

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 dan mekanika tanah (Soedibyo, 1993).

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 embung, perlu adanya kajian pustaka untuk menentukan spesifikasi-spesifikasi yang akan menjadi acuan dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut. Dalam bab ini juga dipaparkan secara singkat mengenai kebutuhan air baku, analisis hidrologi, dasar-dasar teori perencanaan embung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapannya (Soemarto, 1999).

2.2 Penentuan Luas DAS (Daerah Aliran Sungai)

Yang dimaksud dengan Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah suatu wilayah daratan yang merupakan satu kesatuan dengan sungai dan anak-anak sungainya, yang berfungsi menampung, menyimpan dan mengalirkan air yang berasal dari curah hujan ke danau atau ke laut secara alami, yang batas di darat merupakan pemisah topografis dan batas di laut sampai dengan daerah perairan yang masih terpengaruh aktivitas daratan (Kodoatie dan Sjarief, 2005). Untuk penentuan luas DAS pada perencanaan embung mengacu pada Perencanaan Pengembangan Wilayah Sungai dalam rangka peningkatan kemampuan

penyediaan air sungai untuk berbagai kebutuhan hidup masyarakat, sehingga meliputi beberapa ketentuan antara lain (Soemarto, 1999) :

1. Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) mengikuti pola bentuk aliran sungai dengan mempertimbangkan aspek geografis di sekitar Daerah Aliran Sungai yang mencakup daerah tangkapan (*cathment area*) untuk perencanaan embung tersebut.
2. Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) dapat diketahui dari gambaran yang diantaranya meliputi peta-peta atau foto udara, dan perbedaan skala serta standar pemetaan sehingga dapat menghasilkan nilai-nilai yang sebenarnya. Untuk mengetahui luas DAS Embung Kaliombo digunakan peta topografi daerah Kabupaten Rembang.

2.3 Curah Hujan Area

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan pembuatan embung. Ketetapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir rencana. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada waktu yang sama. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan area dan dinyatakan dalam mm (Sosrodarsono, 2003).

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat atau titik saja (*point rainfall*). Mengingat hujan sangat bervariasi terhadap tempat (*space*), maka untuk kawasan yang luas, satu alat penakar hujan belum dapat menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan hujan area yang diperoleh dari harga rata-rata curah hujan

beberapa stasiun penakar hujan yang ada di dalam dan atau di sekitar kawasan tersebut (Suripin, 2004).

Curah hujan area ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Cara-cara perhitungan curah hujan area dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut :

2.3.1 Metode Poligon Thiessen

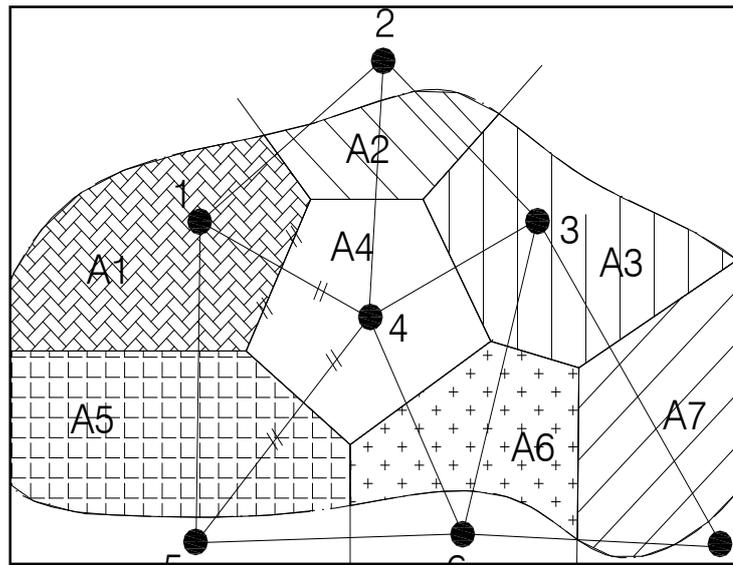
Cara ini berdasarkan rata-rata timbang (*weighted average*). Metode ini sering digunakan pada analisis hidrologi karena lebih teliti dan obyektif dibanding metode lainnya, dan dapat digunakan pada daerah yang memiliki titik pengamatan yang tidak merata (Mori, 1977). Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien *Thiessen*. Untuk pemilihan stasiun hujan yang 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 di bawah ini (Soemarto, 1999) dan diilustrasikan pada Gambar 2.1.

$$C = \frac{A_i}{A_{total}} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.2)$$

di mana :

- C = Koefisien *Thiessen*
- A_i = Luas pengaruh dari stasiun pengamatan i (km²)
- A = Luas total dari DAS (km²)
- \bar{R} = Curah hujan rata-rata (mm)
- R₁, R₂,...,R_n = Curah hujan pada setiap titik stasiun (mm)



Gambar 2.1 Metode Poligon Thiessen (Soemarto, 1999)

Hal yang perlu diperhatikan dalam metode ini adalah sebagai berikut :

- Jumlah stasiun pengamatan minimal tiga buah stasiun.
- Penambahan stasiun akan mengubah seluruh jaringan.
- Topografi daerah tidak diperhitungkan dan stasiun hujan tidak tersebar merata.

2.4 Analisis Frekuensi

Hujan rencana merupakan kemungkinan tinggi hujan yang terjadi dalam kala ulang tertentu sebagai hasil dari suatu rangkaian analisis hidrologi yang biasa disebut analisis frekuensi. Secara sistematis metode analisis frekuensi perhitungan hujan rencana ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut :

1. Parameter Statistik
2. Pemilihan Jenis Metode
3. Uji Kebenaran Sebaran
4. Perhitungan Hujan Rencana

2.4.1 Parameter Statistik

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata (\bar{X}), deviasi standar (Sd), koefisien variasi (Cv) koefisien

kemiringan (Cs) dan koefisien kurtosis (Ck). Sementara untuk memperoleh harga parameter statistik dilakukan perhitungan dengan rumus dasar sebagai berikut (Soemarto, 1999) :

$$\bar{X} = \sum \frac{Rx}{n}; \quad Sd = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{n-1}} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n \{(Xi) - \bar{X}\}^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$Ck = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \{(Xi) - \bar{X}\}^4}{Sd^4} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

di mana :

- \bar{X} = Tinggi hujan harian maksimum rata-rata selama n tahun (mm)
- ΣX = Jumlah tinggi hujan harian maksimum selama n tahun (mm)
- n = Jumlah tahun pencatatan data hujan
- Sd = Deviasi standar
- Cv = Koefisien variasi
- Cs = Koefisien kemiringan (*Skewness*)
- Ck = Koefisien kurtosis

Lima parameter statistik di atas akan menentukan jenis metode yang akan digunakan dalam analisis frekuensi.

2.4.2 Pemilihan Jenis Metode

Penentuan jenis metode akan digunakan untuk analisis frekuensi dilakukan dengan beberapa asumsi sebagai berikut :

- Metode Gumbel Tipe I
- Metode Log Pearson Tipe III
- Metode Log Normal
- Sebaran Normal

Tabel 2.1. Pedoman Pemilihan Sebaran (Soemarto, 1999)

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$C_s \approx 0$
	$C_k \approx 3$
Log Normal	$C_s = 3C_v + C_v^3$
	$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
Gumbel Tipe 1	$C_s = 1,14$
	$C_k = 5,4$
Log Pearson Tipe III	Selain dari nilai di atas

1. Metode Distribusi *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 (Soemarto, 1999) :

$$Y = \bar{Y} + k.S \dots\dots\dots (2.7)$$

di mana :

- Y = Nilai logaritmik dari X atau log X
- X = Curah hujan (mm)
- \bar{Y} = Rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Y
- S = Deviasi standar nilai Y

K = Karakteristik distribusi peluang *Log-Pearson tipe III*, seperti ditunjukkan pada Tabel 2.2.

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

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

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \dots \dots \dots (2.8)$$

di mana :

- $\overline{\log X}$ = Harga rata-rata logaritmik
- n = Jumlah data
- X_i = Nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R_{24} maks) (mm)

3. Menghitung harga deviasi standarnya dengan rumus berikut :

$$Sd \log x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^2}{n-1}} \dots \dots \dots (2.9)$$

di mana :

- S_1 = Deviasi standar

4. Menghitung koefisien *Skewness* dengan rumus :

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

di mana :

- C_s = Koefisien *Skewness*

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

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

di mana :

- X_T = Curah hujan rencana periode ulang T tahun (mm)

G = Harga yang diperoleh berdasarkan nilai Cs yang didapat, seperti ditunjukkan pada Tabel 2.2

6. Menghitung koefisien Kurtosis (Ck) dengan rumus :

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

di mana :

Ck = Koefisien kurtosis

7. Menghitung koefisien Variasi (Cv) dengan rumus :

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

di mana :

Cv = Koefisien variasi S₁ = Deviasi standar

Tabel 2.2 Harga K Untuk Distribusi Log Pearson III (Soemarto, 1999)

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

Lanjutan Tabel 2.2

-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

2.4.3 Uji Keselarasan Distribusi

Uji kebenaran sebaran dilakukan untuk mengetahui jenis metode yang paling sesuai dengan data hujan. Uji metode dilakukan dengan uji keselarasan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih, dapat mewakili dari distribusi statistik sample data yang dianalisis (Soewarno,1995).

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.

1. Uji Keselarasan *Chi Square*

Prinsip pengujian dengan metode ini didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas, dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca di dalam kelas tersebut, atau dengan membandingkan nilai *chi square* (X^2) dengan nilai *chi square* kritis (X^2_{cr}). Uji keselarasan *chi square* menggunakan rumus (Soewarno,1995):

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

di mana :

$$X^2 = \text{Harga } \textit{chi square} \text{ terhitung}$$

- O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i
- E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i
- N = Jumlah data

Suatu distrisbusi dikatakan selaras jika nilai X^2 hitung $< X^2$ kritis. Nilai X^2 kritis dapat dilihat di Tabel 2.3. 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,1995) :

$$Dk = K-(P+1)..... (2.15)$$

di mana :

- Dk = Derajat kebebasan
- P = Nilai untuk distribusi Metode binomial, $P = 2$

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut :

- Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan dirtibusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu penambahan data.

Tabel 2.3 Nilai Kritis Untuk Distribusi *Chi-Square* (Soewarno, 1995)

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

Lanjutan Tabel 2.3

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

2.5 Intensitas Curah Hujan

a. Menurut Dr. Mononobe

Untuk menentukan Debit Banjir Rencana (*Design Flood*), perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan terutama bila digunakan metode rasional. 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 rumus empiris dari *Dr. Mononobe* (Soemarto, 1999) sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} * \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (2.16)$$

di mana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = Lamanya curah hujan (jam)
- R₂₄ = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

2.6 Hujan Berpeluang Maksimum (*Probable Maximum Precipitation, PMP*)

PMP didefinisikan sebagai tinggi terbesar hujan dengan durasi tertentu yang secara meteorologis dimungkinkan bagi suatu daerah pengaliran dalam suatu waktu dalam tahun, tanpa adanya kelonggaran yang dibuat untuk *trend* klimatologis jangka panjang.(*C.D Soemarto, 1995*). Ada 2 metode pendekatan yang dapat digunakan untuk memperkirakan besarnya PMP (Chay Asdak, 1995), yaitu :

a. Cara Maksimisasi dan Transposisi Kejadian Hujan

Teknik maksimisasi melibatkan prakiraan batas maksimum konsentrasi kelembaban di udara yang mengalir ke dalam atmosfer di atas suatu DAS. Pada batas maksimum tersebut, hembusan angin akan membawa serta udara lembab ke atmosfer di atas DAS yang bersangkutan dan batas maksimum fraksi dari aliran uap air yang akan menjadi hujan. Prakiraan besarnya PMP di daerah dengan tipe hujan orografik terbatas biasanya dilakukan dengan cara maksimisasi dan transposisi hujan yang sesungguhnya. Sementara di daerah dengan pengaruh hujan orografik kuat, kejadian hujan yang dihasilkan dari

simulasi model lebih banyak dimanfaatkan untuk prosedur maksimisasi untuk kejadian hujan jangka panjang yang meliputi wilayah luas. (Weisner, 1970)

b. Cara Analisis Statistika untuk kejadian hujan ekstrim

Hersfield mengajukan rumus yang didasarkan atas persamaan frekuensi umum, dikembangkan oleh *Chow* (1951) dalam *Ward* dan *Robinson* (1990). Rumus ini mengaitkan antara besarnya PMP untuk lama waktu hujan tertentu terhadap nilai tengah (X_n) dan standar deviasi (S_n).

$$PMP = X_n + K_m.S_n \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana :

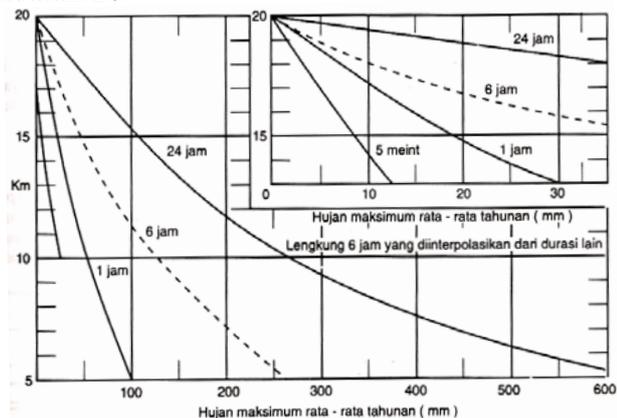
PMP = Probable Maximum Precipitation

K_m = faktor pengali terhadap standar deviasi

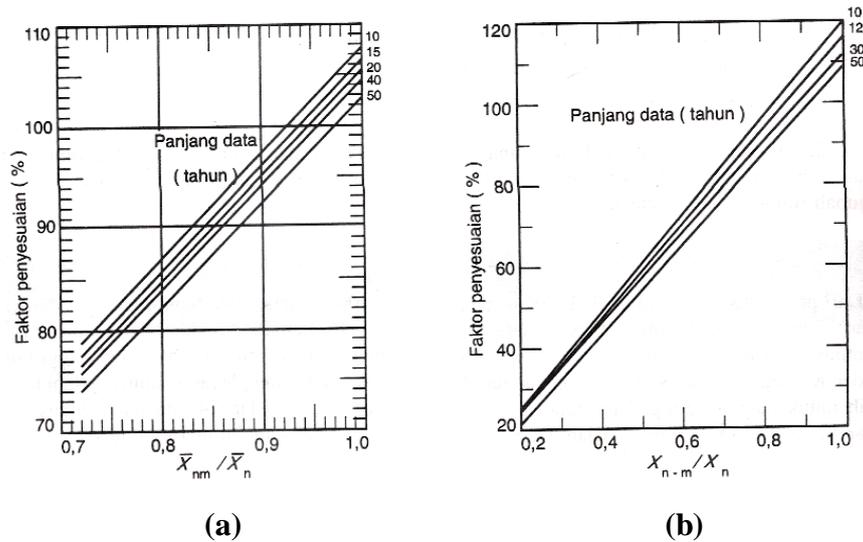
X_n = nilai tengah (mean) data hujan maksimum tahunan

S_n = standar deviasi data hujan maksimum tahunan

Dari pencatatan curah hujan di 2.600 pos penakar hujan (90% di antaranya dikumpulkan di Amerika Serikat) diperoleh nilai hitungan *K_m* yang terbesar yaitu 15. Semula diperkirakan bahwa *K_m* tidak tergantung pada besarnya hujan tetapi kemudian baru diketahui bahwa pengaruh besarnya tinggi hujan terhadap *K_m* sangat besar. Nilai 15 dianggap terlalu tinggi untuk daerah yang lebat hujannya tetapi terlalu rendah untuk daerah yang kering. Nilai *K_m* untuk durasi 5 menit, 1, 6, dan 24 jam dan hubungannya dengan keseragaman *X_n* dimuat dalam Gambar 2.2. yang terlihat bahwa nilai maksimumnya adalah 20.



Gambar 2.2. Hubungan nilai *K_m* dengan Hujan maksimum rata-rata tahunan (mm) (Ward dan Robinson ,1990).



Gambar 2.3 Penyesuaian X_n dan S_n untuk data maksimum yang diamati (Ward dan Robinson, 1990).

2.7 Banjir Berpeluang Maksimum (*Probable Maximum Flood, PMF*)

Besaran debit maksimum yang masih dipikirkan yang ditimbulkan oleh semua faktor meteorologis yang terburuk akibatnya debit yang diperoleh menjadi sangat besar dan berarti bangunan menjadi sangat mahal. Oleh sebab itu cara ini umumnya hanya untuk digunakan pada bagian bangunan yang sangat penting dan kegagalan fungsional ini dapat mengakibatkan hal-hal yang sangat membahayakan, misal pada bangunan pelimpah (*spillway*) pada sebuah embung. Apabila data debit tidak tersedia maka *probable Maximum Precipitation* (PMP) dapat didekati dengan memasukkan data tersebut kedalam model. Konsep ini muncul diawali oleh ketidakyakinkan analisis bahwa suatu rancangan yang didasarkan pada suatu analisis frekuensi akan betul-betul aman, meskipun hasil analisis frekuensi selama ini dianggap yang terbaik dibandingkan dengan besaran lain yang diturunkan dari model, akan tetapi keselamatan manusia ikut tersangkut, maka analisis tersebut dipandang belum mencukupi. Apapun alasannya keselamatan manusia harus diletakkan urutan ke atas. (Sri Harto, 1993)

2.8 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 (Sosrodarsono & Takeda, 1984) yaitu :

1. Metode *Der Weduwen*

Der Weduwen untuk luas DAS $\leq 100 \text{ km}^2$ dan $t = 1/6$ sampai 12 jam digunakan rumus (Loebis, 1987) :

$$Q_t = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots (2.18)$$

$$t = 0,25 \cdot L \cdot Q_t^{-0,125} \cdot I^{-0,25} \dots\dots\dots (2.19)$$

$$\beta = \frac{120 + ((t + 1)(t + 9))A}{120 + A} \dots\dots\dots (2.20)$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} \frac{67,65}{t + 1,45} \dots\dots\dots (2.21)$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7} \dots\dots\dots (2.22)$$

di mana :

- Q_t = Debit banjir rencana (m^3/dtk)
- R_n = Curah hujan maksimum (mm/hari)
- α = Koefisien pengaliran
- \mathcal{L} = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
- q_n = Debit persatuan luas ($\text{m}^3/\text{dtk} \cdot \text{km}^2$)
- t = Waktu konsentrasi (jam)
- A = Luas DAS sampai 100 km^2 (km^2)
- L = Panjang sungai (km)
- I = Gradien sungai atau medan

2. Metode *Haspers*

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode *Haspers* digunakan persamaan sebagai berikut (Loebis, 1987) :

$$Q_t = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots (2.23)$$

Koefisien Runoff (α)

$$\alpha = \frac{1 + 0.012 f^{0.7}}{1 + 0.75 f^{0.7}} \dots\dots\dots (2.24)$$

Koefisien Reduksi (β)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3.7 \times 10^{-0.4t}}{t^2 + 15} \times \frac{F^{3/4}}{12} \dots\dots\dots (2.25)$$

Waktu konsentrasi (t)

$$t = 0.1 L^{0.8} I^{0.3} \dots\dots\dots (2.26)$$

Intensitas Hujan

- Untuk $t < 2$ jam

$$R_t = \frac{tR_{24}}{t + 1 - 0.0008 * (260 - R_{24})(2 - t)^2} \dots\dots\dots (2.27)$$

- Untuk $2 \text{ jam} \leq t \leq 19$ jam

$$R_t = \frac{tR_{24}}{t + 1} \dots\dots\dots (2.28)$$

- Untuk $19 \text{ jam} \leq t \leq 30$ jam

$$R_t = 0.707 R_{24} \sqrt{t + 1} \dots\dots\dots (2.29)$$

dimana t dalam jam dan R_t, R_{24} (mm)

di mana :

- Q_t = Debit banjir rencana dengan periode T tahun (m^3/dtk)
- α = Koefisien pengaliran (tergantung daerah lokasi embung)
- β = Koefisien reduksi
- q_n = Debit per satuan luas ($m^3/dtk/km^2$)
- A = Luas DAS (km^2)
- R_t = Curah hujan maksimum untuk periode ulang T tahun (mm)
- T = Waktu konsentrasi (jam)
- I = Kemiringan sungai
- H = Perbedaan tinggi titik terjauh DAS terhadap titik yang ditinjau (km)

Debit per satuan luas (qn)

$$q_n = \frac{Rn}{3.6 * t} \dots\dots\dots (2.30)$$

t dalam jam

di mana :

Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari)

qn = Debit persatuan luas (m³/dtk.km²)

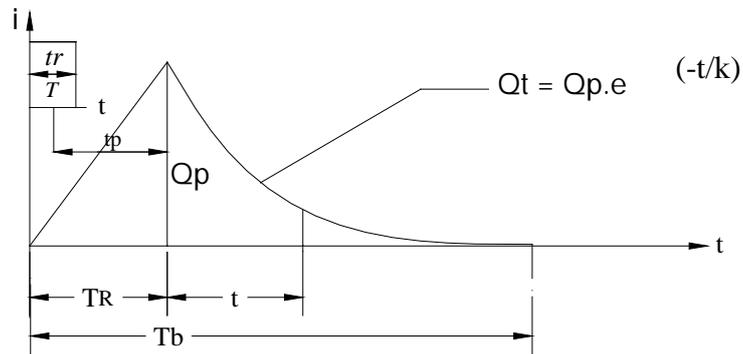
Adapun langkah-langkah dalam menghitung debit puncak adalah sebagai berikut (Loebis, 1987) :

- a. Menentukan besarnya curah hujan sehari (Rh rencana) untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- b. Menentukan koefisien *run off* untuk daerah aliran sungai.
- c. Menghitung luas daerah pengaliran, panjang sungai dan gradien sungai untuk daerah aliran sungai.
- d. Menghitung nilai waktu konsentrasi, koefisien reduksi, intensitas hujan, debit per satuan luas dan debit rencana.

3. Metode Analisis Hidrograf Satuan Sintetik Gamma 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 yang tidak ada stasiun hidrometernya (Soediby, 1993). 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 dan diilustrasikan pada Gambar 2.3.

$$Q_t = Q_p * e^{\left(\frac{-t}{k}\right)} \dots\dots\dots (2.31)$$



Gambar 2.4 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetik Gama I (Soedibyo, 1993)

di mana :

- Q_t = Debit yang diukur dalam jam ke- t sesudah debit puncak (m^3/dtk)
- Q_p = Debit puncak dalam (m^3/dtk)
- t = Waktu yang diukur dari saat terjadinya debit puncak (jam)
- k = Koefisien tampingan tiap jam

a. Waktu naik (T_R) dinyatakan dengan rumus (Soedibyo, 1993) :

$$T_R = 0,43 \left(\frac{L}{100.SF} \right)^3 + 1,0665.SIM + 1,2775 \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

di mana :

- 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.

b. Debit puncak (Q_P) dinyatakan dengan rumus (Soedibyo, 1993) :

$$Q_P = 0,1836.A^{0,5886} .T_R^{-0,4008} .JN^{0,5886} \dots\dots\dots (2.33)$$

di mana :

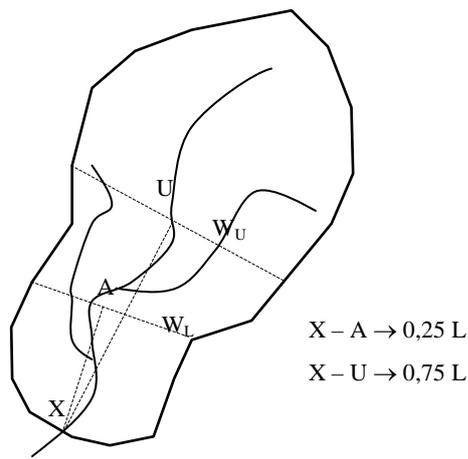
- Q_P = Debit puncak (m³/dtk)
- JN = Jumlah pertemuan sungai yaitu jumlah seluruh pertemuan sungai di dalam DAS
- T_R = Waktu naik (jam)
- A = Luas DAS (km²)

c. Waktu dasar (T_B) ditetapkan dengan rumus (Soedibyo, 1993) :

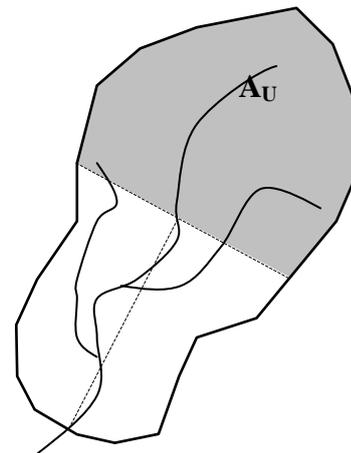
$$T_B = 27,4132.T_R^{0,1457} .S^{-0,0986} .SN^{0,7344} .RUA^{0,2574} \dots\dots\dots (2.34)$$

di mana :

- 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 pada Gambar 2.6.
- RUA = Luas DAS sebelah hulu (km²), 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 WF (Soedibyo, 1993)



Gambar 2.6 Sketsa Penetapan RUA (Soedibyo, 1993)

d. Φ indeks

Penetapan hujan untuk memperoleh *hidrograf* dilakukan dengan menggunakan indeks-infiltrasi. Φ index adalah menunjukkan laju kehilangan air hujan akibat *dipresion storage*, infiltrasi dan sebagainya. Untuk memperoleh indeks ini agak sulit, untuk itu dipergunakan pendekatan tertentu (Barnes, 1959). Perkiraan dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh parameter DAS yang secara hidrologi dapat diketahui pengaruhnya terhadap indeks infiltrasi (Soedibyo, 1999).

Persamaan pendekatannya adalah sebagai berikut :

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} (A/SN)^4 \dots\dots\dots (2.35)$$

e. Aliran dasar

Untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan berikut ini. Persamaan ini merupakan pendekatan untuk aliran dasar yang tetap, besarnya dapat dihitung dengan rumus (Soedibyo, 1993) :

$$QB = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \dots\dots\dots (2.36)$$

di mana :

- QB = Aliran dasar (m^3/dtk)
- A = Luas DAS (km^2)
- D = Kerapatan jaringan kuras (*drainage density*) /indeks kerapatan sungai yaitu perbandingan jumlah panjang sungai semua tingkat dibagi dengan luas DAS.
 $= \Sigma I/A$

Waktu konsentrasi atau lama hujan terpusat dirumuskan sebagai berikut

(Soedibyo, 1993) :

$$t = 0,1 \cdot L^{0,9} \cdot I^{-0,3} \dots\dots\dots (2.37)$$

di mana :

- t = Waktu konsentrasi / lama hujan terpusat (jam)
- L = Panjang sungai di ukur dari titik kontrol (km)
- I = Kemiringan sungai rata-rata
- 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 (km^2)
- 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 (km^2)
- 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 L_1/L
Faktor sumber yaitu nilai banding antara panjang sungai tingkat satu dan jumlah panjang sungai semua tingkat
- SN = Jml L_1/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 n_1-1 = Jumlah pertemuan anak sungai didalam DAS

f. Faktor tampungan (k) dirumuskan sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

$$k = 0,5617A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0897} \cdot D^{0,0452} \dots\dots\dots (2.38)$$

di mana :

k = Koefisien tampungan

2.9 Debit Andalan (Metode *F.J Mock*)

Debit andalan merupakan debit minimal yang sudah ditentukan yang dapat dipakai untuk memenuhi kebutuhan air (Soemarto,1999). Perhitungan ini digunakan untuk, masukan simulasi operasi bangunan daerah kritis dalam pemanfaatan air. Salah satu metode yang digunakan adalah Metode *Mock* yang dikembangkan khusus untuk perhitungan sungai-sungai di Indonesia. Dasar pendekatan metode ini, mempertimbangkan faktor curah hujan, *evapotranspirasi*, keseimbangan air di permukaan tanah dan kandungan air tanah.

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*.

Perhitungan debit andalan meliputi :

1. Data curah hujan

R_s = Curah hujan bulanan (mm)

n = Jumlah hari hujan.

2. *Evapotranspirasi*

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari *evapotranspirasi* potensial metode Penman (Soemarto, 1999).

$$dE / E_{t0} = (m / 20) x (18 - n) \dots\dots\dots (2.39)$$

$$dE = (m / 20) x (18 - n) x E_{t0}$$

$$E_{t1} = E_{t0} - dE \dots\dots\dots (2.40)$$

di mana :

$$dE = \text{Selisih } E_{t0} \text{ dan } E_{t1} \text{ (mm/hari)}$$

$$E_{t0} = \text{Evapotranspirasi potensial (mm/hari)}$$

$$E_{t1} = \text{Evapotranspirasi terbatas (mm/hari)}$$

$$m = \text{Prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi.}$$

$$= 10 - 40 \% \text{ untuk lahan yang tererosi}$$

$$= 30 - 50 \% \text{ untuk lahan pertanian yang diolah}$$

$$n = \text{Jumlah hari hujan}$$

3. **Keseimbangan air pada permukaan tanah**

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah, yaitu :

$$S = R_s - E_{t1} \dots\dots\dots (2.41)$$

$$SMC(n) = SMC (n-1) + IS (n) \dots\dots\dots (2.42)$$

$$WS = S - IS \dots\dots\dots (2.43)$$

di mana :

$$S = \text{Kandungan air tanah (mm)}$$

$$R_s = \text{Curah hujan bulanan (mm)}$$

$$E_{t1} = \text{Evapotranspirasi terbatas (mm/hari)}$$

$$IS = \text{Tampungan awal / soil storage (mm)}$$

$$IS (n) = \text{Tampungan awal / soil storage bulan ke-n (mm)}$$

$$SMC = \text{Kelembaban tanah/ soil storage moisture (mmHg)}$$

$$SMC (n) = \text{Kelembaban tanah bulan ke - n (mmHg)}$$

$$SMC (n-1) = \text{Kelembaban tanah bulan ke - (n-1) (mmHg)}$$

$$WS = \text{Water surplus / volume air berlebih (mm)}$$

1. Limpasan (*run off*) dan tampungan air tanah (*ground water storage*)

$$V_{(n)} = k.V_{(n-1)} + 0,5.(1+k). I_{(n)} \dots\dots\dots (2.44)$$

$$dV_n = V_{(n)} - V_{(n-1)} \dots\dots\dots (2.45)$$

di mana :

$V_{(n)}$ = Volume air tanah bulan ke-n (mm)

$V_{(n-1)}$ = Volume air tanah bulan ke-(n-1) (mm)

k = Faktor resesi aliran air tanah

I = Koefisien *infiltrasi*

Harga k yang tinggi akan memberikan resesi yang lambat seperti pada kondisi geologi lapisan bawah yang sangat lulus air. Koefisien *infiltrasi* ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran. Lahan yang porous mempunyai *infiltrasi* lebih tinggi dibanding tanah lempung berat. Lahan yang terjal menyebabkan air tidak sempat ber*infiltrasi* ke dalam tanah sehingga koefisien *infiltrasi* akan kecil.

2. Aliran sungai

Aliran dasar = *Infiltrasi* – perubahan volume air dalam tanah

$$B(n) = I - dV(n) \dots\dots\dots (2.46)$$

Aliran permukaan = Volume air lebih – *infiltrasi*

$$D(ro) = WS - I \dots\dots\dots (2.47)$$

Aliran sungai = Aliran permukaan + aliran dasar

$$Run\ off = D(ro) + B(n) \dots\dots\dots (2.48)$$

$$Debit = \frac{aliran\ sungai \times luas\ DAS}{satu\ bulan(dtk)} \dots\dots\dots (2.49)$$

2.10 Analisis Kebutuhan Air

2.10.1 Standar Kebutuhan Air Baku

Menurut Ditjen Cipta Karya Tahun 2000 standar kebutuhan air baku ada 2 (dua) macam yaitu :

a. Standar kebutuhan air domestik

Standar kebutuhan air domestik yaitu kebutuhan air yang digunakan pada tempat-tempat hunian pribadi untuk memenuhi keperluan sehari-hari seperti ; memasak, minum, mencuci dan keperluan rumah tangga lainnya. Satuan yang dipakai adalah liter/orang/hari. Kebutuhan air suatu daerah berdasar jumlah penduduk dapat dilihat pada Tabel 2.4.

b. Standar kebutuhan air non domestik

Standar kebutuhan air non domestik adalah kebutuhan air bersih diluar keperluan rumah tangga . Kebutuhan air non domestik antara lain :

- ◆ Penggunaan komersil dan industri
Yaitu penggunaan air oleh badan-badan komersil dan industri.
- ◆ Penggunaan umum
Yaitu penggunaan air untuk bangunan-bangunan pemerintah, rumah sakit, sekolah-sekolah dan tempat-tempat ibadah.

Kebutuhan air non domestik untuk kota dapat dibagi dalam beberapa kategori antara lain (Ditjen Cipta Karya, 2000) :

- Kota kategori I (Metro)
- Kota kategori II (Kota besar)
- Kota kategori III (Kota sedang)
- Kota kategori IV (Kota kecil)
- Kota kategori V (Desa)

Tabel 2.4 Kategori Kebutuhan Air (Ditjen Cipta Karya, 2000)

No	URAIAN	KATEGORI KOTA BERDASARKAN JUMLAH JIWA				
		>1.000.000	500.000 S/D 1.000.000	100.000 S/D 500.000	20.000 S/D 100.000	<20.000
		METRO	BESAR	SEDANG	KECIL	DESA
1	Konsumsi unit sambungan rumah (SR) l/o/h	190	170	130	100	80
2	Konsumsi unit hidran umum (HU) l/o/h	30	30	30	30	30
3	Konsumsi unit non domestik l/o/h (%)	20-30	20-30	20-30	20-30	20-30
4	Kehilangan air (%)	20-30	20-30	20-30	20-30	20-30
5	Faktor hari maksimum	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
6	Faktor jam puncak	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
7	Jumlah per SR	5	5	5	5	5
8	Jumlah jiwa per HU	100	100	100	100	100
9	Sisa tekan di penyediaan distribusi (mka)	10	10	10	10	10
10	Jam operasi	24	24	24	24	24
11	Volume reservoir (%max day demand)	20	20	20	20	20
12	SR:HR	50:50 S/D 80:20	50:50 S/D 80:20	80:20	70:30	70:30
13	Cakupan pelayanan(%)	*)90	90	90	90	**)70

*) 60 % perpipaan, 30 % non perpipaan

**) 25 % perpipaan, 45 % non perpipaan

Kebutuhan air bersih non domestik untuk kategori I sampai dengan V dan beberapa sektor lain adalah sebagai berikut:

Tabel 2.5 Kebutuhan air non domestik kota kategori I,II,II dan IV

No	SEKTOR	NILAI	SATUAN
1	Sekolah	10	Liter/murid/hari
2	Rumah sakit	200	Liter/bed/hari
3	Puskesmas	2.000	Liter/hari
4	Masjid	3.000	Liter/hari
5	Kantor	10	Liter/pegawai/hari
6	Pasar	12.000	Liter/hektar/hari
7	Hotel	150	Liter/bed/hari
8	Rumah makan	100	Liter/tempat duduk/hari
9	Kompleks militer	60	Liter/orang/hari
10	Kawasan industri	0,2-0,8	Liter/detik/hari
11	Kawasan pariwisata	0,1-0,3	Liter/detik/hari

Tabel 2.6 Kebutuhan air bersih kategori V

No	SEKTOR	NILAI	SATUAN
1	Sekolah	5	Liter/murid/hari
2	Rumah sakit	200	Liter/bed/hari
3	Puskesmas	1.200	Liter/hari
4	Hotel/losmen	90	Liter/hari
5	Komersial/industri	10	Liter/hari

Tabel 2.7 Kebutuhan air bersih domestik kategori lain

No	SEKTOR	NILAI	SATUAN
1	Lapangan terbang	10	Liter/det
2	Pelabuhan	50	Liter/det
3	Stasiun KA-Terminal bus	1.200	Liter/det
4	Kawasan industri	0,75	Liter/det/Ha

2.10.1.1 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 / tergantung dari proyeksi yang dikehendaki menurut (Soemarto, 1999). Adapun yang berkaitan dengan proyeksi kebutuhan tersebut adalah :

a. Angka pertumbuhan penduduk

Angka pertumbuhan penduduk dihitung dengan prosentase memakai rumus:

$$\text{Angka Pertumbuhan (\%)} = \frac{\sum \text{Penduduk}_n - \sum \text{Penduduk}_{n-1}}{\sum \text{Penduduk}_{n-1}} \times (100\%) \dots (2.50)$$

b. Proyeksi jumlah penduduk

Dari angka pertumbuhan penduduk diatas 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 yaitu:

1. **Metode Geometrical Increase** (Soemarto, 1999)

$$P_n = P_o + (1 + r)^n \dots\dots\dots (2.51)$$

di mana :

- P_n = Jumlah penduduk pada tahun ke-n (jiwa)
- P_o = Jumlah penduduk pada awal tahun (jiwa)
- r = Prosentase pertumbuhan geometrical penduduk tiap tahun (%)
- n = Periode waktu yang ditinjau (tahun)

2. **Metode Arithmetical Increase** (Soemarto,1999)

$$P_n = P_o + n.r \dots\dots\dots (2.52)$$

$$R = \frac{P_o - P_t}{t} \dots\dots\dots (2.53)$$

Dimana :

- P_n = Jumlah penduduk pada tahun ke-n
- P_o = jumlah penduduk pada awal tahun
- r = angka pertumbuhan penduduk tiap tahun
- n = Periode waktu yang ditinjau
- t = Banyak tahun sebelum tahun analisis
- P_t = Jumlah penduduk pada tahun ke-t

2.11 Neraca Air

Perhitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air baku atau tidak. Perhitungan neraca air ini pada akhirnya akan menghasilkan kesimpulan mengenai ketersediaan air sebagai air baku yang nantinya akan diolah. Ada tiga unsur pokok dalam perhitungan neraca air yaitu:

- Kebutuhan Air
- Ketersediaan Air
- Neraca Air

2.12 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Penelusuran banjir dimaksudkan untuk mengetahui karakteristik *hidrograf outflow*/keluaran, yang sangat diperlukan dalam pengendalian banjir. Perubahan *hidrograf* banjir antara *inflow* (I) dan *outflow* (O) karena adanya faktor tampungan atau adanya penampang sungai yang tidak seragam atau akibat adanya meander sungai. Jadi penelusuran banjir ada dua, untuk mengetahui perubahan *inflow* dan *outflow* pada embung dan *inflow* pada satu titik dengan suatu titik di tempat lain pada sungai (Soemarto, 1999).

Perubahan *inflow* dan *outflow* akibat adanya tampungan. Maka pada suatu embung akan terdapat *inflow* banjir (I) akibat adanya banjir dan *outflow* (O) apabila muka air embung naik, di atas *spillway* (terdapat limpasan) (Soemarto, 1999).

$I > O$ tampungan embung naik elevasi muka air embung naik.

$I < O$ tampungan embung turun elevasi muka air embung turun.

Pada penelusuran banjir berlaku persamaan kontinuitas.

$$I - O = \Delta S \quad \dots\dots\dots (2.54)$$

di mana

$$\Delta S = \text{Perubahan tampungan air di embung}$$

Persamaan kontinuitas pada periode $\Delta t = t_1 - t_2$ adalah :

$$\left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right] * \Delta t - \left[\frac{O_1 + O_2}{2} \right] * \Delta t = S_2 - S_1 \quad \dots\dots\dots (2.55)$$

Digunakan pelimpah (*spillway*) ambang lebar dengan elevasi dan volume sebagai berikut (Kodoatie dan Sugianto, 2000) :

$$Q = \frac{2}{3} \times Cd \times B \times \sqrt{2g} \times H^{\frac{3}{2}} \quad \dots\dots\dots (2.56)$$

di mana :

$$Q = \text{Debit yang melewati } spillway \text{ (m}^3\text{/dtk.)}$$

$$B = \text{Lebar efektif } spillway \text{ (m)}$$

$$Cd = \text{Koefisien debit limpasan}$$

H = Perbedaan muka air antara hulu dan hilir (m).

Misalnya penelusuran banjir pada embung, maka langkah yang diperlukan adalah:

- 1) Menentukan *hidrograf inflow* sesuai skala perencanaan.
- 2) Menyiapkan data hubungan antara volume dan area embung dengan elevasi embung.
- 3) Menentukan atau menghitung debit limpasan *spillway* embung pada setiap ketinggian air diatas *spillway* dan dibuat dalam grafik.
- 4) Ditentukan kondisi awal embung (muka air embung) pada saat dimulai *routing*. Hal ini diperhitungkan terhadap kondisi yang paling bahaya dalam rangka pengendalian banjir.
- 5) Menentukan periode waktu peninjauan t_1, t_2, \dots , dst, semakin periode waktu (t_2-t_1) semakin kecil adalah baik.
- 6) Selanjutnya perhitungan dilakukan dengan tabel, seperti contoh di bawah (dengan cara analisis langkah demi langkah). Lihat Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Contoh Tabel Flood Routing Dengan Step By Step Methode (Sumber : Kodoatie & Sugiyanto, 2000)

Waktu	t	Inflow	Inflow rerata (Ir)	Ir * t	Elv. Asumsi	Outflow	Outflow rerata (Or)	Or * t	Storage	Storage Komulatif	Elv. M A Waduk
1		2			80	0				1000	80
	3600		3	10800			1	3600	3600		
2		4			81,5	2				1003,6	81
dst											

2.13 Volume Tampungan Embung

Kapasitas tampung yang diperlukan untuk sebuah adalah :

$$V_n = V_u + V_e + V_i + V_s \dots \dots \dots (2.57)$$

di mana :

V_n = Volume tampungan embung total (m^3)

V_u = Volume tampungan untuk melayani kebutuhan (m^3)

V_e = Volume penguapan dari kolam embung (m^3)

V_i = Volume resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh embung (m^3)

V_s = Volume yang disediakan untuk sedimen (m^3)

2.13.1 Volume Tampungan Untuk Melayani Kebutuhan (V_u)

Penentuan volume tampungan embung dapat digambarkan pada *mass curve* kapasitas tampungan. Volume tampungan merupakan selisih maksimum yang terjadi antara komulatif kebutuhan terhadap komulatif *inflow*.

2.13.2 Volume Kehilangan Air Oleh Penguapan (V_e)

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

$$V_e = E_a \times S \times A_g \times d \dots \dots \dots (2.58)$$

di mana :

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 embung pada setengah tinggi tubuh embung (m^2)

d = Jumlah hari dalam satu bulan

Untuk memperoleh nilai evaporasi dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$E_a = 0,35(ea - ed) (1 - 0,01V) \dots \dots \dots (2.59)$$

di mana :

ea = Tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

ed = Tekanan uap sebenarnya (mm/Hg)

V = Kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah (m/dtk)

2.13.3 Volume Resapan Embung (V_i)

Besarnya volume kehilangan air akibat resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh embung tergantung dari sifat lulu 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 embung, sebagai berikut :

$$V_i = K.V_u \dots\dots\dots (2.60)$$

di mana :

V_i = Jumlah resapan tahunan (m^3)

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

K = Faktor yang nilainya tergantung dari sifat lulus air material dasar dan dinding kolam embung.

($K = 10\%$, bila dasar dan dinding kolam embung praktis rapat air)

($K = 25\%$, bila dasar dan dinding kolam embung bersifat semi lulus air).

2.13.4 Volume Yang Disediakan Untuk Sedimen (V_s)

Dalam perhitungan angkutan sedimen ini bertujuan untuk mendapatkan debit total sedimen pada waduk. Volume sedimen yang ditampung di dalam waduk dihitung berdasarkan pada besarnya laju sedimentasi tahunan, dimana volume sedimen dihitung berdasarkan pada besarnya debit sedimen dikalikan dengan umur rencana waduk tersebut. Perhitungan sedimen menggunakan Tabel 2.9 dan Tabel 2.10.

Tabel 2.9 Tabel untuk Memperoleh Angka Satuan Sedimen di Daerah Aliran Sungai (Sosrodarsono dan Takeda,1977)

Topografi	Geografi	Daerah Aliran Sungai				
		2	5	10	30	50
Stadium Permulaan Pembentukan	Zone A		100 - 300	300 - 800	800 - 1200	
	Zone B		100 - 200	200 - 500	500 - 1000	
	Zone C		100 - 150	150 - 400	400 - 800	
Stadium Akhir Pembentukan	Zone A		100 - 200	200 - 500	500 - 1000	
	Zone B		100 - 150	150 - 400	400 - 1000	
	Zone C		50 - 100	100 - 350	300 - 500	
Stadium Pertengahan	Zone B		50 - 100	100 - 350	300 - 500	
	Zone C	< 50	50 - 100	100 - 200		
Merupakan dataran Yang stabil	Zone B	< 50	50 - 100	100 - 200		
	Zone C		< 50	50 - 100	100 - 200	

Karakteristik terpenting yang sangat mempengaruhi tingkat sedimentasi adalah karakteristik topografi dan geologi yang dirumuskan sebagai berikut :

- a. Untuk karakteristik topografi dirumuskan dan dibedakan seperti yang tertera pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Karakteristik Topografi Daerah Aliran Sungai (Sosrodarsono dan Takeda, 1977)

Karakteristik Topografi	Peningkatan Gejala Erosi Dalam Alur Sungai	Kemiringan Dasar Sungai	Perbedaan elevasi Dan permukaan laut	Lain-lain
Stadium Permulaan Pembentukan	Intensitas erosinya terbesar dengan proses penggerusan sungainya	1/100-1/500	> 500 m	Kemiringan tebing sungai sekitar 30°
Stadium akhir pembentukan	Intensitas erosinya besar dengan proses penggerusan dasar sungainya	1/500-1/700	± 400 m	
Stadium pertengahan	Intensitas erosinya kecil, kecuali dalam keadaan banjir	± 1/800	± 300 m	
Merupakan dataran yang stabil	Intensitas erosinya kecil, walaupun dalam keadaan banjir	± 1/1000	± 100 m	

- b. Karakteristik geologi, dirumuskan dan dibedakan sebagai berikut :

- Zone A

Daerah aliran sungai yang lebih dari 1/3 bagian terdiri atas daerah gunung berapi, daerah longsor dan terutama daerah yang terbentuk dari batuan yang berasal dari gunung berapi (*zone of volcanic origin*).

- Zone B

Daerah aliran sungai yang antara 1/3 sampai dengan 1/5 bagian terdiri atas batuan seperti tersebut di atas.

- Zone C

Daerah aliran sungai yang tidak termasuk dalam kategori kedua zone tersebut.

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.

$$\text{Volume akibat sedimen} = Q \text{ sedimen} * \text{Umur rencana} \dots \dots \dots (2.61)$$

2.14 Embung

2.14.1 Pemilihan Lokasi Embung

Embung adalah waduk kecil yang luasnya jauh lebih kecil dibandingkan dengan waduk (Kodoatie dan Sjarief, 2005). 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 (Soediby, 1993).

Untuk menentukan lokasi dan denah embung harus memperhatikan beberapa faktor (Soediby,1993) yaitu :

1. Tempat embung merupakan cekungan yang cukup untuk menampung air, terutama pada lokasi yang keadaan geotekniknya tidak lulus 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 embung terletak di dekat jalan, sehingga jalan masuk (*access road*) tidak begitu panjang dan lebih mudah ditempuh.

Sedangkan faktor yang menentukan didalam pemilihan tipe embung adalah (Soediby, 1993) :

1. Tujuan pembangunan proyek
2. Keadaan klimatologi setempat
3. Keadaan hidrologi setempat
4. Keadaan di daerah genangan
5. Keadaan geologi setempat
6. Tersedianya bahan bangunan
7. Hubungan dengan bangunan pelengkap
8. Keperluan untuk pengoperasian embung
9. Keadaan lingkungan setempat

10. Biaya proyek

2.14.2 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 3 (tiga) persyaratan penting yaitu (Sosrodarsono dan Takeda, 1989):

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 dan sembulan 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 3 jenis yaitu (Sosrodarsono dan Takeda, 1989):

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

a. Daya dukung tanah (*bearing capacity*)

Adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadinya keruntuhan geser.

b. 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 yaitu kohesi (C) dan sudut geser dalam (ϕ).
2. Berat isi tanah (γ).
3. Kedalaman pondasi dari permukaan tanah (D).
4. Lebar dasar pondasi (B).

Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan, dan dapat dirumuskan sebagai berikut (Ralp B. Peck, 1995) :

$$qa = \frac{q_{ult}}{FK} \dots\dots\dots (2.62)$$

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal pada kondisi umum :

1. Pondasi menerus

$$q_{ult} = c * N_c + \gamma * D * N_q + \left(\frac{B}{2}\right) * \gamma * N_\gamma \dots\dots\dots (2.63)$$

2. Pondasi persegi

$$q_{ult} = c * N_c \left(1 + 0.3 * \left(\frac{B}{2}\right)\right) + \gamma * D * N_q + B * 0.4 \gamma * N_\gamma \dots\dots\dots (2.64)$$

di mana :

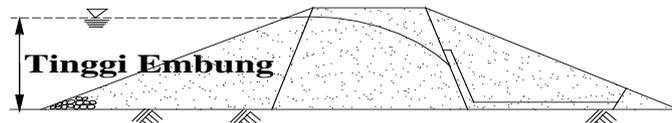
- qa = Kapasitas daya dukung ijin (ton/m^3)
- q_{ult} = Kapasitas daya dukung maksimum (ton/m^3)
- FK = Faktor keamanan (*safety factor*)
- N_c, N_q, N_γ = Faktor kapasitas daya dukung Terzaghi
- c = Kohesi tanah (ton/m^2)
- γ = Berat isi tanah (ton/m^3)
- B = Dimensi untuk pondasi menerus dan persegi (m)
- D = Kedalaman pondasi (m)

2.14.3 Perencanaan 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

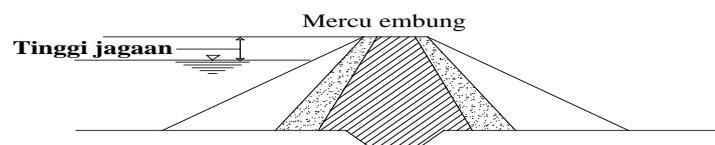
kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu embung dengan permukaan pondasi alas embung tersebut (Sosrodarsono dan Takeda, 1989). Untuk lebih jelasnya mengenai tinggi embung dapat dilihat pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 Tinggi Embung (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

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 (Sosrodarsono, 1989). Untuk lebih jelasnya tentang tinggi jagaan suatu embung dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Tinggi Jagaan Pada Mercu Embung (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

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

- a. Debit banjir yang masuk waduk.
- b. Gelombang akibat angin.
- c. Pengaruh pelongsoran tebing-tebing di sekeliling embung.
- d. Gempa.
- e. Penurunan tubuh bendungan.
- f. 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 jagaan dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono dan Takeda, 1989).

Kriteria I :

$$H_f \geq \Delta h + \left(h_w \text{ atau } \frac{h_e}{2} \right) + h_a + h_i \quad \dots\dots\dots (2.65)$$

Kriteria II :

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i \quad \dots\dots\dots (2.66)$$

di mana :

H_f = Tinggi jagaan (m)

h_w = Tinggi ombak akibat tiupan angin (m)

h_e = Tinggi ombak akibat gempa (m)

h_a = Tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air embung akibat terjadi kemacetan pada pintu bangunan pelimpah (m)

h_i = Tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat urgensi embung (m)

Δh = Tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air embung akibat timbulnya banjir abnormal (m)

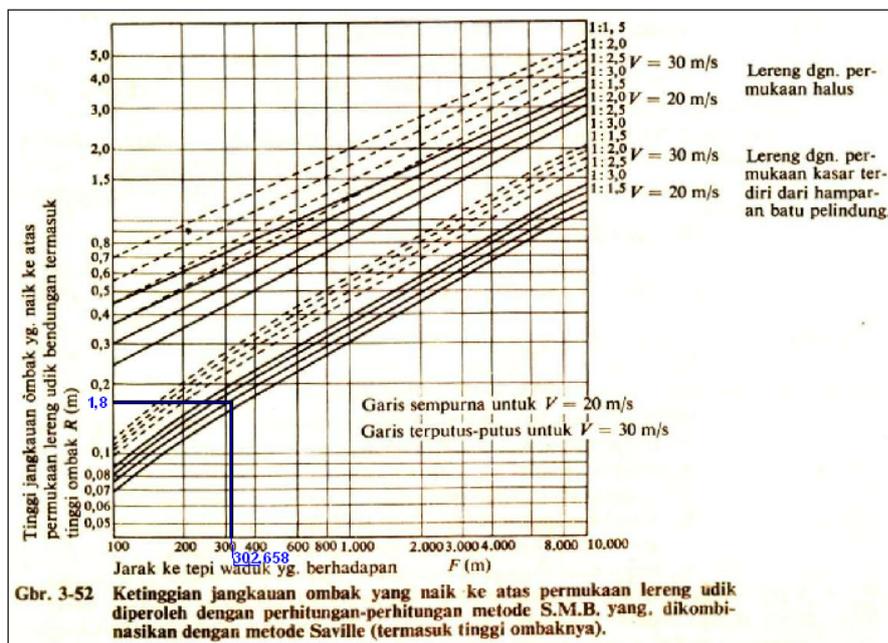
Tinggi kenaikan permukaan air yang disebabkan oleh banjir abnormal (Δh) dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono dan Takeda, 1989):

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\alpha \times Q_0}{Q} \cdot \frac{h}{1 + \frac{A \times h}{Q \times T}} \quad \dots\dots\dots (2.67)$$

di mana :

- Q_0 = Debit banjir rencana ($m^3/detik$)
- Q = Kapasitas rencana bangunan pelimpah untuk banjir ($m^3/detik$)
- α = 0,2 untuk bangunan pelimpah terbuka
- α = 1,0 untuk bangunan pelimpah tertutup
- H = Kedalaman pelimpah rencana (m)
- A = Luas permukaan air embung pada elevasi banjir rencana (km^2)
- T = Durasi terjadinya banjir abnormal (1 s/d 3 jam)

Tinggi jangkauan ombak yang naik ke atas permukaan lereng hulu bendungan yang disebabkan oleh angin (h_w) dapat diperoleh dengan metode SMB yang didasarkan pada panjangnya lintasan ombak, kecepatan angin di atas waduk, juga kemiringan dan kekasaran permukaan lereng hulu tersebut (Sosrodarsono, 1989).



Gambar 2.9 Grafik perhitungan metode SMB (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (h_e) dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono dan Takeda, 1989):

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot h_0} \dots\dots\dots (2.68)$$

di mana :

- e = Intensitas seismis horizontal
 τ = Siklus seismis
 h_0 = Kedalaman air di dalam embung (m)

Tabel 2.11 Koefisien gempa (DHV consultant 1991)

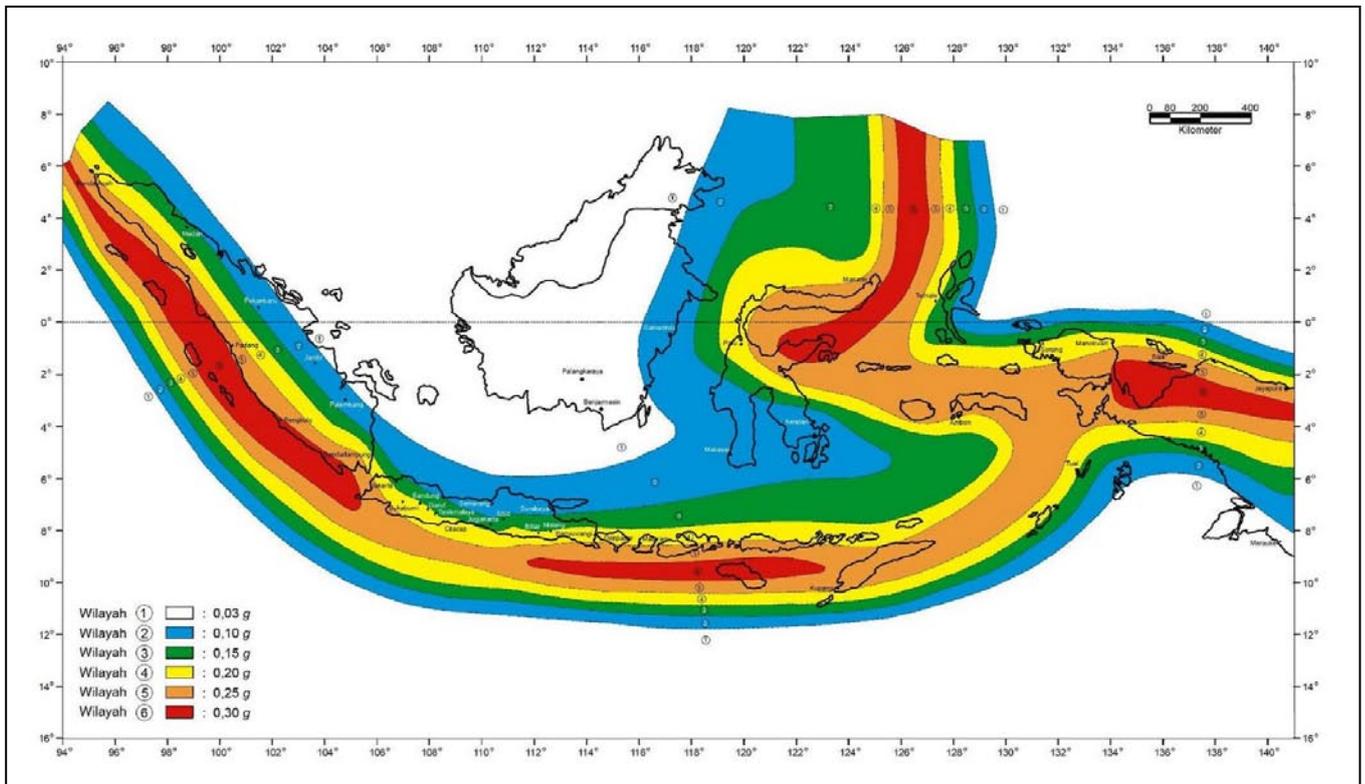
Zone	Koefisien (z)	Keterangan
1	0,03	Rembang
2	0,10	
3	0,15	
4	0,20	
5	0,25	
6	0,30	

Tabel 2.13 Percepatan dasar gempa (DHV consultant 1991)

Periode Ulang (tahun)	Percepatan dasar gempa (A_c) (cm/datik ²)
10	98,42
20	119,62
50	151,72
100	181,21
200	215,81
500	271,35
1000	322,35
5000	482,8
10000	564,54

Tabel 2.14 Faktor koreksi (DHV consultant 1991)

Tipe batuan	Faktor (V)
<i>Rock Foundation</i>	0.9
<i>Diluvium</i>	1.0
<i>Aluvium</i>	1.1
<i>Soft Aluvium</i>	1.2



Gambar 2.10 Pembagian zone gempa di Indonesia (materi kuliah mekanika getaran dan gempa,2004)

Ketidaknormalan operasi pintu-pintu dapat terjadi oleh berbagai sebab, antara lain keterlambatan pembukaan, kemacetan atau bahkan kerusakan mekanisme pintu tersebut yang dapat mengakibatkan kenaikan permukaan air embung (h_a). Biasanya sebagai standar diambil $h_a = 0,5$ m (Sosrodarsono, 1989).

Angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tipe embung (h_i) Karena limpasan melalui mercu embung urugan sangat berbahaya maka untuk embung tipe ini angka tambahan tinggi jagaan (h_i) ditentukan sebesar 1,0 m. Apabila didasarkan pada tinggi embung yang direncanakan, maka standar tinggi jagaan embung urugan adalah seperti ditunjukkan pada Tabel 2.11.

Tabel 2.15 Tinggi Jagaan Embung Urugan (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

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

3. Lebar mercu embung

Lebar mercu embung yang memadai diperlukan agar puncak embung dapat tahan terhadap hempasan ombak dan dapat tahan terhadap aliran filtrasi yang melalui puncak tubuh embung. Di samping itu, pada penentuan lebar mercu

perlu diperhatikan kegunaannya sebagai jalan inspeksi dan pemeliharaan embung. Penentuan lebar mercu dirumuskan sebagai berikut (Sosrodarsono,1989) :

$$b = 3,6 H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (2.69)$$

di mana :

b = Lebar mercu (m)

H = Tinggi embung (m)

4. Panjang embung

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 (Sosrodarsono,1989).

5. Volume embung

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh embung termasuk semua bangunan pelengkapanya dianggap sebagai volume embung (Sosrodarsono,1989).

6. 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. Berm lawan dan drainase prisma biasanya dimasukkan dalam perhitungan penentuan kemiringan lereng, akan tetapi alas kedap air biasanya diabaikan (Sosrodarsono, 1989). Kemiringan lereng urugan harus ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsor. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan yang dipakai seperti ditunjukkan pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Kemiringan Lereng Urugan (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

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			
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

7. Perhitungan hubungan elevasi terhadap volume embung

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 1:1.000 dan beda tinggi kontur 1m. Cari luas permukaan waduk yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan menggunakan rumus pendekatan volume (Dirjen Pengairan, 1986).

$$V_x = \frac{1}{3} * Z * (F_y + F_x + \sqrt{F_y * F_x}) \dots\dots\dots (2.70)$$

di mana :

- V_x = Volume pada kontur X (m³)
- Z = Beda tinggi antar kontur (m)
- F_y = Luas pada kontur Y (m²)
- F_x = Luas pada kontur X (m²)

8. Penimbunan ekstra

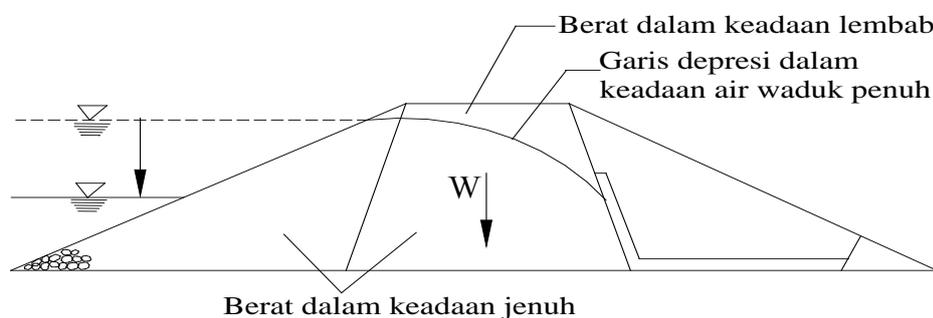
Sehubungan dengan terjadinya gejala konsolidasi tubuh embung, yang prosesnya berjalan lama sesudah pembangunan embung tersebut diadakan penimbunan ekstra melebihi tinggi dan volume rencana dengan perhitungan agar sesudah proses konsolidasi berakhir maka penurunan tinggi dan penyusutan volume akan mendekati tinggi dan volume rencana embung (Sosrodarsono dan Takeda, 1989).

2.14.4 Gaya -Gaya Yang Bekerja Pada Embung Urugan

1. Berat tubuh embung sendiri

Berat tubuh embung dihitung dalam beberapa kondisi yang tidak menguntungkan yaitu (Sosrodarsono, 1989) :

- Pada kondisi lembab segera setelah tubuh pondasi selesai dibangun.
- Pada kondisi sesudah permukaan waduk mencapai elevasi penuh, di mana bagian embung yang terletak di sebelah atas garis depresi dalam keadaan jenuh.
- Pada kondisi di mana 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.

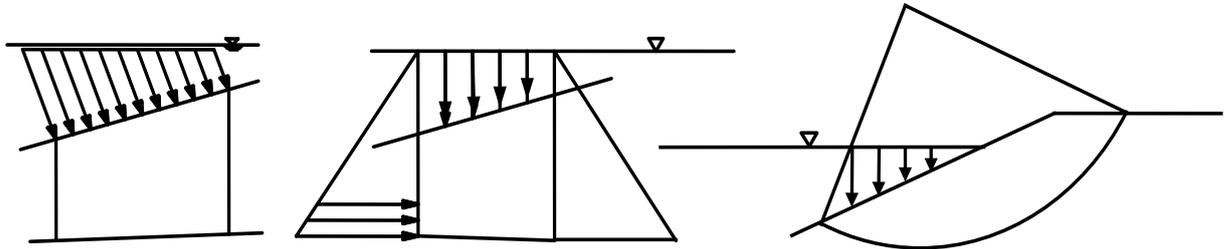


Gambar 2.11 Berat Bahan Yang Terletak Di Bawah Garis Depresi (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

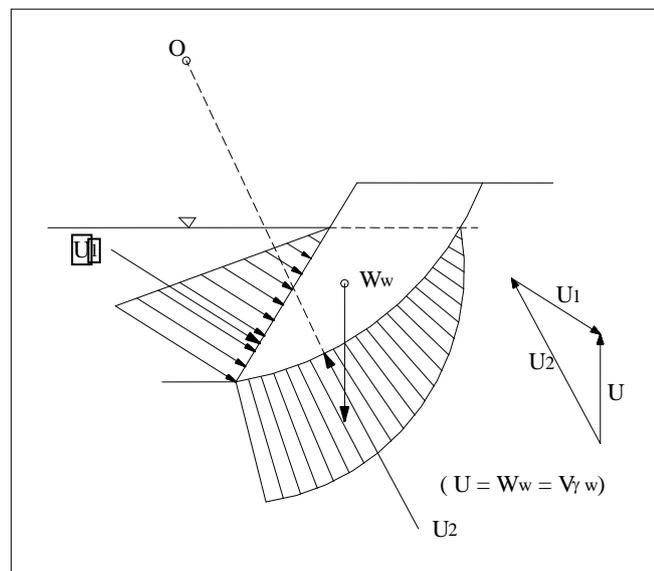
2. Tekanan hidrostatik

Pada perhitungan stabilitas embung dengan metode irisan (*slice methode*) biasanya beban hidrostatik yang bekerja pada lereng sebelah hulu embung dapat digambarkan dalam tiga cara pembebanan (lihat pada Gambar

2.12). Pemilihan cara pembebanan yang cocok untuk suatu perhitungan, harus disesuaikan dengan semua pola gaya – gaya yang bekerja pada embung, yang akan diikuti sertakan dalam perhitungan (Sosrodarsono dan Takeda, 1989).



Gambar 2.12 Gaya Tekanan Hidrostatik Pada Bidang Luncur (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)



Gambar 2.13 Skema Pembebanan Yang Disebabkan oleh Tekanan Hidrostatik Yang Bekerja Pada Bidang Luncur (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

Pada kondisi di mana garis depresi tampaknya menggerakkan garis yang horisontal, maka dalam perhitungan biasanya langsung dapat dianggap horisontal dan berat bagian tubuh embung yang terletak di bawah garis depresi tersebut diperhitungkan sebagai berat bahan yang terletak dalam air. Akan tetapi perhitungan dalam kondisi kegempaan, biasanya berat bagian ini dianggap dalam kondisi jenuh.

3. Tekanan air pori

Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori di embung terhadap lingkaran bidang luncur. Kondisi paling tidak menguntungkan dari gaya-gaya tersebut yang perlu diikut sertakan dalam perhitungan stabilitas tubuh embung adalah (Sosrodarsono, 1989) :

- a. Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi tubuh embung baru dibangun
- b. Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi waduk telah terisi penuh dan permukaan air sedang menurun secara berangsur-angsur.
- c. 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, akan tetapi berhubung banyaknya faktor-faktor yang berpengaruh pada bebabn seismis tersebut, maka sangatlah sukar memperoleh kapasitas beban seismis secara tepat pada saat timbulnya gempa bumi. Faktor-faktor terpenting yang menentukan besarnya beban seismis pada embung urugan adalah (Sosrodarsono, 1989):

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

2.14.5 Stabilitas Lereng Embung Terhadap Longsor

Jebolnya suatu embung urugan biasanya dimulai dengan terjadinya suatu gejala longsor baik pada lereng hulu, maupun lereng hilir embung tersebut, yang disebabkan kurang memadainya stabilitas kedua lereng tersebut. Karenanya dalam pembangunan suatu embung urugan, stabilitas lereng-lerengnya merupakan kunci dari stabilitas tubuh embung secara keseluruhan. Biasanya konstruksi tubuh

embung urugan direncanakan pada tingkat stabilitas pada faktor keamanan 1,2 atau lebih, sebagai syarat untuk dapat diijinkan penggunaannya.

Beberapa kondisi yang dianggap paling tidak menguntungkan pada sebuah embung urugan adalah ;

1. Waduk dalam keadaan penuh dan aliran air filtrasi dalam tubuh embung bersifat laminar.
2. Dalam tubuh embung masih terdapat tekanan air pori yang timbul pada saat segera sesudah embung selesai dibangun.
3. Waduk dalam keadaan terisi setengah dan aliran air filtrasi dalam tubuh embung bersifat laminar.
4. Dalam keadaan permukaan air dalam embung berfluktuasi dengan intensitas yang besar, tetapi dengan periode yang pendek, begitu pula terjadi pada saat penurunan mendadak pada permukaan air waduk.
5. Pada waduk yang relatif kecil biasanya terjadi kenaikan permukaan waduk yang melebihi elevasi permukaan penuhnya.
6. Walaupun elevasi permukaan direncanakan dalam keadaan konstan.
7. Pada embung urugan dengan zone-zone kedap air yang relatif tebal, sisa tekanan air porinya yang timbul pada saat dilaksanakannya penimbunan terkombinir dengan tekanan hidrostatis dari air dalam waduk yang pengisiannya dilakukan dengan cepat.
8. Pada embung urugan yang waduknya direncanakan untuk menampung banjir besar abnormal, maka stabilitas embung perlu diperiksa pada elevasi permukaan tertinggi guna menampung banjir abnormal tersebut.

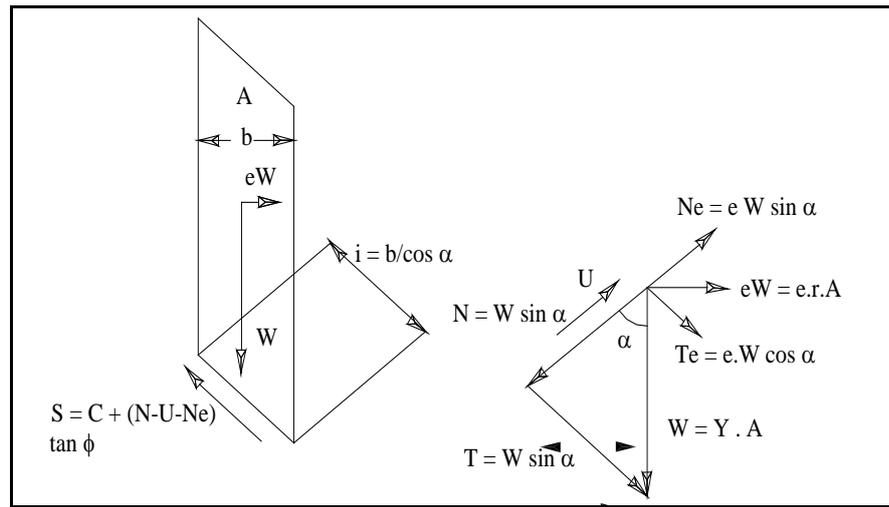
Perhitungan stabilitas tubuh embung dilakukan dengan metode irisan bidang luncur bundar. Faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsor dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

$$F_s = \frac{\sum \{C.l + (N - U - Ne)\tan \phi\}}{\sum (T + Te)} \geq 1,2$$

$$= \frac{\sum C.l + \sum \{\gamma.A(\cos \alpha - e.\sin \alpha) - v\}\tan \phi}{\sum \gamma.A(\sin \alpha + e.\cos \alpha)} \geq 1,2 \dots\dots\dots (2.71)$$

di mana :

- Fs = Faktor keamanan
- N = Beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur (= $\gamma.A.\cos\alpha$)
- T = Beban komponen tangensial yang timbul dari setiap irisan bidang luncur (= $\gamma.A.\sin\alpha$)
- U = Tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur
- Ne = Komponen vertikal beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur (= $e.\gamma.A.\sin\alpha$)
- Te = Komponen tangensial beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur (= $e.\gamma.A.\cos\alpha$)
- ϕ = Sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur
- C = Angka kohesi 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
- A = Luas dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur
- α = Sudut kemiringan rata-rata dasar setiap irisan bidang luncur
- v = Tekanan air pori



Gambar 2.14 Cara Menentukan Harga N dan T (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)
 Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar (Sosrodarsono dan Takeda, 1989) :

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 hidrostatik 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 k α ohesi 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 :

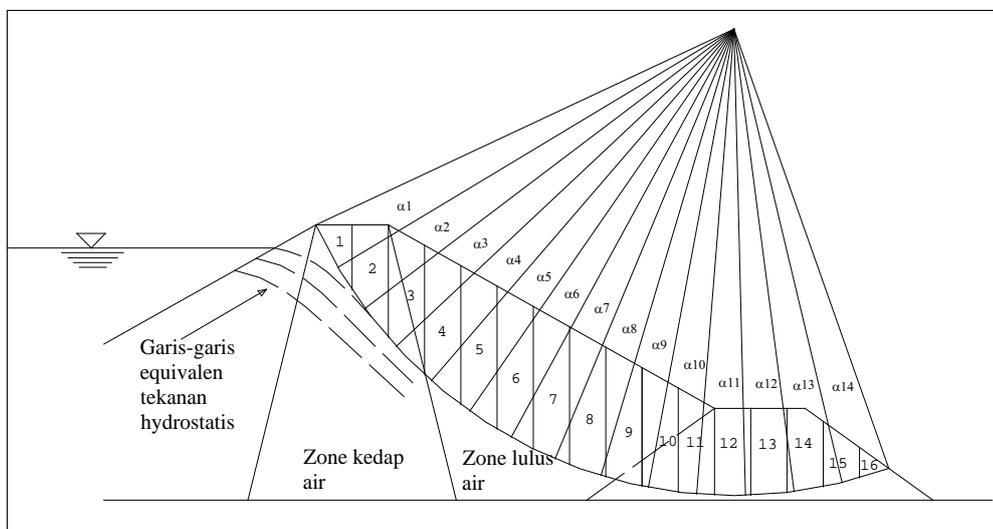
$$F_s = \frac{\sum S}{\sum T} \dots\dots\dots (2.72)$$

di mana :

F_s = Faktor aman

$\sum S$ = Jumlah gaya pendorong

$\sum T$ = Jumlah gaya penahan



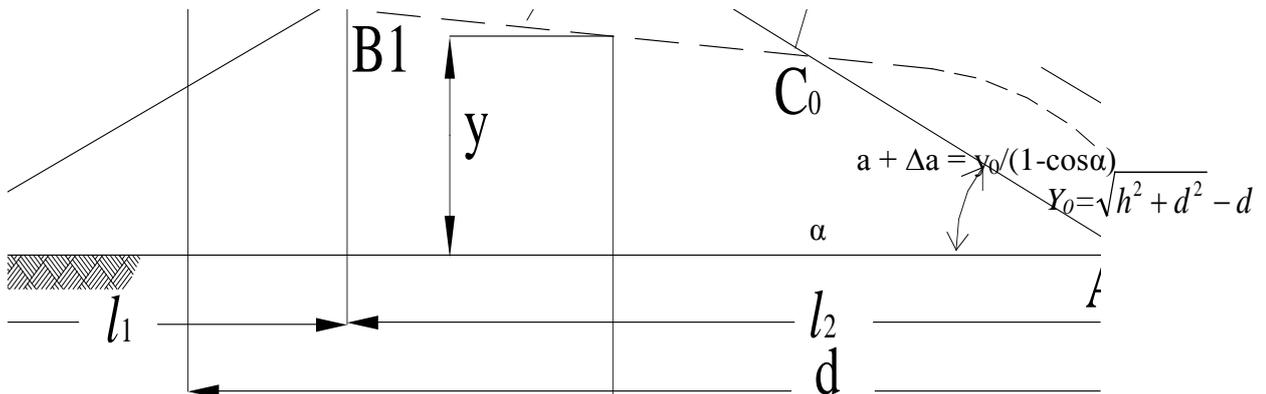
Gambar 2.15 Skema Perhitungan Bidang Luncur Dalam Kondisi Waduk Penuh Air (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

2.14.6 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 (Sosrodarsono,1989). Untuk mengetahui kemampuan daya tahan tubuh embung serta pondainya terhadap gaya tersebut maka diperlukan penelitian terhadap hal hal seperti di bawah ini.

1 Formasi garis depresi

Formasi garis depresi pada zone kedap air suatu bendungan dapat diperoleh dengan metode Casagrande. Apa bila angka permeabilitas vertikalnya (k_v) berbeda dengan angka permeabilitas horisontalnya (k_h), maka akan terjadi deformasi garis depresi dengan mengurangi koordinat horisontalnya sebesar $\sqrt{k_v/k_h}$ kali. Pada gambar 2.16, ujung tumit bendung dianggap sebagai titik permulaan koordinat dengan sumbu-sumbu x dan y, maka garis depresi dapat diperoleh dengan persamaan parabola bentuk dasar sebagai berikut :



Gambar 2.16 Garis Depresi Pada Embung Homogen (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

$$Y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \dots\dots\dots (2.73)$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (2.74)$$

dimana :

h = Jarak vertikal antara titik-titik A dan B

d = Jarak horizontal antara titik B_2 dan A.

Z_1 = Jarak horizontal antara titik-titik B dan E.

Z_2 = Jarak horizontal antara titik-titik B dan A.

A = Ujung tumit hilir embung.

B = Titik potong antara permukaan air waduk dan lereng hilir embung.

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

B_2 = Titik yang terletak sejauh $0,3 Z_1$ horisontal ke arah hulu dari titik

$$a + \Delta a = \frac{\gamma_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (2.75)$$

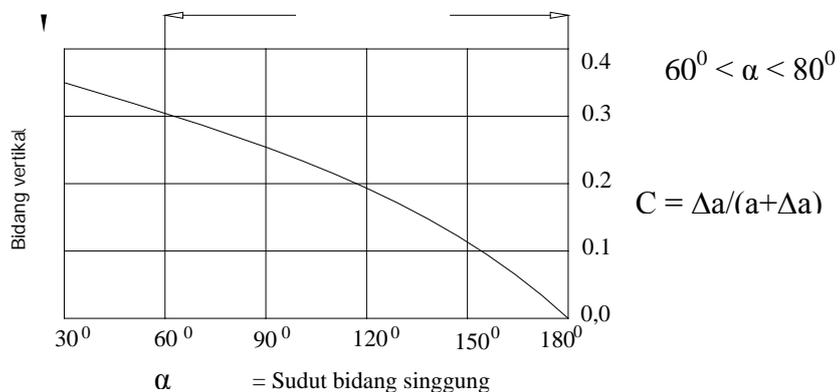
di mana : \uparrow

a = Jarak \overline{AC} (m)

Δa = Jarak $\overline{C_0C}$ (m)

α = Sudut kemiringan lereng hilir embung

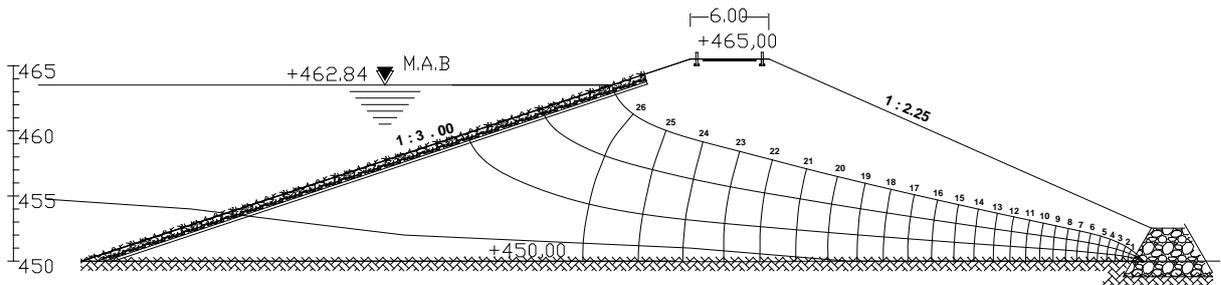
Untuk memperoleh nilai a dan Δa dapat dicari berdasarkan nilai α dengan menggunakan grafik sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :



Gambar 2.17 Grafik Hubungan Antara Sudut Bidang Singgung (α) Dengan $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

b. Pembuatan jaringan trayektori aliran filtrasi (*seepage flow-net*)

Berbagai metode telah dikembangkan untuk membuat jaringan trayektori aliran filtrasi pada embung urugan dan metode yang paling sesuai dan sederhana adalah metode grafis, akan tetapi metode ini mempunyai kelemahan yang cukup menonjol dimana penggunaannya akan mencapai hasil yang baik, hanya oleh tenaga ahli yang cukup berpengalaman.



Gambar 2.18 Formasi Garis Depresi (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

c. Kapasitas aliran filtrasi

Memperkirakan besarnya kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh dan pondasi embung yang didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono dan Takeda, 1989) :

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \cdot K \cdot H \cdot L \dots\dots\dots (2.76)$$

di mana :

- Q_f = Kapasitas aliran filtrasi (m^3/dtk)
- N_f = Angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi
- N_p = Angka pembagi dari garis equipotensial
- K = Koefisien filtrasi
- H = Tinggi tekan air total (m)
- L = Panjang profil melintang tubuh embung (m)

d. Gejala sufosi dan sembulan

Agar gaya-gaya hydrodinamis 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 (Sosrodarsono dan Takeda, 1989):

$$c = \sqrt{\frac{w_1 \times g}{F \times \gamma}} \dots\dots\dots (2.77)$$

$$v = k \cdot i = k \cdot \frac{h_2}{l} \dots\dots\dots (2.78)$$

di mana :

- c = Kecepatan kritis (m/dtk)
- w₁ = Berat butiran bahan dalam air (kg)
- F = Luas permukaan yang menampung aliran filtrasi (m²)
- γ = Berat isi air (kg/m³)
- g = Percepatan gravitasi (m/dtk²)
- v = Kecepatan pada bidang keluarnya aliran filtrasi (m/dtk)
- k = Koefisien filtrasi = 5 x 10⁻⁸ m/dtk
- h₂ = Tekanan air rata – rata (m)
- l = Panjang rata - rata berkas elemen aliran filtrasi pada bidang keluarnya aliran filtrasi (m)

2.15 Rencana Teknis Bangunan Pelimpah (spillway)

Suatu pelimpah banjir merupakan katup pengaman untuk suatu embung. Maka pelimpah banjir seharusnya mempunyai kapasitas untuk mengalirkan banjir-banjir besar tanpa merusak embung atau bangunan-bangunan pelengkapanya, selain itu juga menjaga embung agar tetap berada dibawah ketinggian maksimum yang ditetapkan. Suatu pelimpah banjir dapat terkendali

maupun tidak, yang terkendali dilengkapi dengan pintu air mercu atau sarana-sarana lainnya, sehingga laju aliran keluaranya dapat diatur (Soediby, 1993).

Pada hakekatnya untuk embung terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah dan untuk menentukan tipe yang sesuai diperlukan suatu studi yang luas dan mendalam, sehingga diperoleh alternatif yang paling ekonomis. Bangunan pelimpah yang biasa digunakan yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap (Soediby, 1993). 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

Bagian ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik. Pada saluran pengarah aliran ini, kecepatan masuknya aliran air supaya tidak melebihi 4 m/dtk dan lebar saluran makin mengecil ke arah hilir. Kapasitas debit air sangat dipengaruhi oleh bentuk ambang. Terdapat 3 ambang yaitu : ambang bebas, ambang berbentuk bendung pelimpah dan ambang bentuk bendung pelimpas penggantung (Soediby, 1993).

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) :

$$Q = \frac{2}{3} C_d B x \sqrt{2/3 g x h^{3/2}} \dots\dots\dots (2.79)$$

di mana :

- Q = Debit aliran (m³/dtk)
- Cd = Koefisien debit limpasan
- B = Lebar efektif ambang (m) ; g =Percepatan gravitasi(m/dtk)
- h = Perbedaan muka air antara hulu dan hilir (m)

Lebar efektif ambang dapat dihitung dengan rumus (Sosrodarsono, 1989) :

$$L_e = L - 2(N.K_p + K_a).H \dots\dots\dots (2.80)$$

di mana :

L_e = Lebar efektif ambang (m)

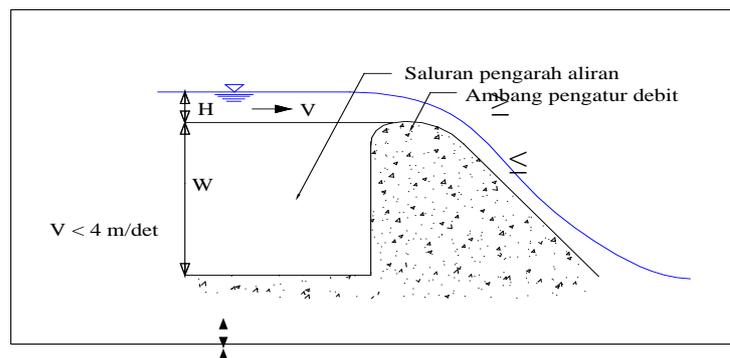
L = Lebar ambang sebenarnya (m)

N = Jumlah pilar

K_p = Koefisien kontraksi pilar

K_a = Koefisien kontraksi pada dinding samping ambang

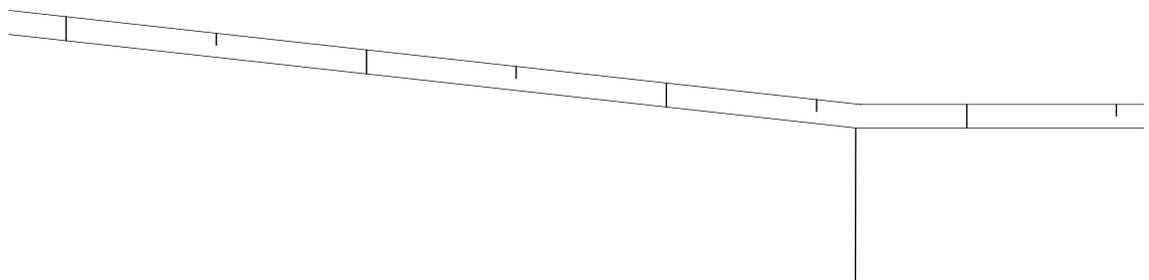
H = Tinggi energi di atas ambang (m)



Gambar 2.19 Saluran Pengarah Aliran dan Ambang Pengatur Debit pada Sebuah Pelimpah (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

▼

LANT



Gambar 2.120 Penampang Memanjang Bangunan Pelimpah (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

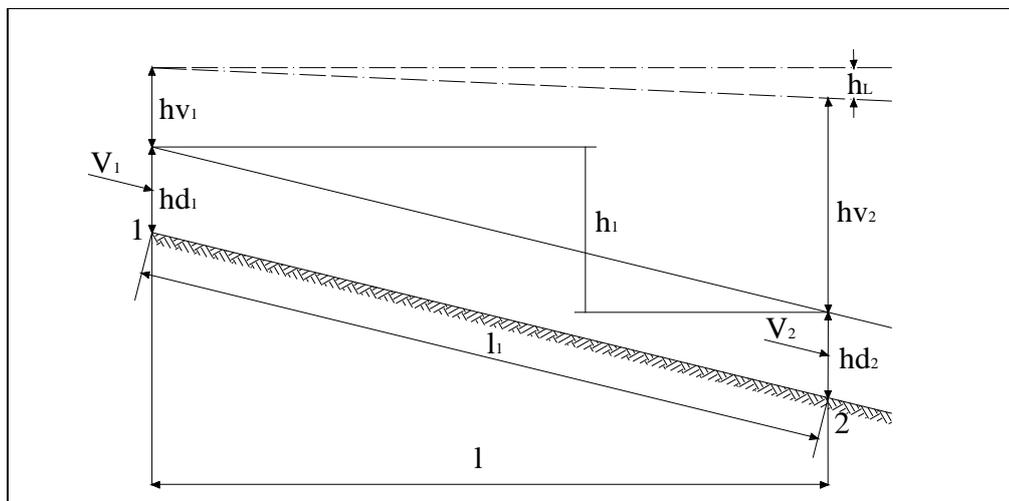
Keterangan gambar :

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

2. Saluran peluncur

Saluran/pipa pembawa merupakan bangunan transisi antara ambang dan bangunan peredam. Biasanya bagian ini mempunyai kemiringan 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 (Gunadharna, 1997) :

- 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

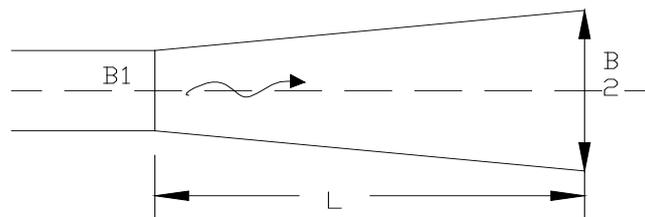


**Gambar 2.21 Skema Penampang Memanjang Saluran Peluncur
(Gunadharna, 1997)**

3. Berbentuk terompet pada ujung hilir bagian 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 (Gunadharna, 1997).

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 2.22 Bagian Berbentuk Terompet Dari Saluran Peluncur Pada Bangunan (Gunadharna, 1997)

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 (Soedibyo, 1993).

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 (Gunadharma, 1997).

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

$$Y = \frac{Q}{B \times v} \dots\dots\dots (2.81)$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \times Y}} \dots\dots\dots (2.82)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = 0,5(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (2.83)$$

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

di mana :

- F_r = Bilangan *Froude*
- v = Kecepatan aliran (m/dtk)
- g = Percepatan gravitasi (m/dtk²)
- Q = Debit banjir rencana (m³/dtk)

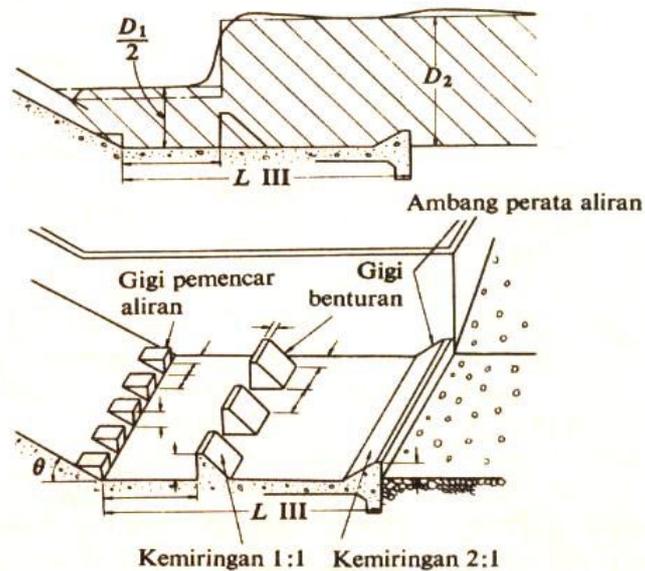
- Y = Tinggi konjugasi (m)
- B = Lebar saluran pelimpah (m)
- D₁ = Kedalaman air di awal kolam (m)
- D₂ = Kedalaman air di akhir kolam (m)

Ada beberapa tipe bangunan peredam energi yang pemakaiannya tergantung dari kondisi hidrolis yang dinyatakan dalam bilangan *Froude*. Dalam perencanaan dipakai tipe kolam olakan dan yang paling umum dipergunakan adalah kolam olakan datar. Macam tipe kolam olakan datar yang digunakan yaitu :

a. Kolam Olakan Datar Tipe III

Kolam olakan datar tipe III ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan dengan debit yang agak kecil ($q > 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18 \text{ m}/\text{dt}$ dan bilangan Froude $> 4,5$). Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran di tepi udik dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah. (Sosrodarsono dan Takeda, 1989).

Penampang memanjang loncatan hydrolis (dalam keadaan elevasi permukaan air sungai sama dengan elevasi loncatan hydrolis)

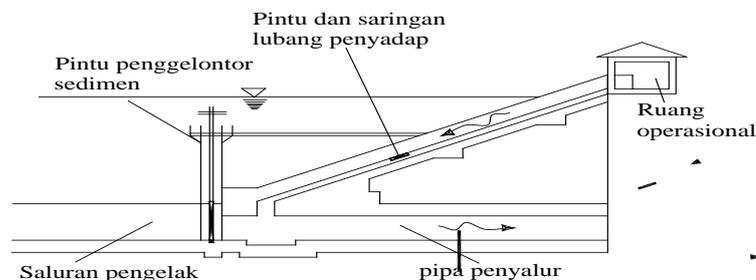


Gambar 2.23 Bentuk kolam olakan datar Tipe III USBR (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

2.16 Rencana Teknis Bangunan Penyadap

Komponen terpenting bangunan penyadap pada embung urugan adalah penyadap, pengatur dan penyalur aliran (DPU, 1970). Pada hakekatnya bangunan penyadap sangat banyak macamnya tetapi yang sering digunakan ada 2 macam :

a) Bangunan penyadap sandar (*inclined outlet conduit*)



Gambar 2.24 Komponen Bangunan Penyadap Tipe Sandar (DPU, 1970)

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 sibat tidak lebih dari 60° kecuali pondasinya terdiri dari batuan yang cukup kukuh (DPU, 1970).

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-belan 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.

$$Q = C.A.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots (2.84)$$

$$v = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots (2.85)$$

di mana :

- Q = Debit penyadap sebuah lubang (m³/dtk)
- C = Koefisien debit ± 0,62
- A = Luas penampang lubang (m²)
- g = Percepatan gravitasi (9,81 m/dtk²)
- H = Tinggi air dari titik tengah lubang ke permukaan (m)
- v = Kecepatan aliran (m/dtk)

2. Untuk lubang penyadap yang besar.

$$Q = \frac{3}{2} B.C.\sqrt{2g} \left\{ (H_2 + h_a)^{3/2} (H_1 + h_a)^{2/3} \right\} \dots\dots\dots (2.86)$$

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 kecapatan didepan lubang penyadap (m)
- V_a = Kecepatan aliran air sebelum masuk kedalam lubang penyadap (m/dtk)

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

$$Q = \frac{2}{3} B.C. \sqrt{2g(H_2^{3/2} - H_1^{2/3})} \dots\dots\dots (2.131)$$

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

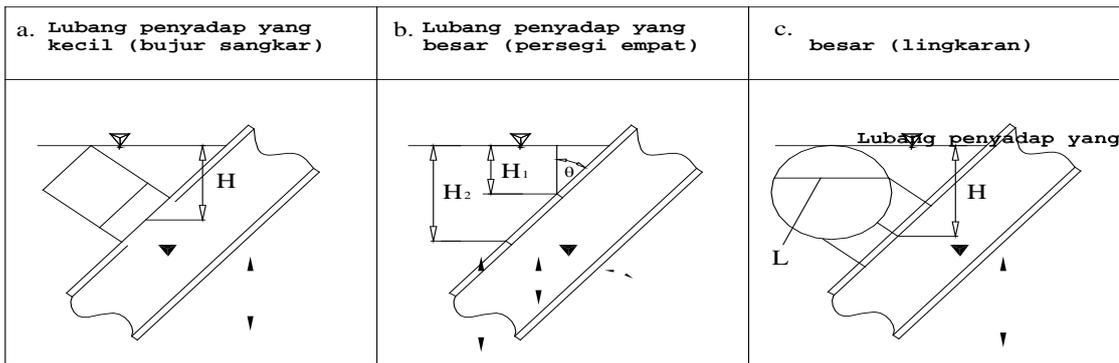
$$Q_i = Q \sec \theta \dots\dots\dots (2.87)$$

3. Untuk lubang penyadap dengan penampang bulat.

$$Q = C.\pi.r^2.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots (2.88)$$

di mana : r = Radius lubang penyadap (m)

Rumus tersebut berlaku untuk $H/r > 3$



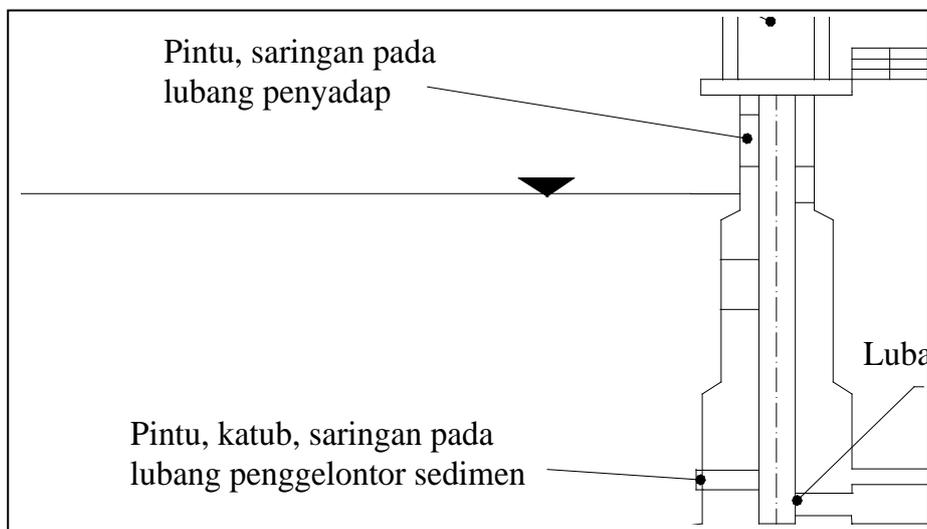
Gambar 2.25 Skema Perhitungan Untuk Lubang-Lubang Penyadap (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

b) Bangunan penyadap menara (*outlet tower*)

Bangunan penyadap menara adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturnya 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 :

- a. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berdiri sendiri, sehingga semua beban luar yang bekerja pada menara tersebut harus ditampung keseluruhan
- b. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berat, sehingga membutuhkan pondasi yang kokoh dengan kemampuan daya dukung yang besar.
- c. Bangunan didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan ekonomis dan bangunan, pembuat bangunan penyadap menara kurang menguntungkan apalagi bila menara yang dibutuhkan cukup tinggi.



Gambar 2.26 Bangunan Penyadap Menara (Sosrodarsono dan Takeda, 1989)

c) 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 hidrostatis pada pintu
- Tekanan sedimen
- Kekuatan apung
- Kelembaman dan tekanan hidrodinamika pada saat terjadinya gempa bumi.

2.17 Tipe Embung

Tipe embung dapat dikelompokkan menjadi empat keadaan (Soedibyo, 1993) yaitu :

1. Tipe Embung Berdasar Tujuan Pembangunannya

Ada dua tipe embung berdasarkan tujuan pembangunannya yaitu :

(a). 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.

(b). 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

Ada 3 tipe yang berbeda berdasarkan penggunaannya yaitu :

(a). Embung penampung air (*storage dams*)

adalah embung yang digunakan untuk menyimpan air pada masa berlebih dan dipergunakan pada masa kekurangan. Termasuk dalam embung penampung air adalah untuk tujuan rekreasi, perikanan, pengendalian banjir dan lain-lain.

(b). 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.

(c). Embung penahan (*detention dams*)

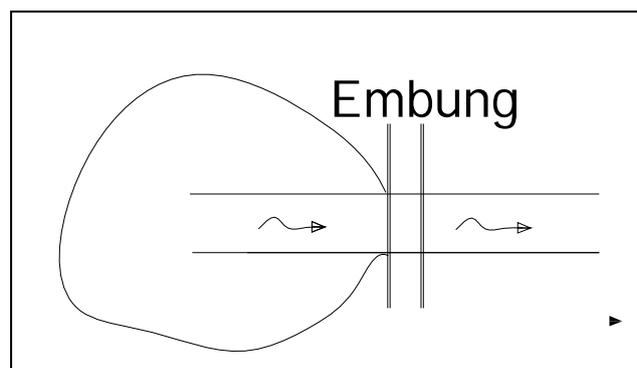
adalah embung yang digunakan untuk memperlambat dan mengusahakan seoptimal mungkin efek aliran banjir yang mendadak. Air ditampung secara berkala/ sementara, dialirkan melalui pelepasan (*outlet*). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap ke daerah sekitarnya.

3. Tipe Embung Berdasar Letaknya Terhadap Aliran Air

Ada dua tipe berdasar letaknya terhadap aliran air yaitu :

(a). Embung pada aliran air (*on stream*)

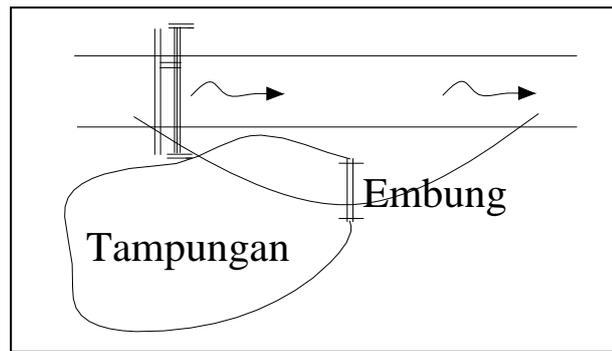
adalah embung yang dibangun untuk menampung air misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*). Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.27.



Gambar 2.27 Embung on Stream (Soediby, 1993)

(b). 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. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.28.



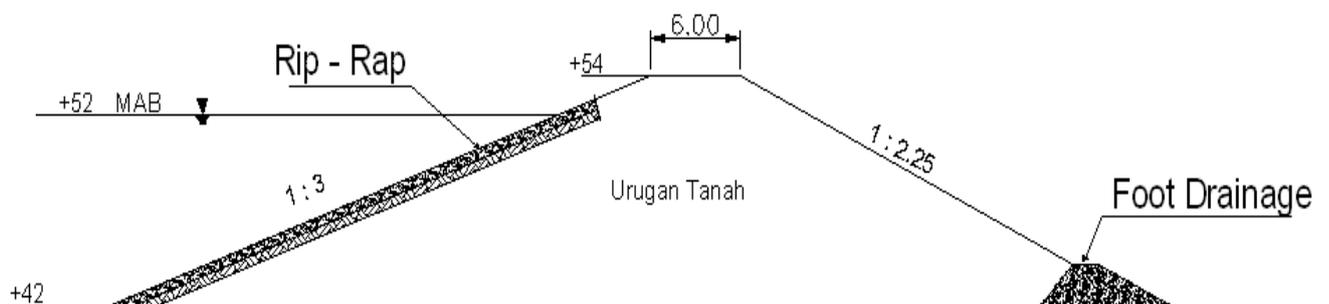
Gambar 2.28 Embung of Stream (Soedibyo, 1993)

4. Tipe Embung Berdasar Material Pembentuknya

Ada 2 tipe embung berdasar meterial pembentuknya yaitu :

(a). Embung Urugan (*Fill Dams, Embankment Dams*)

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

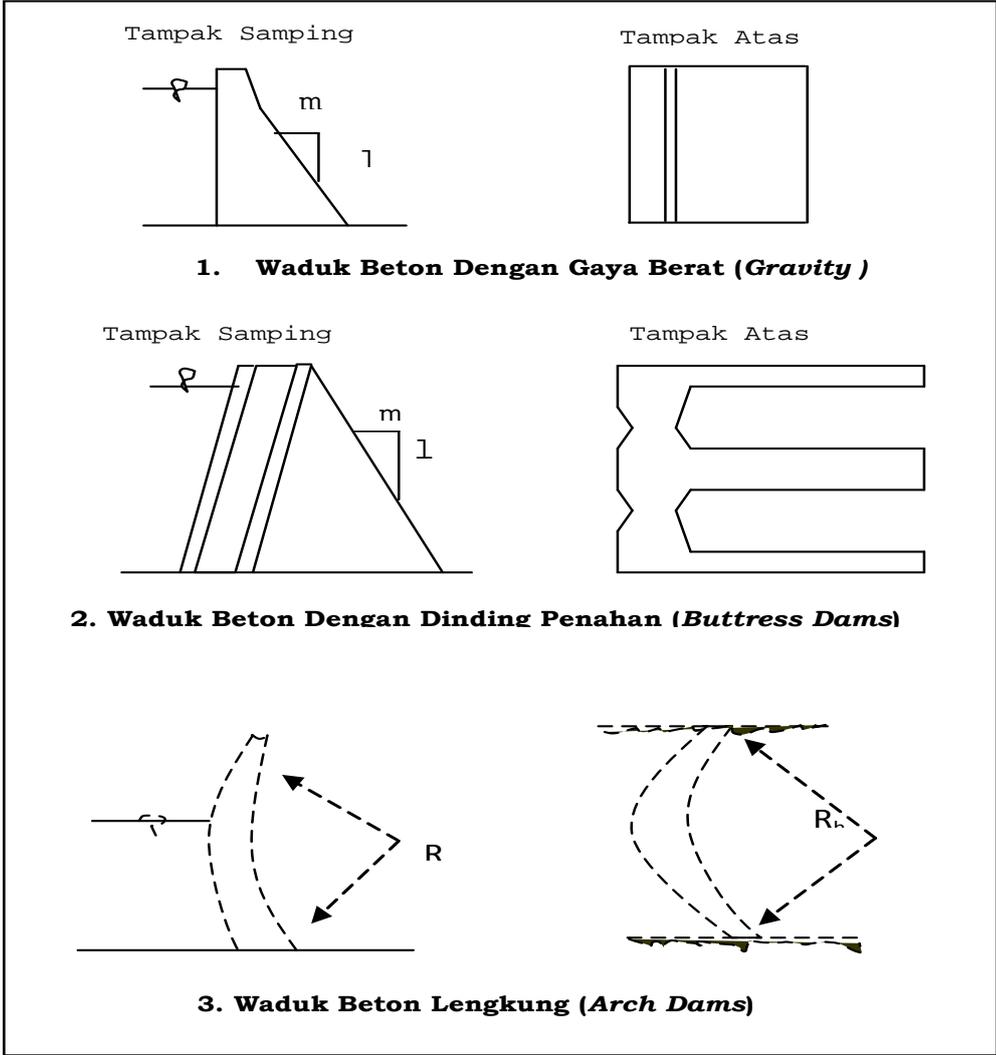


Gambar 2.29 Embung Type Urugan

(b). Embung Beton (*Concrete Dam*)

adalah embung yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Kemiringan permukaan hulu dan hilir tidak sama pada umumnya bagian hilir lebih landai dan bagian hulu mendekati vertikal dan

bentuknya lebih ramping. Embung ini masih dibagi lagi menjadi : embung beton berdasar berat sendiri stabilitas tergantung pada massanya, embung beton dengan penyangga (*buttress dam*) permukaan hulu menerus dan dihilirnya pada jarak tertentu ditahan, embung beton berbentuk lengkung dan embung beton kombinasi.



Gambar 2.30 Tipe-tipe embung beton