

## **BAB II**

### **KAJIAN TEORI**

#### **A. Deskripsi Teoritik**

##### **1. DAS ( Daerah Aliran Sungai )**

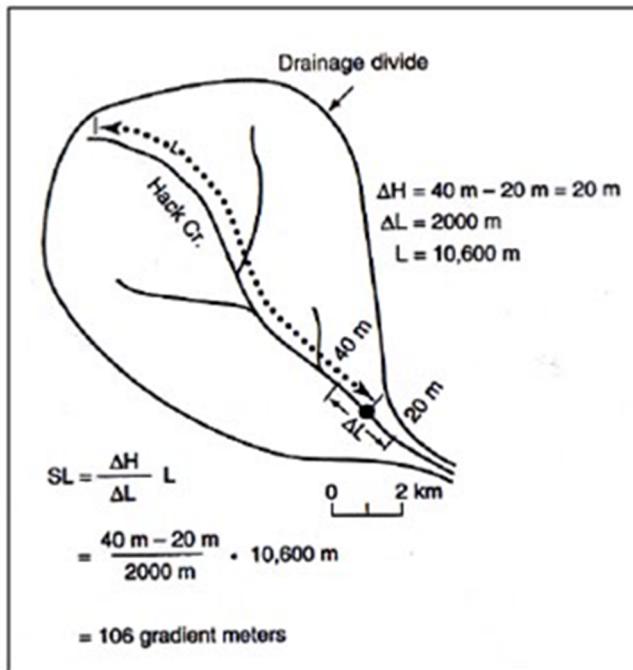
Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah daerah yang dibatasi oleh punggung – punggung / pegunungan dimana air hujan yang jatuh didaerah tersebut akan mengalir menuju sungai utama pada suatu titik / stasiun yang ditinjau. DAS ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang dilengkapi dengan garis – garis kontur. Limpasan berasal dari titik–titik tertinggi dan bergerak menuju titik – titik yang lebih rendah dalam arah tegak lurus dengan garis–garis kontur. Daerah yang dibatasi oleh garis yang menghubungkan titik–titik tertinggi tersebut adalah DAS.

##### **2. Panjang Sungai**

Panjang sungai adalah panjang yang diukur sepanjang sungai, dari stasiun yang ditinjau atau muara sungai sampai ujung hulunya. Sungai utama adalah sungai terbesar pada daerah tangkapan dan yang membawa aliran menuju muara sungai.

Pengukuran panjang sungai dan panjang DAS adalah penting dalam analisis aliran limpasan dan debit aliran sungai. Panjang DAS adalah panjang maksimum sepanjang sungai utama dari stasiun yang ditinjau ( atau muara ) ke titik terjauh dari batas DAS. Panjang pusat berat adalah panjang sungai yang diukur sepanjang sungai

dari stasiun yang ditinjau sampai titik terdekat dengan titik berat daerah aliran sungai. Pusat berat DAS adalah pusat berat titik perpotongan dari dua atau lebih garis lurus yang membagi DAS menjadi dua DAS yang kira – kira sama besar. (Bambang Triyatmodjo. 2008 )



Gambar 1. Menunjukkan panjang sungai.

Ciri – ciri Daerah Aliran Sungai meliputi :

- Luas dan bentuk daerah. Dihitung tiap  $\text{km}^2$  banjir – banjir sungai dengan aliran kecil terdapat lebih besar daripada banjir – banjir sungai dengan daerah aliran yang lebih luas. Ini disebabkan antara lain karena daerah kecil air hujan umumnya mudah mencapai sungai. Selain itu di daerah – daerah yang luas bisa terdapat danau, rawa, kolam, tanah porous (pasir) dan lain

sebagainya yang menahan air hujan, tetapi debit minimumnya terdapat lebih kecil.

- b) Pada daerah aliran yang bentuknya lebar dengan banyak sungai cabang, banjir dari sungai cabang sering mencapai sungai induknya dalam waktu yang bersamaan. Tidak demikian keadaannya pada daerah-daerah yang bentuknya sempit dan panjang. Sehubungan dengan daerah-daerah yang berbentuk lebar tersebut, banjirnya lebih besar daripada daerah sempit memanjang. Selanjutnya, di daerah-daerah yang letaknya sejajar dengan arah hujan sering terdapat banjir besar.
- c) Keadaan Topografi. Di daerah yang permukaan tanahnya miring terdapat aliran permukaan yang deras dan besar, terlebih jika tanahnya keras dan rapat. Kemiringan rata-rata dasar sungai sangat besar pengaruhnya pada kecepatan meningkatnya banjir.
- d) Kepadatan drainase, yaitu panjang dari saluran-saluran persatuan luas daerahnya. Kepadatan drainase yang kecil menunjukkan secara relatif pengaliran melalui permukaan tanah yang panjang untuk mencapai sungai, disini kehilangan air bisa menjadi besar. Selain itu meningkatnya banjir berlangsung lambat.
- e) Geologi. Sifat-sifat tanah berpengaruh banyak pada banyaknya air yang hilang. Kerapatan tanah dan tebalnya lapisan tanah yang tembus air sangat menentukan besarnya infiltrasi dan evaporasi.

- f) Elevasi rata-rata dari daerah aliran. Hujan-hujan lebat umumnya lebih banyak terjadi di daerah-daerah pegunungan daripada daerah dataran.
- g) Keadaan daerah umumnya. Banyaknya tumbuhan perkampungan, kota, daerah-daerah pertanian dan lain sebagainya mempengaruhi banyaknya kehilangan air. Perkampungan, kota dan daerah industri mengurangi banyaknya infiltrasi.

### **3. Curah Hujan**

Menurut Suyono Sosrodarsono (1983), curah hujan yang diperlukan untuk mendukung pekerjaan perencanaan dan detail design pengendalian banjir dimaksudkan untuk memperoleh keluaran berupa “besaran banjir rancangan”. Dalam hal ini besarnya volume debit yang disebabkan oleh curah hujan jangka waktu yang pendek dipergunakan sebagai acuan dalam perencanaan bangunan – bangunan sungai, seperti talud, pintu air saluran pembuang (*Flap Gate*), pelindung lereng tebing (groin, bronjong, riprap, dan krip), bangunan pengendali dasar sungai (groundsill), bendung irigasi dan lain – lain. Catatan hujan setiap waktu (kontinyu) itu, dirubah menjadi intensitas curah hujan per jam dan disebut intensitas curah hujan.

Dari data curah hujan yang ada dapat diketahui tinggi hujan pada titik yang ditinjau, yang selanjutnya dapat dipergunakan untuk analisis banjir akibat hujan dengan menggunakan hidrograf sintetik. Analisis selanjutnya diarahkan untuk memperkirakan besarnya debit banjir yang dihitung untuk beberapa kala ulang yaitu 5, 10, 20, 25 , 50, dan 100 tahun.

Makin pendek jangka waktu curah hujan, makin besar intensitasnya. Distribusi hujan terkadang berhenti atau menjadi kecil atau lemah, jadi jika jangka waktu curah hujan itu panjang, maka intensitasnya kecil. Menurut beberapa pengamatan, jika curah hujan harian itu dianggap 100%, maka curah hujan 1 jam adalah kira-kira 20%, curah hujan 2 jam kira-kira 32%, curah hujan 5 jam kira-kira 50% dan curah hujan 14 jam kira-kira 80% (Suyono Sosrodarsono,1983).

Makin kecil daerah pengaliran itu, maka jangka waktu curah hujan atau waktu konsentrasi makin pendek (*time of concetration arrival time* waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir dari titik paling jauh ke titik yang ditentukan dibagian hilir daerah pengaliran). Jadi intensitas curah hujan itu makin besar. Namun demikian meskipun jangka waktu itu sama, intensitas curah hujan itu akan berbeda-beda yang tergantung dari kemungkinan frekuensi kejadiannya. Nilai  $I$  (intensitas Hujan), menurut Suyono Sosrodasono (1983), dapat didekati dengan rumus sebagai berikut :

$$I_N^{24} = R_N^{24} \cdot B_N$$

Dengan  $I_N^{24}$  adalah intensitas hujan untuk curah hujan harian (mm/24jam),  $R_N^{24}$  adalah curah hujan 24 jam (mm/24jam),  $A_i$  adalah koefisien karakteristik gradien kurva intensitas curah hujan.

#### 4. Distribusi Curah hujan dalam daerah pengaliran

Menurut Suyono Sosrodarsono (1983), umumnya pusat curah hujan itu bergerak. Jika air hujan didalam penampung mencapai jumlah yang maksimum, maka penampung itu bergerak sehingga air hujan berikutnya ditampung oleh penampung yang lain. Jadi suatu curah hujan lebat bergerak sepanjang sistem aliran sungai akan sangat mempengaruhi debit puncak dan lamanya limpasan permukaan. Hidrograf sebuah sungai sangat dipengaruhi oleh kondisi penggunaan tanah dalam daerah pengaliran itu. Daerah hutan yang ditutupi oleh tumbuh-tumbuhan yang lebat sulit mengadakan limpasan permukaan karena kapasitas infiltrasinya yang besar. Sebaliknya, kapasitas infiltrasi akan turun jika terjadi pengosongan (penebangan pohon) sebagai daerah pembangunan. Adapun keluaran dari model simulasi yang dilakukan berupa analisis data hujan rerata DPS (*catchment rainfall*).

Ada tiga cara yang berbeda dalam menentukan tinggi curah hujan rata-rata daerah dari pengamatan curah hujan dibeberapa titik stasiun penakar atau pencatat adalah sebagai berikut (C.D. Soemarto,1987) :

1. Cara Rata – rata Aljabar :

$$\frac{m}{(N + 1)} \%$$

Dengan  $P$  adalah curah hujan rerata DPS,  $N$  adalah banyaknya stasiun penakar, dan  $P_1, P_2, \dots, P_N$  adalah curah hujan di tiap stasiun penakar 1, 2, ...,  $N$ .

## 2. Cara Poligon Thiessen

Hitungan hujan rerata DPS dengan cara Poligon Thiessen dilakukan dengan rumus berikut :

$$P = \sum_{i=1}^N \alpha_i P_i$$

Dengan  $P$  adalah hujan rerata DPS, jika  $\sum_{i=1}^N P_i$  merupakan persentase luas pada stasiun  $i$  ( $A_i$ ) sama dengan 100% dan  $A$  adalah luas areal,  $P_i$  adalah kedalaman hujan distasiun  $i$  maka:  $\alpha_i = \frac{A_i}{A}$ , dengan  $\alpha_i$  adalah faktor koreksinya.

## 3. Cara Garis isohiet

$$P = \frac{A_1 P_1 + A_2 P_2 + \dots + A_n P_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Dengan  $P$  adalah curah hujan rerata DPS,  $A_1, A_2, \dots, A_n$  adalah luas bagian-bagian antara garis-garis isohiet dan  $P_1, P_2, \dots, P_n$  adalah curah hujan rata-rata pada bagian-bagian  $A_1, A_2, \dots, A_n$ .

Cara Thiessen merupakan salah satu cara yang memberikan hasil yang lebih teliti daripada cara Rata-rata Aljabar dan cara garis Isohiet. Meskipun hasil yang diberikan dari masing-masing cara tidak berbeda jauh. Curah hujan dalam tiap poligon dianggap diwakili oleh curah hujan dari titik pengamatan dalam tiap poligon, luas tiap poligon diukur dengan planimeter. Jika titik-titik pengamatan itu banyak dan variasi curah hujan didaerah bersangkutan besar, maka ketelitian cara Thiessen akan sangat meningkat. Sebaliknya pada cara rata-rata Aljabar dan pembuatan peta isohiet

ini akan terdapat kesalahan pribadi (*individual error*) sipembuat peta (Suyono Sosrodarsono, 1983).

### 1. Hidrolika Banjir

Sungai mempunyai fungsi mengumpulkan curah hujan dalam suatu daerah tempat presipitasi yang terkonsentrasi ke sungai dan mengalirkannya ke laut. Pada penyusunan hidrograf, Suyono Sosrodarsono (1993), menyatakan bahwa persentasi puncak itu adalah penting untuk diperhitungkan. Maka semua persentasi debit dapat diperoleh dari debit rata-rata dalam interval waktu. Akan tetapi dalam suatu daerah pengaliran yang besar, harga rata-rata pada interval waktu dimana telah termasuk harga maksimumnya yang akan mendekati harga puncak. Sedangkan penetapan tingkat-tingkat sungai menggunakan cara Strahler (1964), yang pada dasarnya sebagai berikut ini:

- a. Sungai–sungai paling ujung adalah sungai–sungai tingkat satu
- b. Apabila dua buah sungai dengan tingkat yang sama bertemu akan membentuk sungai satu tingkat lebih tinggi.
- c. Apabila sesuai sungai dengan suatu tingkat bertemu dengan sungai lain dengan tingkat yang lebih rendah maka tingkat sungai pertama tidak berubah.

Perubahan kondisi permukaan air sungai dengan kala ulang yang cukup lama, misalnya 50 dan 100 tahun sulit untuk diperkirakan. Mengingat pada keadaan debit banjir permukaan air itu berubah-ubah, maka pengukuran dengan interval yang

berdekatan yang memerlukan waktu yang banyak harus dihindari. Cara-cara pengukuran debit adalah sebagai berikut (Suyono Sosrodarsono,1983):

1. Pengukuran debit dengan bendung
2. Perhitungan debit dengan mengukur kecepatan aliran dan luas penampang melintang (untuk pengukuran kecepatan digunakan pelampung atau pengukur arus dengan kincir).
3. Didapat dari kerapatan larutan obat
4. Dengan menggunakan pengukur arus magnitis, pengukur arus gelombang supersonis, meter venturi dan seterusnya.

Dari cara pengukuran debit diatas, menghitung debit dengan pengukuran kecepatan dan luas penampang melintang adalah yang sering digunakan seperti yang diperlihatkan dalam (2). Akan tetapi analisis aliran melalui saluran terbuka (*open channel*) lebih sulit daripada aliran melalui saluran pipa (saluran tertutup). Pada saluran terbuka, misalnya sungai (saluran alam), variabel aliran sangat tidak teratur baik terhadap ruang maupun waktu. Variabel tersebut adalah tumpang lintang saluran, kekasaran, kemiringan dasar, belokan, debit dan kecepatan aliran dalam saluran. Ketidakteraturan tersebut mengakibatkan analisis aliran sangat sulit untuk diselesaikan secara analitis. Oleh karena itu, analisis aliran melalui saluran terbuka lebih empiris dibanding dengan aliran melalui pipa. Sampai saat ini metode empiris masih yang terbaik untuk menyelesaikan masalah tersebut (Bambang Triyatmodjo,1996).

Lebih lanjut dijelaskan bahwa untuk keperluan praktis dan ekonomis, dimana sering diperlukan kecepatan rata-rata pada vertikal, pengukuran kecepatan dilakukan hanya pada satu atau dua titik tertentu. Kecepatan rerata dapat diukur pada 0,6 kali kedalaman muka air, atau harga rerata dari kecepatan pada 0,2 dan 0,8 kali kedalaman. Ketentuan ini hanya berdasarkan hasil pengamatan dilapangan dan tidak ada penjelasan secara teoritis. Besar kecepatan rerata ini bervariasi antara 0,8 dan 0,95 kecepatan dipermukaan dan biasanya diambil sekitar 0,85.

Menurut Ven Te chow (1959), dalam Suyatman dkk (1985), dalam hitungan hidraulika , koefisien kekasaran Manning dianggap tetap untuk sepanjang sungai dan untuk elevasi muka air yang berbeda. Berdasarkan kondisi ini, maka nilai koefisien kekasaran *Manning* (n) diperkirakan atau ditentukan berdasarkan kondisi dan kenampakan material alur sungai. Untuk kondisi alur material dasar sungai berupa pasir, lebar sungai lebih besar 100 kaki ( $\pm 30,5$  m), alur sungai bertebing dan terdapat semak belukar nilai n sebesar 0,04. Sedangkan pada kondisi alur material dasar berupa pasir dan lempung, lebar sungai relatif lebih kecil (kurang dari 30,5 m), tebing sungai tinggi dan curam, banyak semak belukar dan sampah, maka nilai n untuk kondisi alur sungai sebesar 0,045.

Penjelasan tentang tampang melintang ekonomis (efisien) dapat dilakukan dengan menggunakan rumus debit aliran dengan menggunakan rumus Manning. Luas penampang melintang dan jari-jari hidraulik yang sesuai dengan permukaan air sembarang, dapat diketahui dari penampang melintang ( Suyono Sosordarsono,1983).

Rumus Manning :

$$Q = A V = A 1/n R^{2/3} I^{1/2} . \quad (2.1)$$

Dengan n adalah koefisien kekasaran, I adalah gradien permukaan air , V adalah kecepatan rata – rata ( $m/dt$ ), A adalah luas penampang melintang air ( $m^2$ ), R =  $A/P$  (m) adalah jari – jari hidraulik, P adalah keliling basah (m).

## 2. Debit

Debit sungai dapat diukur secara langsung atau tidak langsung.

### a) Pengukuran secara langsung

Pengukuran debit sungai secara langsung dilakukan dengan mengukur luas potongan melintang palung sungai dan kecepatan rata-rata airnya. Untuk mengukur kecepatan air digunakan alat pengukur kecepatan air (*current meter*). Kecepatan air diberbagai titik didalam palung sungai berbeda-beda. Untuk perhitungan diambil kecepatan rata-rata. Cara mengukur kecepatan air dengan *current meter* dan cara mendapatkan harga untuk kecepatan rata-rata dan menghitung debit sungainya.

Debit sungai juga dapat kita ketahui dari tinggi permukaan air diatas dasar kalau sebelumnya sudah kita tentukan lebih dulu hubungan antara tinggi air dan debit. Untuk ini pada berbagai ketinggian air diukur debitnya dan hasilnya digambarkan dengan suatu grafik. Ordinat menunjukkan tinggi muka air diatas dasar sungai sedangkan absisnya menunjukkan debit, lengkung yang diperoleh pada

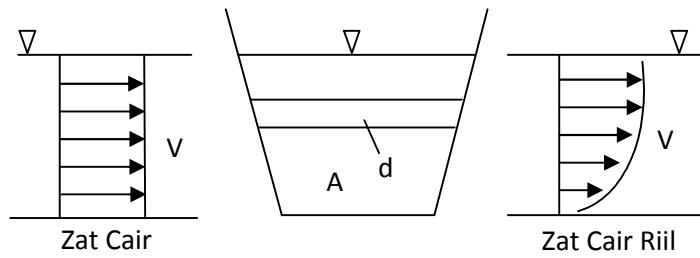
grafiknya disebut *rating curve*. *Rating curve* dapat ditentukan dengan metode kwadrat kecil, regresi, korelasi, atau dengan logaritma.

b) Pengukuran secara tidak langsung

Menentukan debit sungai secara tidak langsung dapat dilakukan dengan beberapa cara, antara lain:

- (1.) Luas penampang palung sungai diukur sedang kecepatan air dihitung secara analitis.
- (2.) Debit sungai dihitung dari bangunan – bangunan air yang teradapat dalam sungai, misalnya gorong – gorong, jembatan, talang siphon, bangunan terjun, bendung. Besar debit aliran yang melalui bangunan itu dihitung dengan rumus hidraulika yang berlaku untuk bangunan yang bersangkutan.
- (3.) Debit sungai dihitung dari hujan
- (4.) Debit sungai dihitung dengan menggunakan rumus – rumus empiris.

Cara tidak langsung umumnya dipakai kalau pengukuran secara langsung tidak dapat dilakukan. Di dalam zat cair ideal, dimana tidak terjadi gesekan, kecepatan aliran (V) adalah sama di setiap titik pada tumpang lintang.



Gambar. 2 Kecepatan Aliran Melalui Saluran Terbuka  
( Bambang Triatmodjo, 1996 )

Menurut Bambang Triatmojo, jika tampang aliran tegak lurus pada arah aliran (A) Maka debit aliran (Q) sebagai berikut :

$$Q = A \cdot V \quad (m^2 \times m / s = m^3 / s) \quad (2.2)$$

Dimana :

Q : Debit Aliran

A : Tampang Aliran

V : Kecepatan Aliran

Pada kenyataannya, variasi kecepatan pada tampang lintang sering diabaikan, dan kecepatan aliran dianggap seragam disetiap titik pada tampang lintang yang besarnya sama dengan kecepatan rerata (V), sehingga debit alirannya adalah :

$$Q = A \cdot V \quad (2.3)$$

Debit banjir rencana merupakan debit air yang direncanakan dan dialirkan oleh pelimpah. Debit tersebut dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut

$$Q = 1.71 \text{ Cd } B_e H_l^{1.5}$$

Dalam hal ini :

$Q$  : Debit limpasan (  $\text{m}^3 / \text{dt}$  )

$H_l$  : Tinggi energi datas mercu ( m )

$Cd$  : Koefisien Debit

$B_e$  : Lebar efektif mercu ( m )

$B_e$  :  $B - 2(n K_p + K_a) H_l$

Dimana :

$B_e$  : Lebar efektif mercu ( m )

$B$  : Lebar mercu yang sesungguhnya ( m )

$n$  : Jumlah pilar

$K_p$  : Koefisien kontraksi pilar

$K_a$  : Koefisien kontraksi pangkal bendung

$H_l$  : Tinggi Energi (m)

### 3. Penetapan debit Banjir Rencana

Banjir rencana merupakan debit maksimum di sebuah sungai atau saluran alami dengan periode ulang rata-rata yang sudah ditentukan dan dapat dialirkan tanpa membahayakan proyek irigasi dan stabilitas bangunan-bangunan. Untuk menghitung debit rencana data-data yang diperlukan adalah:

- a. Luas daerah pada peta
- b. Panjang sungai pada peta
- c. Elevasi sungai tertinggi
- d. Elevasi sungai terendah

Menghitung luas daerah tangkapan sungai *catchment area* dapat dilakukan dengan methode elips. Variasi curah hujan di tiap daerah diperkirakan berbentuk elips, untuk menentukan luas daerah hujan disuatu daerah aliran sungai, sebuah elips digambar mengelilingi batas – batas daerah aliran sungai.  $A_s$  yang pendek sekurang – kurangnya  $2/3$  dari  $A_s$  panjang. Garis elips tersebut mungkin memintas ujung daerah pengaliran yang memanjang. Daerah elips  $F$  diambil untuk menentukan harga  $\beta q$  untuk luas daerah aliran sungai  $A$ . Luas ellips adalah:

$$F = (\pi/4) \times L_1 \times L_2$$

Dalam hal ini:

$$F = \text{luas ellips, } \text{km}^2$$

$$L_1 = \text{panjang sumbu besar, } \text{km}$$

$$L_2 = \text{panjang sumbu kecil, } \text{km}$$

Metode yang dipakai dalam perhitungan debit banjir adalah:

### 1) Methode Weduwen

Menghitung debit banjir pada suatu sungai dengan metode weduwen dibutuhkan data curah hujan, luas cathment area, panjang sungai, elevasi tempat bending dan titik sepanjang cathcment area untuk beda tinggi. (Suyitno,1994)

Rumus:

$$Q_n = M_n \cdot f \cdot q' \cdot \frac{R_{70}}{240} \quad (2.4)$$

Dalam hal ini :

$Q_n$  = Debit maksimum untuk periode ulang n tahun

$M_n$  = koefisien yang tergantung dari periode yang ditetapkan sebagai periode ulang

$F$  = luas daerah pengaliran ( $\text{km}^2$ ) / DAS

$q' = \alpha \cdot \beta \cdot q$  = debit dalam ( $\text{m}^3/\text{det}/\text{km}^2$ ) dengan curah hujan maksimum 240

$R_{70}$  = curah hujan maksimum selama 70 tahun

$$R_{70} = \frac{R_I}{M_p} = \frac{5/6 R_H}{M_p} \quad (2.5)$$

Dalam hal ini:

$R_I$  = curah hujan maksimum pertama

$R_H$  = curah hujan maksimum kedua

$M_p$  = koefisien selama periode tertentu (banyak data = p tahun)

$M_n$  = koefisien yang tergantung pada periode yang ditetapkan (untuk  $n = 70$  tahun,  $M_n=1$ )

$$Q_{70} = F \cdot q \cdot \frac{R_{70}}{240} \quad (2.6)$$

Methode weduwen untuk DAS  $< 100 \text{ km}^2$

## 2) Methode FSR Jawa – Sumatra

Rumus :

$$\text{MAF} = 8 \times 10^6 \times \text{AREA}^V \times \text{APBAR}^{2.445} \times \text{SIMS}^{0.117} \times (1 + \text{LAKE})^{0.85} \quad (2.7)$$

Dalam hal ini :

MAF = *Mean Annual Flood* (debit banjir tahunan rata-rata tahunan)

ARSA = Daerah Aliran Sungai ( $\text{km}^2$ )

V =  $1.02 - 0.0275 \log \text{AREA}$

APBAR = Hujan maksimum rata-rata tahunan yang mewakili DAS

= PBAR x ARF

PBAR = Hujan terpusat maksimum rata-rata tahunan selama 24 jam

ARF = faktor reduksi ( lihat tabel )

SIMS = Indeks kemiringan ( m/km )

= H / MSL

H = Beda ketinggian antara pengamatan dan ujung sungai yang tertinggi

MSL = Jarak terbesar dari tempat pengamatan sampai batas terjauh di daerah aliran sepanjang sungai.

LAKE = Indeks danau, jika tidak terdapat danau di ambil nol

**Tabel 1 Faktor Reduksi AFR**

Luas DAS ( KM <sup>2</sup> )	ARF
1 – 10	0.99
10 – 30	0.97
30 – 30000	1.152 – 0.1233 log AREA

- Sehingga debit puncaknya digunakan rumus :

$$Q_T = GF_{(T, AREA)} \times MAF$$

Dalam hal ini :

$Q_T$  = Debit banjir dengan periode T tahun

GF = *Grown Factor* ( Tabel )

MAF = *Mean Annual Flood*

**Tabel 2 *Grown Factor* ( GF )**

Return Period	Catchment Area					
	< 180	300	600	900	1200	>1500
5	1.28	1.27	1.27	1.22	1.19	1.17
10	1.56	1.54	1.48	1.44	1.41	1.37
20	1.88	1.84	1.78	1.70	1.64	1.59
50	2.35	2.30	2.18	2.10	2.03	1.95
100	2.78	2.72	2.57	2.47	2.37	2.27

Harga PBAR di hitung dengan cara aljabar rata-rata yaitu dengan rumus :

$$R = 1/n ( R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n ) \quad (2.8)$$

Dalam hal ini:

R = Hujan maksimum rata-rata

n = Jumlah pengamatan

$R_1$  = Hujan maksimum rata-rata pengamatan 1

$R_2$  = Hujan maksimum rata-rata pengamatan 2

$R_3$  = Hujan maksimum rata-rata pengamatan 3

$R_n$  = Hujan maksimum rata-rata pengamatan n

#### 4. Elevasi Muka air

Secara khusus tujuan analisis hidrologi dalam pekerjaan pengendalian banjir adalah untuk memperkirakan debit banjir dan elevasi muka air banjir pada sungai, sehingga dapat direncanakan tinggi jagaan (*freeboard*) yang dapat melindungi daerah sekitar sungai dari bahaya terendam banjir.

Dalam rangka keperluan perencanaan dan pelaksanaan untuk persungan diadakan beberapa jenis sebutan elevasi muka air sungai, yaitu:

1. Elevasi air rata-rata: jumlah angka muka air yang tercatat selama periode tertentu dibagi jumlah observasi. Observasi ini dapat dinyatakan dalam bulanan, tahunan, 2 tahunan, 3 tahunan ..... x tahunan tergantung dari periode observasi.
2. Elevasi air tertinggi rata-rata: angka rata-rata dari semua elevasi muka air yang lebih tinggi dari muka air rata-rata.
3. Elevasi air terendah rata-rata: nilai rata-rata dari semua elevasi muka air yang lebih rendah dari muka air rata-rata.

4. Elevasi air tinggi dan muka air rendah: Muka air tinggi adalah muka air diatas muka air rata-rata dan muka air rendah adalah muka air dibawah rata-rata.
5. Elevasi air normal: elevasi muka air yang letaknya dibawah setengah elevasi muka air yang terjadi selama periode tertentu, akan tetapi akan lebih tinggi dari setengah sisa elevasi muka air tersebut.
6. Elevasi muka air maksimum tahunan rata-rata: Angka rata-rata elevasi muka air maksimum tahunan selama beberapa tahun.
7. Elevasi muka air minimum tahunan rata-rata: Angka rata-rata elevasi muka air minimum tahunan selama beberapa tahun.
8. Elevasi muka air terendah: muka air terendah dari semua muka air yang terukur selama 355 hari dalam setahun.
9. Elevasi muka air rencana: Ditentukan dengan perhitungan aliran uniform atau aliran non uniform. Perhitungan aliran uniform biasanya digunakan formula manning untuk memperoleh kecepatan arus rata – rata (Suyono Sosrodarsono, 1985).

## 5. Pengukuran Elevasi muka air

Elevasi muka air distasiun pengukuran merupakan parameter penting dalam hidrometri. Elevasi tersebut diukur dengan datum (elevasi referensi) yang bisa berupa elevasi muka air laut rerata atau datum lokal (*Bench Mark*). Alat pencatat elevasi muka air dapat berupa papan duga dengan meteran (*Staff Gauge*) atau alat pengukur elevasi muka air secara otomatis (AWLR, Automatic Water Level Recorder). Pengamatan muka air dilakukan di lokasi dimana akan dibuat bangunan air

seperti bendungan, bangunan pengambilan air, atau ditempat penting lainnya. Tujuan pengukuran tinggi muka air adalah untuk meramalkan aliran pada daerah banjir, merencanakan dimensi bangunan yang akan dibangun pada sungai tersebut atau pada lokasi yang ada didekatnya.

### 1. Papan Duga

Papan duga merupakan alat paling sederhana untuk mengukur elevasi muka air. Alat ini terbuat dari kayu atau plat baja yang diberi ukuran skala dalam sentimeter, yang dapat dipasang ditepi sungai atau pada suatu bangunan seperti jembatan, bendung dan sebagainya. Angka nol pada papan duga ditempatkan pada titik terendah dari skala sehingga semua pembacaan adalah positif. Disuatu sungai dimana perbedaan elevasi muka air tertinggi dan terendah besar, maka pemasangan papan duga dapat dilakukan secara bertingkat. Untuk sungai yang mempunyai tebing teratur dan saluran buatan, papan duga dapat dipasang secara miring pada tebing dengan skala ukuran memperhatikan kemiringan tebing.

Pengamatan elevasi muka air pada papan duga biasanya dilakukan sekali dalam sehari. Meskipun penggunaan alat ini murah, tapi mempunyai kelemahan yaitu tidak tercatatnya muka air pada jam – jam lain yang mungkin mempunyai informasi penting, misalnya puncak banjir. ( Bambang Triatmodjo. 2008 ).



Gambar 3. Pemasangan Papan Duga

## 2. Pengukuran Tinggi Muka Air secara otomatis

Pengamatan tinggi muka air pada papan duga pada umumnya dilakukan setiap hari (minimum sekali dalam sehari) atau pada waktu-waktu yang telah ditetapkan. Cara pengamatan yang demikian itu mengakibatkan data tinggi muka yang tercatat hanya pada jam pengamatan itu saja. Sedangkan pada jam-jam lainnya yang kemungkinan mempunyai arti yang sangat penting (seperti puncak banjir) tidak akan tercatat. Dipandang dari kepentingan untuk analisis, hal itu sangat merugikan. Untuk mengatasi hal yang demikian itu digunakan alat ukur tinggi muka air secara otomatis yang dapat merekam semua perubahan tinggi muka air secara terus menerus (AWLR = *Automatic Water Level Recorder*). Data yang tercatat dengan alat AWLR

ini merupakan hubungan antara tinggi muka air sebagai fungsi waktu (*Stage Hydrograph*). AWLR dapat dibedakan menjadi dua macam:

- 1) AWLR dengan pelampung (*float* ) dan
- 2) *Pneumatic Water Level Recorder*

Keuntungan penggunaan AWLR yaitu:

- a) Pencatatan data muka air lebih tinggi lebih akurat,
- b) Tinggi muka air maksimum dan minimum tercatat secara otomatis tepat pada waktu terjadinya,
- c) Pencatatan fluktuasi muka dapat terlaksana secara otomatis,
- d) Dapat mengurangi kesalahan pengukuran karena faktor manusia

Data pengukuran tinggi muka air di dapat dari pembacaan grafik pesawat otomatis stasiun pengamatan muka air sungai atau dari pembacaan papan duga air biasa, yang biasanya dipasang pada pilar atau *landhofd* dari jembatan. Data ini diamati dalam jangka waktu yang panjang pada tempat yang dapat memberi gambaran mengenai banjir disungai. Data tersebut merupakan data lapangan yang dikumpulkan dari stasiun hidrologi. Pencatatan tinggi muka air, baik yang otomatis maupun manual dibuat elevasi rata-rata harian lalu dicari harga maksimum tinggi muka air dan waktu terjadinya harga maksimum tersebut. Pengukuran tinggi muka air banjir ini dimulai dari bagian hilir ke hulu dengan menetapkan suatu titik tertentu sebagai titik awal perhitungan. Titik ini dapat berupa:

- Badan air, seperti laut danau dan waduk
- Bangunan di sungai seperti bendungan atau bendungan penahan sedimen
- Pos duga air yang mempunyai lengkung aliran dan berada dihilir daerah hitungan
- Titik awal sebarang, jika tidak ada titik acuan dengan memperhatikan :
  - Titik muka air awal sebarang tidak boleh lebih rendah daripada tinggi muka air kritis.
  - Jarak antara titik awal sebarang dengan daerah hitungan harus cukup jauh.

Observasi elevasi muka air pada suatu titik ditengah sungai menunjukkan tinggi permukaan air sungai pada titik tersebut dan dinyatakan dengan tinggi terhadap suatu datum frekuensi. Biasanya datum referensi ini adalah elevasi muka air rendah maksimum dimuara sungai atau datum standar lainnya. Ada juga alat pengukur muka air otomatis yang menggunakan pelampung dalam sumuran yang dihubungkan dengan air sungai dan dapat mencatat naik turunnya pelampung pada kertas yang dipasangkan mengelilingi silinder yang diputar oleh mekanisme jam, selain tipe pelampung ada juga tipe gelembung udara, tipe tekanan air *supersonic* dan tipe tekanan elektrik. Sebagai pencatat biasanya digunakan tipe analog dan akhir-akhir ini mulai menggunakan tipe digital. Alat-alat pengukur muka air dipasang pada titik-titik yang penting untuk keperluan perencanaan persungai, pelaksanaan pekerjaan persungai dan pemeliharaan sungai, alat-alat ini tidak boleh dipasang pada lokasi yang arus sungainya deras, dasar sungainya mencolok dan gelombangnya besar.

Tetapi sebaliknya supaya dipasang pada lokasi pemeliharaan dan eksplorasinya mudah.

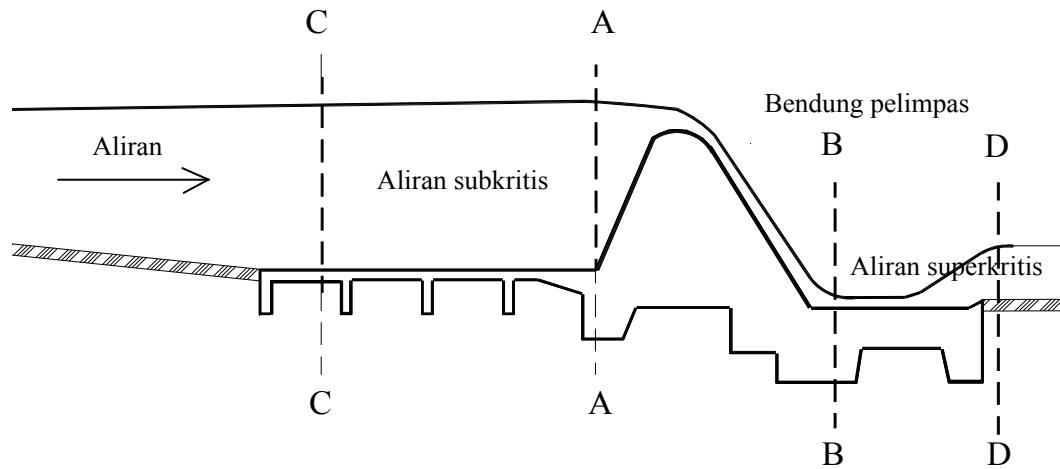
Elevasi muka air Bendung berkaitan dengan elevasi sungai tertinggi dan elevasi sungai terendah. Setelah menganalisis tampang bendung, kemudian dapat diperoleh elevasi mercu Bendung. Selanjutnya dapat dihitung kontrol muka air dihulu dan dihilir bending.(Soewarno,1995)

### **B. Hitungan Profil Muka Air**

Kedalaman aliran disepanjang saluran dapat dihitung dengan menyelesaikan persamaan diferensial untuk aliran berubah beraturan. Hitungan biasanya dimulai dari suatu tampang dimana hubungan antara elevasi muka air ( kedalaman ) dan debit diketahui. Tampang tersebut dikenal dengan tampang titik kontrol.(Bambang Triadmodjo, 2003 ).

Yang berhubungan dekat dengan aliran kritis adalah konsep penampang kontrol dalam aliran saluran. Telah ditunjukkan bahwa bilangan Froude menunjukkan perbandingan kecepatan aliran terhadap kecepatan dengan mana suatu gangguan kecil pada permukaan bebas dapat bergerak dalam air yang tenang. Bilangan Froude yang lebih kecil dari satu menunjukkan bahwa setiap gangguan dapat bergerak ke hulu dalam aliran yang demikian, sedang gangguan hanya dapat bergerak ke hilir dalam aliran superkritis, karena bilangan Froude dalam hal ini lebih dari satu. Apabila aliran itu kritis, gangguan itu akan menyatakan dirinya sendiri sebagai gelombang tegak. Sehingga dapat dikatakan bahwa aliran subkritis dipengaruhi oleh keadaan di hilir,

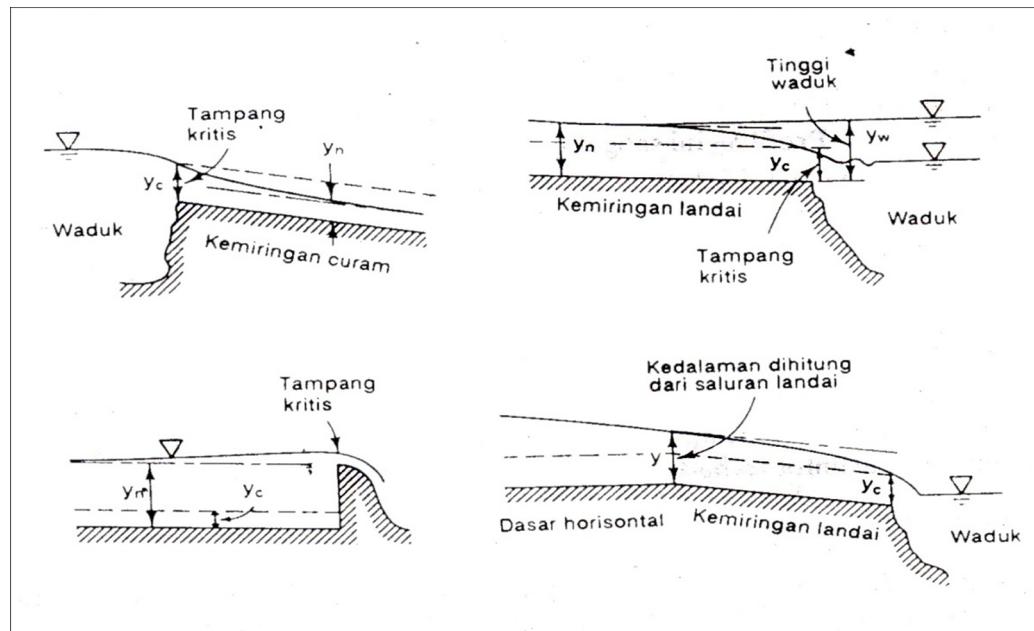
sedangkan keadaan ini tidak mempunyai pengaruh pada aliran superkritis. Dengan kata lain, aliran subkritis dapat dikatakan beroperasi dengan suatu kontrol di hilir ( *downstream control* ) dan aliran superkritis dengan suatu kontrol di hulu ( *upstream control* ). ( Ranga Raju, 1986 )



Gambar 4. Potongan Kontrol Dalam Aliran Saluran Terbuka

Dengan menganggap aliran dekat suatu bendungan kecil seperti (gambar 9) tinggi permukaan air pada A ditentukan dengan karakter debit dari bangunan pelimpas, sehingga penampang A menjadi penampang kontrol untuk aliran subkritis di hulu bendungan, yaitu kedalaman pada penampang C ditentukan oleh kedalaman pada A ( selain dari kemiringan, kekasaran dan lain-lain ) dan perhitungan aliran berubah berangsur dibuat mulai dari penampang kontrol A bergerak ke arah hulu. ( Ranga Raju, 1986 )

Sama halnya, kedalaman pada B ditentukan oleh ketinggian dari bendung dan kedalaman aliran superkritis di hilir suatu penampang seperti titik D, ditentukan oleh kedalaman pada penampang B, yaitu penampang B bekerja sebagai penampang kontrol untuk aliran di bawah bendung dan perhitungan profil muka air dihitung mulai pada penampang B bergerak ke hilir. (Ranga Raju, 1986).



Gambar 5. Titik – titik kontrol di saluran terbuka

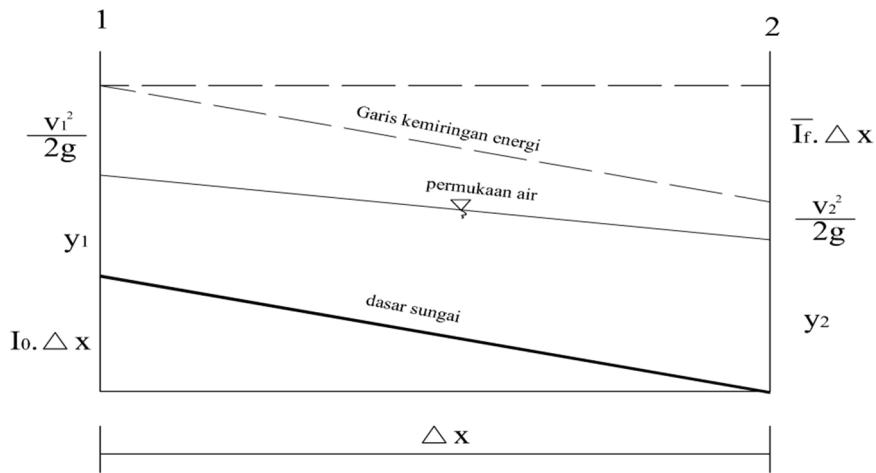
( Bambang Triadmodjo, 2003 ).

Pada bendung Karang ini dari titik Po sampai titik P8 terdiri dari beberapa ruas saluran yang mempunyai karakteristik yang berbeda, sehingga kondisi aliranya juga berbeda. Ada beberapa metode yang dapat digunakan untuk menyelesaikan perhitungan profil muka air, diantaranya adalah metode bertahap, standar metode bertahap, metode integrasi numerik, metode integrasi grafis, dan metode langkah

langsung. Pada perhitungan profil muka air bendung Karang ini digunakan standar metode bertahap.

### 1. Metode Bertahap

Pertimbangan jarak yang pendek dengan panjang  $\Delta x$  di mana kemiringan gesekan rata – rata adalah  $I_f$  rata – rata. Dengan gambar 6 dan dengan menggunakan persamaan energi antara penampang 1 dan 2 maka :



Gambar 6. Aluran berubah berangsur – angsur dalam suatu jarak yang pendek.

( Ranga raju, 1986 )

$$I_0 \cdot \Delta x + h_1 + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} + h_2 + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + I_f \cdot \Delta x$$

Atau

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{I_0 - I_f} \quad (2.9)$$

di mana  $E$  menunjuk ke energi spesifik pada setiap penampang. Metode bertahap menggunakan persamaan ( 2.9 ). Keseluruhan jarak saluran dibagi ke dalam tahapan

yang pendek di mana harga rata – rata  $I_{f\ rata\ -\ rata}$  dibenarkan dan perhitungan dilakukan di hulu atau di hilir ( sesuai dengan permasalahanya ) dari penampang pengatur. Pertambahan kedalaman konstan atau berubah – ubah diasumsikan untuk membagi saluran itu ke dalam tahapan yang berbeda dalam menjaga kebutuhan bahwa kemiringan gesekan dalam setiap panjang tahapan tidak banyak berbeda, dengan cara demikian penggunaan harga rata – rata tanpa banyak kehilangan banyak ketelitian.

Terdapat banyak metode yang memungkinkan dalam menghitung  $I_{f\ rata\ -\ rata}$ , namun dua metode yang lazim digunakan. Dalam metode pertama, kemiringan gesekan pada akhir tahapan dihitung dari persamaan manning dan  $I_f$  dihitung sebagai rata – rata dari yang dua ini, yaitu :

$$I_{f1} = \frac{V_1^2 \cdot n^2}{\frac{4}{R_1^3}} \quad (2.10)$$

$$I_{f2} = \frac{V_2^2 \cdot n^2}{\frac{4}{R_2^3}} \quad (2.11)$$

$$I_{f\ rata\ -\ rata} = \frac{I_{f1} + I_{f2}}{2} \quad (2.12)$$

Dalam metode kedua  $I_{f\ rata\ -\ rata}$  dihitung sebagai kemiringan gesekan sehubungan dengan kedalaman rata – rata dan kecepatan di dalam panjang tahapan, yaitu :

$$I_{f\ rata\ -\ rata} = \frac{V_{rata\ -\ rata}^2 \cdot n^2}{\frac{4}{R_{rata\ -\ rata}^3}} \quad (2.13)$$

di mana  $R_{rata-rata}$  adalah jari – jari hidraulis dan  $V_{rata-rata}$  disamakan dengan kecepatan rata – rata pada penampang ini. Apabila perubahan dalam kedalaman antara kedua ujung dari tahapan adalah sangat kecil, kedua metode perhitungan secara praktis akan menghasilkan harga  $I_{f rata-rata}$  yang sama. Apabila perbedaan dalam keadaan ini tidak kecil,  $I_{f rata-rata}$  yang diperoleh dari kedua metode itu akan berbeda dan ini akan mempengaruhi panjang tahapan yang dihitung dari persamaan ( 2.9 ).

## 2. Standar Metode Bertahap

Pada aliran berubah berangsur – angsur dalam saluran non prismatis luas penampang dan bentuk tidaklah konstan disepanjang saluran. Yaitu pada umumnya, juga ditandai dengan bentuk penampang yang tidak teratur. Sungai biasanya adalah saluran non prismatis. Kehilangan energi dalam saluran yang demikian adalah jumlah gesekan dan kehilangan bentuk. Persamaan ( 2.9 ) hanya menggunakan kehilangan gesekan dan tidak dapat digunakan secara langsung untuk perhitungan dalam saluran non prismatis kecuali apabila kehilangan bentuk diterangkan dengan mengubah perhitungan  $I_f$ .

Menunjuk ke Gambar 6 dan dengan memberi nama  $z_1$  dan  $z_2$  sebagai ketinggian dasar di atas bidang persamaan, dapat ditulis :

$$h_1 + z_1 + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} = h_2 + z_2 + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + h_f + h_e \quad ( 2.14 )$$

di mana  $h_f$  adalah tahanan gesekan pada panjang  $\Delta x$  dan  $h_e$  adalah kehilangan bentuk di atas panjang yang sama. Kehilangan gesekan  $h_f$  dapat ditulis sebagai :

$$h_f = I_{f rata-rata} \cdot \Delta x \quad ( 2.15 )$$

dan  $h_e$  dapat ditentukan sebagai :

$$h_e = k \left[ \frac{v_1^2 + v_2^2}{2.g} \right] \quad (2.16)$$

harga  $k$  umumnya bervariasi dari 0,10 sampai dengan 0,30 dalam penyempitan aliran dan dari 0,20 sampai dengan 0,50 pada penyebaran aliran. Suatu pertambahan  $k$  adalah dikehendaki apabila menonjolkan seperti belokan, hambatan dan lain – lain yang menimbulkan suatu tambahan kehilangan energi, pada jarak itu. Mulai dari kondisi yang diketahui pada penampang 1, masalah ini menurun ke penentuan kondisi pada penampang 2, dengan cara demikian sehingga persamaan ( 2.14 ) dipenuhi. ( Ranga Raju, 1986 ).

Pada dasarnya penampang itu diketahui hanya pada stasiun khusus ( yaitu pada harga  $x$  yang diketahui ) dalam saluran non prismatis dan masalah dalam hal yang demikian menjadi suatu perhitungan kedalaman pada harga  $x$  yang diketahui daripada penentuan jarak untuk kedalaman yang diketahui. Hal ini dapat dengan tepat sekali dilakukan dengan sedikit perubahan dari teknik integral numerik.

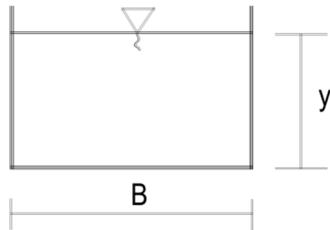
Perhitungan untuk standar metode bertahap adalah berdasarkan persamaan (2.14). Dengan mempertimbangkan hal aliran subkritis untuk ilustrasi, perhitungan akan berjalan ke arah hulu. Untuk setiap debit yang ditentukan, kedalaman aliran akan diketahui pada penampang kontrol. Sehingga diperlukan untuk menghitung kedalaman aliran pada penampang segera di hulu penampang pengatur. Kedalaman aliran pada penampang ini diasumsikan dan energi  $h_I + z_I + v_I^2/2.g$  dihitung. Karena pada kedua ujung jarak ini diketahui,  $h_f$  dan  $h_e$  dapat dihitung dengan persamaan

(2.15) dan persamaan (2.16). Harga  $h_l + z_l + v_l^2/2.g$  sekarang dapat dihitung dari persamaan (2.14) dan dibandingkan dengan harga yang diperoleh sebelumnya. Apabila keduanya tidak cocok, harga  $h_l$  yang baru diasumsikan dan perhitungan diulangi sampai kedua harga itu cocok. Oleh karena itu, prosedur itu diulangi untuk stasiun yang lain.

Adapun rumus – rumus yang lain yang digunakan untuk menghitung profil muka air diberikan berikut ini :

- Luas tampang basah (  $A$  )

Untuk tampang persegi luas tampang basah dicari dengan rumus :



Gambar 7. Bentuk tampang persegi.

$$A = B \times y$$

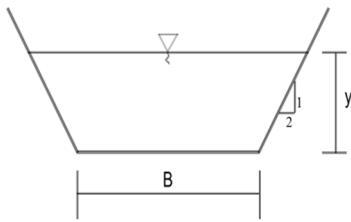
Keterangan :  $A$  = Luas tampang basah (  $m^2$  )

$B$  = Lebar saluran ( m )

$y$  = Kedalaman ( m )

Untuk tampang trapesium luas tampang dicari dengan rumus :

$$A = (B + my) y \quad (2.17)$$



Gambar 8. Bentuk tampang trapesium.

Keterangan :  $A$  = Luas tampang basah (  $m^2$  )

$B$  = Lebar saluran ( m )

$y$  = Kedalaman ( m )

b. Keliling tampang basah (  $P$  )

Untuk mencari harga keliling tampang basah persegi digunakan rumus :

$$P = B + 2y \quad (2.18)$$

Keterangan :  $P$  = Keliling tampang basah ( m )

$B$  = Lebar saluran ( m )

$y$  = Kedalaman ( m )

Untuk mencari harga keliling tampang basah trapesium digunakan rumus :

$$P = B + 2y \sqrt{1 + m^2} \quad (2.19)$$

Keterangan :  $P$  = Keliling tampang basah ( m )

$B$  = Lebar saluran ( m )

$y$  = Kedalaman ( m )

c. Radius hidraulik (  $R$  )

Untuk mencari harga radius hidraulik digunakan rumus :

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.20)$$

Keterangan :  $R$  = Radius hidraulik ( m )

$A$  = Luas tampang basah (  $m^2$  )

$P$  = Keliling tampang basah ( m )

d. kedalaman Normal (  $y_n$  )

Untuk mencari kedalaman normal digunakan rumus manning:

$$Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} = B y_n \frac{1}{n} \left( \frac{B y_n}{B + 2y_n} \right)^{2/3} I^{1/2} \quad (2.21)$$

Keterangan :

$Q$  = Debit (  $m^3/s$  )

$A$  = Luas tampang basah (  $m^2$  )

$n$  = Harga koefisien Manning

$R$  = Radius hidraulik ( m )

$P$  = Keliling tampang basah ( m )

$I$  = Kemiringan dasar saluran

$B$  = Lebar saluran ( m )

$y_n$  = Kedalaman normal ( m )

e. Kedalaman Kritis (  $y_c$  )

Untuk mencari harga kedalaman kritis tampang persegi digunakan rumus :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g B^2}} \quad (2.22)$$

Keterangan :

$$Q = \text{Debit ( m}^3/\text{s) }$$

$$B = \text{Lebar saluran ( m )}$$

$$g = \text{Grafitasi}$$

$$y_c = \text{Kedalaman kritis ( m )}$$

Untuk mencari harga kedalaman kritis tampang trapesium digunakan rumus:

$$y_c = \sqrt{\frac{Q^2 ( B + 2m \chi )}{g ( B + my_c )^3}} \quad (2.23)$$

Keterangan :

$$Q = \text{Debit ( m}^3/\text{s) }$$

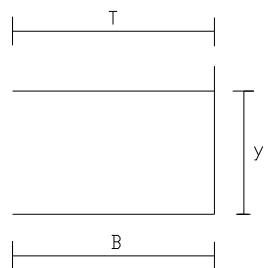
$$B = \text{Lebar saluran ( m )}$$

$$g = \text{Grafitasi}$$

$$y_c = \text{Kedalaman kritis ( m )}$$

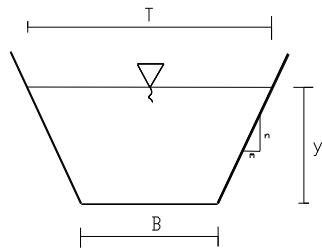
f. Lebar muka air ( T )

Pada saluran tampang persegi lebar muka air adalah sama dengan lebar saluran (B).



Pada saluran tampang trapesium, lebar saluran ( T ) dicari dengan rumus :

$$T = 2y \sqrt{1 + m^2}$$



## C. PERENCANAAN HIDROLIS

### 1.Umum

Perencanaan hidrolis bagian-bagian pokok bangunan utama akan dijelaskan dalam pasal-pasal berikut ini. Perencanaan tersebut mencakup tipe-tipe bangunan yang telah dibicarakan dalam pasal-pasal terdahulu, yakni:

- Bendung pelimpah
- Bendung mekanis
- Pengambilan bebas
- Pompa dan
- Bendung saringan bawah

Di sini akan diberikan kriteria untuk bagian-bagian dari tipe bangunan yang dipilih dan sebagai tambahan dapat digunakan SNI 03-1724-1989,SNI 03-2401-1991.

## 2.Bendung Pelimpah

### 2.1 Lebar bendung

Lebar bendung yaitu jarak antara pangkal-pangkalnya (*abutment*), sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Di bagian ruas bawah sungai, lebar rata-rata ini dapat diambil pada debit penuh (*bankful discharge*): dibagian ruas atas mungkin sulit untuk menentukan debit penuh. Dalam hal ini mean tahunan dapat diambil untuk mementukan lebar rata-rata bendung.

Lebar maksimum bendung hendaknya tidak lebih adari 1,2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas stabil. Untuk sungai-sungai yang mengakut bahan-bahan sedimen kasar yang berat, lebar bendung tersebut harus lebih disesuaikan lagi terhadap lebar rata-rata sungai, yakni jangan diambil 1,2 kali lebar sungai tersebut. Agar pembuatan banguna peredam energi tidak terlalu mahal, maka aliran per satuan lebar hendaknya di batasi sampai sekitas 12-14 m<sup>3</sup>/dtk, yang memberikan tinggi energi maksimum sebesar 3,5-4,5 m (lihat gambar)

Lebar efektif mercu (Be) dihubungkan dengan lebar mercu yang sebenarnya (B), yakni jarak antara pangkal-pangkal bendung dan/atau tiang pancang, dengan persamaan berikut:

$$Be = B - 2(nK_p + K_a) H_1 \quad (2.24)$$

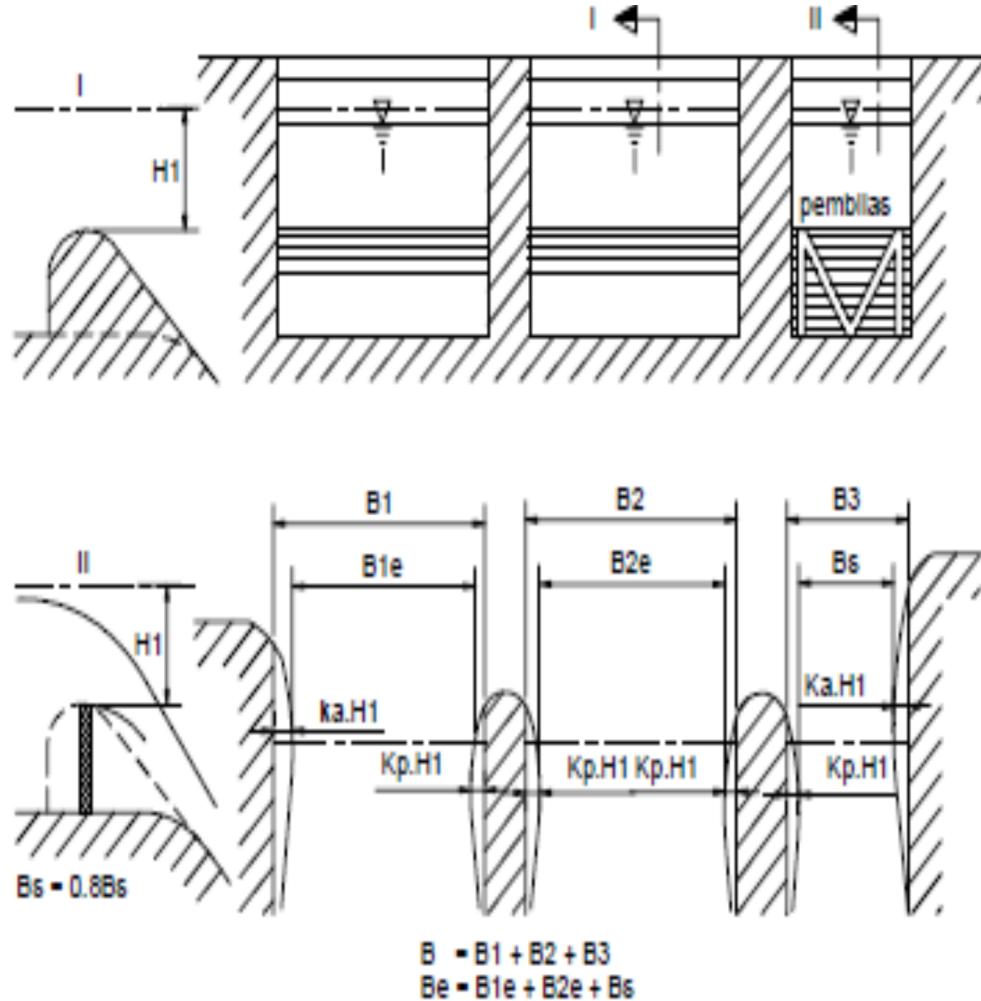
n = jumlah pilar

K<sub>p</sub> = koefisien kontraksi pilar

K<sub>a</sub> = koefisien kontraksi pangkal bendung

H<sub>1</sub> = tinggi energi, m

Harga-harga koefisien  $K_a$  dan  $K_p$  diberikan pada Tabel 3.



Gambar 9. Lebar Efektif Mercu  
(KP – 02)

Tabel 3. Harga-harga koefisien  $K_a$  dan  $K_p$ 

Bentuk Pilar	$K_p$
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang-hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0
Bentuk Pangkal Tembok	$K_a$
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada $90^\circ$ ke arah aliran	0,20
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada $90^\circ$ ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0.15 H_1$	0.10
Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0.5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari $450^\circ$ ke arah aliran	0

Dalam memperhitungkan lebar efektif, lebar pembilas yang sebernya (dengan bagian depan tebuka) sebainya diambil 80% dari lebar rencana untuk mengkompensasi perbedaan kofisien debit dibandingkan dengan mercu bendung itu sendiri.

### 3.Peluap

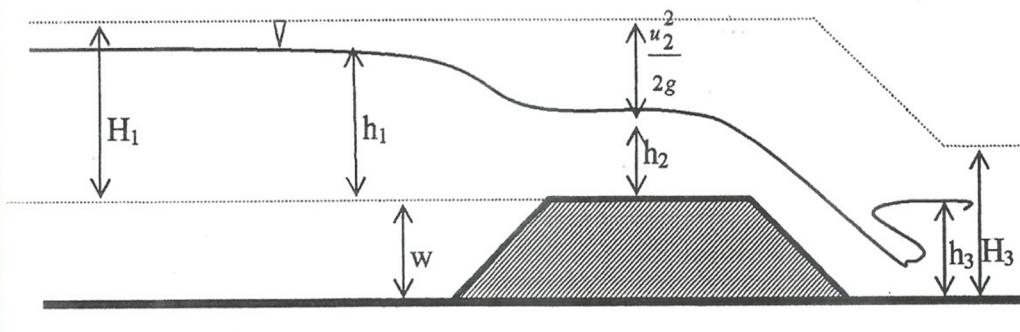
#### 3.1 Peluap Ambang Lebar

##### a. Peluap Ambang Lebar Sempurna

suatu pelimpah dinamakan ambang lebar apabila terdapat suatu penampang diatas ambang yang mempunyai garis-garis arus lurus sehingga pembagian tekanan di penampang tersebut adalah tekanan hidrostatik. Dinamakan pelimpah sempurna apabila kedalaman air di hilir pelimpah tidak mempengaruhi kedalaman air dihulu pelimpah atau sering disebut aliran modular. Apabila dilihat kembali aliran permanen tidak berarturan:

$$S_0 = S_f + \frac{dh}{dx} + \frac{d}{dx} \left( \frac{U^2}{2g} \right)$$

$$S_0 d x - dh = \frac{U^2}{C^2 R} d x + d \left( \frac{U^2}{2g} \right)$$



Gambar 10. Peluap Sempurna Ambang Lebar

(Lujito:2010)

$$dh + d \left( \frac{U^2}{2g} \right) = 0$$

$$E_s = h + \left( \frac{U^2}{2g} \right)$$

$$\frac{d E_s}{dh} = \frac{dh + d(\frac{U^2}{2g})}{dh}$$

Karena pembilang sama dengan nol maka :  $\frac{d E_s}{d h} = 0$

maka peluap ambang lebar akan terjadi  $E_s$  minimum sehingga akan terjadi kedalaman aliran  $h_c$ . Pada keadaan tersebut akan terdapat debit maksimum .

$$H = \frac{3}{2} h_c$$

Untuk salurang berbentuk persegi:

$$h = 3 \sqrt{\left( \frac{Q^2}{B} \right) + \frac{1}{g}}$$

sehingga :

$$H^3 = \left( \frac{3^2}{2} \right) \frac{Q^2}{B}$$

$$Q = \left( \frac{2^{3/2}}{3} \right) B \sqrt{g} H^{3/2}$$

Adanya pengaruh bentuk sudut ambang maka:

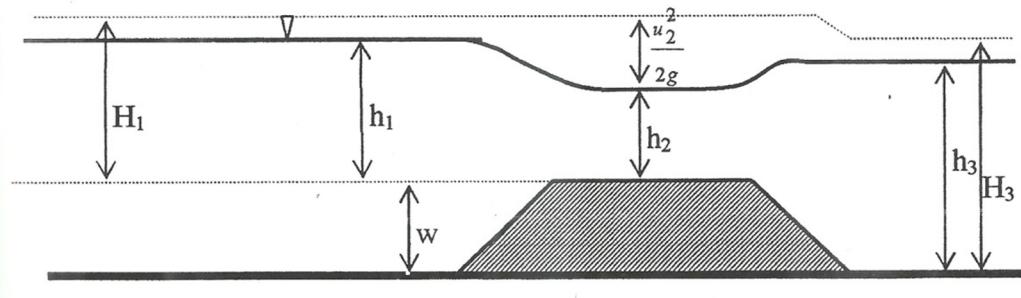
$$Q = 0,544 C_d B \sqrt{g} H^{3/2}$$

Dimana :

Q : debit aliran

$C_d$  : koefisien debit  
 $B$  : lebar ambang  
 $H$  : kedalaman aliran di hulu ambang  
 $g$  : percepatan gravitasi

b. peluap ambang lebar tidak sempurna



Gambar 11. Peluap Ambang Lebar Tidak sempurna

(Lujito:2010)

Pelimpah dikatakan tidak sempurna apabila kondisi aliran di hilir pelimpah mempengaruhi kedalaman di hulu pelimpah sehingga kondisi aliran kritis diatas ambang terganggu.

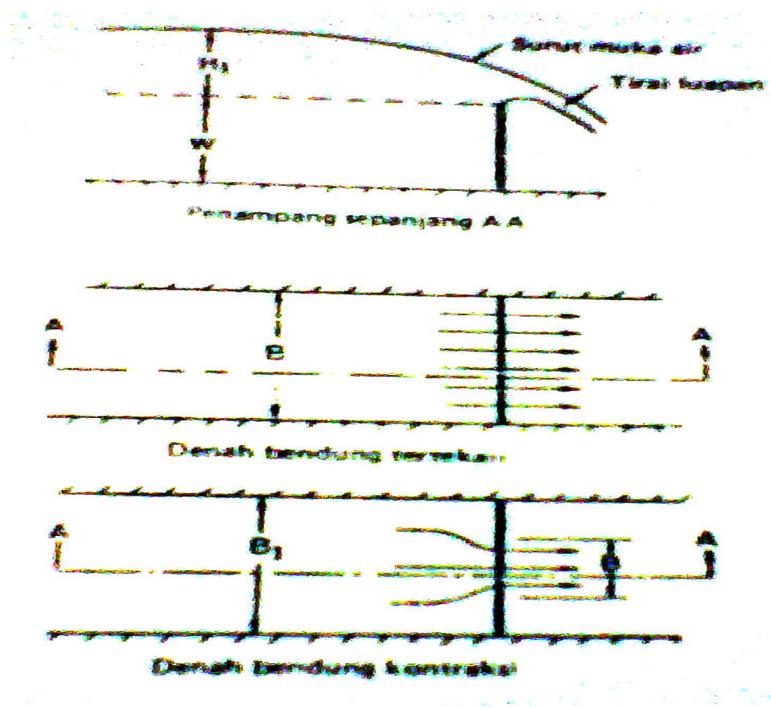
$$H = \frac{\alpha U^2}{2g} + h_2$$

$$Q = C_d B h_3 \sqrt{2g(H - h_3)}$$

### 3.2 Peluap ambang Tipis

Gambar 10 menunjukkan penampang memanjang dari peluap ambang tipis, peluap ini mempunyai panjang yang sama dengan lebar pangkal saluran, dinamakan peluap tertekan (*suppressed weir*) dalam peluap seperti ini hanya kontraksi vertikal yang tirai luapan terjadi.

Peluap dengan kontraksi samping (*constricted weir*) mempunyai panjang yang lebih kecil dari pada lebar pangkal saluran dari tirai luapan menyempit dalam arah samping juga peluap yang demikian. Sesuai dengan hal itu, persamaan debit menjadi agak berbeda dalam kedua kasus.



Gambar 12. Diagram yang menunjukkan aliran di atas peluap tertekan dan peluap dengan kontraksi  
(Lujito:2010)

a. Debit di atas peluap tertekan (*suppressed weir*)

$$Q = \frac{2}{3} C d \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Dengan :

$$Cd = 0,611 + 0,075 \frac{H}{W} \quad (2.25)$$

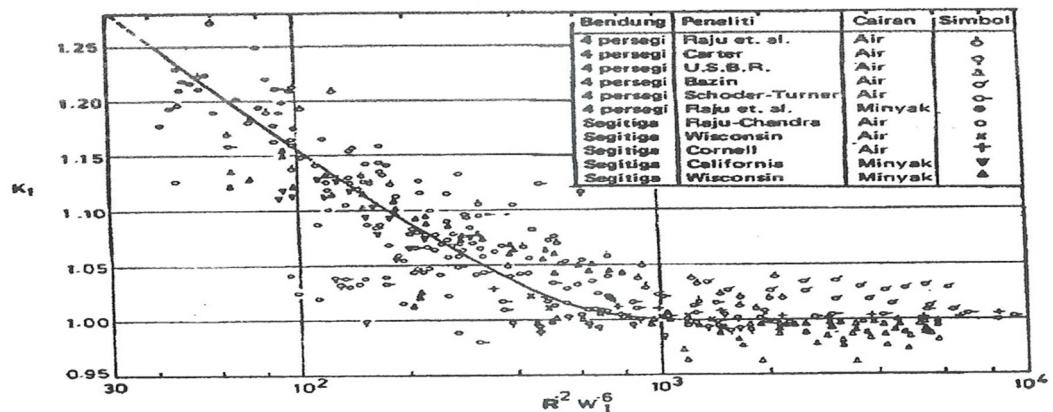
b. Debit di atas peluap kontraksi samping

$$Q = \frac{2}{3} K1 K3 B \sqrt{2g} (0,611 + C1 \frac{H}{W}) H^{3/2}$$

Dimana harga K1 diambil dari gambar 13 dan C1 diambil dari gambar 14.

Harga K1 disarankan sama dengan 0,95.

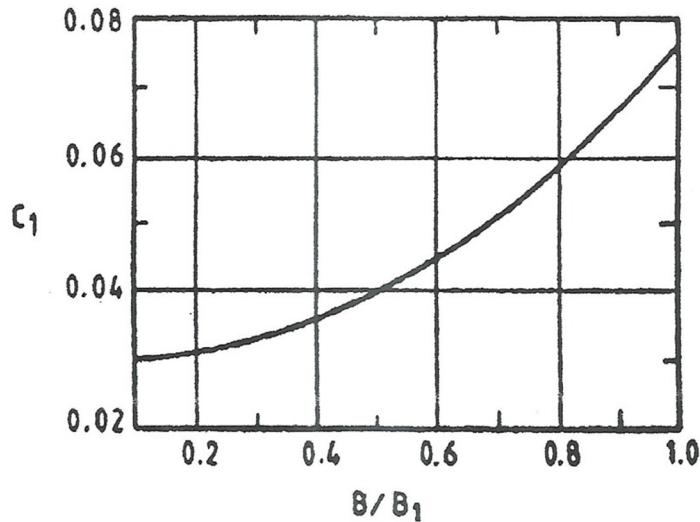
$$R = g^{1/2} \frac{H^{3/2}}{v} \quad \text{dan} \quad W = \rho g \frac{H^2}{\sigma}$$



Gambar 13. Koreksi Pengaruh Dan Tegangan Permukaan Pada Pelimpah

Ambang tipis

(Lujito:2010)



Gambar 14. Variasai Dengan B/B1 Untuk Kontraksi Pelimpah  
(Lujito:2010)

### 3. 3 Peluapan pada Pelimpah Tipe Ogee

Profil pelimpah ogee (lengkung) dibuat sedemikian agar sesuai dengan tirai luapan bawah dari pelimpah puncak tajam, sehingga tinggi tekan  $H_d$  diberi nama *tinggi tekan rencana (design head)* untuk pelimpah. Rumus yang dipakai untuk menghitung debit yang lewat sama dengan rumus yang dipakai pada pelimpah-pelimpah ambang tipis.

$$Q = \frac{2}{3} C_d d \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Q : Debit ( $\text{m}^3/\text{detik}$ )

Cd : Koefisien debit

B : Lebar efektif bendung (m)

g : Percepatan gravitasi

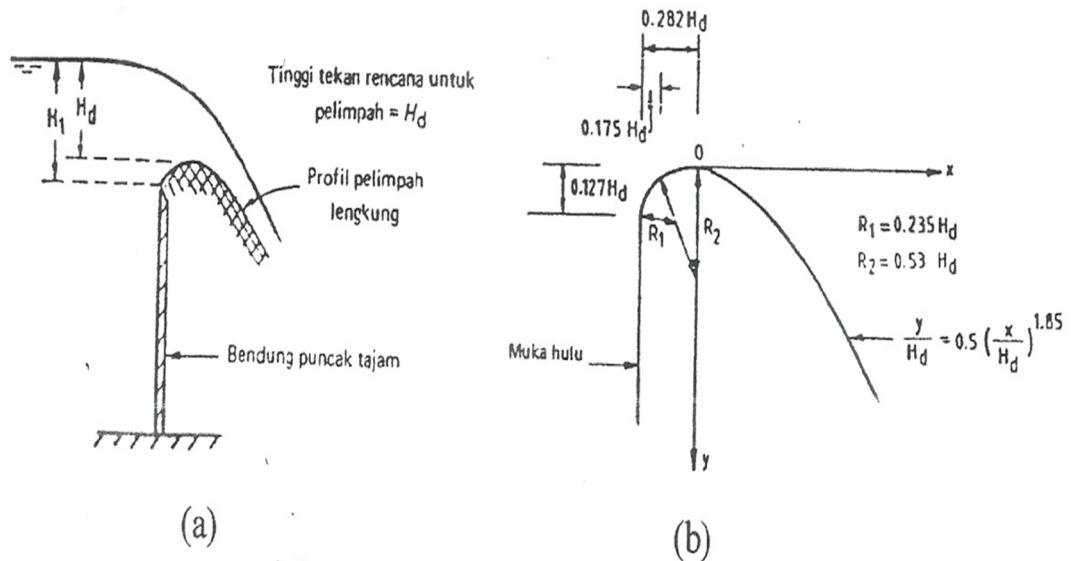
H : Kedalaman aliran di ambang hulu

Lebar efektif pelimpah dihitung berdasar rumus :

$$B = B' - 0.1 NH$$

Dimana  $B'$  : lebar sesungguhnya pelimpah

$N'$  : jumlah kontraksi



Gambar 4.8 : Bentuk puncak pelimpah tipe ogee (USBR)

(Lujito: 2010)