

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Tinjauan Umum

Dalam pekerjaan perencanaan suatu embung diperlukan bidang-bidang ilmu pengetahuan yang saling mendukung demi kesempurnaan hasil perencanaan. Bidang ilmu pengetahuan itu antara lain geologi, hidrologi, hidrolika, mekanika tanah, dan ilmu lainnya yang mendukung.

Setiap daerah pengaliran 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 embung, perlu adanya kajian pustaka untuk menentukan spesifikasi-spesifikasi yang akan menjadi acuan dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut.

2.2 Perhitungan Curah Hujan Wilayah

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan / penelitian pembuatan embung. Dalam menentukan lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor untuk menentukan data yang diperoleh. 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.

Adapun metode yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rata-rata wilayah daerah aliran sungai (DAS) ada tiga macam cara :

2.2.1 Cara rata-rata aljabar

Tinggi rata-rata curah hujan yang didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran hujan di pos penakar-penakar hujan di dalam areal tersebut. Jadi cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya

jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh pos di seluruh areal. Nilai curah hujan wilayah ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 2003) :

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \dots\dots\dots (2.01)$$

di mana :

\bar{R} = curah hujan wilayah (mm)

n = jumlah titik-titik (pos-pos) pengamatan

(R_1, R_2, \dots, R_n) = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

2.2.2 Cara Polygon Thiessen

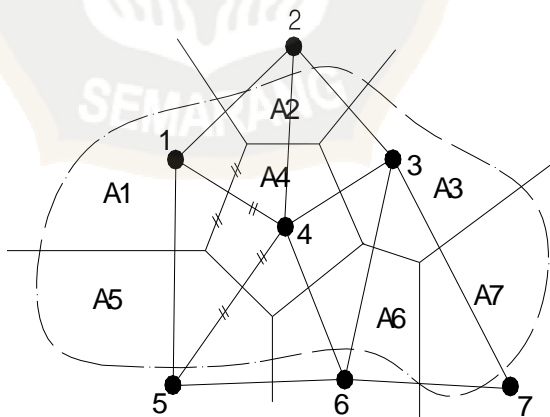
Menurut Suyono Sosrodarsono & Kensaku Takeda :Hidrologi Untuk Pengairan, Jakarta, 2003, metode ini sering digunakan pada analisis hidrologi karena metode ini lebih baik dan obyektif dibanding metode lainnya. Metode ini dapat digunakan pada daerah yang memiliki titik pengamatan yang tidak merata. Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien *Thiessen*. Untuk pemilihan stasiun hujan yang akan dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun. Besarnya koefisien *Thiessen* tergantung dari luas daerah pengaruh stasiun hujan yang dibatasi oleh poligon-poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung stasiun. Setelah luas pengaruh tiap-tiap stasiun didapat, maka koefisien *Thiessen* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \bar{R} &= \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + \dots + A_n.R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \\ &= \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + \dots + A_n.R_n}{A} \\ &= W_1R_1 + W_2R_2 + \dots + W_nR_n \dots \dots \dots (2.02) \end{aligned}$$

di mana :

- \bar{R} = curah hujan wilayah
- R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan dan n adalah jumlah titik-titik pengamatan.
- n = jumlah titik-titik pengamatan curah hujan
- A_1, A_2, \dots, A_n = luas bagian yang mewakili tiap titik pengamatan.
- A = luas total wilayah
- W_1, W_2, \dots, W_n = bobot luas bagian yang mewakili titik pengamatan.

Pada berbagai kondisi cara ini lebih baik daripada cara rata-rata aljabar.



Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2003

Gambar 2.1 Poligon Thiessen

2.2.3 Metode Isohyet

Dengan cara ini, kita dapat menggambar dulu kontur tinggi hujan yang sama (*isohyet*), seperti terlihat pada Gambar 2.2 kemudian luas bagian diantara dua garis isohiet yang berdekatan diukur dengan planimeter, dan nilai rata-rata

dihitung sebagai nilai rata-rata timbang nilai kontur (Suyono Sosrodarsono, 2003).
 Curah hujan daerah itu dapat dihitung menurut persamaan sebagai berikut :

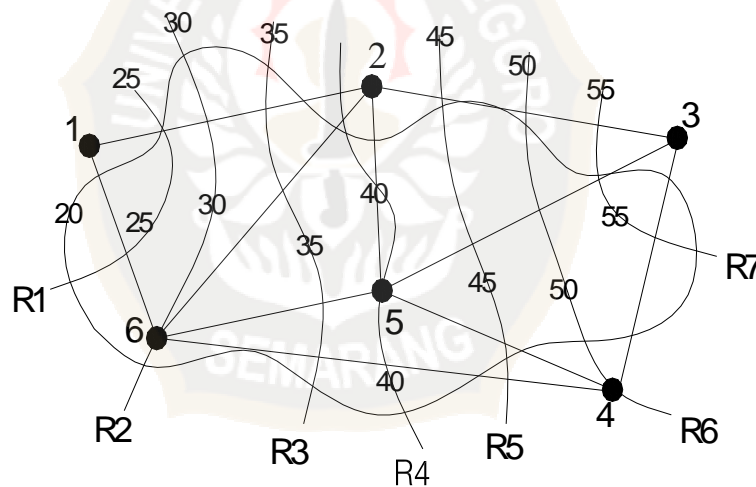
$$\bar{R} = \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + + A_n.R_n}{A_1 + + A_n} \dots\dots\dots(2.03)$$

di mana :

\bar{R} = curah hujan daerah

A_1, A_2, \dots, A_n = luas bagian-bagian antara garis-garis isohiet

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan rata-rata pada bagian-bagian A_1, A_2, \dots, A_n



Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2003

Gambar 2.2 Metode Isohyet

Cara ini adalah cara rasional yang terbaik jika garis-garis isohiet dapat digambar dengan teliti. Akan tetapi jika titik-titik pengamatan itu banyak dan variasi curah hujan di daerah bersangkutan besar, maka pada pembuatan peta isohyet ini akan terdapat kesalahan personal (*individual error*). Pada waktu menggambar garis-garis isohyet sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan (*hujan orografik*).

2.3 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.

Untuk meramal curah hujan rencana dilakukan dengan analisis frekuensi data hujan. Ada beberapa metode analisis frekuensi yang dapat digunakan yaitu :

2.3.1 Metode Gumbel

Rumus-rumus yang digunakan untuk menentukan curah hujan rencana menurut Metode Gumbel (*CD Soemarto, 1999*) adalah sebagai berikut :

$$X = \bar{X} + s * K \dots\dots\dots (2.04)$$

di mana :

X = hujan rencana dengan periode ulang T tahun

\bar{X} = nilai tengah sample

S = standar Deviasi sample

K = faktor frekuensi

Faktor frekuensi K didapat dengan menggunakan rumus :

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots (2.05)$$

di mana :

Y_n = harga rata-rata *reduced mean* (Tabel 2.1)

S_n = *reduced Standard Deviation* (Tabel 2.2)

Y_T = *reduced variate* (Tabel 2.3)

Tabel 2.1 *Reduced mean (Yn)*

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5300	0,5820	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									

Sumber : *CD Soemarto, 1999*

Tabel 2.2 Reduced Standard Deviation (Sn)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0315	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1923	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2046	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									

Sumber : CD Soemarto, 1999

Tabel 2.3 Reduced Variate (Y_T)

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

Sumber : CD Soemarto, 1999

2.3.2 Metode Log Normal

Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan metode ini adalah sebagai berikut (Soewarno, Jilid I, 1995) :

$$X_T = \bar{X} + K_t * S \dots\dots\dots (2.06)$$

di mana :

X_T = besarnya curah hujan yang mungkin terjadi dengan periode ulang X tahun

S = standar Deviasi data hujan maksimum tahunan

\bar{X} = curah hujan rata-rata

K_t = standard Variable untuk periode ulang t tahun yang besarnya diberikan pada Tabel 2.4

Tabel 2.4 Standard Variable (K_t)

T	K_t	T	K_t	T	K_t
1	-1.86	20	1.89	90	3.34
2	-0.22	25	2.10	100	3.45
3	0.17	30	2.27	110	3.53
4	0.44	35	2.41	120	3.62
5	0.64	40	2.54	130	3.70
6	0.81	45	2.65	140	3.77
7	0.95	50	2.75	150	3.84
8	1.06	55	2.86	160	3.91
9	1.17	60	2.93	170	3.97
10	1.26	65	3.02	180	4.03
11	1.35	70	3.08	190	4.09
12	1.43	75	3.60	200	4.14
13	1.50	80	3.21	221	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33
15	1.63	90	3.33	260	4.42

Sumber : CD Soemarto,1999

Tabel 2.5 Koefisien untuk metode sebaran Log Normal

Cv	Periode Ulang T tahun					
	2	5	10	20	50	100
0.0500	-0.2500	0.8334	1.2965	1.6863	2.1341	2.4370
0.1000	-0.0496	0.8222	1.3078	1.7247	2.2130	2.5489
0.1500	-0.0738	0.8085	1.3156	1.7598	2.2899	2.6607
0.2000	-0.0971	0.7926	1.3200	1.7911	2.3640	2.7716
0.2500	-0.1194	0.7748	1.3209	1.8183	2.4348	2.8805
0.3000	-0.1406	0.7547	1.3183	1.8414	2.5316	2.9866
0.3500	-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	2.6734	3.2109
0.5000	-0.2111	0.6626	1.2778	1.8909	2.7202	3.3673
0.5500	-0.2251	0.6129	1.2513	1.8931	2.7615	3.4488
0.6000	-0.2375	0.5879	1.2428	1.8916	2.7974	3.5241
0.6500	-0.2485	0.5879	1.2226	1.8866	2.8279	3.5930
0.7000	-0.2582	0.5631	1.2011	1.8786	2.8532	3.6568
0.7500	-0.2667	0.5387	1.1784	1.8577	2.8735	3.7118
0.8000	-0.2739	0.5148	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	0.4886	1.1060	1.8212	2.9071	3.8437
0.9500	-0.2895	0.4466	1.0810	1.8021	2.9102	3.8762
1.0000	-0.2929	0.4254	1.0560	1.7815	2.9098	3.9036

Sumber : Soewarno, Jilid I, 1995

2.3.3 Metode Log Pearson III

Metode Log Pearson III apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (C.D. Soemarto,1999)

$$X = \bar{X} + K.S \dots\dots\dots (2.07)$$

di mana :

- X = nilai logaritmik dari X atau log (X)
 \bar{X} = rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) dari nilai Y {Y=log(x)}
 S = deviasi standar nilai Y {Y=log(x)}
 K = faktor frekuensi yang ditentukan oleh suatu distribusi peluang
 Log-Pearson tipe III dapat dilihat pada Tabel (2.6)

Adapun langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Mengubah data curah hujan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi log (X_1), log (X_2), log (X_3), ..., log (X_n).
2. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \dots\dots\dots (2.08)$$

dimana :

- $\overline{\log X}$ = harga rata-rata logaritmik
 n = jumlah data
 X_i = nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R_{24} maks)

3. Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$S_1 = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.09)$$

dimana :

S_1 = standar deviasi

4. Menghitung koefisien Skewness dengan rumus :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log X}\}^3}{(n-1)(n-2)S_1^3} \dots\dots\dots (2.10)$$

dimana :

Cs = Koefisien *Skewness*

5. Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus :

$$\text{Log } X_T = \overline{\log X} + G * S_1 \dots\dots\dots (2.11)$$

dimana :

X_T = curah hujan rencana periode ulang T tahun

G = harga yang diperoleh berdasarkan nilai Cs yang didapat (Tabel 2.6).

6. Menghitung koefisien Kurtosis (Ck) dengan rumus :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log X}\}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S_1^4} \dots\dots\dots (2.12)$$

dimana :
Ck = Koefisien Kurtosis

7. Menghitung koefisien Variasi (Cv) dengan rumus :

$$Cv = \frac{S_1}{\log X} \dots\dots\dots (2.13)$$

dimana :
Cv = Koefisien Variasi

Tabel 2.6 Harga K untuk Distribusi Log Person III

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	-0,396	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	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	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	1,488	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	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	0,035	1,069	1,089	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

Sumber : CD Soemarto, 1999

2.4 Uji Keselarasan

Untuk menentukan pola distribusi data curah hujan rata-rata yang paling sesuai dari beberapa metoda distribusi statistik yang telah dilakukan maka dilakukan uji keselarasan. Ada dua jenis uji keselarasan (*Goodness of fit test*), yaitu uji keselarasan *Chi Square* dan *Smirnov Kolmogorof*. Pada tes ini biasanya yang diamati adalah hasil perhitungan yang diharapkan.

2.4.1 Uji Keselarasan *chi square*

Uji keselarasan *chi square* menggunakan rumus (Soewarno, Jilid I, 1995):

$$X^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.14)$$

dimana :

X^2 = harga *chi square* terhitung

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

N = jumlah data

Suatu distribusi dikatakan selaras jika nilai X^2 hitung < dari X^2 kritis. Nilai X^2 kritis dapat dilihat di Tabel 2.7.

Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan *chi square* 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 (Soewarno, Jilid I, 1995) :

$$Dk = n - 3 \dots\dots\dots (2.15)$$

di mana :

Dk = derajat kebebasan

n = banyaknya data

Tabel 2.7 Nilai kritis untuk distribusi Chi-Square

dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	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	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	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	32,000	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	9,390	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	8,260	9,591	10,851	31,41	34,170	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	9,260	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	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
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

Sumber : Soewarno, Jilid I, 1995

2.4.2 Uji Keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

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

Rumus yang dipakai (Soewarno, 1995)

$$\alpha = \frac{P_{\max} - P_{(x)}}{P_{(x)} - \Delta_{Cr}} \dots\dots\dots(2.16)$$

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

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

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

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

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

2. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*) tentukan harga D_0 (lihat Tabel 2.8) menggunakan grafis.

Tabel 2.8 Nilai delta kritis untuk uji keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

Jumlah data n	α derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
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	1,22/n	1,36/n	1,63/n

Sumber : Soewarno, Jilid I, 1995

2.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode diantaranya hubungan empiris antara curah hujan dengan limpasan. Metode ini paling banyak dikembangkan sehingga didapat beberapa rumus diantaranya sebagai berikut (Soewarno, Jilid I, 1995):

2.5.1 Rumus Der Weduwen

Der Weduwen untuk luas DAS $\leq 100 \text{ km}^2$ digunakan rumus :

$$Q_n = \alpha * \beta * q_n * A \dots\dots\dots (2.17)$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta * q + 7} \dots\dots\dots (2.18)$$

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} A}{120 + A} \dots\dots\dots (2.19)$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} * \frac{67,65}{t + 1,45} \dots\dots\dots (2.20)$$

$$t = 0,25 * L * Q_n^{-0,125} * I^{-0,25} \dots\dots\dots (2.21)$$

dimana :

Q_n = debit banjir (m^3/det)

R_n = curah hujan harian maksimum (mm/hari)

α = koefisien limpasan air hujan (*run off*)

β = koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

q_n = curah hujan ($\text{m}^3/\text{det}.\text{km}^2$)

A = luas daerah aliran (km^2) sampai 100 km^2

t = lamanya curah hujan (jam) yaitu pada saat-saat kritis curah hujan yang mengacu pada terjadinya debit puncak

L = panjang sungai (km)

I = gradien sungai atau medan

2.5.2 Rumus Haspers

Haspers menggunakan rumus :

$$Q_n = \alpha * \beta * q_n * A \dots\dots\dots (2.22)$$

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 * A^{0,70}}{1 + 0,075 * A^{0,70}} \dots\dots\dots (2.23)$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,70 * 10^{-0,40t}}{t^2 + 15} * \frac{A^{0,75}}{12} \dots\dots\dots (2.24)$$

$$q_n = \frac{t * R_n}{3,6 * t} \dots\dots\dots (2.25)$$

$$t = 0,10 * L^{0,80} * I^{-0,30} \dots\dots\dots (2.26)$$

$$R_n = \frac{t * R_i}{t + 1} \dots\dots\dots (2.27)$$

dimana :

- Q_n = debit banjir rencana periode ulang T tahun (m^3/det)
 R_n = curah hujan harian maksimum rencana periode ulang T tahun
 (mm/hari)
 α = koefisien limpasan air hujan (run off)
 β = koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
 q_n = curah hujan ($m^3/det.km^2$)
 A = luas daerah aliran sungai DAS (km^2)
 t = lamanya curah hujan (jam) yaitu pada saat-saat kritis curah hujan
 yang mengacu pada terjadinya debit puncak
 L = panjang sungai (km)
 i = kemiringan dasar sungai

2.5.3 Metode Manual Jawa Sumatra

Pada tahun 1982-1983 IOH (Institute of Hydrology), Wallingford, Oxon, Inggris bersama-sama dengan DPMA (Direktorat Penyelidikan Masalah Air), telah melaksanakan penelitian untuk menghitung debit puncak banjir yang diharapkan terjadi pada peluang atau periode ulang tertentu berdasarkan ketersediaan data debit banjir dengan cara analisis statistik untuk Jawa dan Sumatra.

Perkiraan debit puncak banjir tahunan rata-rata, berdasarkan ketersediaan data dari suatu DPS, dengan ketentuan :

1. Apabila tersedia data debit, minimal 10 tahun data runtut waktu maka, MAF dihitung berdasarkan data serial debit puncak banjir tahunan.
2. Apabila tersedia data debit kurang dari 10 tahun data runtut waktu, maka MAF dihitung berdasarkan metode puncak banjir di atas ambang (*Peak over a threshold = POT*).
3. Apabila dari DPS tersebut, belum tersedia data debit, maka MAF ditentukan dengan persamaan regresi, berdasarkan data luas DPS (AREA),

rata-rata tahunan dari curah hujan terbesar dalam satu hari (APBAR), kemiringan sungai (SIMS), dan indeks dari luas genangan seperti luas danau, genangan air, waduk (LAKE).

Rumus-rumus dan Notasi :

- 1). AREA = Luas DPS ditentukan dari peta topografi (Km^2)
- 2). PBAR = Hujan terpusat maksimum rata-rata tahunan selama 24 jam dicari dari isohyet.
- 3). APBAR = Hujan maksimum rata-rata tahunan selama 24 jam
- 4). ARF = Faktor Reduksi ($1,152 - 0,1233 \log \text{AREA}$)
- 5). MSL = Jarak maksimum dari tempat pengamatan sampai batas terjauh yang diukur 90% dari panjang sungai (km)
- 6). H = Beda tinggi titik pengamatan dengan titik di ujung sungai (m)
- 7). SIMS = Indeks kemiringan (H/MSL)
- 8). LAKE = Indeks danau yang besarnya antara 0 – 0,25
- 9). MAF = Debit maksimum rata-rata tahunan (m^3/det)
- 10). GF = Growth Factor (m^3/det)
- 11). V = $1,02 - 0,0275 \log (\text{AREA})$
- 12). MAF = $8.10^{-6} \times \text{AREA}^V \times \text{APBR}^{2,445} \times \text{SIMS}^{0,117} \times (1+\text{LAKE})^{-0,85}$
- 13). QT = Debit banjir untuk periode ulang T tahun (m^3/det)
= $\text{GF}(\text{T}, \text{AREA}) \times \text{MAF}$

Tabel 2.9 Growth Factor GF

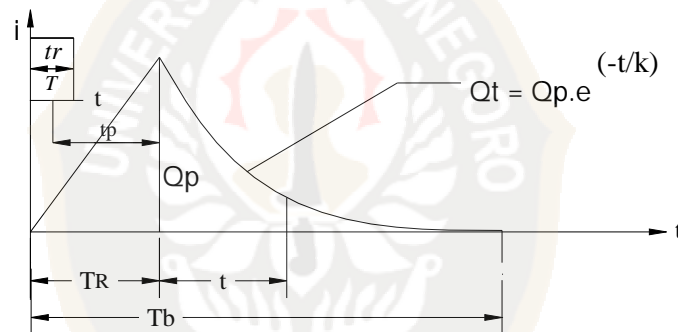
Periode Ulang (tahun)	Luas DAS (Km^2)					
	< 100	300	600	900	1200	>1500
5	1.28	1.27	1.24	1.22	1.19	1.17
10	1.56	1.54	1.48	1.44	1.41	1.37
20	1.88	1.88	1.75	1.70	1.64	1.59
50	2.55	2.30	2.18	2.10	2.03	1.95
100	2.78	2.72	2.57	2.47	2.37	2.27
200	3.27	3.20	3.01	2.89	2.78	2.66
500	4.01	3.92	3.70	3.56	3.41	3.27
1000	4.68	4.58	4.32	4.16	4.01	3.85

Sumber : Soewarno, Jilid I, 1995

2.5.4 Metode Hidrograf Satuan Sintetik GAMA I

Cara ini dipakai sebagai upaya memperoleh hidrograf satuan suatu DAS yang belum pernah diukur. Dengan pengertian lain tidak tersedia data pengukuran debit maupun data AWLR (*Automatic Water Level Recorder*) pada suatu tempat tertentu dalam sebuah DAS. Metode ini dikembangkan oleh Sri Harto, berdasarkan penelitian pada 30 DAS di Pulau Jawa. Hidrograf satuan sintetik Gama I dibentuk oleh tiga komponen dasar yaitu waktu naik (T_R), debit puncak (Q_p) dan waktu dasar (T_B). Kurva naik merupakan garis lurus, sedangkan kurva turun dibentuk oleh persamaan sebagai berikut :

$$Q_t = Q_p * e^{\left(\frac{-t}{k}\right)} \dots\dots\dots(2.28)$$



Gambar 2.3 Sketsa Hidrograf satuan sintetik Gama I (Soedibyo, 1993)

- 1). Waktu naik (T_R) dinyatakan dengan rumus (Kraijenhoff Van Der Leur, 1967) tentang hidrograf air tanah :

$$T_R = 0,43 \left(\frac{L}{100.SF} \right)^3 + 1,0665SIM + 1,2775 \dots\dots\dots(2.29)$$

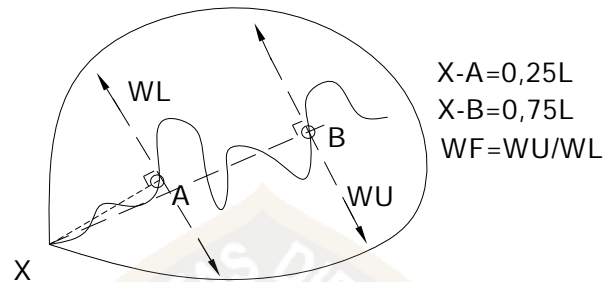
dimana :

T_R = waktu naik (jam)

L = panjang sungai (km)

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

- SIM = faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DAS sebelah hulu (RUA)
- WF = faktor lebar adalah perbandingan antara lebar DAS yang diukur dari titik di sungai yang berjarak $0,75 L$ dan lebar DAS yang diukur dari titik yang berjarak $0,25 L$ dari tempat pengukuran lihat Gambar 2.5 berikut.



Gambar 2.4 Sketsa penetapan WF

- 2). Debit puncak (Q_p) dinyatakan dengan rumus :

$$Q_p = 0,1836A^{0,5886} \cdot TR^{-0,4008} \cdot JN^{0,5886} \dots\dots\dots (2.30)$$

dimana :

- Q_p = debit puncak (m^3/det)
- JN = jumlah pertemuan sungai yaitu jumlah seluruh pertemuan sungai di dalam DAS
- T_R = waktu naik (jam)
- A = luas DAS (km^2).

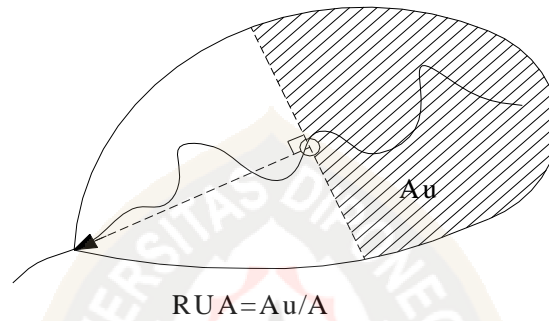
- 3). Waktu dasar (T_B) ditetapkan dengan rumus:

$$T_B = 27,4132 * TR^{0,1457} * S^{-0,0986} * SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \dots\dots\dots (2.31)$$

dimana :

- T_B = waktu dasar (jam)
- T_R = waktu naik (jam)
- S = landai sungai rata-rata

- SN = nilai sumber adalah perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 (satu) dengan jumlah sungai semua tingkat untuk penetapan tingkat sungai, lihat Gambar 2.6.
- RUA = luas DAS sebelah hulu (km^2), yaitu perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS (A_u), dengan luas seluruh DAS



Gambar 2.5 Sketsa penetapan RUA

Untuk penetapan hujan efektif dilakukan dengan menggunakan metode ϕ indeks yang dipengaruhi fungsi luas DAS dan frekuensi sumber SN.

- 4) Aliran dasar didekati sebagai fungsi luas DAS dan kerapatan jaringan sungai yang dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_B = 0,4751 * A^{0,6444} * D^{0,9430} \dots\dots\dots (2.32)$$

dimana:

- Q_B = aliran dasar (m^3/det)
- A = luas DAS (km^2)
- D = kerapatan jaringan kuras (drainage density) (km/km^2)
- = $\Sigma I / A$
- ΣI = jumlah panjang sungai (km)

5) Hujan Effektif

Perhitungan Hujan efektif dengan metode \emptyset index:

\emptyset index adalah menunjukkan laju kehilangan air hujan akibat dipresion storage, infiltrasi dan sebagainya

Hujan efektif diperoleh dari hujan jam-jaman yang dikurangi \emptyset index.

$$\emptyset \text{ indeks} = 10,4903 - 3.859.10^{-6} * A^2 + 1,6985.10^{-13} * (A / SN)^4 \dots\dots\dots (2.33)$$

6) Persamaan ini merupakan pendekatan untuk aliran dasar yang tetap, dengan memperhatikan pendekatan *Kraijenhoff Van Der Leur*, 1967 tentang *hidrograf air tanah* :

$$\text{Aliran Dasar} : QB = 0,4751 \times A^{0,6444} \times D^{0,9430} \dots\dots\dots (2.34)$$

Dimana :

L = Panjang sungai diukur dari titik kontrol (km)

WU = Lebar DAS diukur di titik sungai berjarak 0.75 L dari titik kontrol (km)

WL = Lebar DAS diukur di titik sungai berjarak 0.25 L dari titik kontrol (km)

A = Luas Daerah Aliran Sungai (km²)

AU = Luas Daerah Aliran Sungai di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara titik kontrol dengan titik dalam sungai, dekat titik berat DAS (km²)

H = Beda tinggi antar titik terjauh sungai dengan titik kontrol (m)

S = Kemiringan Rata-rata sungai diukur dari titik kontrol

WF = WU/ WL

RUA = AU /DAS

SF = Jml L₁/L

= Faktor sumber yaitu nilai banding antara panjang sungai tingkat satu dan jumlah panjang sungai semua tingkat

SN = Jml L₁/L = Nilai banding antara jumlah segmen sungai tingkat satu dengan jumlah segmen sungai semua tingkat

D = Jml L/DAS = Kerapatan jaringan

= Nilai banding panjang sungai dan luas DAS

JN = Jml n₁-1 = Jumlah pertemuan anak sungai didalam DAS

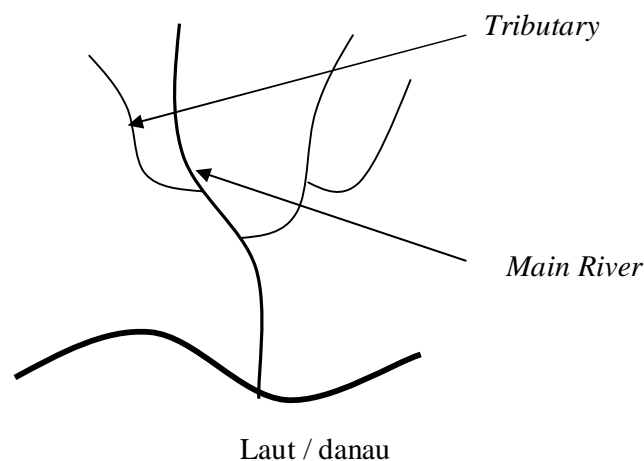
2.6 Jaringan Sungai

2.6.1 Definisi Sungai

Sungai didefinisikan sebagai suatu saluran drainase yang terbentuk secara alamiah. Alur sungai merupakan alur yang panjang di atas permukaan bumi tempat mengalirnya air yang berasal dari hujan. Bagian alur yang senantiasa tersentuh aliran inilah yang disebut denah alur sungai. Definisi ini merupakan definisi sungai yang ilmiah alami.

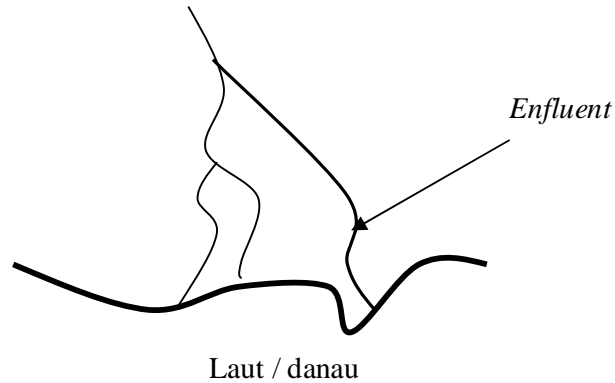
Daerah sungai adalah suatu daerah yang di dalamnya terdapat air yang mengalir secara terus menerus dan meliputi aliran air, alur bantaran, tanggul, dan areal lain.

Suatu daerah yang tertimpa hujan yang kemudian limpasan airnya mengalir menuju suatu sungai maka daerah tersebut dinamakan sebagai Daerah Pengaliran Sungai (DPS). Dalam perjalanannya dari hulu ke hilir, aliran sungai secara berangsur-angsur berpadu dengan banyak sungai yang lainnya. Adanya perpaduan ini membuat tubuh sungai lambat laun menjadi semakin besar. Kadang-kadang sungai-sungai yang bermuara di suatu danau atau laut berasal dari beberapa cabang. Apabila sungai semacam ini mempunyai lebih dari dua cabang maka sungai yang daerah pengaliran, panjang dan volume airnya paling besar disebut sungai utama (*main river*). Sedangkan cabang yang lain disebut anak sungai (*tributary*). Suatu sungai kadang-kadang sebelum alirannya berakhir di sebuah danau atau pantai laut, sungai tersebut membentuk beberapa cabang yang disebut cabang sungai (*enfluent*).



Sumber : Hidrologi untuk Insinyur- Ir Yandi, 1989

Gambar 2.6 Main river dan Tributary



Sumber : Hidrologi untuk Insinyur- Ir Yandi,1989

Gambar 2.7 Percabangan sungai sebelum masuk ke laut/ danau

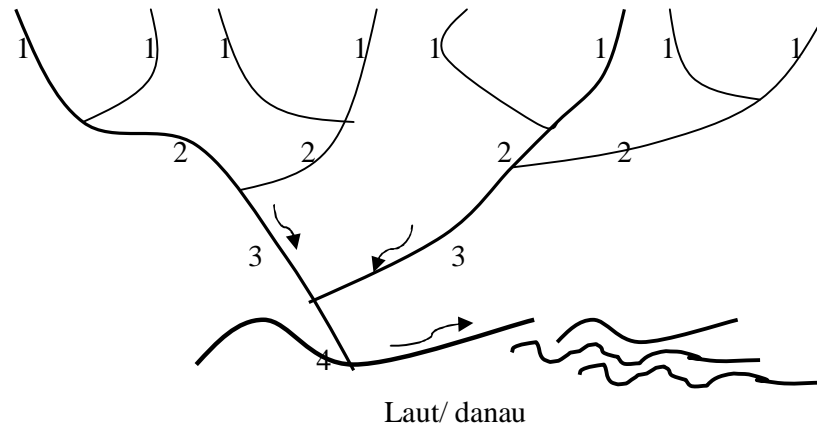
2.6.2 Morfologi Sungai

Sifat-sifat sungai sangat dipengaruhi oleh luas dan bentuk daerah pengaliran serta kemiringannya. Topografi suatu daerah sangat berpengaruh pada morfologi sungai yang ada. Sungai pada daerah yang bertopografi pegunungan pendek-pendek dengan daerah pengaliran yang tidak luas dan kemiringan dasarnya besar. Sebaliknya pada daerah yang datar sungai mempunyai kemiringan yang kecil dan daerah pengaliran yang luas.

Morfologi sungai merupakan bentuk karakteristik dari permukaan tanah sejauh permukaan tanah tersebut dipengaruhi oleh air. Adapun aspek-aspeknya meliputi sifat-sifat fisik maupun non fisik. Aspek fisiknya antara lain meliputi bentuk aliran, dimensi aliran dan bentuk badan aliran. Sedangkan aspek nonfisiknya antara lain meliputi karakteristik kemampuan aliran, aspek kemiringan saluran, daya tampung dan sifat alirannya. Dari beberapa aspek tersebut secara langsung dan tidak langsung akan berpengaruh terhadap morfologi sungai itu sendiri. Jenis morfologi sungai adalah meander, branded, straight.

2.6.2.1 Gambaran Fisik dari Bentuk Areal Sungai

Horton (1945) mengemukakan suatu usulan klasifikasi perihal tingkat aliran/orde sungai sebagai ukuran terhadap jumlah percabangan dalam daerah aliran. Sungai orde pertama adalah aliran sungai kecil yang tidak bercabang. Sungai orde kedua hanya mempunyai aliran anak sungai tingkat pertama. Sedangkan sungai orde ketiga hanya mempunyai aliran anak sungai orde pertama dan kedua. Orde suatu daerah drainase tertentu ditentukan oleh orde sungai utamanya.



Sumber : Hidrologi untuk Insinyur- Ir Yandi, 1989
 Gambar 2.8 Sketsa Definisi untuk Orde Sungai

2.6.2.2 Gambaran Relief Areal Aliran (*Discriptions of Catchment relief*)

Topografi atau relief dari suatu areal aliran dapat lebih berpengaruh terhadap reaksi hidrologinya daripada bentuk areal alirannya. Beberapa pengaruh relief terhadap reaksi hidrologi tersebut antara lain :

- Kemiringan saluran (*Channel Slope*). Kemiringan saluran berpengaruh terhadap kecepatan suatu aliran dalam hidrografinya.
- Kemiringan tanah (*Land Slope*). Kemiringan permukaan tanah merupakan suatu faktor penentu dalam proses aliran air lintas tanah.
- Data elevasi dan luas. Bila satu atau lebih dari faktor-faktor yang berhubungan dengan studi hidrolis bervariasi terhadap elevasi maka perlu diketahui bagaimana hubungan areal aliran tersebut dengan elevasi.
- Arah kemiringan tanah. Informasi mengenai arah kemiringan biasanya digunakan untuk menentukan karakteristik pola aliran air dari suatu titik tertentu. Hal ini akan sangat tampak jelas pada daerah di lereng bukit.

2.7 Embung

Embung adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk menampung kelebihan air pada saat debit tinggi dan melepaskannya pada saat dibutuhkan.

Faktor yang menentukan didalam pemilihan tipe embung adalah:

1. Keadaan klimatologi setempat
2. Keadaan hidrologi setempat
3. Keadaan geologi setempat
4. Tersedianya bahan bangunan
5. Keadaan lingkungan setempat

Karakteristik secara umum bendungan urugan dan bendungan beton :

Tabel 2.10 Karakteristik Bendungan Beton dan Urugan

Bendungan Urugan	Bendungan Beton
1. Untuk lembah yang lebar	1. Untuk lembah yang sempit.
2. Alas lebar (beban/luas alas) kecil	2. Alas sempit (beban/luas alas) besar.
3. Daya dukung pondasi tidak perlu terlalu kuat.	3. Daya dukung pondasi harus kuat.
4. Material timbunan dapat diambil disekitar lokasi.	4. Bahan belum tentu ada di sekitar calon bendungan dan membutuhkan semen PC dalam jumlah besar.
5. Harga konstruksi relatif murah.	5. Harga konstruksi relatif mahal.
6. Adanya bahaya rembesan, memungkinkan terjadinya longsor.	6. Diperlukan bangunan yang kokoh dan stabil.
7. Bangunan pengelak banjir tidak terletak pada satu lokasi.	7. Bangunan pengelak banjir dapat menjadi satu dengan tubuh bendungan.

2.7.1 Tipe Embung

Tipe embung dapat dikelompokkan menjadi empat keadaan yaitu :

1. Tipe Embung Berdasar Tujuan Pembangunannya

Ada dua tipe embung dengan tujuan tunggal dan embung serbaguna (Sudiby, 1993).

- (1). Embung dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*) adalah embung yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk kebutuhan air baku atau irigasi (pengairan) atau perikanan darat atau tujuan lainnya tetapi hanya satu tujuan saja.
- (2). Embung serbaguna (*multipurpose dams*) adalah embung yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya : irigasi (pengairan), air minum dan PLTA, pariwisata dan irigasi dan lain-lain.

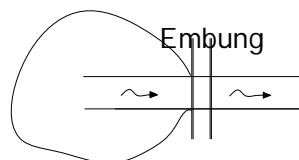
2. Tipe Embung Berdasar Penggunaannya (Sudibyo, 1993).

- (1). Embung penampung air (*storage dams*) adalah embung yang digunakan untuk menyimpan air pada masa surplus dan dipergunakan pada masa kekurangan. Termasuk dalam embung penampung air adalah untuk tujuan rekreasi, perikanan, pengendalian banjir dan lain-lain.
- (2). Embung pembelok (*diversion dams*) adalah embung yang digunakan untuk meninggikan muka air, biasanya untuk keperluan mengalirkan air ke dalam sistem aliran menuju ke tempat yang memerlukan.
- (3). Embung penahan (*detention dams*) adalah embung yang digunakan untuk memperlambat dan mengusahakan seoptimal mungkin efek aliran banjir yang mendadak. Air ditampung secara berkala/ sementara, dialirkan melalui pelepasan (*outlet*). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap ke daerah sekitarnya.

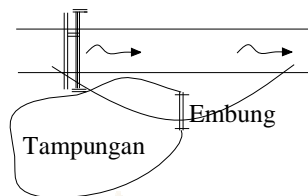
3. Tipe Embung Berdasar Letaknya Terhadap Aliran Air

Ada dua tipe yaitu embung yaitu embung pada aliran (*on stream*) dan embung di luar aliran air (*off stream*) (Sudibyo, 1993)..

- (1). Embung pada aliran air (*on stream*) adalah embung yang dibangun untuk menampung air misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*).



- (2). Embung di luar aliran air (*off stream*) adalah embung yang umumnya tidak dilengkapi *spillway*, karena biasanya air dibendung terlebih dahulu di *on stream*-nya baru disuplesi ke tampungan. Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.



4. Material Pembentuk Embung

Embung urugan (*fill dams, embankment dams*) adalah embung yang dibangun dari hasil penggalian bahan (*material*) tanpa tambahan bahan lain yang bersifat campuran secara kimia, jadi betul-betul bahan pembentuk embung asli. Embung ini masih dapat dibagi menjadi dua yaitu embung urugan serba sama (*homogeneous dams*) adalah embung apabila bahan membentuk tubuh embung tersebut terdiri dari tanah yang hampir sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butirannya) hampir seragam. Yang kedua adalah embung zonal yaitu embung apabila timbunan yang membentuk tubuh embung terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu.

2.7.1.1 Pemanfaatan Embung :

Pemanfaatan air embung merupakan fungsi dari *inflow*, *outflow* dan tampungan embung. *Inflow* adalah aliran sungai yang masuk ke embung. *Outflow* terdiri dari lepasan embung untuk irigasi, air baku dan kebutuhan konservasi sungai. Besarnya lepasan embung untuk air baku ditentukan berdasarkan perhitungan dianalisis air baku. Selain itu limpasan dari pelimpah dan penguapan dari permukaan embung juga diperhitungkan sebagai *outflow*. Simulasi dimulai dengan asumsi pada saat embung penuh dan berakhir juga pada saat embung dalam kondisi penuh kembali.

2.7.1.2 Sedimentasi

Dalam merencanakan sebuah embung diperlukan penelitian-penelitian yang seksama terhadap problema yang diakibatkan sedimentasi dalam embung. Oleh karena itu perlu dipertimbangkan adanya kapasitas mati yang antara lain dipergunakan untuk penampungan endapan sedimen yang masuk ke dalam embung dan tertahan di dasarnya. Sedimentasi sebagai penyebab utama berkurangnya fungsi layanan. Embung didefinisikan sebagai penumpukan bahan sedimen di suatu lokasi akibat terjadinya erosi baik erosi permukaan maupun erosi tebing yang terjadi di daerah tangkapan air dan terbawa oleh aliran air sampai ke lokasi tersebut (Suyono S., 1977).

Walaupun di abad ini kemajuan teknologi yang sudah demikian majunya, akan tetapi pengerukan endapan sedimen pada suatu embung secara ekonomis belumlah memadai

Sebagian besar masalah erosi disebabkan oleh faktor air, meskipun angin dapat juga menyebabkan erosi. Erosi dan sedimentasi merupakan masalah yang berkaitan satu sama lain (Sumarto, 1987).

Eksplorasi lahan secara besar-besaran yang dilakukan di daerah tangkapan air dan mengabaikan aspek konservasi lahan dapat merupakan penyebab terjadinya erosi tanah yang menjadi sumber bahan sedimen.

Berbagai faktor yang menjadi penyebab terjadinya sedimentasi diantaranya adalah :

a. Kondisi Curah Hujan

Curah hujan yang cukup tinggi akan menyebabkan laju sedimentasi (*sediment yield rate*) cukup tinggi. Faktor curah hujan berkaitan dengan faktor-faktor jenis tanah, kondisi topografi dan penutup lahan. Jatuhnya air hujan dengan intensitas yang tinggi pada permukaan tanah jenis-jenis tertentu akan menyebabkan kerusakan pada permukaan tanah sehingga tanah tererosi dan butir-butir tanah akan terangkut oleh aliran air hujan menjadi sedimentasi. Curah hujan baik dalam jumlah dan intensitas yang tinggi merupakan faktor utama penyebab terjadinya erosi sehingga menjadi sedimentasi.

b. Kondisi Geologi

Erosi permukaan tanah yang terjadi di suatu daerah tidak banyak berkaitan dengan faktor-faktor geologi daerah yang bersangkutan. Kondisi geologi yang berpengaruh terhadap proses terjadinya erosi tanah adalah sebagai berikut :

1. Jenis Batuan dan Tanah

Jenis-jenis batuan dan tanah yang terdapat pada suatu daerah akan mempengaruhi cepat atau lambatnya proses erosi terjadi di daerah tersebut. Masing-masing jenis batuan mempunyai sifat-sifat yang berbeda-beda dan mempunyai ketahanan terhadap pengaruh alam yang berbeda-beda pula. Jenis tanah yang berbutir kasar akan lebih mudah tererosi dari pada jenis tanah yang berbutir halus. Oleh karena itu cepat atau lambatnya proses terjadinya erosi tergantung pula dari jenis batuan maupun jenis tanah yang membentuk kulit bumi.

2. Struktur Geologi

Kondisi struktur geologi berpengaruh terhadap proses terjadinya erosi yang merupakan sumber bahan endapan sedimen. Struktur geologi yang mempunyai sesar dan kekan akan cenderung mudah longsor, terkikis dan tererosi.

c. Kondisi Penutup Lahan

Penutup lahan dengan jenis-jenis tumbuhan yang berbeda-beda mempunyai pengaruh yang berbeda-beda pula terhadap proses terjadinya erosi permukaan tanah. Lahan yang masih tertutup dengan tumbuhan-tumbuhan yang lebat seperti hutan akan mempunyai pengaruh yang berbeda dengan kondisi lahan yang terbuka atau gundul terhadap lajunya erosi tanah dibawahnya. Semakin luas lahan yang terbuka pada suatu daerah akan semakin tinggi volume bahan sedimen yang dihasilkan.

d. Kondisi Tata Guna Lahan

Tata guna lahan didaerah tangkapan air suatu embung akan mempengaruhi laju sedimentasi. Semakin luas penggunaan lahan

sebagai budidaya tanaman musiman tanpa adanya konservasi yang baik pada daerah tangkapan air akan menyebabkan tingginya sedimentasi yang dihasilkan. Oleh karena itu pengaturan tata ruang khususnya di daerah tangkapan air harus menjadi perhatian yang serius dan diimplementasikan sesuai dengan rencana dan undang-undang atau peraturan yang berlaku.

e. Kondisi Topografi

Kondisi topografi di daerah tangkapan air (DAS) mempunyai pengaruh terhadap laju hasil sedimentasi, dan faktor ini juga berkaitan dengan faktor-faktor lainnya. Kondisi permukaan tanah yang berbukit-bukit dan mempunyai kemiringan yang besar akan lebih banyak menghasilkan bahan sedimentasi.

f. Kondisi Jaringan Pematuan Alam

Faktor ini berpengaruh terhadap laju sedimentasi yang berkaitan dengan kerapatan, kemiringan bentuk dan dimensi alur. Kondisi limpasan permukaan, karakteristik sedimen dan sifat hidraulik alur akan saling berkaitan dalam menghasilkan laju sedimen.

2.7.2 Pemilihan Lokasi

Embung merupakan salah satu bagian dari proyek secara keseluruhan maka letaknya juga dipengaruhi oleh bangunan-bangunan lain seperti bangunan pelimpah, bangunan penyadap, bangunan pengeluaran, bangunan untuk pembelokan sungai dan lain-lain. Untuk menentukan lokasi embung, harus memperhatikan beberapa faktor yaitu :

1. Dekat dengan daerah layanan.
2. Dekat dengan jalan.
3. Pada sungai yang curam dan alur yang sempit.

2.7.3 Rencana Teknis Pondasi

Keadaan geologi pada pondasi embung sangat mempengaruhi pemilihan tipe embung, oleh karena itu penelitian dan penyelidikan geologi perlu

dilaksanakan dengan baik. Pondasi suatu embung harus memenuhi tiga persyaratan penting yaitu :

1. Mempunyai daya dukung yang mampu menahan bahan dari tubuh embung dalam berbagai kondisi.
2. Mempunyai kemampuan penghambat aliran filtrasi yang memadai, sesuai dengan fungsinya sebagai penahan air.
3. Mempunyai ketahanan terhadap gejala-gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*) yang disebabkan oleh aliran filtrasi yang melalui lapisan-lapisan pondasi tersebut.

Sesuai dengan jenis batuan yang membentuk lapisan pondasi, maka secara umum pondasi embung dapat dibedakan menjadi tiga jenis yaitu :

1. Pondasi batuan (*rock foundation*)
2. Pondasi pasir atau kerikil
3. Pondasi tanah

Daya dukung (*bearing capacity*) tanah adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan geser.

Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dari tanah mendukung beban dan diasumsikan tanah mulai terjadi keruntuhan.

Besarnya daya dukung batas terutama ditentukan oleh :

1. Parameter kekuatan geser tanah yang terdiri dari kohesi (C) dan sudut geser dalam (Φ)
2. Berat isi tanah (γ)
3. Kedalaman pondasi (Z_f)
4. Lebar dasar pondasi (B)

Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan dan dapat dirumuskan sebagai berikut (*Pondasi Dangkal dan Pondasi Dalam, Rekayasa Pondasi II, 1997*) :

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FK} \dots\dots\dots(2.35)$$

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal pada kondisi umum :

1. Pondasi menerus

$$q_{ult} = c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0,5 B \gamma * N_{\gamma} \dots \dots \dots (2.36)$$

2. Pondasi persegi

$$q_{ult} = 1,3 * c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0,4 B \gamma * N_{\gamma} \dots \dots \dots (2.37)$$

dimana :

q_a = kapasitas daya dukung ijin

q_{ult} = kapasitas daya dukung maximum

FK = faktor keamanan (*safety factor*)

N_c, N_q, N_{γ} = faktor kapasitas daya dukung Terzaghi

c = kohesi tanah

γ = berat isi tanah

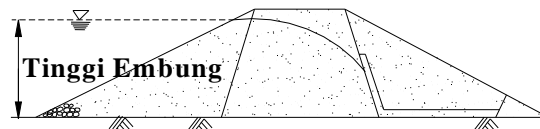
B = dimensi untuk pondasi menerus dan persegi (m)

2.7.4 Perencanaan Tubuh Embung

Beberapa istilah penting mengenai tubuh embung :

1. Tinggi Embung

Tinggi embung adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu embung. Apabila pada embung dasar dinding kedap air atau zona kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu embung dengan permukaan pondasi alas embung tersebut. Tinggi maksimal untuk embung adalah 20 m (Loebis, 1984).



Gambar 2.9 Tinggi Embung

Apabila didasarkan pada tinggi embung yang direncanakan, maka standar tinggi jagaan embung urugan adalah sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

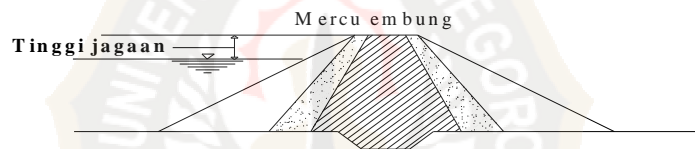
Tabel 2.11 Tinggi Jagaan

Lebih rendah dari 50 m	$H_f \geq 2$ m
Dengan tinggi antara 50-100 m	$H_f \geq 3$ m
Lebih tinggi dari 100 m	$H_f \geq 3,5$ m

Sumber : Soedibyo, 1993

2. Tinggi Jagaan (*free board*)

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam waduk dan elevasi mercu embung. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana waduk.



Gambar 2.10 Tinggi Jagaan Pada Mercu Embung

Tinggi jagaan dimaksudkan untuk menghindari terjadinya peristiwa pelimpasan air melewati puncak bendungan sebagai akibat diantaranya dari

- Debit banjir yang masuk waduk.
- Gelombang akibat angin.
- Pengaruh pelongsoran tebing-tebing di sekeliling embung.
- Gempa.
- Penurunan tubuh bendungan.
- Kesalahan di dalam pengoperasian pintu.

Tinggi jagaan adalah jarak vertikal antara puncak bendungan dengan permukaan air reservoir. *Tinggi jagaan normal* diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak bendungan dengan elevasi tinggi muka air normal di embung.

Tinggi jagaan minimum diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak bendungan dengan elevasi tinggi muka air maksimum di reservoir yang disebabkan oleh debit banjir rencana saat pelimpah bekerja normal.

Tinggi tambahan adalah sebagai perbedaan antara tinggi jagaan normal dengan tinggi jagaan minimum.

Tinggi jagaan diperoleh dari persamaan sebagai berikut ini.

Kriteria I :

$$H_f \geq \Delta h + \left(h_w \text{ atau } \frac{h_e}{2} \right) + h_a + h_i \dots\dots\dots (2.38)$$

Kriteria II :

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i \dots\dots\dots (2.39)$$

dengan :

H_f = tinggi jagaan (m)

h_w = tinggi ombak akibat tiupan angin (m)

h_e = tinggi ombak akibat gempa (m)

h_a = perkiraan tambahan tinggi akibat penurunan tubuh bendungan (m)

h_i = tinggi tambahan (m)

Tambahan tinggi akibat gelombang (H_w) dihitung berdasarkan pada kecepatan angin, jarak seret gelombang (*fetch*) dan sudut lereng hulu dari bendungan.

3. Lebar Puncak

Lebar puncak dari embung tipe urugan ditentukan berdasarkan pertimbangan sebagai berikut ini.

- Bahan timbunan asli (alam) dan jarak minimum garis rembesan melalui timbunan pada elevasi muka air normal.
- Pengaruh tekanan gelombang di bagian permukaan lereng hulu.
- Tinggi dan tingkat kepentingan dari konstruksi bendungan.
- Kemungkinan puncak bendungan untuk jalan penghubung.
- Pertimbangan praktis dalam pelaksanaan konstruksi.

Formula yang digunakan untuk menentukan lebar puncak pada bendungan urugan sebagai berikut (USBR, 1987, p.253) :

$$w = \frac{z}{5} + 10 \dots\dots\dots (2.41)$$

dengan:

- w : lebar puncak bendungan (feet),
z : tinggi bendungan di atas dasar sungai (feet).

Atau dengan menggunakan persamaan (Suyono S., 1977, p. 174) :

$$b = 3,6H^{\frac{1}{3}} - 3,0 \dots\dots\dots (2.42)$$

dengan:

- b : lebar puncak (meter),
H : tinggi bendungan (meter).

Untuk bendungan-bendungan kecil (Embung), yang di atasnya akan dimanfaatkan untuk jalan raya, lebar minimumnya adalah 4 meter, sementara untuk jalan biasa cukup 2,5 meter. Lebar bendungan kecil dapat digunakan pedoman sebagai berikut :

Tabel 2.12 Lebar Puncak Bendungan Kecil (Embung) yang Dianjurkan.

Tinggi Embung, m	Lebar Puncak, m
2,0 - 4,5	2,50
4,5 - 6,0	2,75
6,0 - 7,5	3,00
7,5 - 9,0	4,00

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

4. Perhitungan Hubungan Elevasi terhadap Volume Waduk

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh embung termasuk semua bangunan pelengkap dianggap sebagai volume embung. Analisis keandalan embung sebagai sumber air menyangkut volume air yang tersedia, debit pengeluaran untuk kebutuhan air untuk air baku (PDAM), pengendalian banjir, dan debit air untuk keperluan lain-lain selama waktu yang diperlukan. Analisis keandalan embung diperlukan perhitungan-perhitungan diantaranya adalah perhitungan kapasitas embung yaitu volume tampungan air maksimum dihitung berdasarkan elevasi muka air maksimum, kedalaman air dan luas genangannya. Perkiraan kedalaman air dan luas genangan memerlukan adanya data elevasi dasar embung yang berupa peta topografi dasar embung. Penggambaran peta topografi dasar embung didasarkan pada hasil pengukuran topografi.

Perhitungan ini didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1:1000 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*) :

$$V_x = \frac{1}{3} * Z * (F_y + F_x + \sqrt{F_y * F_x}) \dots \dots \dots (2.43)$$

dimana :

- V_x = Volume pada kontur X
- Z = Beda tinggi antar kontur
- F_y = Luas pada kontur Y
- F_x = Luas pada kontur X

5. Panjang Embung

Yang dimaksud dengan panjang embung adalah seluruh panjang mercu embung 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 embung.

6. Flood Routing

Dengan menggunakan cara penelusuran banjir, besarnya hidrograf disetiap titik di sungai dapat dihitung berdasarkan dari titik (disebelah hulunya) yang diketahui. Pada bagian hulu, debit hidgrograf disebut dengan *Inflow* (I) sedang di hilir atau dititik yang ditinjau debit hidrograf disebut dengan *Outflow* (O).

Dalam masalah routing ini, rumus dasar yang dipakai adalah sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1993) :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots (2.44)$$

dimana :

I = inflow
 O = outflow
 S = timbunan disetiap pangsa
 Δt = waktu

Rumus tersebut dapat dimodifikasi menjadi :

$$\frac{I_1 - I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 - O_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \dots\dots\dots (2.45)$$

dimana :

$\Delta t = t_2 - t_1$ (yang disebut interval routing)

7. Kemiringan Lereng (*Slope gradient*)

Kemiringan rata-rata lereng embung (lereng hulu dan lereng hilir) adalah perbandingan antara panjang garis vertikal yang melalui tumit masing-masing lereng tersebut. Berlawan dan drainase prisma biasanya dimasukkan dalam perhitungan penentuan kemiringan lereng, akan tetapi alas kedap air biasanya diabaikan. Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap frekuensi naik turun muka air, rembesan, dan harus tahan terhadap gempa.

Tabel 2.13 Kemiringan Lereng Urugan

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

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

8. Penimbunan Ekstra (*Extra Banking*)

Sehubungan dengan terjadinya gejala konsolidasi tubuh embung, yang prosesnya berjalan lama sesudah pembangunan embung tersebut diadakan penimbunan ekstra melebihi tinggi dan volume rencana dengan perhitungan agar sesudah proses konsolidasi berakhir maka penurunan tinggi dan penyusutan volume akan mendekati tinggi dan volume rencana embung.

2.7.5 Stabilitas Lereng Embung

Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) embung agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam keadaan apapun juga. Konstruksi harus aman terhadap geseran, penurunan embung, terhadap rembesan dan keadaan embung kosong, penuh air maupun permukaan air turun tiba-tiba (*rapid draw-down*).

Salah satu tinjauan keamanan embung adalah menentukan apakah embung dalam kondisi stabil, sehingga beberapa faktor yang harus ditentukan adalah sebagai berikut.

- Kondisi beban yang dialami oleh embung.
- Karakteristik bahan / material tubuh embung termasuk tegangan dan *density*.
- Besar dan variasi tegangan air pori pada tubuh embung dan di dasar embung.

- Angka aman minimum (SF) yang diperbolehkan untuk setiap kondisi beban yang digunakan.

Kemiringan timbunan embung pada dasarnya tergantung pada stabilitas bahan timbunan. Semakin besar stabilitas bahannya, maka kemiringan timbunan dapat makin terjal. Bahan yang kurang stabil memerlukan kemiringan yang lebih landai. Sebagai acuan dapat disebutkan bahwa kemiringan lereng depan (*upstream*) berkisar antara 1: 2,5 sampai 1 : 3,5 , sedangkan bagian belakang (*downstream*) antara 1: 2 sampai 1: 3.

Kemiringan lereng yang efisien untuk bagian hulu maupun bagian hilir masing-masing dapat ditentukan dengan rumus berikut (*Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977*) :

$$S_f = \left[\frac{m - k \cdot \gamma''}{m + k \cdot m \cdot \gamma''} \right] \tan \phi \dots\dots\dots(2.46)$$

$$S_f = \left[\frac{n - k}{n + k \cdot n} \right] \tan \phi$$

dimana :

- S_f = faktor keamanan (dapat diambil 1,1)
m dan n masing-masing kemiringan lereng hulu dan hilir.
- k = koefien gempa dan $\gamma'' = \gamma_{sat}/\gamma_{sub}$.

Angka aman stabilitas lereng embung di bagian lereng hulu dan hilir dengan variasi beban yang digunakan, diperhitungkan berdasarkan pada analisis keseimbangan batas (*limit equilibrium analysis*). Geometri lereng tubuh embung disesuaikan dengan hasil analisis tersebut, sehingga diperoleh angka aman (SF) yang sama atau lebih besar dari angka aman minimum yang persyaratkan.

Kemiringan lereng baik di sisi hilir maupun di sisi hulu embung harus cukup stabil baik pada saat konstruksi, pengoperasian yaitu pada saat waduk kosong, waduk penuh, saat waduk mengalami rapid draw down, dan ditinjau saat ada pengaruh gempa. Sehingga, kondisi beban harus diperhitungkan berdasarkan rencana konstruksi, pengoperasian reservoir, menjaga elevasi muka air normal di dalam reservoir dan kondisi *emergency, flood storage* dan rencana melepas air dalam reservoir, antisipasi pengaruh tekanan air pori dalam tubuh bendungan dan tanah dasar fondasi. Tinjauan stabilitas bendungan dilakukan dalam berbagai kondisi sebagai berikut :

- *Steady-state seepage*

Stabilitas lereng di bagian hulu di analisis pada kondisi muka air di reservoir yang menimbulkan terjadinya aliran rembesan melalui tubuh embung. Elevasi muka air pada kondisi ini, umumnya dinyatakan sebagai elevasi muka air normal (*Normal High Water Level*).

- *Operation*

Pada kondisi ini, muka air dalam reservoir maksimum (penuh - lebih tinggi dari elevasi muka air normal). Stabilitas lereng di sebelah hulu dianalisis dengan kondisi muka air tertinggi dimana dalam masa operasi muka air mengalami turun dengan tiba-tiba (*sudden draw down*) dari elevasi muka air maksimum (tertinggi) menjadi muka air terendah (LWL).

Angka aman yang digunakan untuk tinjauan stabilitas lereng embung dengan berbagai kondisi beban dan tegangan geser yang digunakan seperti dalam Tabel 2.14 Secara umum, kemiringan minimum untuk lereng hilir dan lereng hulu juga dicantumkan pada Tabel 2.15.

Tabel 2.14 Angka Aman Minimum Dalam Tinjauan Stabilitas Lereng Sebagai Fungsi dari Tegangan Geser. (*)

Kriteria	Kondisi Tinjauan	Lereng	Tegangan geser	Koef. Gempa	SF min.
I	<i>Rapid drawdown</i>	Hulu	CU	0%	1,50
		Hulu	CU	100%	1,20
II	Muka air penuh (banjir)	Hulu	CU	0%	1,50
		Hulu	CU	100%	1,20
III	<i>Steady State Seepage</i>	Hilir	CU	0%	1,50
		Hilir	CU	100%	1,20

Catatan : CU : Consolidated Undrained Test

(*) : Engineering and Design Stability of Earth and Rock-fill Dams, EM 1110-2-1902, 1970, p. 25.

Tabel 2.15 Angka Aman Minimum Untuk Analisis Stabilitas Lereng.

Keadaan Rancangan/ Tinjauan	Angka Aman Minimum	
	Lereng hilir (D/S)	Lereng Hulu (U/S)
1. Saat Konstruksi dan akhir konstruksi	1,25	1,25
2. Saat pengoperasian Waduk dan saat waduk Penuh	1,50	1,50
3. Rapid Draw Down	-	1,20
4. Saat Gempa	1,10	1,10

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

Secara prinsip, analisa kestabilan lereng didasarkan pada keseimbangan antara masa tanah aktif (*potential runtuh*) dengan gaya-gaya penahan runtuh di bidang runtuh. Perbandingan gaya-gaya di atas menghasilkan faktor aman, S_f yang didefinisikan sebagai berikut:

$$S_f = \frac{\sum \eta}{\sum \tau} \dots\dots\dots(2.47)$$

dimana :

η = gaya-gaya penahan,

τ = gaya-gaya aktif penyebab runtuh

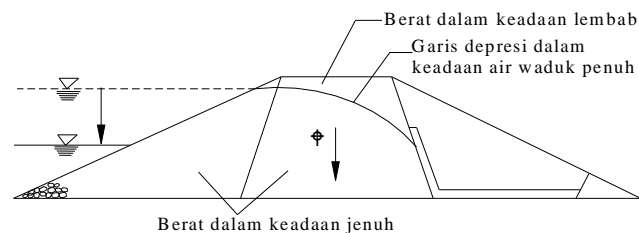
Analisis ini dilakukan pada segala kemungkinan bidang permukaan runtuh dan pada berbagai keadaan waduk di atas. Nilai angka aman hasil perhitungan (SF hitungan) tersebut di atas harus lebih besar dari nilai angka aman minimum (SF minimum) seperti tertera pada Tabel 2.14 dan 2.15.

Gaya-gaya yang bekerja pada embung urugan :

1. Berat Tubuh Embung Sendiri

Berat tubuh embung dihitung dalam beberapa kondisi yang tidak menguntungkan yaitu :

- Pada kondisi lembab segera setelah tubuh pondasi selesai dibangun.
- Pada kondisi sesudah permukaan waduk mencapai elevasi penuh, dimana bagian embung yang terletak disebelah atas garis depresi dalam keadaan jenuh.
- Pada kondisi dimana terjadi gejala penurunan mendadak (*Rapid draw-down*) permukaan air waduk, sehingga semua bagian embung yang semula terletak di sebelah bawah garis depresi tetap dianggap jenuh.



Gambar 2. 11 Berat bahan yang terletak dibawah garis depresi

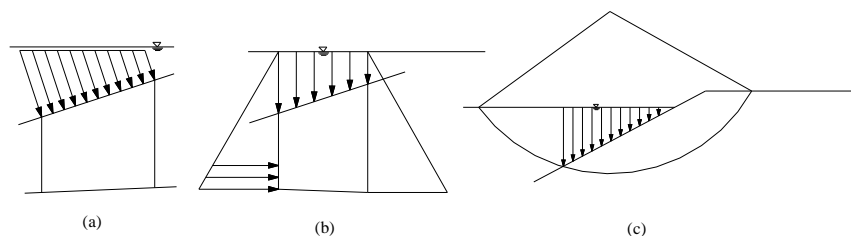
Gaya-gaya atau beban-beban utama yang bekerja pada embung urugan yang akan mempengaruhi stabilitas tubuh embung dan pondasi dari embung tersebut adalah :

- Berat tubuh embung itu sendiri yang membebani lapisan-lapisan yang lebih bawah dari tubuh embung dan membebani pondasi.
- Tekanan hidrostatis yang akan membebani tubuh embung dan pondasinya, baik dari air yang terdapat didalam waduk di hulu embung maupun dari air didalam sungai di hilirnya.
- Tekanan air pori yang terkandung diantara butiran dari zone-zone tubuh embung.
- Gaya seismic yang menimbulkan beban-beban dinamika baik yang bekerja pada tubuh embung maupun pondasinya.

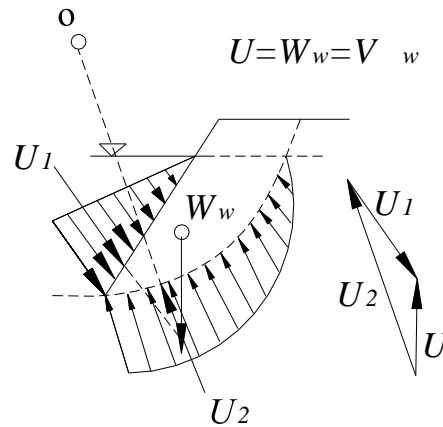
2. Tekanan Hidrostatis

Pada perhitungan stabilitas embung dengan metode irisan (*slice methode*) biasanya beban hidrostatis yang bekerja pada lereng sebelah hulu embung dapat digambarkan dalam tiga cara pembebanan. Pemilihan cara pembebanan yang cocok untuk suatu perhitungan, harus disesuaikan dengan semua pola gaya –gaya yang bekerja pada embung, yang akan diikut sertakan dalam perhitungan.

Pada kondisi dimana garis depresi mendekati bentuk horizontal, maka dalam perhitungan langsung dapat dianggap horizontal dan berat bagian tubuh embung yang terletak dibawah garis depresi tersebut diperhitungkan sebagai berat bahan yang terletak dalam air. Tetapi dalam kondisi perhitungan yang berhubungan dengan gempa, biasanya berat bagian ini dianggap dalam kondisi jenuh.



Gambar 2.12 Gaya tekanan hidrostatis pada bidang luncur



Gambar 2.13 Skema pembebanan yang disebabkan oleh tekanan hidrostatik yang bekerja pada bidang luncur

3. Tekanan Air Pori

Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori di embung terhadap lingkaran bidang luncur.

Tekanan air pori dihitung dengan beberapa kondisi yaitu :

- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi tubuh embung baru dibangun
- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi waduk telah terisi penuh dan permukaan air sedang menurun secara berangsur-angsur.
- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi terjadinya penurunan mendadak permukaan waduk hingga mencapai permukaan terendah, sehingga besarnya tekanan air pori dalam tubuh embung masih dalam kondisi waduk terisi penuh.

4. Beban Seismis (seismic force)

Beban seismis akan timbul pada saat terjadinya gempa bumi dan penetapan suatu kapasitas beban seismis secara pasti sangat sukar. Faktor-faktor yang menentukan besarnya beban seismis pada embung urugan adalah :

- Karakteristik, lamanya dan kekuatan gempa yang terjadi.
- Karakteristik dari pondasi embung.
- Karakteristik bahan pembentuk tubuh embung.
- Tipe embung.

Komponen horizontal beban seismis dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1977) :

$$M \cdot \alpha = e (M \cdot g) \dots\dots\dots(2.48)$$

- Dimana :
- M = massa tubuh embung (ton)
- α = percepatan horizontal (m/s²)
- e = intensitas seismis horizontal (0,10-0,25)
- g = percepatan gravitasi bumi (m/s²)

Tabel 2.16 Percepatan gempa horizontal

Intensitas seismis	gal	Jenis Pondasi		
		Batuan	Tanah	
Luar biasa	7	400	0,20 g	0,25 g
Sangat kuat	6	400-200	0,15 g	0,20 g
Kuat	5	200-100	0,12 g	0,15 g
Sedang	4	100	0,10 g	0,12 g

(ket : 1 gal = 1cm/det²)

Sumber: Suyono Sosrodarsono, 1977

5. Stabilitas Lereng Embung Urugan Menggunakan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar

Metode analisis stabilitas lereng untuk embung tipe tanah urugan (*earth fill type dam*) dan timbunan batu (*rock fill type dam*) didasarkan pada bidang longsor bentuk lingkaran. Faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsor dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut :

$$F_s = \frac{\sum \{C.l + (N - U - Ne)\tan\phi\}}{\sum (T + Te)} \dots\dots\dots(2.49)$$

$$= \frac{\sum C.l + \sum \{\gamma.A(\cos\alpha - e.\sin\alpha) - V\}\tan\phi}{\sum \gamma.A(\sin\alpha + e.\cos\alpha)} \dots\dots\dots(2.50)$$

di mana :

F_s = faktor keamanan

N = beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur ($= \gamma \cdot A \cdot \cos \alpha$)

T = beban komponen tangensial yang timbul dari setiap irisan bidang luncur ($= \gamma \cdot A \cdot \sin \alpha$)

U = tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur

N_e = komponen vertikal beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ($= e \cdot \gamma \cdot A \cdot \sin \alpha$)

T_e = komponen tangensial beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ($= e \cdot \gamma \cdot A \cdot \cos \alpha$)

ϕ = sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur

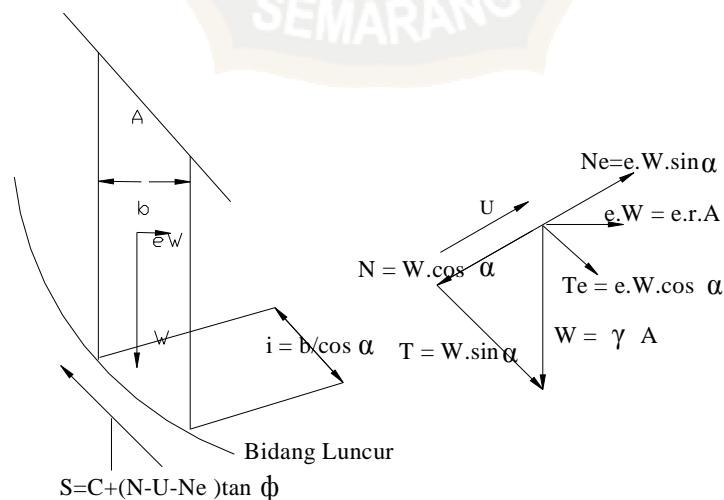
Z = lebar setiap irisan bidang luncur (m)

E = intensitas seismic horisontal

γ = berat isi dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur

α = sudut kemiringan rata-rata dasar setiap irisan bidang luncur

V = tekanan air pori



(Suyono Sosrodarsono, 1977)

Gambar 2.14 Cara menentukan harga-harga N dan T

Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar :

1. Andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan vertikal dan walaupun bukan merupakan persyaratan yang mutlak, biasanya setiap irisan lebarnya dibuat sama. Disarankan agar irisan bidang luncur tersebut dapat melintasi perbatasan dari dua buah zone penimbunan atau supaya memotong garis depresi aliran filtrasi.
2. Gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan adalah sebagai berikut :
3. Berat irisan (W), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (A) dengan berat isi bahan pembentuk irisan (γ), jadi $W=A \cdot \gamma$
4. Beban berat komponen vertikal yang pada dasar irisan (N) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan cosinus sudut rata-rata tumpuan (α) pada dasar irisan yang bersangkutan jadi $N = W \cdot \cos \alpha$
5. Beban dari tekanan hidrostatis yang bekerja pada dasar irisan (U) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara panjang dasar irisan (b) dengan tekanan air rata-rata ($U/\cos \alpha$) pada dasar irisan tersebut , jadi $U = U \cdot b/\cos \alpha$
6. Berat beban komponen tangensial (T) diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut jadi $T = W \sin \alpha$
7. Kekuatan tahanan kohesi terhadap gejala peluncuran (C) diperoleh dari hasil perkalian antara angka kohesi bahan (c') dengan panjang dasar irisan (b) dibagi lagi dengan $\cos \alpha$, jadi $C = c' \cdot b/\cos \alpha$
8. Kekuatan tahanan geseran terhadap gejala peluncuran irisan adalah kekuatan tahanan geser yang terjadi pada saat irisan akan meluncur meninggalkan tumpuannya
9. Kemudian jumlahkan semua kekuatan-kekuatan yang menahan (T) dan gaya-gaya yang mendorong (S) dari setiap irisan bidang luncur, dimana T dan S dari masing-masing irisan dinyatakan sebagai $T = W \sin \alpha$ dan $S = C+(N-U) \tan \Phi$
10. Faktor keamanan dari bidang luncur tersebut adalah perbandingan antara jumlah gaya pendorong dan jumlah gaya penahan yang dirumuskan :

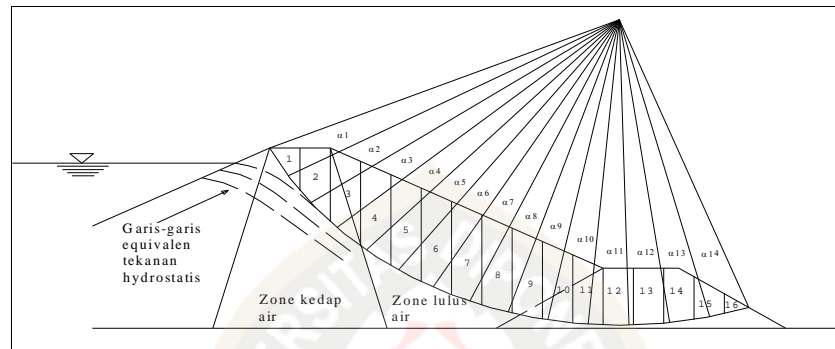
$$F_s = \frac{\sum S}{\sum T} \dots\dots\dots(2.51)$$

di mana :

F_s = faktor aman

$\sum S$ = jumlah gaya pendorong

$\sum T$ = jumlah gaya penahan



(Suyono Sosrodarsono, 1977)

Gambar 2.15 Skema perhitungan bidang luncur dalam kondisi waduk penuh air

6. Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi

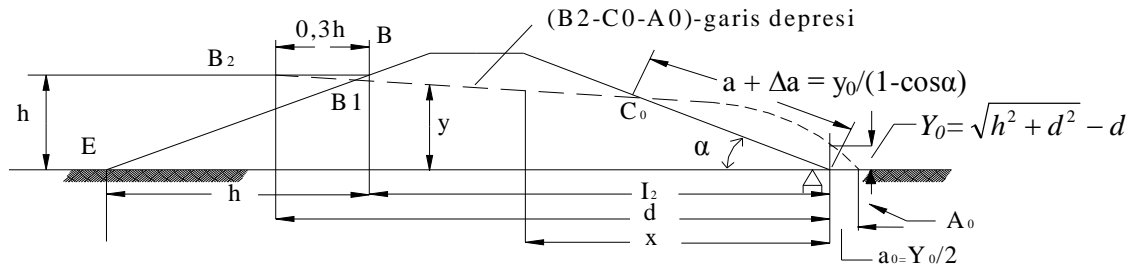
Baik embung maupun pondasinya diharuskan mampu menahan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh embung dan pondasi tersebut.

Hal tersebut dapat diketahui dengan mendapatkan formasi garis depresi (*seepage flow - net*) yang terjadi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut. Garis depresi didapat dengan persamaan parabola bentuk dasar pada Gambar 2.16 dibawah ini.

A_1 = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B

B_2 = titik yang terletak sejauh $0,3 l_1$ horisontal ke arah hulu dari titik B

Akan tetapi garis parabola bentuk dasar (B_2-Co-A_0) diperoleh dari persamaan tersebut, bukanlah garis depresi sesungguhnya, masih diperlukan penyesuaian menjadi garis B-C-A yang merupakan bentuk garis depresi yang sesungguhnya seperti tertera pada Gambar 2.16 sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1977) :



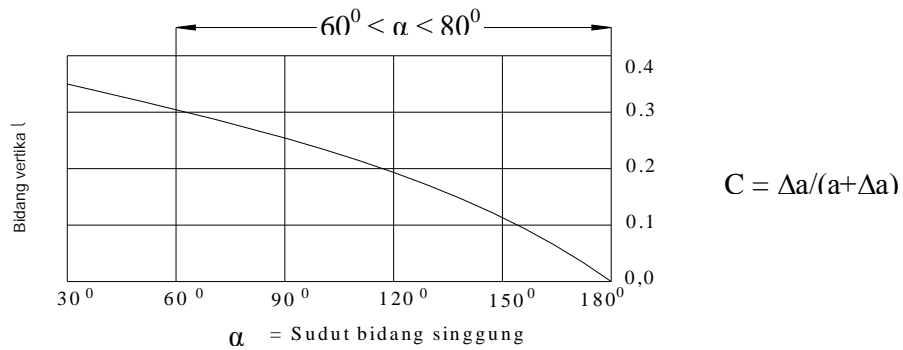
Gambar 2.16 Garis depresi pada embung homogen (sesuai dengan garis parabola)

Pada titik permulaan, garis depresi berpotongan tegak lurus dengan lereng hulu embung, dan dengan demikian titik C_0 dipindahkan ke titik C sepanjang Δa . Panjang Δa tergantung dari kemiringan lereng hilir embung, dimana air filtrasi tersembul keluar yang dapat dihitung dengan rumus berikut (Suyono Sosrodarsono, 1977) :

$$a + \Delta a = \frac{\gamma_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots(2.52)$$

- di mana :
- a = jarak \overline{AC} (m)
 - Δa = jarak $\overline{C_0C}$ (m)
 - α = sudut kemiringan lereng hilir embung

Untuk memperoleh nilai a dan Δa dapat dicari berdasarkan nilai α dengan menggunakan grafik sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1977) :



Gambar 2.17 Grafik hubungan antara sudut bidang singgung (α) dengan $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

7. 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 embung maupun pondasinya, maka kecepatan aliran filtrasi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut pada tingkat-tingkat tertentu perlu dibatasi. Kecepatan aliran keluar ke atas permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perpindahan butiran-butiran bahan embung, kecepatannya dirumuskan sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono, 1977):

$$C = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot \gamma}} \dots\dots\dots(2.53)$$

di mana :

- C = kecepatan kritis (m/s)
- w_1 = berat butiran bahan dalam air (kg)
- g = gravitasi (m/s^2)
- F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi (m^2)
- γ = berat isi air

2.7.6 Rencana Teknis Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Sebagai bangunan besar, waduk harus dilengkapi dengan bangunan pengaman yang salah satunya berupa spillway. Spillway berfungsi untuk melimpahkan air waduk apabila air waduk melebihi dari kapasitas waduk, sehingga waduk tidak akan bahaya. Untuk spillway harus dirancang dapat mengalirkan air secara cepat dengan kapasitas besar tapi dengan struktur yang seminimal mungkin.

Ada berbagai macam jenis Spillway, baik yang berpintu maupun yang bebas, *side channel spillway*, *chute Spillway* dan *Syphon Spillway*. Jenis-jenis ini dirancang dalam upaya untuk mendapatkan jenis Spillway yang mampu mengalirkan air sebanyak-banyaknya. Pemilihan jenis spillway ini disamping terletak pada pertimbangan hidrolika, juga pertimbangan ekonomis serta operasional dan pemeliharaannya.

Pada prinsipnya bangunan spillway terdiri dari 3 bagian, yaitu pelimpah, baik dengan pintu maupun bebas; saluran atau pipa pembawa; dan bangunan peredam energi.

1) *Bangunan Pelimpah*

Bangunan pelimpah harus dapat mengalirkan debit banjir rencana dengan aman. Rumus umum yang dipakai untuk menghitung kapasitas bangunan pelimpah adalah (*Bangunan Utama KP-02,1986*) :

$$Q = \frac{2}{3} x C d x B x \sqrt{2/3 x g x h^{3/2}} \dots\dots\dots(2.54)$$

dimana :

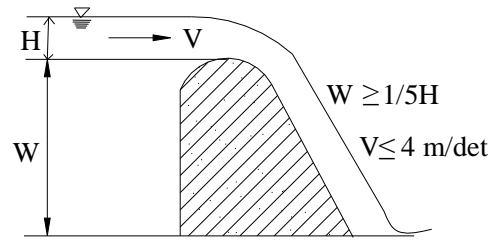
- Q = debit aliran (m³/s)
- Cd = koefisien limpahan
- B = lebar efektif ambang (m)
- h = tinggi energi di atas ambang (m)
- g = percepatan grafitasi (m/s)

Lebar efektif ambang dapat dihitung dengan rumus (*Suyono Sosrodarsono, 1977*) :

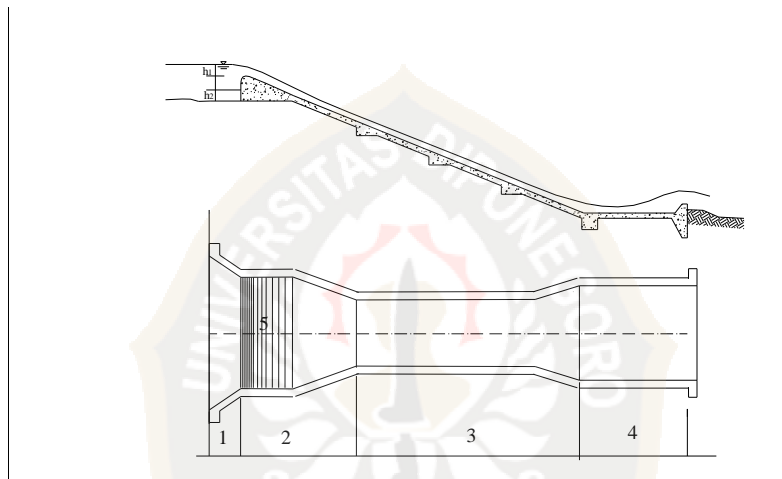
$$L_e = L - 2(N.K_p + K_a).H \dots\dots\dots(2.55)$$

dimana :

- L_e = lebar efektif ambang (m)
- L = lebar ambang sebenarnya (m)
- N = jumlah pilar
- K_p = koefisien kontraksi pilar
- K_a = koefisien kontraksi pada dinding samping ambang
- H = tinggi energi di atas ambang (m)



Gambar 2.18 Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada sebuah pelimpah

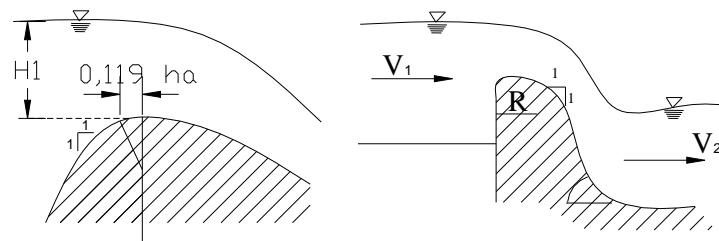


Gambar 2.19 Penampang memanjang bangunan pelimpah

Keterangan gambar :

1. Saluran pengarah dan pengatur aliran
2. Saluran peluncur
3. Bangunan peredam energi
4. Ambang

Bentuk-bentuk mercu :



Gambar 2.20 Bentuk mercu Bulat dan Ogee

2) Saluran/Pipa Pembawa/Peluncur

Saluran/pipa pembawa merupakan bangunan transisi antara ambang dan bangunan peredam. Biasanya bagian ini mempunyai keringan yang terjal dan alirannya adalah super kritis. Hal yang perlu diperhatikan pada perencanaan bagian ini adalah terjadinya kavitasi.

Dalam merencanakan saluran peluncur (*flood way*) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

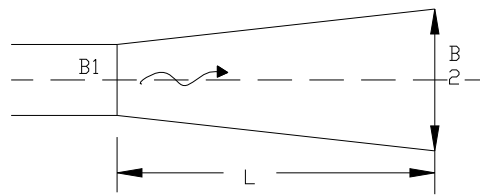
- Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan.
- Agar konstruksi saluran peluncur cukup kukuh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Agar biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin

Guna memenuhi persyaratan tersebut maka diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin. Jika bentuk yang melengkung tidak dapat dihindarkan, maka diusahakan lengkungan terbatas dan dengan radius yang besar. Biasanya aliran tak seragam terjadi pada saluran peluncur yang tampak atasnya melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang paling curam dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidrolis, peredam energi akan terganggu.

3) Berbentuk Terompet Pada Ujung Hilir Bagian Yang Saluran Peluncur

Semakin kecil penampang lintang saluran peluncur, maka akan memberikan keuntungan ditinjau dari segi volume pekerjaan, tetapi akan menimbulkan masalah-masalah yang lebih besar pada usaha peredam energi yang timbul per-unit lebar aliran tersebut. Sebaliknya pelebaran penampang lintang saluran akan mengakibatkan besarnya volume pekerjaan untuk pembuatan saluran peluncur, tetapi peredaman energi per-unit lebar alirannya akan lebih ringan.

Berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan tersebut diatas, maka saluran peluncur dibuat melebar (berbentuk terompet) sebelum dihubungkan dengan peredam energi. Pelebaran tersebut diperlukan agar aliran super-kritis dengan kecepatan tinggi yang meluncur dari saluran peluncur dan memasuki bagian ini, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil sebelum mengalir masuk ke dalam peredam energi.



Gambar 2.21 Bagian berbentuk terompel dari saluran peluncur pada bangunan

4) *Bangunan Peredam Energi (Kolam Olak)*

Aliran air setelah keluar dari saluran/pipa pembawa biasanya mempunyai kecepatan/energi yang cukup tinggi yang dapat menyebabkan erosi di hilirnya, dan menyebabkan distabilitas bangunan spillway. Oleh karenanya perlu dibuatkan bangunan peredam energi sehingga air yang keluar dari bangunan peredam cukup aman. Sebelum aliran yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus sangat kuat yang timbul dalam aliran tersebut harus direduksi hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan.

Guna mereduksi energi yang terdapat didalam aliran tersebut, maka diujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan. Untuk meyakinkan kemampuan dan keamanan dari perdam energi, maka pada saat melaksanakan pembuatan rencana teknisnya diperlukan pengujian kemampuannya. Apabila alur sungai disebelah hilir bangunan pelimpah kurang stabil, maka kemampuan peredam energi supaya direncanakan untuk dapat menampung debit banjir dengan probabilitas 2% (atau dengan perulangan 50 tahun). Angka tersebut akan ekonomis dan memadai tetapi dengan pertimbangan bahwa apabila terjadi debit banjir yang lebih besar, maka kerusakan-kerusakan yang mungkin timbul pada peredam energi tidak akan membahayakan kestabilan tubuh embungnya.

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

$$q = \frac{Q}{B} \quad ; \quad V = \frac{q}{D_1}$$

$$\frac{D_2}{D_1} = 0,5 \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \dots \dots \dots (2.56)$$

Ada beberapa tipe bangunan peredam energi yang pemakaiannya tergantung dari kondisi hidrolis yang dinyatakan dalam bilangan *Froude* :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D_1}} \dots \dots \dots (2.57)$$

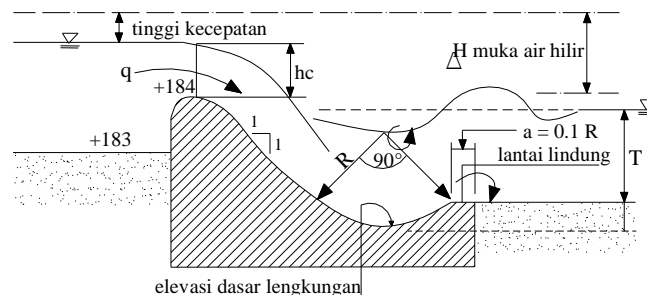
dimana :

- F_r = bilangan *Froude*
- v = kecepatan aliran (m/s),
- g = percepatan gravitasi (m/s²)
- D_1 = kedalaman air di awal kolam (m)
- D_2 = kadalaman air di akhir kolam (m)

7) Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam (bucket)

Tipe peredam energi ini dipakai bila kedalaman konjugasi hilir, yaitu kedalaman air pada saat peralihan air dari super ke sub kritis, dari loncatan air terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal hilir, atau kalau diperkirakan akan terjadi kerusakan pada lantai kolam akibat batu-batu besar yang terangkut lewat atas embung.

Dimensi-dimensi umum sebuah bak yang berjari-jari besar diperlihatkan oleh Gambar 2.22 berikut :



Gambar 2.22 Peradam energi tipe bak tenggelam (Bucket)

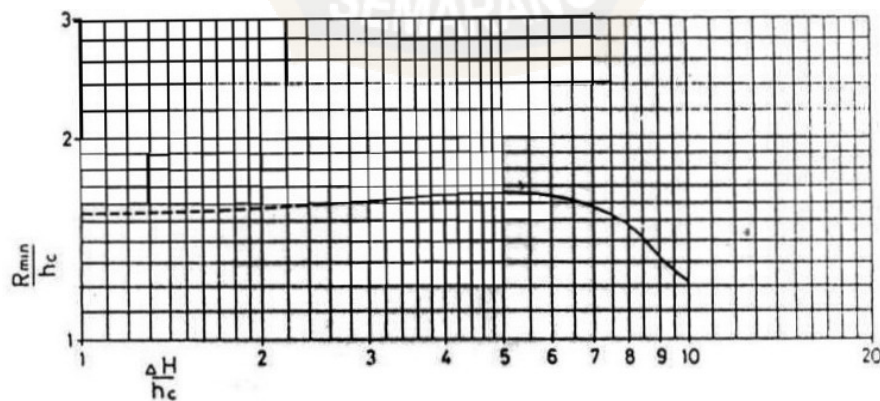
Parameter-parameter perencanaan yang sebagaimana diberikan oleh USBR sulit untuk diterapkan bagi perencanaan kolam olak tipe ini. Oleh karena itu, parameter-parameter dasar seperti jari-jari bak, tinggi energi dan kedalaman air harus dirubah menjadi parameter-parameter tanpa dimensi dengan cara membaginya dengan kedalaman kritis (h_c) dengan persamaan kedalaman kritis adalah sebagai berikut :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (2.58)$$

dimana :

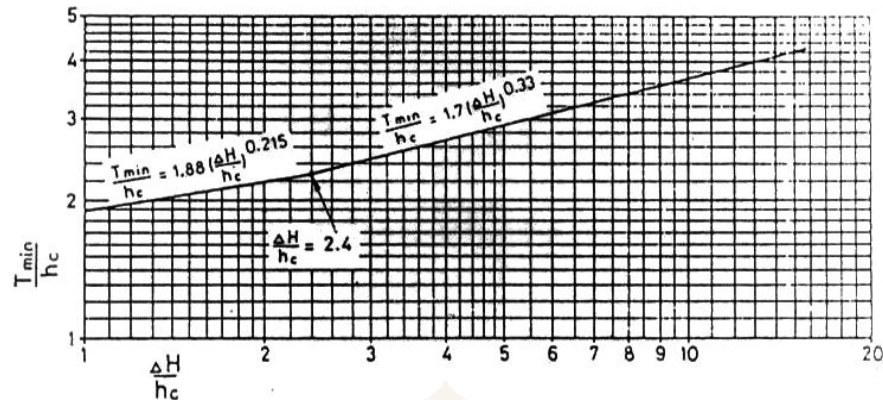
- h_c = kedalaman kritis (m)
 q = debit per lebar satuan ($m^3/det.m$)
 g = percepatan gravitasi (m^2/dt) (=9,81)

Jari-jari minimum yang paling diijinkan (R_{min}) dapat ditentukan dengan menggunakan perbandingan beda muka air hulu dan hilir (ΔH) dengan ketinggian kritis (h_c) seperti yang ditunjukkan dengan Gambar 2.23 berikut :



Gambar 2.23 Grafik Untuk Mencari Jari-jari Minimum (R_{min}) Bak

Demikian pula dengan batas minimum tinggi air hilir (T_{min}). T_{min} diberikan pada Gambar 2.24 berikut :

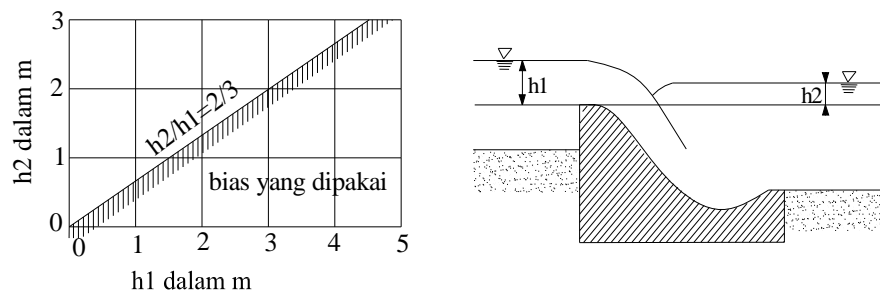


Gambar 2.24 Grafik Untuk Mencari Batas Minimum Tinggi Air Hilir

Untuk nilai $\Delta H/h_c$ di atas 2,4 garis tersebut merupakan batas maksimum untuk menentukan besarnya nilai T_{min} . Sedangkan untuk nilai $\Delta H/h_c$ yang lebih kecil dari 2,4 maka diambil nilai kedalaman konjugasi sebagai kedalaman minimum hilir, dengan pertimbangan bahwa untuk nilai $\Delta H/h_c$ yang lebih kecil dari 2,4 adalah diluar jangkauan percobaan USBR.

Besarnya peredam energi ditentukan oleh perbandingan h_2 dan h_1 Gambar 2.25. Apabila ternyata h_2/h_1 lebih besar dari $2/3$, maka tidak ada efek peredaman yang bisa diharapkan.

Terlepas dari itu, pengalaman telah menunjukkan bahwa banyak embung rusak sebagai akibat dari gerusan lokal yang terjadi di sebelah hilir, terutama akibat degradasi dasar sungai. Oleh karena itu, dianjurkan dalam menentukan kedalaman minimum air hilir juga berdasarkan degradasi dasar sungai yang akan terjadi dimasa datang.

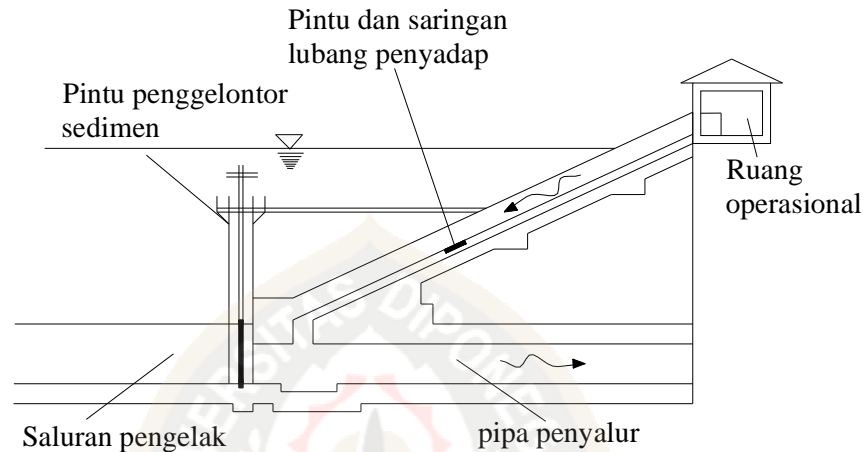


Gambar 2.25 Batas Maksimum Tinggi Air Hilir

2.7.7 Rencana Teknis Bangunan Penyadap

Komponen terpenting bangunan penyadap pada embung urugan adalah penyadap, pengatur dan penyalur aliran. Pada hakekatnya bangunan penyadap sangat banyak macamnya tetapi yang sering digunakan ada 2 macam yaitu bangunan penyadap tipe sandar dan bangunan penyadap tipe menara.

1. Bangunan Penyadap Sandar (*inclined outlet conduit*).



Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

Gambar 2.26 Komponen bangunan penyadap tipe sandar

Bangunan penyadap sandar adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturnya terdiri dari terowongan miring yang berlubang-lubang dan bersandar pada tebing sungai. Karena terletak pada tebing sungai maka diperlukan pondasi batuan atau pondasi yang terdiri dari lapisan yang kukuh untuk menghindari kemungkinan keruntuhan pada konstruksi sandaran oleh pengaruh fluktuasi dari permukaan air dan kelongsoran embung. Sudut kemiringan pondasi sandaran sibuat tidak lebih dari 60° kecuali pondasinya terdiri dari batuan yang cukup kukuh.

Berat timbunan tubuh embung biasanya mengakibatkan terjadinya penurunan-penurunan tubuh terowongan. Untuk mencegah terjadinya penurunan yang membahayakan, maka baik pada terowongan penyadap maupun pada pipa penyalur datar dibuatkan penyangga (*supporting pole*) yang berfungsi pula sebagai tempat sambungan bagian-bagian pipa yang bersangkutan.

Beban-beban luar yang bekerja pada terowongan penyadap adalah :

- 1.) Tekanan air yang besarnya sama dengan tinggi permukaan air waduk dalam keadaan penuh.
- 2.) Tekanan timbunan tanah pada terowongan.
- 3.) Berat pintu dan penyaring serta fasilitas-fasilitas pengangkatnya serta kekuatan operasi dan fasilitas pengangkatnya.
- 4.) Gaya-gaya hidrodinamis yang timbul akibat adanya aliran air dalam terowongan.
- 5.) Kekuatan apung terowongan yang dihitung 100% terhadap volume terowongan luar.
- 6.) Apabila terjadi vakum di dalam terowongan, maka gaya-gaya yang ditimbulkannya, merupakan tekanan-tekanan negatif.
- 7.) Gaya-gaya seismic dan gaya-gaya dinamis lainnya.

Lubang Penyadap

Kapasitas lubang-lubang penyadap dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

1. Untuk lubang penyadap yang kecil.

$$Q = C.A.\sqrt{2gh} \dots\dots\dots(2.59)$$

di mana :

Q = debit penyadap sebuah lubang (m³/det)

C = koefisien debit ±0,62

A = luas penampang lubang (m²)

g = grafitasi (9,8 m/det²)

H = tinggi air dari titik tengah lubang ke permukaan (m)

2. Untuk lubang penyadap yang besar.

$$Q = \frac{3}{2} B.C.\sqrt{2g\{(H_2 + h_a)^{3/2}(H_1 + h_a)^{2/3}\}} \dots\dots\dots(2.60)$$

di mana :

B = lebar lubang penyadap (m)

H₁ = kedalaman air pada tepi atas lubang (m)

H₂ = kedalaman air pada tepi bawah lubang (m)

h_a = tinggi tekanan kecepatan didepan lubang penyadap (m)

$$= \frac{V_a^2}{2g}$$

V_a = kecepatan aliran air sebelum masuk kedalam lubang penyadap

(m/det)

Biasanya dianggap harga $V_a = 0$, sehingga rumus diatas berubah menjadi :

$$Q = \frac{2}{3} B.C. \sqrt{2g(H_2^{3/2} - H_1^{2/3})} \dots\dots\dots (2.61)$$

Apabila lubang penyadap yang miring membentuk sudut θ dengan bidang horisontal, maka :

$$Q_i = Q \sec \theta \dots\dots\dots (2.62)$$

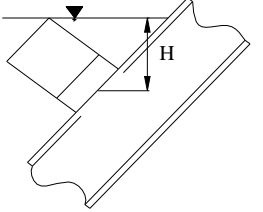
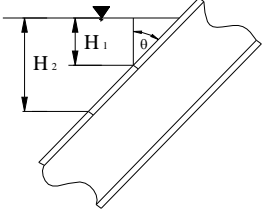
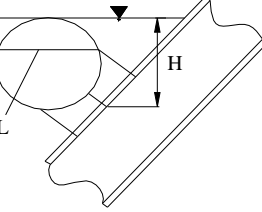
3. Untuk lubang penyadap dengan penampang bulat.

$$Q = C.\pi.r^2.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots (2.63)$$

di mana :

r = radius lubang penyadap (m)

Rumus tersebut berlaku untuk $H/r > 3$

a. Lubang penyadap yang kecil (bujur sangkar)	b. Lubang penyadap yang besar (persegi empat)	c. Lubang penyadap yang besar (lingkaran)
		

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

Gambar 2.27 Skema perhitungan untuk lubang-lubang penyadap

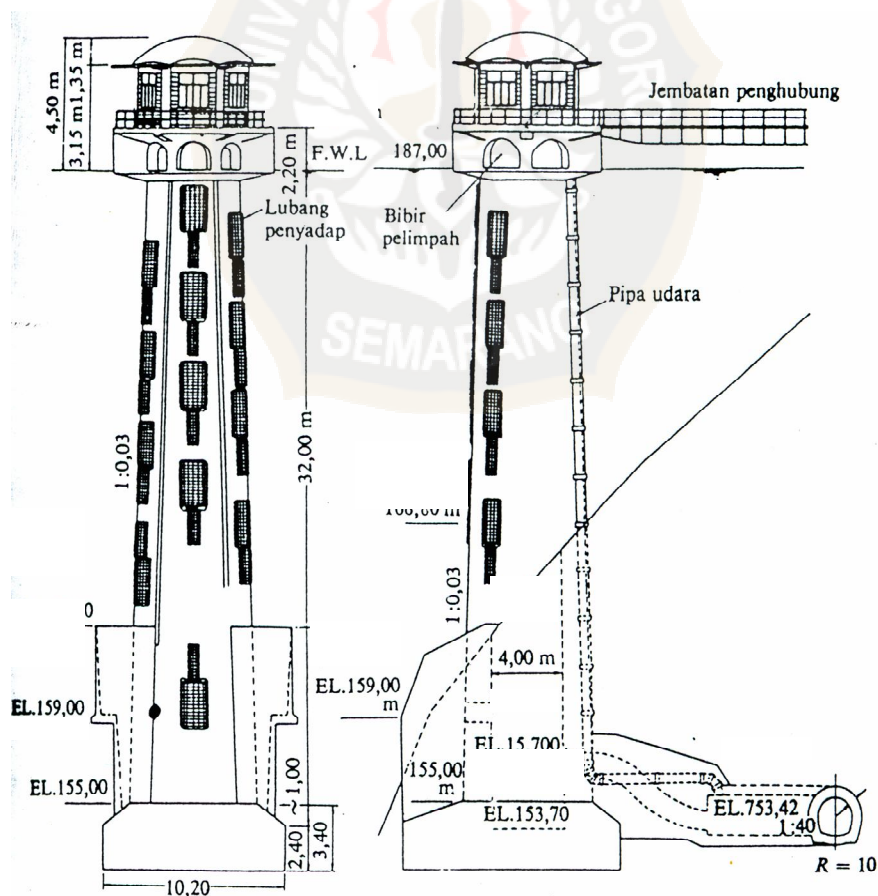
Ketinggian lubang penyadap ditentukan oleh perkiraan tinggi sedimen selama umur ekonomis embung.

2. Bangunan Penyadap Menara (outlet tower)

Bangunan penyadap menara adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturannya terdiri dari suatu menara yang berongga di dalamnya dan pada dinding menara tersebut terdapat lubang-lubang penyadap yang dilengkapi pintu-pintu.

Pada hakekatnya konstruksinya sangat kompleks serta biayanya pun tinggi. Hal ini disebabkan oleh hal-hal penting yang mengakibatkan adanya keterbatasan yaitu : 1. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berdiri sendiri, sehingga semua beban luar yang bekerja pada menara tersebut harus ditampung keseluruhan oleh pondasi.

2. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berat, sehingga membutuhkan pondasi yang kokoh dengan kemampuan daya dukung yang besar. Bangunan didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan ekonomis dan bangunan, pembuat bangunan penyadap menara kurang menguntungkan apalagi bila menara yang dibutuhkan cukup tinggi..



(Suyono Sosrodarsono, 1977)

Gambar 2.28 Contoh bentuk bangunan penyadap tipe menara

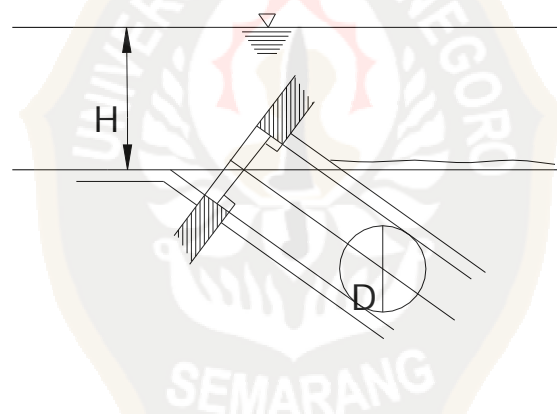
3. Pintu-pintu Air dan Katub pada Bangunan Penyadap

Perbedaan antara pintu-pintu air dan katub adalah pintu air terdiri dari dua bagian yang terpisah yaitu pintu yang bergerak dan bingkai yang merupakan tempat dimana pintu dipasang. Sedangkan pada katub antara katub yang bergerak dan dinding katub (yang berfungsi sebagai bingkai) merupakan satu kesatuan.

Perhitungan konstruksi pintu air dan katub didasarkan pada beban-beban yang bekerja yaitu :

- Berat daun pintu sendiri
- Tekanan hidrostatik pada pintu
- Tekanan sedimen
- Kekuatan apung
- Kelembaman dan tekanan hidrodinamika pada saat terjadinya gempa bumi.

Tekanan air yang bekerja pada bidang bulat yang miring (P_0), dengan skema pada Gambar 2.29.



Gambar 2.29 Tekanan hidrostatik yang bekerja pada bidang bulat yang miring

di mana :

- P = Resultan seluruh tekanan air (t)
 γ = berat per unit volume air (1 t/m^3)
 B = lebar daun pintu yang menampung tekanan air (m)
 H = tinggi daun pintu yang menampung tekanan air (m)
 H_1 = tinggi air di udik daun pintu (m)
 H_2 = perbedaan antara elevasi air di udik dan hilir daun pintu (m)
 H_3 = tinggi air di hilir daun pintu (m)