

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Tinjauan Umum

Setiap daerah aliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda dari daerah aliran sungai yang satu terhadap daerah aliran sungai yang lain. Hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada suatu daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi embung, perlu mengacu pada metode-metode yang ada baik dalam analisis hidrologi maupun perencanaan konstruksi embung. Dalam bab ini dipaparkan secara singkat mengenai dasar-dasar teori, analisis hidrologi dan perencanaan embung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapannya.

2.2 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi dilakukan untuk mendapatkan karakteristik hidrologi dan meteorologi daerah aliran sungai. Tujuannya adalah untuk mengetahui karakteristik hujan, debit air yang ekstrim maupun yang wajar yang akan digunakan sebagai dasar analisis selanjutnya dalam pelaksanaan detail desain.

2.2.1 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Suatu DAS adalah daerah yang dianggap sebagai wilayah dari suatu titik tertentu pada suatu sungai dan dipisahkan dari DAS-DAS sebelahnya oleh suatu pembagi (*divide*), atau punggung bukit/gunung yang dapat ditelusuri di atas peta topografi. Komponen masukan dalam DAS adalah curah hujan, sedangkan keluarannya terdiri dari debit air dan muatan sedimen

2.2.2 Curah Hujan Rencana

2.2.2.1 Curah Hujan Area

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). Berikut metode perhitungan curah hujan area dari pengamatan curah hujan di beberapa titik :

a. Metode Rata-Rata Aljabar

Metode perhitungan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran curah hujan di stasiun hujan di dalam area tersebut dengan mengasumsikan bahwa semua stasiun hujan mempunyai pengaruh yang setara.

b. Metode Poligon Thiessen

Metode perhitungan berdasarkan rata-rata timbang (*weighted average*). Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh stasiun hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun hujan terdekat. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa variasi hujan antara stasiun hujan yang satu dengan lainnya adalah linear dan stasiun hujannya dianggap dapat mewakili kawasan terdekat (Suripin, 2004).

c. Metode Rata – Rata Isohyet

Metode perhitungan dengan memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap-tiap stasiun hujan dengan kata lain asumsi metode *Thiessen* yang menganggap bahwa tiap-tiap stasiun hujan mencatat kedalaman yang sama untuk daerah sekitarnya dapat dikoreksi.

2.2.2.2 Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata

Metode/cara yang dapat digunakan untuk mendapatkan hujan maksimum harian rata-rata DAS adalah sebagai berikut :

1. Tentukan hujan maksimum harian pada tahun tertentu di salah satu pos hujan.
2. Cari besarnya curah hujan pada tanggal-bulan-tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
3. Hitung hujan DAS dengan salah satu cara yang dipilih.

4. Tentukan hujan maksimum harian (seperti langkah 1) pada tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
5. Ulangi langkah 2 dan 3 setiap tahun.

Dari hasil rata-rata yang diperoleh (sesuai dengan jumlah pos hujan) dipilih yang tertinggi setiap tahun. Data hujan yang terpilih setiap tahun merupakan hujan maksimum harian DAS untuk tahun yang bersangkutan (Suripin, 2004).

2.2.2.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Hujan rencana merupakan kemungkinan tinggi hujan yang terjadi dalam periode ulang tertentu sebagai hasil dari suatu rangkaian analisis hidrologi yang biasa disebut analisis frekuensi

Perhitungan curah hujan rencana digunakan untuk meramalkan besarnya hujan dengan periode ulang tertentu (Soewarno, 1995).

2.2.4 Intensitas Curah Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau.

2.2.5 Hujan Berpeluang Maksimum (*Probable Maximum Precipitation*)

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).

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).

$$PMP = Xn + Km.Sn \dots\dots\dots (2.1)$$

di mana :

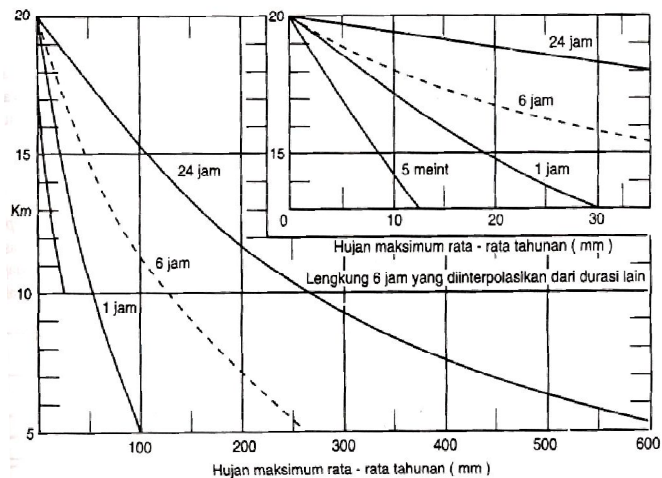
PMP = Probable Maximum Precipitation

Km = faktor pengali terhadap standar deviasi

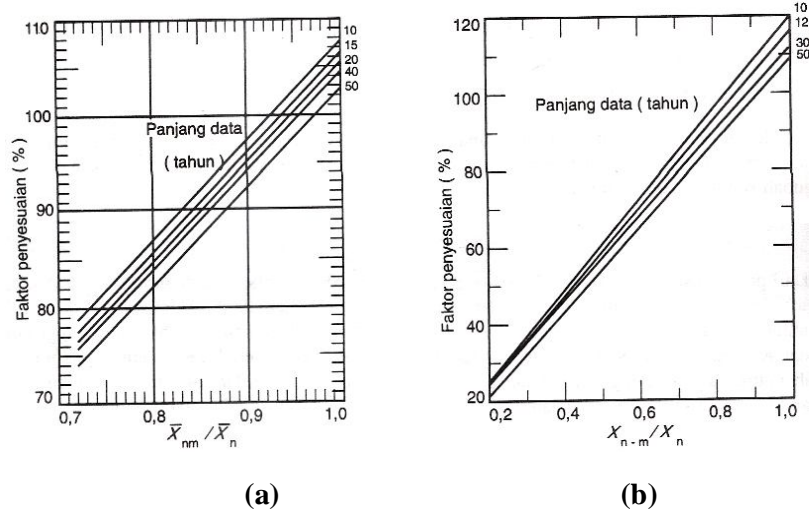
Xn = nilai tengah (mean) data hujan maksimum tahunan

Sn = 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 *Km* yang terbesar yaitu 15. Semula diperkirakan bahwa *Km* tidak tergantung pada besarnya hujan tetapi kemudian baru diketahui bahwa pengaruh besarnya tinggi hujan terhadap *Km* sangat besar. Nilai 15 dianggap terlalu tinggi untuk daerah yang lebat hujannya tetapi terlalu rendah untuk daerah yang kering. Nilai *Km* untuk durasi 5 menit, 1, 6, dan 24 jam dan hubungannya dengan keseragaman *Xn* dimuat dalam Gambar 2.5. yang terlihat bahwa nilai maksimumnya adalah 20.



Gambar 2.1 Hubungan Nilai Km Dengan Hujan Maksimum Rata-Rata Tahunan (mm)



Gambar 2.2 Penyesuaian X_n Dan S_n Untuk Data Maksimum Yang Diamati

Besarnya PMP untuk perencanaan embung adalah PMP/3, sedangkan untuk perencanaan DAM sama dengan besarnya PMP.

2.2.6 Banjir Berpeluang Maksimum (*Probable Maximum Flood*)

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. (Sri Harto, 1993).

2.2.7 Debit Banjir Rencana

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode diantaranya hubungan empiris antara curah hujan dengan limpasan. Metode ini paling banyak di kembangkan sehingga didapat beberapa rumus, diantaranya adalah :

2.2.7.1 Metode *Der Weduwen*

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

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$t = 0,25LQ_n^{-0,125} I^{-0,25} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$$\beta = \frac{120 + ((t+1)(t+9))A}{120 + A} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} \frac{67,65}{t + 1,45} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

di mana :

- Qt = Debit banjir rencana (m^3/det)
- Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari) dengan kemungkinan tak terpenuhi n%
- α = Koefisien pengaliran atau limpasan (*run off*) air hujan
- β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
- q_n = Debit persatuan luas atau curah hujan dari hasil perhitungan Rn ($\text{m}^3/\text{det} \cdot \text{km}^2$)
- t = Waktu konsentrasi (jam)
- A = Luas daerah pengaliran (km^2) sampai 100 km^2
- L = Panjang sungai (km)
- I = Gradien sungai atau medan

2.2.7.2 Metode *Haspers*

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

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

Koefisien Run Off (α)

$$\alpha = \frac{1 + 0.012f^{0.7}}{1 + 0.75f^{0.7}} \dots\dots\dots (2.8)$$

Koefisien Reduksi (β)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3.7 \times 10^{-0.4t}}{t^2 + 15} \times \frac{f^{3/4}}{12} \dots\dots\dots (2.9)$$

Waktu konsentrasi (t)

$$t = 0.1 L^{0.8} I^{0.3} \dots\dots\dots (2.10)$$

di mana :

- f = luas ellips yang mengelilingi DPS dengan sumbu panjang tidak lebih dari 1,5 kali sumbu pendek (km²)
- t = waktu konsentrasi (jam)
- L = Panjang sungai (Km)
- I = kemiringan rata-rata sungai

Intensitas Hujan

- Untuk t < 2 jam

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1 - 0.0008 \cdot (260 - R24)(2 - t)^2} \dots\dots\dots (2.11)$$

- Untuk 2 jam ≤ t <= 19 jam

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1} \dots\dots\dots (2.12)$$

- Untuk 19 jam ≤ t ≤ 30 jam

$$Rt = 0.707R24\sqrt{t + 1} \dots\dots\dots (2.13)$$

di mana t dalam jam dan Rt, R24 (mm)

Hujan maksimum (q_n)

$$q_n = \frac{Rn}{3.6 \cdot t} \dots\dots\dots (2.14)$$

di mana :

Tabel 2.1 Growth Faktor (GF)

Periode Ulang	Luas DAS (Km ²)					
	<160	300	600	900	1200	>1500
5	1.26	1.27	1.24	1.22	1.19	1.17
10	1.56	1.54	1.48	1.44	1.41	1.37
20	1.88	1.88	1.75	1.70	1.64	1.59
50	2.35	2.30	2.18	2.10	2.03	1.95
100	2.75	2.72	2.57	2.47	2.67	2.27
200	3.27	3.20	3.01	2.89	2.78	2.66
500	4.01	3.92	3.70	3.56	3.41	3.27
1000	4.68	4.58	4.32	4.16	4.01	3.85

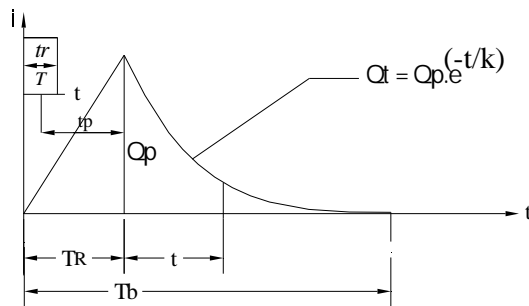
(Sumber : Joesron Loebis,1987)

2.2.7.4 Metode Hidrograf Satuan Sintetik GAMA I

Cara ini dipakai sebagai upaya memperoleh hidrograf satuan suatu DAS yang belum pernah diukur. Dengan pengertian lain tidak tersedia data pengukuran debit maupun data AWLR (*Automatic Water Level Recorder*) pada suatu tempat tertentu dalam sebuah DAS yang tidak ada stasiun hidrometernya (Soemarto, 1999). Hidrograf satuan Sintetik Gama I dibentuk oleh empat variabel pokok yaitu waktu naik (T_R), debit puncak (Q_p), waktu dasar (T_B) dan koefisien tumpangan (k) (Sri Harto,1993).

Kurva naik merupakan garis lurus, sedangkan kurva turun dibentuk oleh persamaan sebagai berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{\left(\frac{-t}{k}\right)} \dots\dots\dots (2.20)$$



Gambar 2.3 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetik Gama I

di mana :

Q_t = Debit yang diukur dalam jam ke-t sesudah debit puncak dalam (m^3/det)

Q_p = Debit puncak dalam (m^3/det)

T = Waktu yang diukur dari saat terjadinya debit puncak (jam)

K = Koefisien tampungan dalam jam

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

..... (2.21)

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.

Debit puncak (Q_p)

$$Q_p = 0,1836A^{0,5886} .TR^{-0,4008} .JN^{0,5886} \dots\dots\dots (2.22)$$

di mana :

Q_p = debit puncak (m^3/det)

JN = jumlah pertemuan sungai yaitu jumlah seluruh pertemuan sungai di dalam DAS

T_R = waktu naik (jam)

A = luas DAS (km^2).

Waktu dasar (T_B)

$$T_B = 27,4132 \cdot TR^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \dots\dots\dots (2.23)$$

di mana :

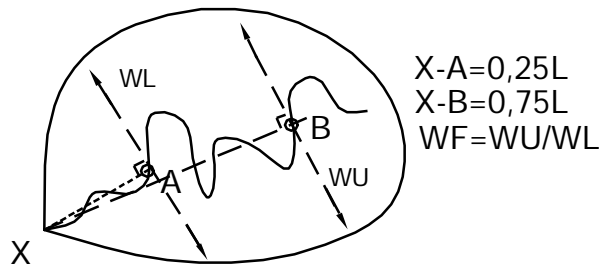
T_B = waktu dasar (jam)

T_R = waktu naik (jam)

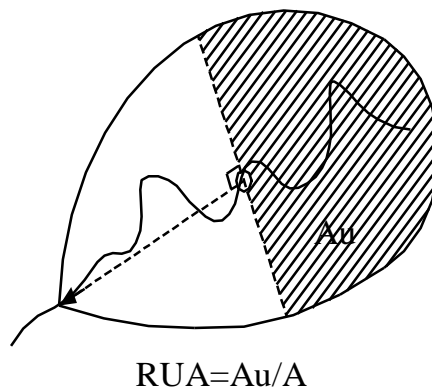
S = landai sungai rata-rata

SN = nilai sumber adalah perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1(satu) dengan jumlah sungai semua tingkat untuk penetapan tingkat sungai

RUA = luas DAS sebelah hulu (km^2), yaitu perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS (A_u), dengan luas seluruh DAS.



Gambar 2.4 Sketsa Penetapan WF



Gambar 2.5 Sketsa Penetapan RUA

di mana :

WU = Lebar DAS diukur di titik sungai berjarak 0,75 L dari titik kontrol
(km)

WL = Lebar DAS diukur di titik sungai berjarak 0,25 L dari titik kontrol (km)

A = Luas Daerah Aliran Sungai (km²)

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

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

WF = WU/ WL

RUA= AU /DAS

SN = Jml L₁/L = Nilai banding antara jumlah segmen sungai tingkat satu
dengan jumlah segmen sungai semua tingkat = Kerapatan jaringan =
Nilai banding panjang sungai dan luas DAS

JN = Jumlah pertemuan anak sungai didalam DAS

Koefisien tampungan(k)

$$k = 0,5617.A^{0,1798} .S^{-0,1446} .SF^{-1,0897} .D^{0,0452} \dots\dots\dots (2.24)$$

di mana :

A = Luas Daerah Aliran Sungai (km²)

S = Kemiringan Rata-rata sungai diukur dari titik kontrol

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

D = Jml L/DAS

Dalam pemakaian cara ini masih ada hal-hal lain yang perlu diperhatikan, di
antaranya sebagai berikut :

1. Penetapan hujan efektif untuk memperoleh hidrograf dilakukan dengan
menggunakan indeks-infiltrasi. Ø index adalah menunjukkan laju kehilangan
air hujan akibat *depression storage*, infiltrasi dan sebagainya. Untuk

memperoleh indeks ini agak sulit, untuk itu dipergunakan pendekatan tertentu (Barnes, 1959).

Persamaan pendekatannya adalah sebagai berikut :

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} (A/SN)^4 \dots\dots\dots (2.25)$$

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

$$Q_b = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \dots\dots\dots (2.26)$$

di mana :

Q_b = Aliran dasar

A = Luas DAS (km²)

D = Kerapatan jaringan kurus (*drainage density*) atau indeks kerapatan sungai yaitu perbandingan jumlah panjang sungai semua tingkat dibagi dengan luas DAS

2.2.8 Analisis Debit Andalan

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

a. Data Curah Hujan

R₂₀ = curah hujan bulanan

N = jumlah hari hujan

b. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari evapotranspirasi potensial Metode Penman.

$$dE/Eto = (m/20) \times (18-n) \dots\dots\dots (2.27)$$

$$dE = (m/20) \times (18-n) \times Eto \dots\dots\dots (2.28)$$

$$Etl = Eto - dE \dots\dots\dots (2.29)$$

di mana :

dE = Selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas.

Eto = Evapotranspirasi potensial.

Etl = Evapotranspirasi terbatas.

m = Prosentase lahan yang tidak ditutupi vegetasi.

= 10 - 40 % untuk lahan yang tererosi.

= 30 - 50 % untuk lahan pertanian yang diolah.

c. Keseimbangan Air pada Permukaan Tanah

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah.

$$S = Rs - Etl \dots\dots\dots (2.30)$$

$$SMC(n) = SMC(n-1) + IS(n) \dots\dots\dots (2.31)$$

$$WS = S - IS \dots\dots\dots (2.32)$$

di mana :

S = Kandungan air tanah.

Rs = Curah hujan bulanan.

Etl = Evapotranspirasi terbatas.

IS = Tampungan awal / *soil storage* (mm)

IS (n) = Tampungan awal / *soil storage moisture* (mm) di ambil antara 50-250 mm.

SMC(n) = Kelembaman tanah bulan ke-n.

SMC(n-1) = Kelembaman tanah bulan ke- (n-1)

WS = *Water surplus* / volume air bersih.

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

$$V (n) = k.V (n-1) + 0,5 (1-k).I(n) \dots\dots\dots (2.33)$$

$$dV_n = V(n) - V(n-1) \dots\dots\dots (2.34)$$

di mana :

$V(n)$ = Volume air bulan ke-n

$V(n-1)$ = Volume air tanah bulan ke-(n-1)

k = Faktor resesi aliran tanah diambil antara 0 – 0,1

I = Koefisien infiltrasi diambil antara 0 – 1,0

Harga k yang tinggi akan memberikan resesi lambat seperti kondisi geologi lapisan bawah yang lulus air. Koefisien infiltrasi ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan lahan. Lahan porus mempunyai infiltrasi yang lebih tinggi dibandingkan tanah lempung berat. Lahan yang terjal menyebabkan air tidak sempat berinfiltrasi ke dalam tanah sehingga koefisien infiltrasi akan kecil.

e. Aliran Sungai

Aliran dasar = Infiltrasi – Perubahan volume air dalam tanah.

$$B(n) = I - dV(n) \dots\dots\dots (2.35)$$

Aliran permukaan = Volume air lebih – Infiltrasi.

$$D(ro) = WS - I \dots\dots\dots (2.36)$$

Aliran sungai = Aliran permukaan + Aliran dasar

$$Run\ off = D(ro) + B(n) \dots\dots\dots (2.37)$$

$$Debit = \frac{Aliransungai}{satubulan(dtk)} \times luasDAS \dots\dots\dots (2.38)$$

Tabel 2.2 Pengaruh Suhu untuk Evapotranspirasi

Suhu (°C)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	8,37	8,38	8,40	8,41	8,42	8,43	8,44	8,46	8,47	8,48
	1,84	1,86	1,87	1,88	1,89	1,90	1,91	1,92	1,93	1,94
	17,53	17,64	17,75	17,86	17,97	18,08	18,31	18,20	18,43	18,54
	1,58	1,58	1,59	1,60	1,60	1,61	1,62	1,61	1,62	1,63
21	8,49	8,50	8,51	8,52	8,53	8,54	8,56	8,57	8,58	8,59
	1,96	1,97	1,98	1,99	2,00	2,01	2,02	2,04	2,05	2,06
	18,65	18,77	18,88	19,00	19,11	19,23	19,35	19,45	19,58	19,70
	1,64	1,65	1,66	1,66	1,66	1,67	1,67	1,68	1,68	1,70
22	8,60	8,61	8,62	8,63	8,64	8,65	8,67	8,68	8,69	8,71
	2,07	2,08	2,09	2,10	2,11	2,12	2,14	2,15	2,16	2,17
	19,82	19,94	20,06	20,19	20,31	20,43	20,54	20,69	20,80	20,93
	1,70	1,71	1,72	1,72	1,73	1,74	1,74	1,75	1,75	1,76
23	8,72	8,73	8,74	8,76	8,77	8,78	8,79	8,81	8,82	8,83
	2,18	2,19	2,21	2,22	2,23	2,24	2,26	2,27	2,28	2,29
	21,05	21,19	21,32	21,45	21,58	21,71	21,84	21,97	22,10	22,23
	1,77	1,78	1,78	1,79	1,80	1,80	1,81	1,82	1,82	1,83
24	8,84	8,85	8,86	8,88	8,89	8,90	8,90	8,93	8,94	8,95
	2,30	2,32	2,33	2,34	2,36	2,37	2,38	2,40	2,41	2,42
	22,37	22,50	22,63	22,76	22,91	23,05	23,15	23,31	23,45	23,60
	1,83	1,84	1,85	1,86	1,87	1,87	1,88	1,89	1,89	1,90
25	8,96	8,97	8,98	9,00	9,01	9,02	9,03	9,05	9,06	9,07
	2,43	2,45	2,46	2,47	2,49	2,50	2,51	2,52	2,54	2,55
	23,75	23,90	24,03	24,20	24,35	24,49	24,64	24,79	24,94	25,08
	1,91	1,92	1,92	1,93	1,94	1,95	1,95	1,96	1,97	1,98
26	9,08	9,09	9,10	9,12	9,13	9,14	9,15	9,17	9,18	9,19
	2,56	2,57	2,59	2,60	2,62	2,63	2,64	2,66	2,67	2,69
	25,31	25,45	25,60	25,74	25,89	26,03	26,11	26,32	26,46	26,60
	1,98	1,99	2,00	2,01	2,01	2,02	2,03	2,04	2,04	2,05
27	9,20	9,21	9,22	9,24	9,25	9,26	9,27	9,29	9,30	9,31
	2,70	2,71	2,73	2,74	2,76	2,78	2,79	2,80	2,82	2,83
	26,74	26,90	27,05	27,21	27,37	27,53	27,69	27,85	28,10	28,16
	2,06	2,07	2,08	2,08	2,09	2,09	2,10	2,11	2,12	2,13
28	9,32	9,33	9,35	9,36	9,37	9,39	9,40	9,41	9,43	9,44
	2,86	2,87	2,88	2,89	2,90	2,91	2,92	2,94	2,96	2,93
	28,32	28,49	28,66	28,83	29,00	29,17	29,34	29,51	29,68	29,85
	2,14	2,15	2,16	2,17	2,18	2,18	2,19	2,20	2,21	2,22

(Sumber KP 02)

Tabel 2.3 pengaruh terhadap kelembapan relatif Tdp (mmHg)

Tdp(mmHg)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
15	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,189	0,188	0,187
	12,7	12,8	12,9	13,0	13,1	13,2	13,28	13,37	13,45	13,54
16	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,179	0,178	0,177
	13,6	13,7	13,8	13,9	13,9	14,0	14,17	14,26	14,35	14,46
17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,171	0,17	0,169	0,168
	14,5	14,6	14,7	14,8	14,9	14,9	15,09	15,17	15,37	15,38
18	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,161	0,16	0,159	0,158
	15,4	15,5	15,6	15,7	15,8	15,9	16,06	16,16	16,26	16,36
19	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,152	0,151	0,15	0,149
	16,4	16,5	16,6	16,7	16,9	17	17,1	17,1	17,32	17,43
20	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,142	0,141	0,14	0,139
	17,5	17,6	17,7	17,8	17,9	18,0	18,2	18,31	18,43	18,54
21	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,131	0,13	0,129	0,128
	18,6	18,7	18,8	19	19,1	19,2	19,35	19,46	19,58	19,7
22	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,121	0,12	0,119	0,117
	19,8	19,9	20,0	20,1	20,3	20,4	20,58	20,65	20,8	20,93
23	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,109	0,108	0,107
	21,0	21,1	21,3	21,4	21,5	21,7	21,84	21,97	22,1	22,23
24	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,1	0,099	0,097	0,096
	22,3	22,5	22,6	22,7	22,9	23,0	23,19	23,33	23,45	23,6
25	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,089	0,088	0,087	0,86
	23,7	23,9	24,0	24,2	24,3	24,4	24,64	24,79	24,94	25,09

(Sumber: KP 02)

Tabel 2.4 Koefisien Terhadap Letak Lintang

Latitud	Jan	Feb	Mar	April	Mei	Juni	Juli	Agus	Sep	Okt	Nop	Des
0	8,5	8,8	8,9	8,67	8,2	7,95	8,0	8,41	8,7	8,83	8,62	8,46
1	8,6	8,9	8,9	8,62	8,1	7,85	7,9	8,34	8,7	8,85	8,68	8,55
2	8,7	8,9	8,9	8,57	8,0	7,75	7,8	8,27	8,7	8,88	8,75	8,63
3	8,8	9,0	8,9	8,52	7,9	7,65	7,7	8,21	8,6	8,91	8,81	8,72
4	8,8	9,0	7,9	8,47	7,8	7,55	7,6	8,14	8,6	8,93	8,88	8,80
5	8,9	9,0	8,9	8,42	7,8	7,45	7,5	8,08	8,6	8,95	8,94	8,89
6	9,0	9,1	8,9	8,37	7,7	7,35	7,4	8,01	8,6	8,97	9,01	8,97
7	9,1	9,1	8,9	8,32	7,6	7,25	7,3	7,95	8,5	8,99	9,08	9,06
8	9,1	9,2	8,9	8,27	7,5	7,15	7,2	7,88	8,5	9,01	9,14	9,14
9	9,2	9,2	8,9	8,22	7,4	7,05	7,1	7,81	8,5	9,03	9,21	9,23
10	9,3	9,2	8,8	8,17	7,3	6,95	7,0	7,74	8,5	9,06	9,27	9,32

(Sumber: KP 02)

Tabel 2.5 Pengaruh Kecepatan Angin Tiap Bulan X $F(U_2) = 0,49 X 0,35 (0,5 + 0,54 U_2)$

U ₂	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0,09	0,10	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17
1	0,18	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,23	0,24	0,26	0,26
2	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36
3	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44	0,45
4	0,46	0,47	0,48	0,48	0,49	0,50	0,51	0,52	0,53	0,54
5	0,55	0,56	0,57	0,58	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62	0,63
6	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,69	0,70	0,71	0,72	0,73
7	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	0,79	0,80	0,81	0,90	0,91
8	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,88	0,89	0,90	0,91
9	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	1,00
10	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10

(Sumber: KP 02)

Tabel 2.6 Koefisien Berdasarkan Lamanya Penyinaran Matahari

Degre	r										
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
0	0,00	0,03	0,07	0,11	0,15	0,19	0,23	0,27	0,31	0,35	0,39
1	0,01	0,05	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,40
2	0,07	0,11	0,15	0,19	0,23	0,26	0,30	0,34	0,36	0,42	0,46
3	0,12	0,15	0,19	0,23	0,27	0,31	0,35	0,39	0,43	0,47	0,51
4	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45	0,49	0,53
5	0,16	0,20	0,24	0,26	0,32	0,36	0,40	0,44	0,47	0,51	0,55
6	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50	0,53	0,57
7	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,39	0,43	0,47	0,51	0,55	0,59
8	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,52	0,56	0,60
9	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45	0,48	0,52	0,56	0,60
10	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45	0,49	0,53	0,56	0,60

(Sumber: KP 02)

2.2.9 Analisis Sedimen

Pendekatan terbaik untuk menghitung laju sedimentasi adalah dengan pengukuran sedimen transpor (*transport sediment*) di lokasi tapak embung. Namun karena pekerjaan tersebut belum pernah dilakukan, maka estimasi sedimentasi dilakukan pendekatan secara empiris.

2.3 Analisis Kebutuhan Air Baku

Kebutuhan air baku disini dititik beratkan pada penyediaan air baku untuk diolah menjadi air bersih.

2.3.1 Standar Kebutuhan Air Baku

Standar kebutuhan air 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 : memasak, minum, mencuci dan keperluan rumah tangga lainnya. Satuan yang dipakai liter/orang/hari.

b. Standar Kebutuhan Air Non Domestik

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

1. Pengguna komersil dan industri

Yaitu pengguna air oleh badan-badan komersil dan industri.

2. Pengguna umum

Yaitu pengguna air untuk bangunan-bangunan pemerintah, rumah sakit dan tempat-tempat, ibadah.

Tabel 2.7 Kategori Kebutuhan Air Non Domestik

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 domestic 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	Factor hari maksimum	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
6	Factor 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 % perpipanan, 30 % non perpipanan **) 25 % perpipanan, 45 % non perpipanan (sumber : Ditjen Cipta Karya, tahun 2000)

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

Tabel 2.8 Kebutuhan air non domestik kota kategori I,II,III dan IV

No	SEKTOR	NILAI	SATUAN
1	Sekolah	10	Liter/murid/hari
2	Rumah sakit	200	Liter/bed/hari
3	Puskesmas	2000	Liter/hari
4	Masjid	3000	Liter/hari
5	Kantor	10	Liter/pegawai/hari
6	Pasar	12000	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

(sumber : Ditjen Cipta Karya, tahun 2000)

Tabel 2.9 Kebutuhan air bersih kategori V

No	SEKTOR	NILAI	SATUAN
1	Sekolah	5	Liter/murid/hari
2	Rumah sakit	200	Liter/bed/hari
3	Puskesmas	1200	Liter/hari
4	Hotel/losmen	90	Liter/hari
5	Komersial/industri	10	Liter/hari

(sumber : Ditjen Cipta Karya, tahun 2000)

Tabel 2.10 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	1200	Liter/det
4	Kawasan industri	0,75	Liter/det/Ha

(sumber : Ditjen Cipta Karya, tahun 2000)

2.3.2 Proyeksi Kebutuhan Air Bersih

Proyeksi kebutuhan air bersih dapat ditentukan dengan memperhatikan pertumbuhan penduduk untuk diproyeksikan terhadap kebutuhan air bersih sampai dengan lima puluh tahun mendatang atau tergantung dari proyeksi yang dikehendaki (Soemarto, 1999). Adapun yang berkaitan dengan proyeksi kebutuhan tersebut adalah:

a. Angka Pertumbuhan Penduduk

Angka pertumbuhan penduduk dihitung dengan prosentase memakai rumus:

$$\text{Angka pertumbuhan penduduk (\%)} = \frac{\sum \text{penduduk } n - \sum \text{penduduk } n - 1}{\sum \text{penduduk } n - 1} \times 100\% \dots\dots(2.39)$$

b. Proyeksi Jumlah Penduduk

Dari angka pertumbuhan penduduk diatas dalam persen digunakan untuk memproyeksikan jumlah penduduk sampai dengan lima puluh tahun mendatang. Meskipun dalam kenyataannya tidak selalu tepat, tetapi perkiraan ini dapat dijadikan dasar perhitungan volume kebutuhan air di masa mendatang.

2.4 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.

2.5 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Penelusuran banjir dimaksudkan untuk mengetahui karakteristik *Indrogral*. *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. Pada penelusuran banjir berlaku persamaan kontinuitas :

$$I - O = \Delta S \dots\dots\dots(2.40)$$

ΔS = Perubahan tampungan air di embung

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

$$\left[\frac{I1 + I2}{2} \right] \times \Delta t - \left[\frac{O1 + O2}{2} \right] \times \Delta t = S2 - S1 \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

Penelusuran bajir dapat dilakukan dengan cara penulusura banjir melalui pelimpah. Penelusuran banjir melalui pelimpah bertujuan untuk mengetahui dimensi pelimpah (lebar dan tinggi pelimpah). Dan debit banjir yang digunakan dalam perhitungan *flood routing* metode *step by step* adalah Q_{1000} tahun. Prinsip dari perhitungan ini adalah dengan menetapkan salah satu parameter hitung apakah B (lebar pelimpah) atau H (tinggi pelimpah). Jika B ditentukan maka variabel H harus di *trial* sehingga mendapatkan tinggi limpasan air banjir maksimum yang cukup dan efisien. Tinggi *spillway* didapatkan dari elevasi muka air limpasan maksimum tinggi jagaan rencana. Perhitungan ini terhenti ketika elevasi muka air limpasan sudah mengalami penurunan dan volume kumulatif mulai berkurang dari volume kumulatif sebelumnya atau ΔV negatif yang artinya $Q_{outflow} > Q_{inflow}$.

2.6 Perhitungan Volume Tampungan Embung

Kapasitas tampung yang diperlukan untuk sebuah embung adalah :

$$V_n = V_u + V_e + V_i + V_s \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

di mana :

- V_n = Volume tampungan embung total (m^3)
- V_u = Volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan (m^3)
- V_e = Volume penguapan dari kolam embung (m^3)
- V_i = Jumlah resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh embung (m^3)
- V_s = Ruang yang disediakan untuk sedimen (m^3)

2.6.1 Volume Tampungan Hidup 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*.

2.6.2 Volume Air Oleh Penguapan (V_e)

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

$$V_e = E_a \times S \times A_g \times d \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

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 :

$$E_a = 0,35(e_a - e_d) (1 - 0,01V) \quad \dots\dots\dots (2.44)$$

di mana :

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

e_d = Tekanan uap sebenarnya (mm/Hg)

V = Kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah

2.6.3 Volume Resapan Embung (V_i)

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

$$V_i = K \cdot V_u \quad \dots\dots\dots (2.45)$$

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 ($k < 10\text{-}5$ cm/d) termasuk penggunaan lapisan buatan (selimut lempung, *geomembran*, "*rubbersheet*" semen tanah).

2.7 Embung

Embung adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk menampung kelebihan air pada saat debit tinggi dan melepaskannya pada saat dibutuhkan. 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 (Soedibyo, 1993).

2.7.1 Pemilihan Lokasi Embung

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

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 (Soedibyo, 1993) :

- | | |
|---------------------------------|---|
| 1. Tujuan pembangunan proyek | 6. Tersedianya bahan bangunan |
| 2. Keadaan klimatologi setempat | 7. Hubungan dengan bangunan pelengkap |
| 3. Keadaan hidrologi setempat | 8. Keperluan untuk pengoperasian embung |
| 4. Keadaan di daerah genangan | 9. Keadaan lingkungan setempat |
| 5. Keadaan geologi setempat | 10. Biaya proyek |

2.7.2 Tipe Embung

Tipe embung dapat dikelompokkan menjadi empat keadaan yaitu :

2.7.2.1 Tipe Embung Berdasar Tujuan Pembangunannya

Ada dua tipe Embung dengan tujuan tunggal dan embung serbaguna.

2.7.2.2 Tipe Embung Berdasar Penggunaannya

Ada 3 tipe yang berbeda berdasarkan penggunaannya yaitu :

- a. Embung penampung air (*storage dams*)
- b. Embung pembelok (*diversion dams*)
- c. Embung penahan (*detention dams*)

2.7.2.3 Tipe Embung Berdasar Letaknya Terhadap Aliran Air

Ada dua tipe yaitu embung yaitu embung pada aliran (*on stream*) dan embung di luar aliran air (*off stream*) yaitu :

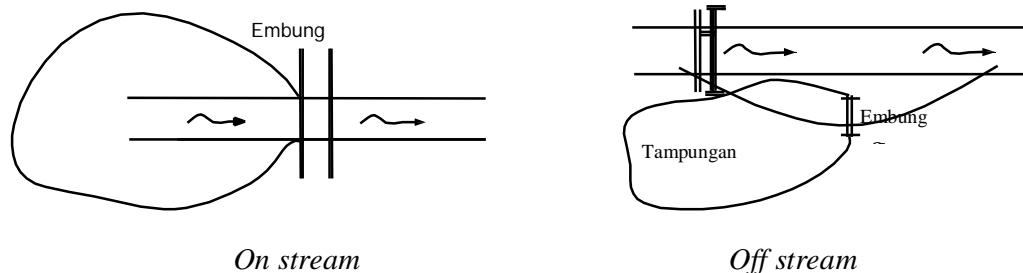
- a. Embung pada aliran air (*on stream*)

adalah embung yang dibangun untuk menampung air, misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*).

- 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.

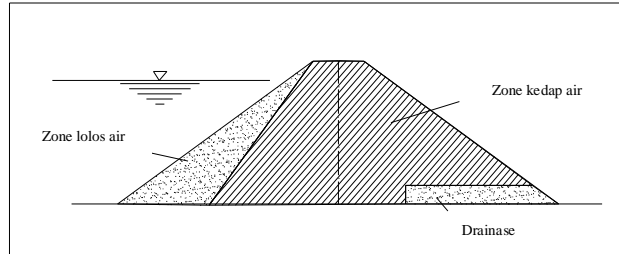


Gambar 2.6 Embung *on stream* dan *off stream*

2.7.2.4 Tipe Embung Berdasar Material Pembentuknya

Ada 2 tipe yaitu embung urugan, embung beton dan embung lainnya.

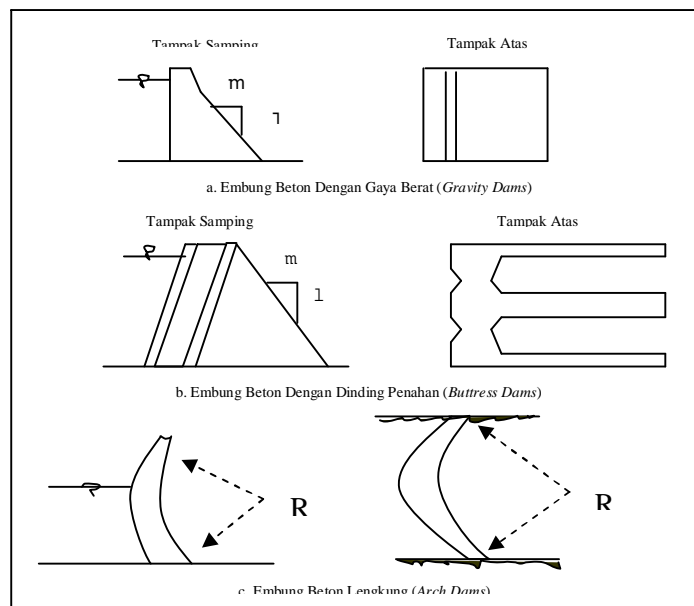
a. Embung Urugan (*Fill Dams, Embankment Dams*)



Gambar 2.7 Embung Urugan

b. Embung Beton (*Concrete Dam*)

Embung beton adalah embung yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak.



Gambar 2.8 Tipe-tipe embung beton

2.7.3 Rencana Teknis Pondasi

Keadaan geologi pada pondasi embung sangat mempengaruhi pemilihan tipe embung, oleh karena itu penelitian dan penyelidikan geologi perlu dilaksanakan dengan baik. Pondasi suatu embung harus memenuhi 3 (tiga) persyaratan penting yaitu (Soedibyo, 1993) :

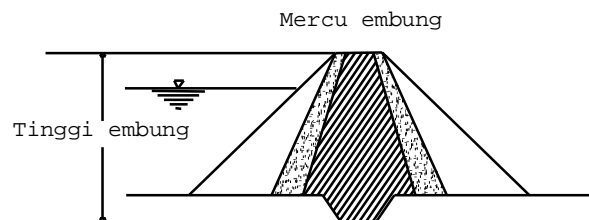
1. Mempunyai daya dukung yang mampu menahan bahan dari tubuh embung dalam berbagai kondisi.
2. Mempunyai kemampuan penghambat aliran *filtrasi* yang memadai sesuai dengan fungsinya sebagai penahan air.
3. Mempunyai ketahanan terhadap gejala-gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*) yang disebabkan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

2.7.4 Perencanaan Tubuh Embung

Beberapa istilah penting mengenai tubuh embung :

2.7.4.1 Tinggi Embung

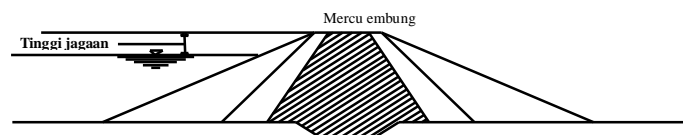
Tinggi embung adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu embung. Tinggi maksimal untuk embung adalah 20 m (Loebis, 1987).



Gambar 2.9 Tinggi embung

2.7.4.2 Tinggi Jagaan (*free board*)

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam embung dan elevasi mercu embung.



Gambar 2.10 Tinggi jagaan pada mercu embung

Tabel 2.11 Tinggi jagaan embung urugan

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

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

$$b = 3,6 H^{\frac{1}{3}} - 3 \dots\dots\dots (2.46)$$

di mana :

b = lebar mercu

H = tinggi embung

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

$$w = \frac{z}{5} + 10 \dots\dots\dots (2.47)$$

di mana :

w = lebar puncak bendungan (*feet*)

z = tinggi bendungan di atas dasar sungai (*feet*)

Tabel 2.12 Lebar puncak bendungan kecil (embung) yang dianjurkan

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

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977)

2.7.4.4 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).

2.7.4.5 Volume Embung

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

2.7.4.6 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. (Soedibyo, 1993).

Tabel 2.13 Kemiringan lereng urugan

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

(Sumber : (Sosrodarsono, 1989)

2.7.4.7 Penimbunan Ekstra (*Extra Banking*)

Sehubungan dengan terjadinya gejala konsolidasi tubuh embung yang prosesnya berjalan lama sesudah pembangunan embung tersebut diadakan penimbunan ekstra melebihi tinggi dan volume rencana dengan perhitungan agar

sesudah proses konsolidasi berakhir maka penurunan tinggi dan penyusutan volume akan mendekati tinggi dan volume rencana embung (Sosrodarsono, 1989).

2.7.4.8 Perhitungan Hubungan Elevasi terhadap Volume Embung

Perhitungan ini didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1:1.000 dan beda tinggi kontur 1m. Cari luas permukaan embung yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume sebagai berikut :

$$V_x = \frac{1}{3} x Z x (F_y + F_x + \sqrt{F_y + F_x}) \dots\dots\dots (2.48)$$

di mana :

- V_x = Volume pada kontur X (m³)
- Z = Beda tinggi antar kontur (m)
- F_y = Luas pada kontur Y (km²)
- F_x = Luas pada kontur X (km²)

2.7.5 Stabilitas Embung

Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) embung agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam keadaan apapun juga. Konstruksi harus aman terhadap geseran, penurunan embung, rembesan dan keadaan embung kosong (γ_k), penuh air (γ_{sub}) maupun permukaan air turun tiba-tiba *rapid draw-down* (γ_{sat}) (Sosrodarsono, 1989).

Tinjauan stabilitas bendungan dilakukan dalam berbagai kondisi sebagai berikut :

a. *Steady-State Seepage*

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

b. *Operation*

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

2.7.5.1 Gaya-gaya yang bekerja pada tubuh embung

Dalam analisa stabilitas embung perlu diperhatikan gaya-gaya yang bekerja pada embung. Gaya-gaya yang bekerja pada embung urugan antara lain:

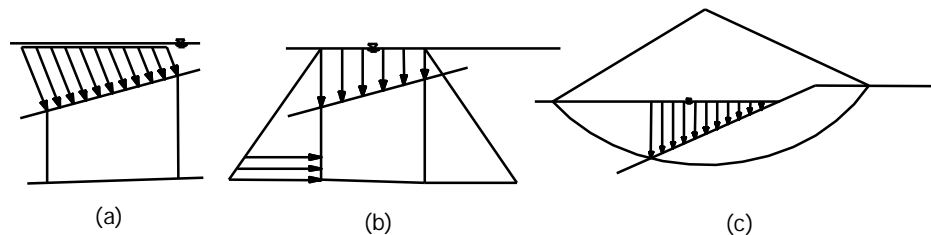
1) Berat Tubuh Embung Sendiri

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

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

2) Tekanan Hidrostatik

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, 1989).



Gambar 2.9 Gaya tekanan hidrostatik pada bidang lengkung

3) Tekanan Air Pori

Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori di embung terhadap lingkaran bidang lurus. Tekanan air pori dihitung dengan beberapa kondisi yaitu (Soedibyo, 1993):

- 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 embung 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 embung hingga mencapai permukaan terendah, sehingga besarnya tekanan air pori dalam tubuh embung masih dalam kondisi embung terisi penuh.

4) Beban Seismis (*Seismic Force*)

Komponen horizontal beban seismis dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

$$M \cdot \alpha = e (M \cdot g) \dots\dots\dots (2.49)$$

di mana :

- M = Massa tubuh embung (ton)
- α = Percepatan horizontal (m/s²)
- e = Intensitas *seismic* horizontal (0,10-0,25)
- g = Percepatan gravitasi bumi (m/s²)

Tabel 2.14 Percepatan gempa horizontal

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

(ket : 1 gal = 1cm/det²)

(Sumber:Sosrodarsono, 1989)

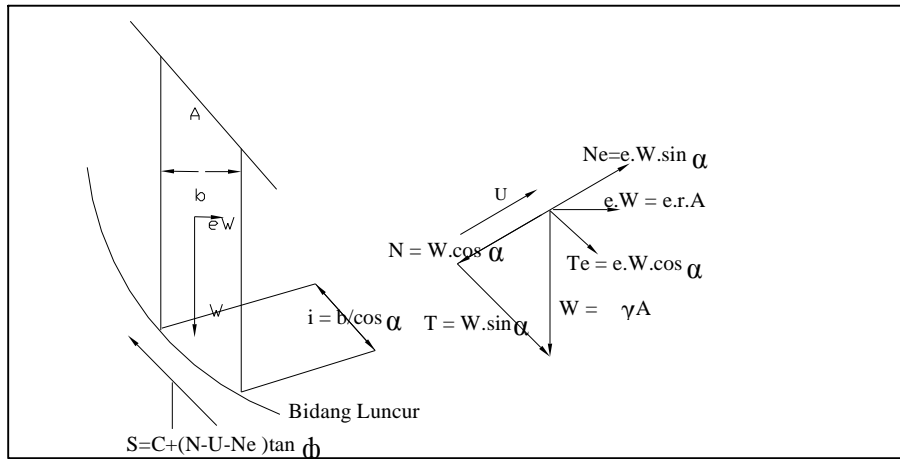
2.7.5.2 Stabilitas Lereng Embung Urugan Menggunakan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar

Metode analisis stabilitas lereng untuk embung tipe tanah urugan (*earth fill type dam*) dan timbunan batu (*rock fill type dam*) didasarkan pada bidang longsor bentuk lingkaran. Faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsor dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

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

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

- 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 berat 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
- E = Intensitas seismis 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

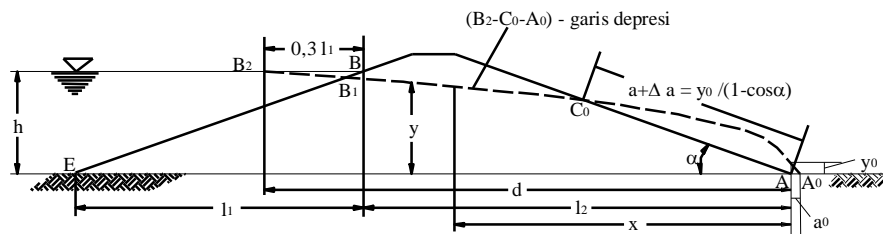


(Sosrodarsono, 1989)

Gambar 2.10 Cara Menentukan Harga-Harga N Dan T

2.7.5.3 Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi

Baik embung maupun pondasinya diharuskan mampu menahan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh embung dan pondasi tersebut. Hal tersebut dapat diketahui dengan mendapatkan formasi garis depresi (*seepage flow-net*) yang terjadi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut (Soedibyo, 1993). Garis depresi didapat dengan persamaan parabola bentuk dasar seperti di bawah ini :



Gambar 2.11 Garis Depresi Pada Embung

Untuk perhitungan selanjutnya maka digunakan persamaan-persamaan berikut :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots (2.51)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (2.52)$$

Untuk zone inti kedap air garis depresi digambarkan sebagai kurva dengan persamaan berikut:

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \dots\dots\dots (2.53)$$

di mana :

- h = Jarak vertikal antara titik A dan B
- d = Jarak horisontal antara titik B₂ dan A
- l₁ = Jarak horisontal antara titik B dan E
- l₂ = Jarak horisontal antara titik B dan A
- A = Ujung tumit hilir embung
- B = Titik perpotongan permukaan air embung dan lereng hulu embung.
- A₁ = Titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B
- B₂ = Titik yang terletak sejauh 0,3 l₁ horisontal kearah hulu dari titik B

2.7.5.4 Gejala Sufosi (*Piping*) dan Sembulan (*Boiling*)

Agar gaya-gaya hidrodinamis yang timbul pada aliran filtrasi tidak akan menyebabkan gejala sufosi dan sembulan yang sangat membahayakan baik tubuh embung maupun pondasinya, maka kecepatan aliran filtrasi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut pada tingkat-tingkat tertentu perlu dibatasi. Kecepatan aliran keluar ke atas permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perpindahan butiran-butiran bahan embung, kecepatannya dirumuskan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

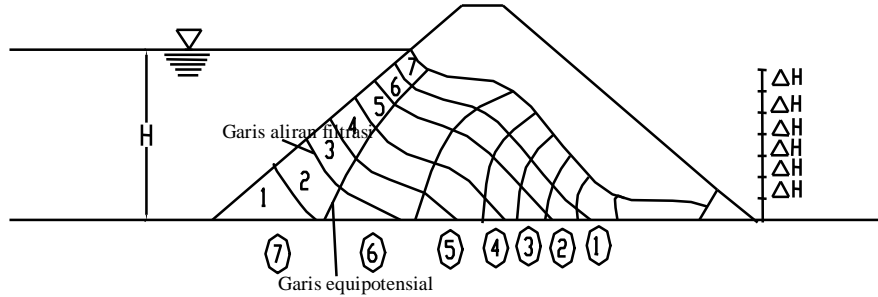
$$C = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot \gamma}} \dots\dots\dots (2.54)$$

di mana :

- C = Kecepatan kritis
- w₁ = Berat butiran bahan dalam air
- F = Luas permukaan yang menampung aliran filtrasi
- γ = Berat isi air

2.7.5.5 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 (Soedibyo, 1993) :



Gambar 2.12 Formasi Garis Depresi

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \cdot K \cdot H \cdot L \dots\dots\dots (2.55)$$

di mana:

- Q_f = Kapasitas aliran filtrasi
- N_f = Angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi
- N_p = Angka pembagi dari garis equipotensial
- K = Koefisien filtrasi
- H = Tinggi tekan air total
- L = Panjang profil melintang tubuh embung

2.7.5.6 Rembesan Air dalam Tanah

Semua tanah terdiri dari butir-butir dengan ruangan-ruangan yang disebut pori (*voids*) antara butir-butir tersebut. Pori-pori ini selalu berhubungan satu dengan yang lain sehingga air dapat mengalir melalui ruangan pori tersebut. Proses ini disebut rembesan (*seepage*). Bila laju turunnya tekanan akibat rembesan melampaui daya tahan suatu partikel tanah terhadap gerakan, maka partikel tanah tersebut akan cenderung untuk bergerak. Hasilnya adalah erosi bawah tanah, yaitu terbuangnya partikel-partikel kecil dari daerah tepat dihilir "ujung jari" (*toe*) bendungan (Ray K Linsley, Joseph B Franzini, hal 196, thn

1989). Hal tersebut dapat diketahui dengan pembuatan *flownet* yang terjadi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut.

Ketinggian tegangan suatu titik dinyatakan dengan rumus:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + y \dots\dots\dots (2.56)$$

di mana :

- h = Ketinggian tegangan (*pressure head*)
- u = Tegangan air
- y = Ketinggian titik diatas suatu datum tertentu

Menurut (Soediby, hal 80, 1993) banyaknya air yang merembes dan tegangan air pori dapat dihitung dengan rumus:

$$Q = \frac{k \times h}{N_e} \times N_f \dots\dots\dots (2.57)$$

di mana :

- Q = Jumlah air yang merembes
- k = Koefisien rembesan
- h = Beda ketinggian air sepanjang *flownet*
- N_e = Jumlah equipotensial
- N_f = Jumlah aliran

Tegangan Pori (U)

$$u = \gamma_w \left(D + \frac{2}{N_e} \times h \right) \dots\dots\dots (2.58)$$

di mana :

- u = Tegangan pori
- h = Beda tinggi energi hulu dengan hilir
- D = Jarak muka air terhadap titik yang ditinjau

2.7.6 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 pelengkapannya, selain itu juga menjaga embung agar tetap berada dibawah ketinggian maksimum yang ditetapkan. Suatu pelimpah banjir yang dapat terkendali maupun yang tidak dapat terkendali dilengkapi dengan pintu air mercu atau sarana-sarana lainnya, sehingga laju aliran keluaranya dapat diatur (Soedibyo, 1993). Pada prinsipnya bangunan *spillway* terdiri dari 3 bagian utama, yaitu saluran pengarah dan pengatur aliran, saluran peluncur dan peredam energi.

2.7.6.1 Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran

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 didesain supaya tidak melebihi 4 m/det dan lebar saluran makin mengecil ke arah hilir. 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):

$$Q = \frac{2}{3} \cdot Cd \cdot Bx \sqrt{\frac{2}{3 \cdot g \cdot h^2}} \dots\dots\dots (2.59)$$

di mana :

- Q = Debit aliran (m³/s)
- Cd = Koefisien limpahan
- B = Lebar efektif ambang (m)
- g = Percepatan gravitasi (m/s)
- h = Tinggi energi di atas ambang (m)

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

$$L_e = L - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \dots\dots\dots (2.60)$$

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)

Tabel 2.15 Harga-Harga Koefisien Kontraksi Pilar (Kp)

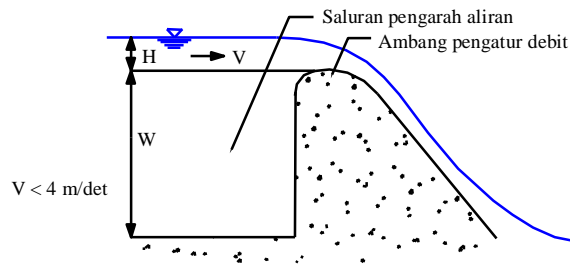
No	Keterangan	Kp
1	Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
2	Untuk pilar berujung bulat	0,01
3	Untuk pilar berujung runcing	0,00

Sumber : Joetata dkk (1997)

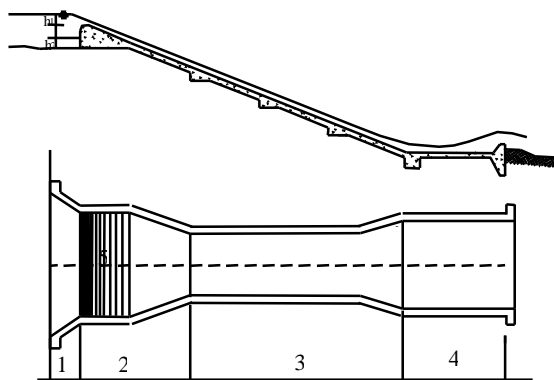
Tabel 2.16 Harga-Harga Koefisien Kontraksi Pangkal Bendung (Ka)

No	Keterangan	Ka
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,20
2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,10
3	Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0,00

Sumber : Joetata dkk (1997)



Gambar 2.13 Saluran Pengarah Aliran dan Ambang Pengatur Debit pada Sebuah Pelimpah



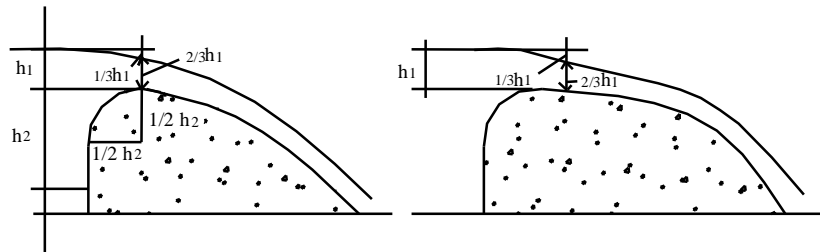
Keterangan gambar :

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

Gambar 2.14 Penampang Memanjang Bangunan Pelimpah

a. Ambang Bebas

Ambang bebas digunakan untuk debit air yang kecil dengan bentuk sederhana. Bagian hulu dapat berbentuk tegak atau miring (1 tegak : 1 horisontal atau 2 tegak : 1 horisontal), kemudian horizontal dan akhirnya berbentuk lengkung (Soedibyo, 1993). Apabila berbentuk tegak selalu diikuti dengan lingkaran yang jari-jarinya $\frac{1}{2} h_2$.



Gambar 2.15 Ambang Bebas (Soedibyo, 1993)

Untuk menentukan lebar ambang biasanya digunakan rumus sebagai berikut

$$Q = 1,704.b.c.(h_1)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (2.61)$$

di mana :

- Q = Debit air (m/detik)
- b = Panjang ambang (m)
- h₁ = Kedalaman air tertinggi disebelah hulu ambang (m)
- c = Angka koefisien untuk bentuk empat persegi panjang = 0,82.

b. Ambang Berbentuk Bendung Pelimpah (Overflow Weir)

Digunakan untuk debit air yang besar. Permukaan bendung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Rumus untuk bendung pelimpah menurut JANCOLD (*The Javanese National Committee on Large Dams*) adalah sebagai berikut :

$$Q = c.(L - K H N).H^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.62)$$

di mana :

- Q = Debit air (m³/det)
- L = Panjang mercu pelimpah (m)

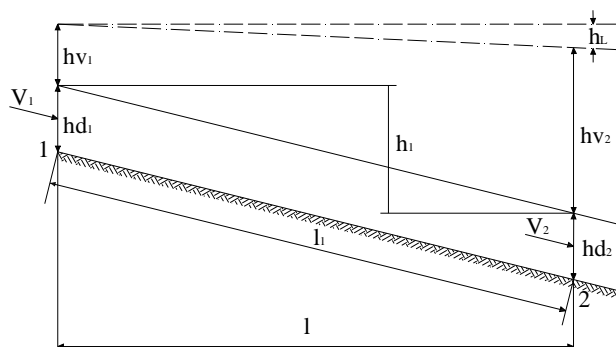
- K = Koefisien kontraksi
H = Kedalaman air tertinggi disebelah hulu bendung (m)
C = Angka koefisien
N = Jumlah pilar

2.7.6.2 Saluran Peluncur

Saluran peluncur 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) :

- Air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan.
- Konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.

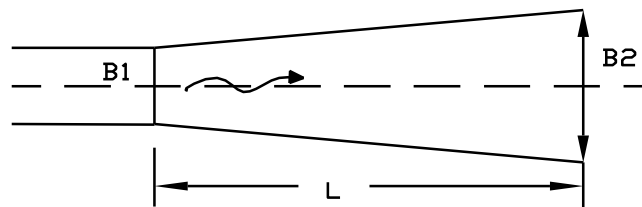
Guna memenuhi persyaratan tersebut maka diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin. Jika bentuk yang melengkung tidak dapat dihindarkan, maka diusahakan lengkungan terbatas dan dengan radius yang besar. Biasanya aliran tak seragam terjadi pada saluran peluncur yang tampak atasnya melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang paling curam dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidrolis, peredam energi akan terganggu (Gunadharna, 1997).



Gambar 2.16 Skema Penampang Memanjang Memanjang Saluran Peluncur

2.7.6.3 Bagian Yang Berbentuk Terompet Pada Ujung Hilir 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 lebarnya 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 2.17 Bagian Berbentuk Terompet Dari Saluran Peluncur Pada Bangunan

2.7.6.4 Peredam Energi

Aliran air setelah keluar dari saluran peluncur biasanya mempunyai kecepatan atau 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). Kedalaman dan kecepatan air pada bagian sebelah hulu dan sebelah hilir loncatan hidrolis tersebut dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$q = \frac{Q}{B} \dots\dots\dots (2.63)$$

$$v = \frac{q}{D_1} \dots\dots\dots (2.64)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = 0,5(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (2.65)$$

$$Fr_1 = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D_1}} \dots\dots\dots (2.66)$$

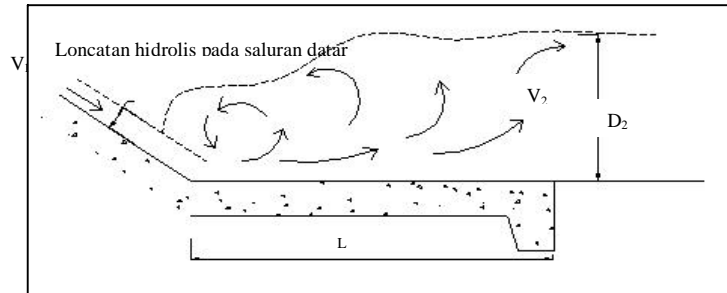
di mana :

- Q = Debit pelimpah (m³/det)
- B = Lebar bendung (m)
- Fr = Bilangan *Froude*
- v = Kecepatan awal loncatan (m/dt)
- g = Percepatan gravitasi (m²/det)
- D_{1,2} = Tinggi konjugasi
- 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 yaitu

a. Kolam Olakan Datar Tipe I

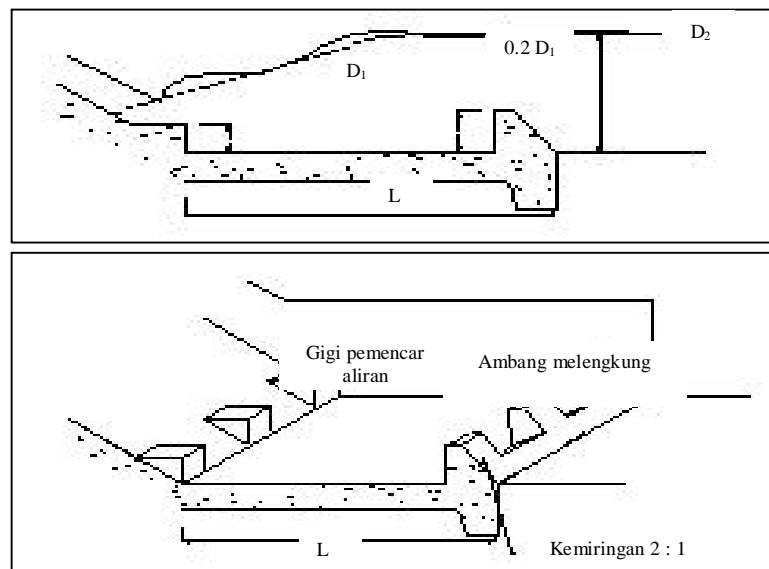
Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Benturan langsung tersebut menghasilkan peredaman energi yang cukup tinggi, sehingga perlengkapan-perengkapan lainnya guna penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi pada kolam olakan tersebut (Gunadharna, 1997).



Gambar 2.18 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I USBR (Soedibyo, 1993)

b. Kolam Olakan Datar Tipe II

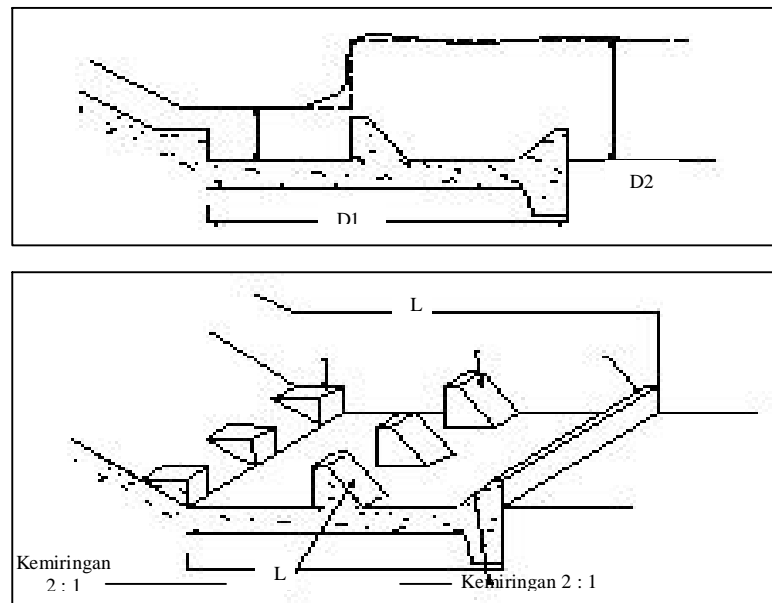
Kolam olakan datar tipe II ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang tinggi dan dengan debit yang besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, tekanan hidrostatis $> 60 \text{ m}$ dan bilangan *Froude* $> 4,5$). Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan urugan dan penggunaannyapun cukup luas (Soedibyo, 1993).



Gambar 2.19 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II USBR (Soedibyo, 1993)

c. Kolam Olakan Datar Tipe III

Pada hakekatnya prinsip kerja dari kolam olakan ini sangat mirip dengan sistim kerja dari kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18,0 \text{ m}/\text{dt}$ dan bilangan *Froude* $> 4,5$). Untuk mengurangi panjang kolam olakan biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan rendah (Gunadharna, 1997).

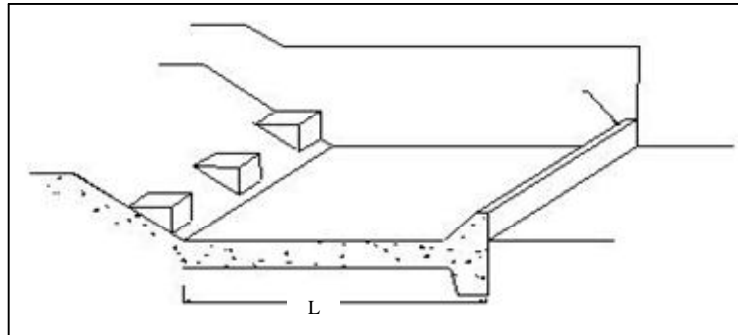


Gambar 2.20 Bentuk kolam olakan datar Tipe III USBR

d. Kolam Olakan Datar Tipe IV

Sistem kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistem kerja kolam olakan tipe III, akan tetapi penggunaannya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per-unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5. Biasanya kolam olakan tipe ini dipergunakan pada bangunan-bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah atau bendung-bendung

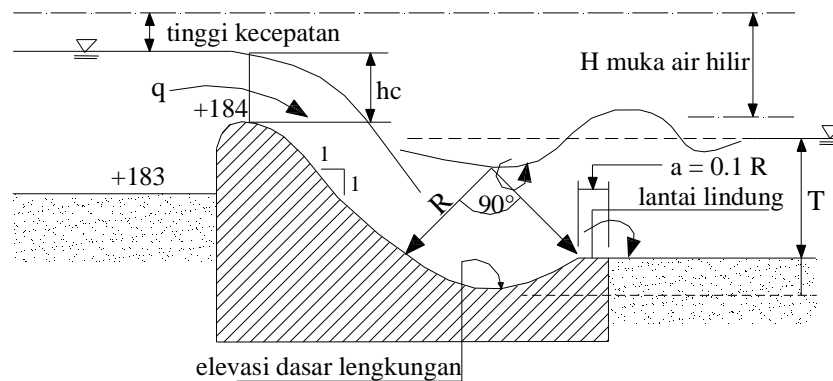
penyadap, bendung-bendung konsolidasi, bendung-bendung penyangga dan lain-lain.



Gambar 2.21 Bentuk kolam olakan datar Tipe IV USBR

2.7.6.5 Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam (*Bucket*)

Tipe peredam energi ini dipakai bila kedalaman konjugasi hilir, yaitu kedalaman air pada saat peralihan air dari super ke sub kritis, dari loncatan air terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal hilir atau kalau diperkirakan akan terjadi kerusakan pada lantai kolam akibat batu-batu besar yang terangkut lewat atas embung. Dimensi-dimensi umum sebuah bak yang berjari-jari besar diperlihatkan oleh **Gambar 2.22** berikut :



Gambar 2.22 Peredam energi tipe bak tenggelam (*bucket*)

Parameter-parameter perencanaan yang sebagaimana diberikan oleh USBR sulit untuk diterapkan bagi perencanaan kolam olak tipe ini. Oleh karena itu,

parameter-parameter dasar seperti jari-jari bak, tinggi energi dan kedalaman air harus dirubah menjadi parameter-parameter tanpa dimensi dengan cara membaginya dengan kedalaman kritis (h_c) dengan persamaan kedalaman kritis adalah sebagai berikut :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (2.67)$$

di mana :

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

2.7.6.6 Spillway Samping (Side Spillway)

Suatu bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di hulunya/udiknya. Sering juga disebut saluran pengatur aliran type pelimpah samping (*regulation part of sideward over flow type*), *spillway* ini dilengkapi dengan suatu bendung pengatur dan kadang-kadang dipasang pintu. *Side Spillway* ini direncanakan untuk mengatasi/menampung debit banjir abnormal (1,2 kali debit banjir rencana). Aliran yang melintasi *Side Spillway* seolah-olah terbagi menjadi 2 tingkatan dengan 2 buah peredam energi yaitu terletak dibagian akhir saluran pengatur dan peredam energi dibagian akhir dari bangunan pelimpah.

2.7.7 Bangunan Penyadap

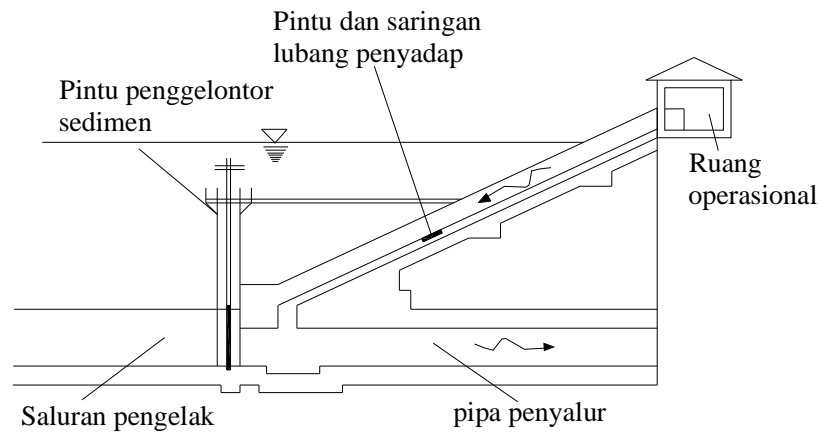
Komponen terpenting bangunan penyadap pada embung urugan adalah penyadap, pengatur dan penyalur aliran (DPU, 1970). Pada hakekatnya bangunan penyadap sangat banyak macamnya tetapi yang sering digunakan ada 2 macam yaitu bangunan penyadap tipe sandar dan bangunan penyadap tipe menara.

2.7.7.1 Bangunan Penyadap Sandar (Inclined Outlet Conduit).

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 kokoh 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 kokoh (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.



Gambar 2.23 Komponen Bangunan Penyadap Tipe Sandar

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

1. Untuk lubang penyadap yang kecil.

$$Q = C.A.\sqrt{2gh} \dots\dots\dots (2.68)$$

di mana :

- Q = Debit penyadap sebuah lubang (m^3/det)
- C = Koefisien debit, $\pm 0,62$
- A = Luas penampang lubang (m^2)
- g = Gravitasi ($9,8 m/det^2$)
- H = Tinggi air dari titik tengah lubang ke permukaan (m)

2. Untuk lubang penyadap yang besar.

$$Q = \frac{3}{2} B.C. \sqrt{2g \left\{ (H_2 + h_a)^{\frac{3}{2}} (H_1 + h_a)^{\frac{2}{3}} \right\}} \dots\dots\dots (2.69)$$

di mana :

B = Lebar lubang penyadap (m)

H₁ = Kedalaman air pada tepi atas lubang (m)

H₂ = Kedalaman air pada tepi bawah lubang (m)

h_a = Tinggi tekanan kecepatan didepan lubang penyadap (m) = $\frac{V_a^2}{2g}$

V_a = Kecepatan aliran air sebelum masuk kedalam lubang penyadap (m/det)

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

$$Q = \frac{2}{3} B.C. \sqrt{2g \left(H_2^{\frac{3}{2}} - H_1^{\frac{3}{2}} \right)} \dots\dots\dots (2.70)$$

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

$$Q_i = Q \sec \theta \dots\dots\dots (2.71)$$

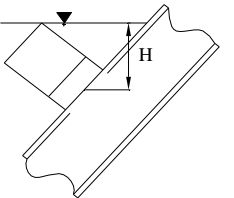
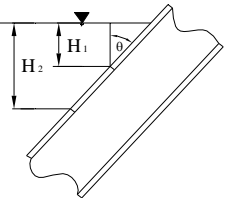
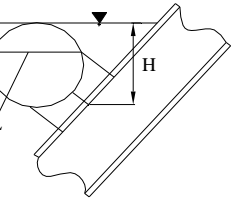
3. Untuk lubang penyadap dengan penampang bulat.

$$Q = C . \pi . r^2 . \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (2.72)$$

di mana :

r = radius lubang penyadap (m)

Rumus tersebut berlaku untuk $\frac{H}{r} > 3$

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

(Sumber : Suyono Sosrodarsono), 1977

Gambar 2.24 Skema Perhitungan Untuk Lubang-Lubang Penyadap

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

2.7.7.2 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.

2.7.7.3 Pintu-pintu Air dan Katub pada Bangunan Penyadap

Perbedaan antara pintu-pintu air dan katub adalah pintu air terdiri dari dua bagian yang terpisah yaitu pintu yang bergerak dan bingkai yang merupakan tempat di mana 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