur Aliran.

Bagian ini berfungsi sebagai pengatur kapasitas aliran (debit) air yang melintasi bangunan pelimpah. Bentuk dan sistem kerja saluran pengatur aliran ini sangat bermacam-macam disesuaikan dengan ketelitian pengaturan yang disyaratkan untuk bagian ini (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

- Bentuk ambang (*weir*).

Bentuk ambang pelimpah di desain dengan tipe ogee, dimana muka hulunya tegak dan bentuk ambang di bagian hilir miring. Bentuk bagian hilir dapat dinyatakan dengan persamaan :

$$X^{1.85} = 2.0 H_d^{0.85} Y \quad (\text{Water experimental Station-USCE}). \quad 2-93$$

dimana :

H_d = tinggi tekanan desain (m).

Sumbu X dan Y = sumbu horisontal dan vertikal pada sistem koordinat, dimana titik pusat (0,0) ada di puncak ambang.

Bentuk ambang bagian hulu dapat dinyatakan :

$$Y = 0,274 \frac{(X+0,27 H_d)^{1.85}}{H_d^{0.85}} + 0,126 H_d - 0,4315 H_d^{0.375} (X + 0,270 H_d)^{0.625} \quad 2-94$$

$$X \text{ maks} = 0,27 H_d \quad 2-95$$

$$Y \text{ maks} = 0,126 H_d \quad 2-96$$

dimana :

H_d = tinggi tekanan desain (m).

Sumbu X dan Y = sumbu horisontal dan vertikal pada sistem koordinat, dimana titik pusat (0,0) ada di puncak ambang.

Bentuk dan ukuran *Crest Spillway* dihitung berdasarkan *Civil Engineering Department US Army – US & DS Profile*. Rumus yang digunakan sebagai berikut :

1. Rumus DS Profile

$$x^{1.85} = 2 \cdot H_d^{0.85} \cdot y \quad 2-97$$

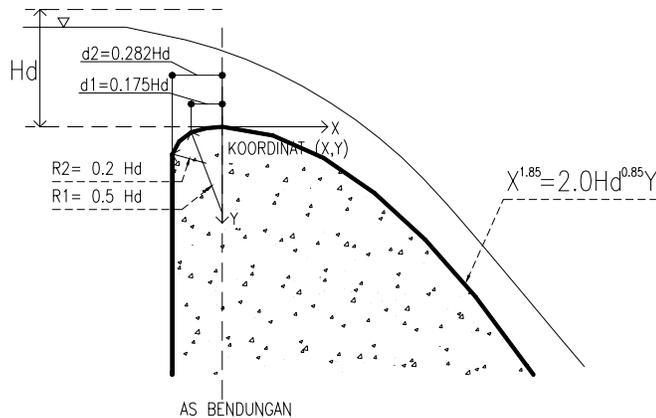
2. Rumus untuk US Profile

$$R_1 = 0,5 \cdot H_d \quad 2-98$$

$D_1 = 0,175 \cdot H_d$ 2-99

$R_2 = 0,2 \cdot H_d$ 2-100

$D_2 = 0,282 \cdot H_d$ 2-101

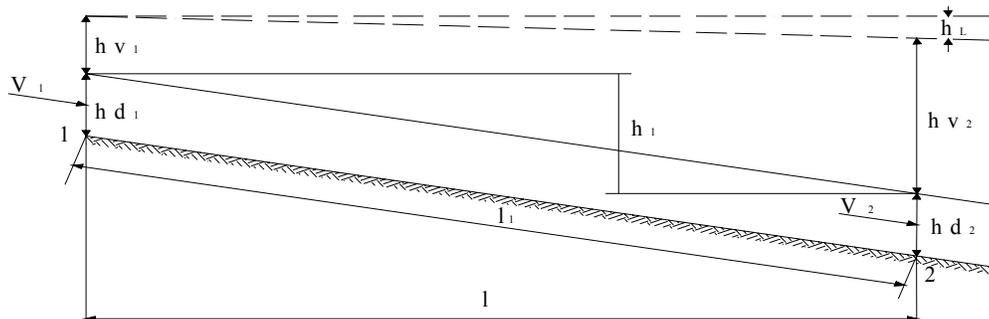


Gambar 2-21. bentuk ambang pelimpah OGEE (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

2.12.6.3. Saluran Peluncur

Persyaratan dalam perencanaan saluran peluncur sebagai berikut :

- Air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir tanpa adanya hambatan-hambatan hidrolis.
 - Konstruksi saluran peluncur harus kokoh, stabil serta biaya seekonomis mungkin.
- (Sosrodarsono & Takeda, 1977).



Gambar 2-22. Skema penampang memanjang saluran peluncur (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

• Rencana Teknis Hidrolis Saluran Peluncur.

Persamaan dasar perhitungan hidrolika pada saluran peluncur menggunakan persamaan Bernoulli (Triatmodjo, 2003).

$$\frac{V_1^2}{2g} + hd_1 = \frac{V_2^2}{2g} + hd_2 + h_e$$
2-102

$$hV_1 = \frac{V_1^2}{2g} \quad 2-103$$

$$hV_2 = \frac{V_2^2}{2g} \quad 2-104$$

$$h_e = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \cdot \Delta L_1 \quad 2-105$$

$$S = \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \quad 2-106$$

$$h_L = S \cdot \Delta L_1 \quad 2-107$$

dimana :

V_1 = kecepatan aliran air pada bidang-1.

V_2 = kecepatan aliran air pada bidang-2.

hd_1 = kedalaman air pada bidang-1.

hd_2 = kedalaman air pada bidang-2.

ΔL_1 = panjang lereng dasar diantara bidang-1 dan bidang-2.

ΔL = jarak horisontal diantara bidang-1 dan bidang-2.

R = radius (jari-jari) hidrolis rata-rata pada potongan saluran yang diambil.

S_0 = kemiringan dasar saluran.

S = kemiringan permukaan aliran.

h_l = kehilangan energi karena gesekan dan lain-lain.

h_e = perbedaan tinggi antara garis energi dengan permukaan air.

n = angka kekasaran saluran = 0,013.

(Triatmodjo, 2003).

• Kemiringan Dasar Saluran Peluncur

Untuk mendapatkan bentuk lengkung dasar saluran peluncur supaya terhindar dari bahaya kavitasi digunakan persamaan parabolis (Sosrodarsono & Takeda, 2007).

$$y = x \tan \theta + \frac{kx^2}{4h_v \cos^2 \theta} \quad 2-108$$

$$s = \tan \Theta + \frac{kx}{2h_v \cos^2 \theta} \quad 2-109$$

dimana :

y = sumbu vertikal.

x = sumbu horisontal.

s = kemiringan bagian lengkung dasar saluran pada titik x.

h_v = tinggi tekanan kecepatan pada titik awal lengkung saluran.

Θ = sudut kemiringan dasar saluran pada titik awal lengkungan.

k = koefisien gaya gravitasi ($k \leq 0,5$).

(Sosrodarsono & Takeda, 2007).

• Bagian Terompet pada Ujung Hilir Saluran Peluncur

Untuk mendapatkan efek peredam energi yang lebih baik maka pada bagian ujung saluran peluncur dibuat melebar, dimana sudut pelebarannya (θ) dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\tan \Theta = \frac{1}{3F} \quad 2-110$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} \quad 2-111$$

dimana :

Θ = sudut pelebaran ($^\circ$).

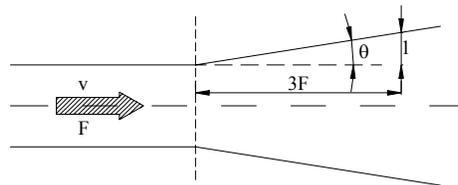
F = angka froude.

v = kecepatan aliran air (m/dt).

d = kedalaman aliran air (m).

g = gravitasi ($9,81 \text{ m/dt}^2$).

(Sosrodarsono & Takeda, 2007).



Gambar 2-23. Bagian berbentuk terompet dari saluran peluncur pada bangunan pelimpah (Sosrodarsono & Takeda, 2007).

2.12.6.4. Peredam Energi

Peredam energi berfungsi untuk meredam energi aliran dari saluran peluncur. Pemilihan tipe peredam energi dipertimbangkan terhadap faktor berikut :

- Karakteristik hidrolis pada tipe peredam energi yang direncanakan.
- Hubungan antara peredam energi dengan tubuh bendungan.
- Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruksi dari bangunan pelimpah, loncatan hidrolis yang terjadi.
- Kondisi topografi, geologi.
- Karakteristik dari sungai.

Disesuaikan dengan tipe bendungan urugan, kondisi topografi serta sistem kerjanya, maka peredam energi mempunyai berbagai tipe, khusus untuk waduk urugan biasanya digunakan tipe-tipe sebagai berikut :

- a) Tipe loncatan (*water jump tipe*).
- b) Tipe kolam olakan (*Stilling basin tipe*).
- c) Tipe bak pusaran (*Roller bucket tipe*).

(Sosrodarsono & Takeda, 1977).

• Peredam Energi Tipe Olak.

Bangunan peredam energi digunakan untuk menghilangkan atau setidaknya mengurangi energi air yang melimpah dengan energi yang tinggi dari bangunan pelimpah agar tidak merusak bangunan atau instalasi lain di sebelah hilir bangunan pelimpah. Suatu bangunan peredam energi yang berbentuk kolam, dimana prinsip peredam energinya yang sebagian besar terjadi akibat proses pergesekan di antara molekul-molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut dinamakan peredam energi tipe kolam olakan (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

Dalam perencanaan waduk ini menggunakan bangunan peredam energi tipe kolam olak USBR. Penggolongan tipe kolam olak USBR adalah :

- USBR I : bilangan froude < 4.5
- USBR II : bilangan froude > 4.5 dengan kecepatan < 15 m/detik
- USBR III : bilangan froude > 4.5 dengan kecepatan > 15 m/detik

- USBR IV : bilangan froude $2.5 < Fr < 4.5$
(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Perhitungan kolam olak digunakan rumus-rumus sebagai berikut :

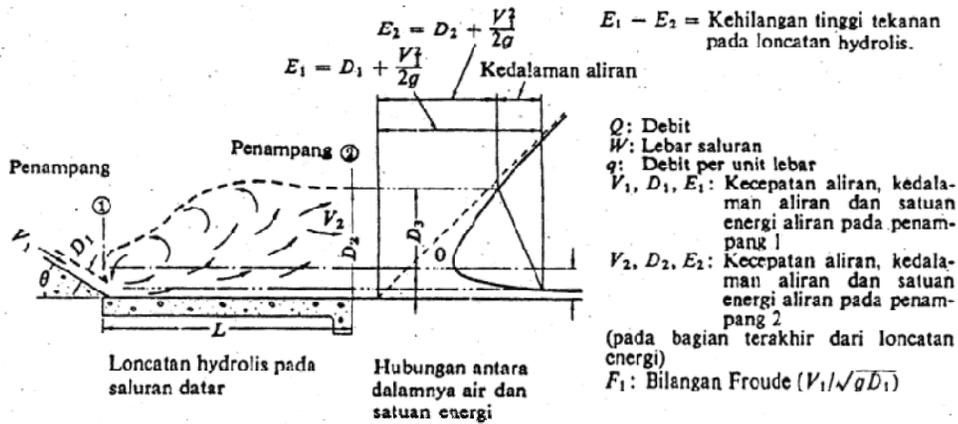
$$Y = \frac{q}{V} \tag{2-112}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y}} \tag{2-113}$$

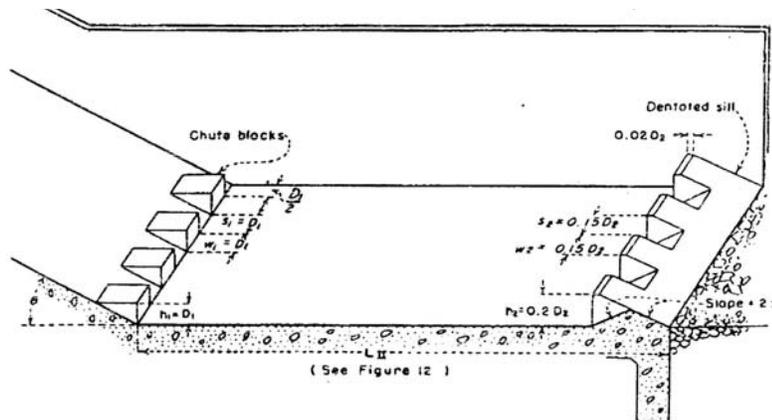
dimana :

- Y = kedalaman air di awal kolam (m).
- q = debit dibagi lebar kolam olak (m²/dt)
- V = kecepatan aliran (m/dt).
- g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²).
- Fr = bilangan froude.

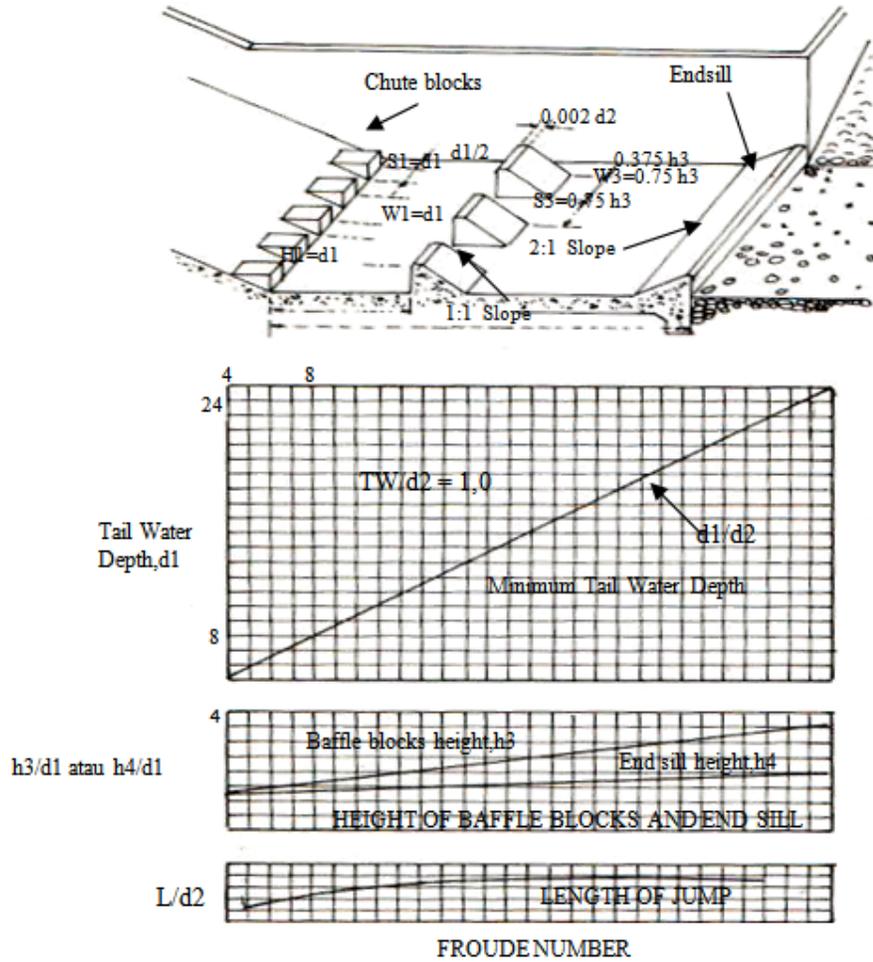
(Sosrodarsono & Takeda, 1977)



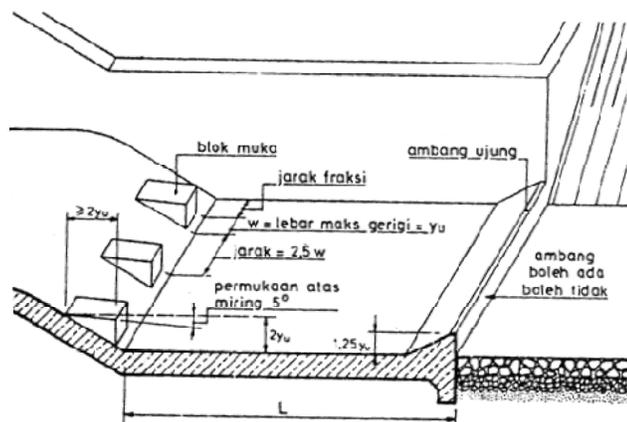
Gambar 2-24. Kolam olak datar tipe I USBR (Sosrodarsono & Takeda, 1977).



Gambar 2-25. Bentuk kolam olak datar tipe II USBR (PT. Jasapatria Gunatama, 2008).



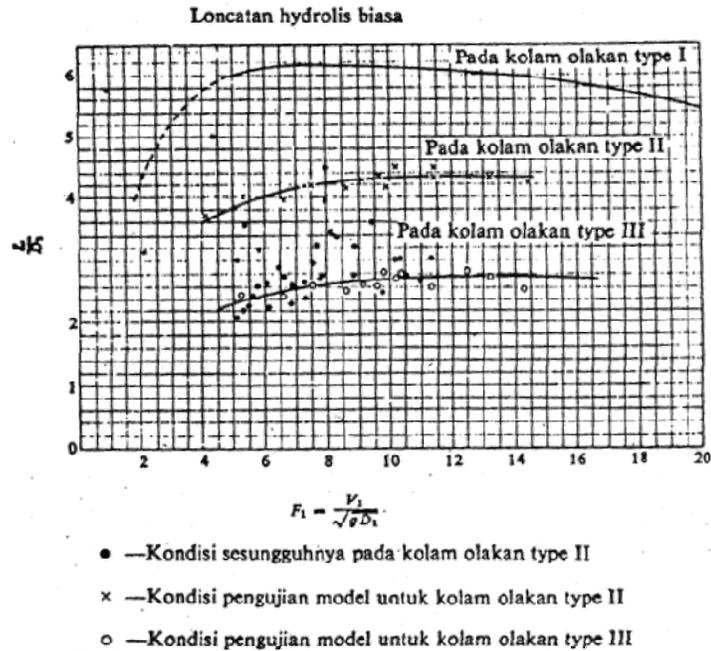
Gambar 2-26. Bentuk kolam olak datar tipe III USBR (Design of Small Dams, 1987).



Gambar 2-27. Bentuk kolam olak datar tipe IV USBR (KP -04, 1986).

a Panjang kolam olakan

Untuk penentuan panjang kolam olakan datar dapat digunakan ukuran standard, sebagaimana yang tertera pada Gambar 2-28 di bawah ini (Sosrodarsono & Takeda, 1977).



Gambar 2-28. Grafik penentuan panjang loncatan hydrolis (hasil perhitungan).

Kedalaman air pada bagian hulu dan sebelah hilir loncatan hydrolis tersebut dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$D_2 = -\frac{D_1}{2} + \sqrt{\frac{D_1^2}{4} + \frac{2 v_1^2 D_1}{g}} \tag{2-114}$$

(Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Dimana D_1 dan D_2 adalah kedalaman air, apabila pada rumus 2-114, komponen D_1 dipindahkan ke kanan dan harga $V_1^2 / g D_1 = F_1^2$, maka akan diperoleh rumus sebagai berikut :

$$\frac{D_2}{D_1} = -\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} + 2F_1^2} \tag{2-115}$$

atau

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \tag{2-116}$$

Selanjutnya bilangan Froude dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut :

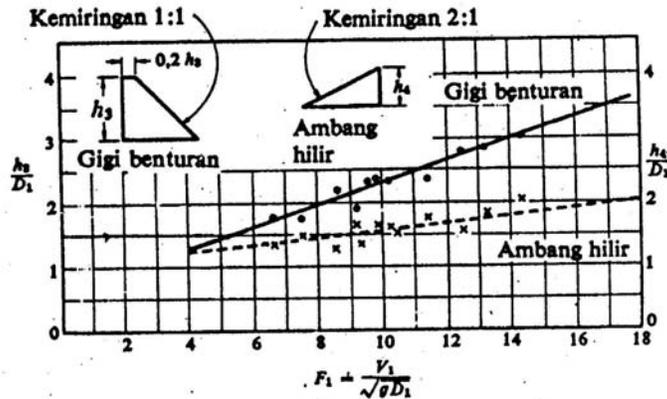
$$F_r = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot D_1}}$$

2-117

b Gigi-gigi pemencar aliran, gigi-gigi benturan dan ambang ujung hilir kolam olakan

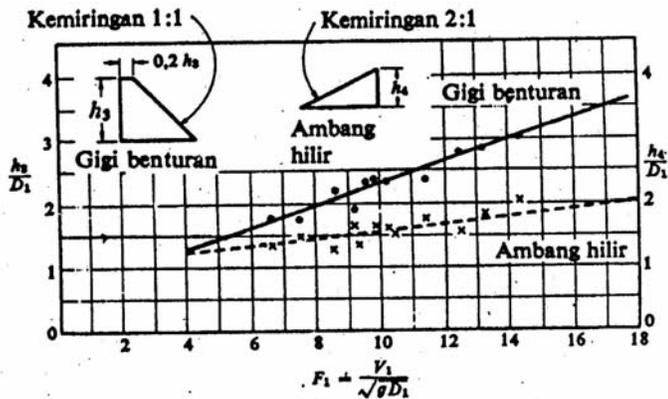
Pada kolam olakan datar tipe II dan III, tinggi dan lebar gigi pemencar disarankan agar mendekati angka kedalaman air di depan loncatan hydrolis (D_1), sedang jarak antara dinding samping kolam dengan gigi paling pinggir diambil $\frac{1}{2} D_1$ dan jarak antara masing-masing blok dapat diambil sama dengan harga D_1 (Sosrodarsono & Takeda, 1997).

Salah satu cara yang paling efektif guna mengurangi panjangnya kolam olakan adalah dengan pembuatan sebaris atau lebih gigi-gigi benturan pada dasar kolam yang berfungsi sebagai penghadang aliran serta mendeformir loncatan hydrolis menjadi lebih pendek. Semakin besar bilangan Froude suatu aliran maka gigi-gigi benturan supaya dibuat semakin tinggi dan didasarkan pada harga D_1 , ukuran tingginya ditetapkan dengan diagram seperti pada Gambar 2-29 (Sosrodarsono & Takeda, 1977).



Gambar 2-29 Grafik penentuan tinggi gigi benturan pada kolam olakan datar tipe III (hasil perhitungan).

Ujung hilir kolam olakan datar tipe III dibuat dengan ambang rata seperti yang pada Gambar 2-30 (Sosrodarsono & Takeda, 1977).



Gambar 2-30 Grafik penentuan ambang hilir pada kolam olakan datar tipe III (hasil perhitungan).

c Tinggi jagaan.

Tinggi jagaan pada bangunan pelimpah direncanakan untuk dapat menghindarkan terjadinya limpasan, pada kemungkinan elevasi permukaan aliran air yang paling tinggi, ditambah tinggi ombak serta kemungkinan adanya benda-benda terapung yang terdapat pada aliran tersebut (Sosrodarsono & Takeda).

Perhitungan untuk memperoleh tinggi jagaan pada bangunan pelimpah dapat digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$F_b = C \cdot V \cdot d^{1/2} \quad 2-118$$

atau

$$F_b = 0,6 + 0,037 \cdot V \cdot d^{1/3} \quad 2-119$$

dimana :

F_b minimal = 0,5 s/d 0,6 m di atas permukaan air.

F_b = tinggi jagaan (m)

C = koefisien = 0,1 untuk penampang saluran berbentuk persegi panjang dan koefisien = 0,13 untuk penampang berbentuk trapesium.

V = kecepatan aliran (m/det).

d = kedalaman air di dalam saluran (m).

2.12.6.5. Stabilitas Bangunan Pelimpah.

- **Akibat Berat Sendiri Bangunan Pelimpah**

$$\text{Rumus : } G = V \cdot \gamma \quad 2-120$$

dimana :

G = berat konstruksi (ton).

V = volume (m^3).

γ = berat jenis material bangunan pelimpah (t/m^3).

(Sunggono, 1984).

- **Akibat Gaya Gempa**

Gaya akibat beban gempa berupa gaya horisontal (H_e) dan momen (M), besarnya :

$$H_e = E \cdot G \quad 2-121$$

dimana :

H_e = gaya gempa dengan arah horisontal (ton).

E = koefisien gempa (0,05 - 0,25).

G = berat bangunan (ton).

(Soedibyo, 1993).

- **Akibat Gaya Angkat (*Uplift Pressure*)**

Tekanan air tanah (P_x) dihitung dengan rumus :

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \cdot \Delta H \quad 2-122$$

$$P_x = H_x - H \quad 2-123$$

dimana :

P_x = gaya angkat pada titik x.

L = panjang total bidang kontak dam dengan tanah.

L_x = panjang bidang kontak dari hulu hingga titik x.

ΔH = beda tinggi tekan di hulu dan hilir dam.

H_x = tinggi energi hulu dengan titik x.

$$\text{Angka rembesan } (C_w) = \frac{L_v + \frac{1}{3} L_h}{H_w} \quad 2-124$$

L_h = panjang jalur rembesan arah horisontal.

L_v = panjang jalur rembesan arah vertikal.

(Gunadarma, 1997).

- **Akibat Tekanan Tanah**

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot K_a \cdot H^2 \quad 2-125$$

dimana :

P_a = tekanan tanah aktif (t/m^2).

γ_{sat} = berat jenis tanah keadaan jenuh (t/m^3).

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad 2-126$$

H = tinggi tanah di atas suatu bidang horisontal (m).

(Sosrodarsono & Nakazawa, 2000).

- **Kontrol Stabilitas Pada Kondisi Normal.**

- a. **Terhadap Guling.**

$$S_f = \frac{\sum MV}{\sum MH} \geq 1.5 \quad 2-127$$

dimana :

S_f = faktor keamanan.

M_v = momen akibat beban vertikal.

M_h = momen akibat gaya horisontal.

(Fransini & Linsley, 1996).

b. Terhadap Geser.

$$S_f = f \cdot \frac{\sum R_V}{\sum R_H} \geq 1.5 \quad 2-128$$

dimana :

S_f = faktor keamanan.

$\sum R_v$ = jumlah gaya vertikal.

$\sum R_H$ = jumlah gaya horisontal.

f = 0.75.

(Gunadarma, 1997).

c. Terhadap Eksentrisitas.

$$a = \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum R_v} \quad 2-129$$

$$e = (B/2 - a) < B/6 \quad 2-130$$

dimana :

M_v = momen akibat beban vertikal.

M_h = momen akibat gaya horisontal.

R_v = gaya vertikal.

e = eksentrisitas.

B = lebar *spillway*.

(Dandekar & Sharma, 1991).

d. Terhadap Daya Dukung Tanah

Rumus daya dukung tanah Terzaghi adalah sebagai berikut :

$$q_{ult} = \alpha \cdot c \cdot Nc + \gamma_t \cdot Nq \cdot Z + \beta \cdot \gamma_{sub} \cdot B \cdot N\gamma \quad 2-131$$

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{SF} \quad 2-132$$

Syarat :

$$\sigma = \left(\frac{R_v}{A} \right) \left(1 \pm 6e/B \right) \quad 2-133$$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{R_v}{A} \right) \left(1 + 6e/B \right) < q_{all} \text{ (aman)}. \quad 2-134$$

$$\sigma_{min} = \left(\frac{R_v}{A} \right) \left(1 - 6e/B \right) > q_{all} \text{ (aman)}. \quad 2-135$$

dimana :

q_{ult} = daya dukung *ultimate* (t/m^2).

q_{all} = tegangan ijin (daya dukung) tanah (t/m^2).

SF = angka keamanan untuk daya dukung tanah.

c = kohesi tanah (t/m^2).

β dan α = faktor tak berdimensi fungsi dari bentuk pondasi.

γ_t = berat jenis tanah (t/m^3).

γ_{sub} = berat jenis tanah kondisi jenuh air (t/m^3).

Z = kedalaman pondasi (m).

B = lebar pondasi (m).

N_c, N_γ, N_q = faktor-faktor daya dukung tanah.

σ = tegangan pada tanah pondasi yang terjadi (t/m^2).

R_v = resultante beban vertikal (t).

A = luas dasar pondasi (m^2).

e = eksentrisitas resultan gaya yang pada pondasi (m).

B = lebar alas pondasi (m).

(Das, 1995).

2.13. PERHITUNGAN TERJUN

Tinggi terjun yang dimaksud terdiri dari :

- Terjun Bruto = H bruto = H kotor
Adalah selisih tinggi muka air di kolam (reservoir atas) dengan muka air pembuangan jika turbin tidak berputar.
- Terjun Bersih = H netto
Dibedakan menjadi dua yaitu :
 - a) Turbin reaksi
Adalah selisih antara tenaga total (tenaga potensial dan tenaga kinetis) yang terkandung dalam air tiap satuan berat sebelum masuk turbin dan setelah keluar turbin.
 - b) Terjun *Impuls* = H netto
Adalah tinggi tekanan dan tinggi kecepatan pada titik ujung curat dikurangi tinggi titik terendah pada pusat berat mangkok–mangkok dari turbin yang merupakan titik akhir yang pada umumnya merupakan pusat ujung curat.
- Terjun Rencana = *Design Head*
Adalah terjun bersih untuk turbin yang telah direncanakan oleh pabrik pada efisiensi yang baik.
- Terjun Terukur = *Rated Head*
Adalah terjun bersih dimana turbin dengan pintu terbuka penuh (*Full Gate Point*) akan memberikan *rated capacity* dari generator dalam kilowatt atau terjun efektif dimana daya kuda dari turbin dijamin oleh pabrik.
(Patty, 1995).

2.14. PERENCANAAN PIPA PESAT (*PENSTOCK*)

2.14.1 Dimensi pipa pesat.

a. Diameter pipa pesat.

Dihitung dengan *Gordon* dan *Penman* :

$$D_o = 0,72 \cdot (Q_{air})^{0.5}$$

2-136

dimana :

$$D_o = \text{diameter pipa pesat (m)}$$

Q_{air} = debit untuk kebutuhan PLTMH (m^3/det)
(Mosonyi,1991)

b. Tebal plat pipa pesat

$$t_o = \left(\frac{P \cdot D_o}{\sigma \cdot \eta} \right) + \varepsilon \quad 2-137$$

dimana:

t_o = tebal plat (mm)

P = tekanan air dalam pipa pesat (kg/cm^2)
= $0,1 \cdot H_{\text{dyn}} = 0,1 \cdot (1,2 \cdot H_o)$

H_o = tinggi terjun desain maksimum (m)

σ = tegangan ijin plat baja (kg/cm^2)

η = efisiensi sambungan las

ε = korosi plat yang diijinkan (1 - 3 mm)

(Mosonyi,1991)

Menurut *Technical Standard for Gates and Penstock* tebal plat minimum tidak boleh lebih kecil dari 6 mm.

2.14.2 Stabilitas Pipa Pesat

a. Tekanan air maksimum akibat *water hammer*.

Konstanta Allievi

$$P = \left(\frac{\alpha \cdot V_o}{2 \cdot g \cdot H_o} \right) > 1 \quad 2-138$$

$$V_o = \left(\frac{Q}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_o^2} \right) \quad 2-139$$

$$\alpha = \frac{1000}{\left[50 + k \cdot \frac{D_o}{t_o} \right]^{1/2}} \quad 2-140$$

dimana :

P = tekanan air (kg/cm)

α = kecepatan rambat gelombang tekanan (m/dt)

H_o = tekanan hidrostatik (m)

V_o = kecepatan rata-rata dalam aliran (m/dt)

Q = debit (m^3/dt).

t_0 = tebal plat (mm)

D_0 = diameter pipa pesat (m)

dengan harga $k = 0,5$ untuk baja

$k = 1$ untuk besi tuang

(Mosonyi,1991).

b. Pipa pesat dari baja ada 2 kriteria :

1. Pipa kecil apabila : $P \cdot D < 10000$ kg/cm

Maka pipa tidak perlu pakai sabuk/ beugel.

2. Apabila $P \cdot D > 10000$ kg/cm

Maka pipa memerlukan beugel perkuatan.

Maka pipa memerlukan beugel perkuatan.

$$P = \frac{H_{dyn}}{10}$$

2-141

dimana :

P = tekanan air (kg/cm²).

D = diameter pipa (m)

H_{dyn} = tinggi terjun dinamis (m).

(Mosonyi,1991).

c. Tekanan lingkar akibat tekanan hydrostatis.

$$\sigma = \frac{P \cdot R}{(t_0 - \varepsilon)\eta}$$

2-142

$$P = 0,1 \cdot H_{dyn}$$

2-143

$$R = 0,5 (D_0 + \varepsilon)$$

2-144

dimana :

P = tekanan air maksimum (kg/cm²).

R = luas basah (m²)

σ = tekanan lingkar (kg/cm²).

H_{dyn} = tinggi terjun dinamis (m).

t_0 = tebal plat (mm)

ε = korosi plat yang diijinkan (1 - 3 mm)

D_0 = diameter pipa pesat (m)

(Mosonyi,1991).

2.15. PERENCANAAN TURBIN

2.15.1. Kehilangan Tinggi Terjun (*Head Loss*).

Dengan adanya penyaluran dari kolam (reservoir) ke saluran pembuangan akan terjadi kehilangan energi terdiri dari :

1. Akibat *trash rack*

dapat dihitung dengan rumus :

$$H_r = \frac{\left(K \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \cdot \sin \alpha \cdot V_o^2 \right)}{2g} \quad 2-145$$

$$V_o = \left(\frac{Q}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_o^2} \right) \quad 2-146$$

dimana :

H_r = kehilangan energy akibat *trash rack* (m).

K = koefisien *losses* untuk elemen dengan bentuk segi empat = 2,42

t = tebal elemen (m).

b = celah antar 2 elemen (m).

α = sudut kemiringan *trash rack* ($^\circ$).

Q = debit air yang direncanakan (m^3/det).

V_o = kecepatan rata-rata dalam aliran (m^3/det).

g = percepatan gravitasi (m/det^2).

(Mosonyi,1991).

2. Akibat Gesekan.

Persamaan yang digunakan untuk menentukan kehilangan energi akibat gesekan :

$$V_o = \frac{Q}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_o^2} \quad 2-147$$

$$H_f = Q / L \quad 2-148$$

$$H_f = \frac{H_f}{\frac{V_o^2}{2 \cdot g}} \cdot \left(\frac{V^2}{2 \cdot g} \right) \quad 2-149$$

dimana :

- H_f = kehilangan energi akibat gesekan (m).
 Q = debit air yang direncanakan (m^3/det).
 D_o = diameter pipa pesat (m)
 V_o = kecepatan rata-rata dalam aliran (m^3/det).
 g = percepatan gravitasi (m/det^2).
 (Mosonyi,1991).

3. Akibat Belokan.

$$F_b = \left(0,131 + 0,163 \left(\frac{D_o}{R} \right)^{3,5} \right) \cdot \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0,5} \quad 2-150$$

$$H_b = f_b \cdot \left(\frac{V^2}{2 \cdot g} \right) \quad 2-151$$

dimana :

- H_b = kehilangan energi akibat belokan (m)
 D_o = diameter pipa pesat (m)
 R = jari-jari (m)
 θ = sudut putaran ($^{\circ}$)

Kehilangan energi total = $H_r + H_f + H_b$

(Mosonyi,1991).

2.15.2. Tinggi Terjun Bersih (*Net Head*)

Tinggi terjun bersih merupakan hasil pengurangan dari tinggi muka air banjir, elevasi dasar dan kehilangan tinggi energi total.

$$H_n = (MAT - Elv \text{ dasar}) - H_l \quad 2-152$$

(Mosonyi,1991).

2.15.3. Perhitungan Turbin

1. Daya turbin

$$P_t = H_n \cdot Q \cdot g \cdot \eta \quad 2-153$$

dimana :

- P_t = daya turbin (kWatt).
 H_n = tinggi terjun bersih (m).
 Q = debit air yang direncanakan (m^3/det).
 g = percepatan gravitasi (m/det^2).
 η = efisiensi (%).

2. Putaran spesifik turbin (N_s)

Menggunakan persamaan Desiervo dan Lugaresi

$$N_s = N_{sj} \cdot \sqrt{Z} \quad 2-154$$

$$N_{sj} = 85,49 / H_n^{0,243} \quad 2-155$$

$$N = N_s \cdot (H_n^{5/4} / P_t^{1/2}) \quad 2-156$$

dimana :

N_s = putaran spesifik turbin (rpm).

z = jmlah jet

N = putaran turbin (rpm)

H_n = tinggi terjun bersih (m).

P_t = daya turbin (kWatt).

3. Estimasi putaran lari (*runway speed*)

Yaitu perhitungan kemampuan putaran turbin maksimum.

$$N_r = 0,63 \cdot N \cdot (N_s)^{0,2} \quad 2-157$$

dimana :

N_r = kemampuan putaran maksimum turbin (rpm)

N_s = putaran sesifik turbin (rpm)

N = putaran turbin (rm)

4. Dimensi kasar turbin

a. Kecepatan mutlak pancaran air (CI)

$$CI = K_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_n} \quad 2-158$$

dimana:

CI = kecepatan mutlak pancaran air (m/det)

K_c = koefisien kecepatan naik

g = percepatan gravitasi (m/det²).

H_n = tinggi terjun bersih (m).

(Mosonyi,1991)

b. Kecepatan keluar optimum (UI)

$$UI = K_u \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_n} \quad 2-159$$

UI = kecepatan mutlak pancaran air (m/det)

K_u = koefisien kecepatan keluar

g = percepatan gravitasi (m/det²).

H_n = tinggi terjun bersih (m).

(Mosonyi,1991)

c. Diameter lingkaran tusuk *runner* (D)

$$D = 60 \cdot \frac{UI}{\pi \cdot N} \quad 2-160$$

dimana:

UI = kecepatan mutlak pancaran air (m/det)

D = diameter lingkaran tusuk *runner* (m)

N = putaran turbin (rpm).

(Mosonyi,1991)

d. Diameter pancaran air (d)

$$d = \frac{D}{10} \quad 2-161$$

dimana:

d = diameter pancaran air (m)

D = diameter lingkaran tusuk *runner* (m)

(Mosonyi,1991)

e. Jumlah pancaran (n)

$$n = \frac{Q}{(\pi \cdot d^2 \cdot CI)} \quad 2-162$$

dimana:

n = jumlah pancaran

Q = debit air yang direncanakan (m³/det).

d = diameter pancaran air (m)

CI = kecepatan mutlak pancaran air (m/det)

(Mosonyi,1991)

f. Jumlah mangkok turbin (Z)

$$Z = \left(\frac{D}{2d}\right) + 15 \quad 2-163$$

dimana:

Z = jumlah mangkok turbin

D = diameter lingkaran tusuk *runner* (m)

d = diameter pancaran air (m)

(Mosonyi,1991)

5. Pengaturan/ *Regulation*

Peningkatan kecepatan setelah beban penuh.

a. Perhitungan parameter pipa pesat baja

- Waktu refleksi (T_r)

$$T_r = 2 \sum_{i=1}^i \frac{L_i}{a_i} \quad 2-164$$

$$a_i = \frac{1}{\sqrt{\rho \left(\frac{1}{e_w} + \frac{D_i}{e_p * t} \right)}} \quad 2-165$$

dimana:

T_r = waktu refleksi (det)

ρ = massa jenis air (kg/m^3)

t = tebal pipa (m)

d = diameter pancaran air (m)

D_i = diameter pipa (m)

E_p = *Young modulus* baja = $2.1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$

E_w = *Young modulus* air = $2 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

(Mosonyi,1991)

- Waktu percepatan *start air* (T_w)

$$T_w = \frac{Q_r}{g \cdot H_n} \cdot \sum_{i=1}^i \frac{L_i}{A_m} \quad 2-166$$

$$A_m = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_i^2 \quad 2-167$$

dimana:

Q_r = debit (*rated discharge*) (m^3/det)

H_n = tinggi terjun (*rated head*) (m).

A_m = luas penampang pipa (m^2)

d_i = diameter pipa (m)

g = percepatan gravitasi (m/det^2)

(Mosonyi,1991).

b. Peningkatan tekanan dinamik maksimum

$$h_w = \frac{T_w}{T_r} \quad 2-168$$

dimana:

T_w = waktu percepatan *start* air (det)

H_w = peningkatan tekanan dinamik maksimum

T_r = waktu refleksi (det)

(Mosonyi,1991).

c. Waktu penutupan minimal T_f

$$T_f = K_c \cdot \left(\frac{T_w}{\Delta H/H_n} \right) + \left(\frac{T_r}{2} \right) \quad 2-169$$

dimana:

T_f = waktu penutupan minimal (det)

T_w = waktu percepatan *start* air (det)

H_n = tinggi terjun (*rated head*) (m)

T_r = waktu refleksi (det)

K_c = faktor koreksi turbin

(Mosonyi,1991).

d. Berat turbin (W_t)

$$W_t = (1,7.P_t^{3/4}).H_o^{9/8} \quad 2-170$$

dimana:

W_t = berat turbin (kg)

P_t = daya turbin (kWatt).

H_o = tekanan hidrostatik (m)

(Mosonyi,1991).

2.15.4. Pemilihan Jenis turbin

Untuk menentukan jenis turbin yang sesuai untuk tinggi jatuh tertentu digunakan parameter kecepatan spesifik *runner* maksimum (N_s maksimum) yang mempunyai rentang batas untuk tiap jenis turbin (Patty, 1995) , sebagai berikut :

- Turbin Pelton :

$$N_s \max \leq 85,49 H^{-0,243} \quad 2-171$$

N_s = 9 hingga 25 untuk turbin Pelton dengan satu pancaran

$N_s = 25$ hingga 60 untuk turbin Pelton dengan lebih dari satu pancaran

- Turbin Kaplan :

$$N_s \max \leq 650 H^{-0,5} \quad 2-172$$

$N_s = 260$ hingga 860

- Turbin Francis :

$$N_s \max \leq 30 + [200001 (H+20)] \quad 2-173$$

$N_s = 40$ hingga 400

- Turbin Propeller :

$$N_s \max \leq 50 + [20000 / (H+20)] \quad 2-174$$

$N_s = 340 - 860$

2.16. GENERATOR

a) Jenis dan tipe generator.

Pemilihan *generator* tergantung pada kecepatan putar *generator* :

- Generator* dengan kecepatan putar rendah

Biasanya berukuran besar, berat dengan efisiensi rendah

- Generator* dengan kecepatan putar tinggi.

Berukuran lebih kecil, lebih ringan dengan efisiensi lebih kecil

Sedangkan kecepatan putar *generator* dipengaruhi oleh kecepatan putar turbin.

Jumlah kutub magnetik pada *generator* dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{60 \cdot f}{N} \quad 2-175$$

dimana:

P = jumlah kutub magnetik *generator*

f = frekuensi *generator*

N = kecepatan putar *generator*

(Mosonyi,1991).

b) Berat Generator

Secara kasar berat *generator* dapat dituliskan dengan rumus :

$$W_g = 10 (kVA/N)^{5/7} \quad 2-176$$

dimana:

W_g = jumlah kutub magnetik *generator*

N = kecepatan putar *generator*

(Mosonyi,1991).

2.17. DAYA YANG DIHASILKAN PLTM

2.17.1. Macam Daya yang Dihasilkan.

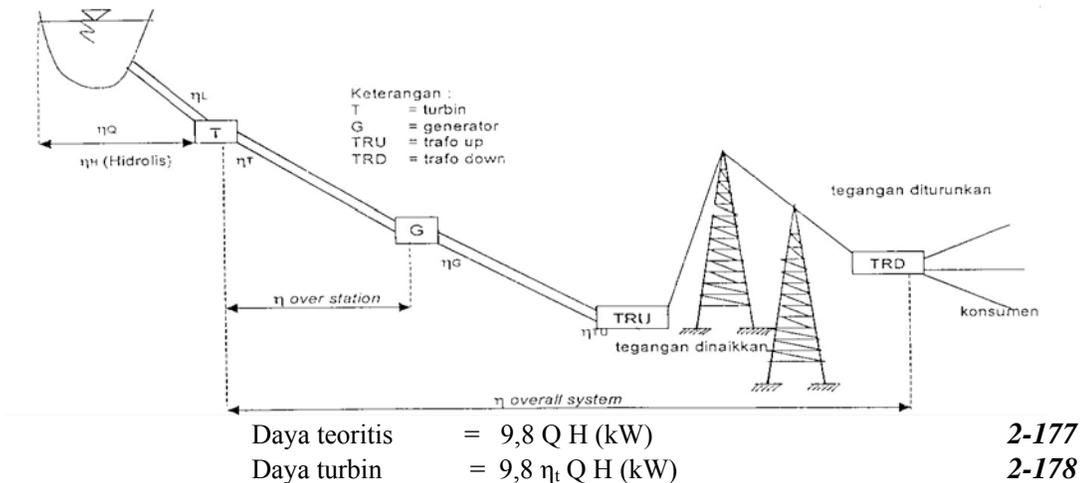
Daya yang dihasilkan oleh PLTM dapat digolongkan sebagai berikut :

1. Daya maksimum yaitu daya terbesar yang dapat dibangkitkan PLTM. Pada umumnya yang disebut *output* dari PLTM adalah daya maksimum ini.
2. Daya pasti (*firm output*) yaitu daya yang dibangkitkan selama 355 hari dalam setahun untuk PLTM aliran langsung dan 365 hari dalam setahun untuk PLTM jenis waduk.
3. Daya puncak yaitu hasil yang dibangkitkan selama jam–jam tertentu setiap hari (umumnya lebih dari 4 jam) yang meliputi 355 hari dalam setahun.
4. Daya puncak khusus yaitu daya yang dihasilkan setiap hari tanpa pembatasan jam operasi dalam musim hujan dikurangi dengan daya pasti.
5. Daya penyediaan (*supply output*) yaitu hasil yang dapat dibangkitkan dalam musim kemarau, dengan menggunakan simpanan air dalam waduk yang dikumpulkan selama musim hujan dikurangi dengan daya pasti.
6. Daya penyediaan puncak dan daya waduk.

(Dandekar, 1991).

2.17.2. Perhitungan Daya.

Jika tinggi jatuh efektif maksimum adalah H (m), debit maksimum turbin adalah Q (m³/det), efisiensi dari turbin dan generator masing-masing adalah η_t dan η_g (Dandekar, 1991), maka skema perjalanan air hingga menjadi tenaga listrik secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.30 berikut :



$$\text{Daya generator} = 9,8 \eta_g Q H \text{ (kW)} \quad 2-179$$

Gambar 2-31. Skema Perjalanan air hingga menjadi tenaga listrik (Dandekar, 1991)

Daya generator pada umumnya disebut *output* PLTM. Sedangkan pada PLTA dipompa jika jatuh bersih dari pompa adalah H (m), debit pompa adalah Q (m^3/det), efisiensi dari motor generator dan pompa masing-masing adalah η_m dan η_p maka daya yang masuk ke dalam pompa adalah (*input*) adalah :

$$P_i = \frac{9,8 Q H}{(\eta_m - \eta_p)} \quad 2-180$$

(Patty, 1995)

Pada umumnya, daya yang masuk (*input*) untuk PLTA dipompa menjadi maksimum dalam kondisi tinggi jatuh minimum untuk jenis Francis dan kondisi tinggi jatuh maksimum untuk pompa Kaplan atau Propeller. Sedangkan daya yang dapat dipakai diperhitungkan terhadap efisiensi keseluruhan (*overall efficiency*) (EOV) dimana *overall efficiency* tersebut dirumuskan sebagai :

$$P_{\text{keluar}} = 9,81 * Q_r * H_n * EOV \text{ (kW)} \quad 2-181$$

dimana :

Q_r = debit rencana (m^3/dt).

H_n = terjun bersih (m).

EOV = *overall efficiency*.

(Patty, 1995)

2.17.3. Perhitungan Tenaga yang Dibangkitkan.

Tenaga yang dihasilkan adalah tenaga listrik yang dibangkitkan oleh PLTM. Untuk perencanaan, kemungkinan pembangkitan energi dalam setahun dihitung dan dikalikan dengan faktor kesediaan (*availability factor*) antara 0,95 sampai 0,97 untuk mendapatkan tenaga pembangkitan tahunan (*annual generator energy*). Dari harga ini dapat dihitung biaya pembangunan yang digunakan dalam perbandingan ekonomis dari berbagai rencana (Patty, 1995). Efisiensi keseluruhan (*overall*) dapat dihitung dengan rumus :

$$\eta_{TG} = \eta_T * \eta_G \quad 2-182$$

Setelah efisiensi keseluruhan dihitung dan atas dasar lengkung aliran (*flow duration curve*), tenaga listrik yang mungkin dibangkitkan dihitung dari aliran air, tinggi

terjun (*head*) dan jumlah jam kerja, sesuai dengan aturan (*operation rate*) dan kebutuhan sistem tenaga listrik (Patty, 1995).

2.18. POWER HOUSE

Power house adalah bangunan tempat pengendalian seluruh operasi PLTM yang didalamnya terdapat instalasi-instalasi listrik seperti generator, turbin dan kantor.

2.19. INSTALASI PENGATUR AIR.

Instalasi ini terdiri unit-unit struktur yang berfungsi sebagai pengatur jumlah air yang akan dilalui menuju turbin dan juga sebagai sarana agar air tetap keadaan bersih sebelum masuk ke saluran. Unit–unit struktur tersebut adalah sebagai berikut :

a) Pintu air

Bangunan ini berfungsi untuk mengatur debit air yang diperlukan untuk menggerakkan turbin. Perencanaan bentuk dan dimensi tergantung dari besar tekanan yang bekerja baik *low pressure* dan *high pressure*. Adapun model bisa berupa pintu sorong, radial dan lain–lain. Sedangkan bahannya bisa terbuat dari kayu, baja dan lainnya, dimana cara pengangkatannya bisa dilakukan secara manual untuk pintu ringan dan alat bantu kontrol listrik untuk pintu–pintu ukuran besar dan berat (Patty, 1995).

b) Saringan air (*trash rack*)

Saringan ini dipasang didepan pintu yang berfungsi untuk menahan sampah–sampah maupun batu–batu yang mungkin terbawa oleh air agar tidak ikut masuk ke dalam saluran (pipa pesat). Bentuk dari profil *trash rack* ini ada kaitannya dengan kehilangan energi (Patty, 1995).

Rumus kehilangan energi akibat *trash rack*

$$\Delta h = \frac{\varphi \left(\frac{S}{b} \right)^3 V}{2g \sin \alpha} \quad 2-183$$

dimana :

S = lebar batang saringan (m).

b = jarak bersih antara besi penyaring (m).

V = kecepatan air dalam pipa (m/det).

α = sudut pelebaran ($^{\circ}$).

φ = koefisien penampang profil batang saring.

Δh = kehilangan energi (m).

g = percepatan gravitasi (9,81 m/det²).
(Patty, 1995).

2.20. SALURAN PEMBUANGAN (*TAIL RACE*).

Saluran pembuangan ini berfungsi untuk mengalirkan debit air yang keluar dari turbin air untuk kemudian dibuang ke sungai, saluran irigasi atau ke laut. Saluran ini dimensinya harus sama atau lebih besar daripada saluran pemasukan mengingat adanya kemungkinan perubahan mendadak dari debit turbin air (Dandekar, 1991).

$$Q = A * V \quad 2-184$$

dimana :

Q = debit air yang melewati saluran (m³/det).

A = luas penampang basah saluran (m²).

V = kecepatan air yang melewati saluran (m/det).

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \quad 2-185$$

$$R = \frac{A}{P} \quad 2-186$$

B = lebar saluran (m).

H = tinggi air (m).

P = keliling basah (m).

R = jari-jari hidrolis (m).

N = koefisien manning.

I = kemiringan dasar saluran.

(Dandekar, 1991).