

## BAB II

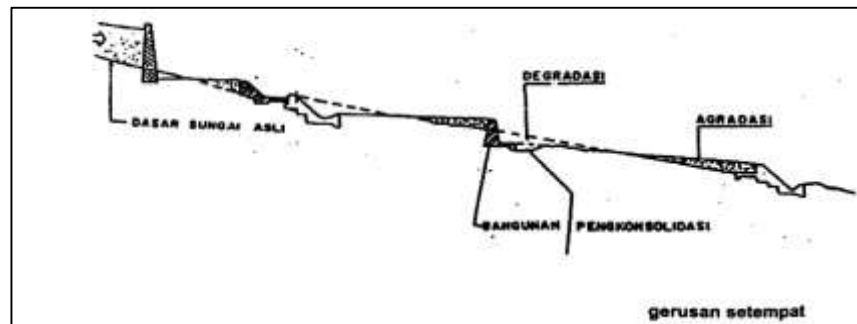
### STUDI PUSTAKA

#### 2.1 Degradasi Dasar Sungai

Menurut Kumala (2018), degradasi atau penurunan dasar sungai terjadi apabila jumlah sedimen yang masuk ke suatu ruas sungai lebih kecil dari jumlah sedimen yang keluar dan dapat disebabkan oleh:

1. Gejala alamiah yang biasa terjadi pada ruas sungai bagian hulu;
2. Berkurangnya suplai bahan sedimen dari DAS hulu;
3. Tertahannya bahan sedimen di daerah hulu karena dibangunnya suatu bendung atau bendungan dibagian udiknya;
4. Terjadi gerusan setempat di hilir bangunan;
5. Pengambilan material golongan C dari badan sungai;
6. Adanya perubahan kemiringan memanjang sungai dari landai ke curam misalnya ujung hulu sudetan.

Degradasi dapat berpengaruh terhadap penurunan muka air tanah, stabilitas fondasi jembatan dan bangunan air lainnya, kedalaman alur pelayaran yang berkurang, dan sebagainya. Masalah tersebut dapat ditanggulangi salah satunya dengan cara pembuatan bangunan pengendali dasar sungai (*ground sill/check dam/bottom controller*) yang pada umumnya dibangun secara seri dengan jarak dan ketinggian bangunan yang ditetapkan dengan optimasi. Contoh perlindungan dasar sungai ditunjukkan pada Gambar 2.1.



Sumber: (Kumala, 2018)

Gambar 2.1 Pelindungan dasar sungai dengan pengendali dasar sungai

## 2.2 Analisis Hidrologi

Perencanaan *check dam/bottom controller* dibutuhkan data hidrologi berupa data curah hujan dan data debit sungai. Data hidrologi mempunyai variabilitas ruang, meskipun demikian ada kemungkinan mengandung komponen yang bersifat deterministik (*time independent*). Deterministik merupakan variabel hidrologi yang dianggap tidak akan berubah terhadap waktu. (Yustiana, 2008).

### 2.2.1 Parameter Statistik

Data hidrologi yang diperoleh dari sampel yang bersifat acak memerlukan deskriptor dari kumpulan sampel tersebut. Deskripsi kumpulan sampel meliputi nilai tengah (*central tendency*), variabilitas data (individu atau kelompok), penyebaran data (*dispersion*), dan batas keyakinan (*confidence limit*). Berikut adalah beberapa nilai tengah yang (*central tendency*) yang umum digunakan.

1. Nilai rata-rata (*mean*) merupakan nilai tengah yang paling sering digunakan dan dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \dots \dots \dots (2.1)$$

2. Deviasi standar merupakan parameter yang memberikan deskripsi variabilitas atau penyebaran data yang diukur dengan varian (*variance*) dan dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)}} \dots \dots \dots (2.2)$$

3. Koefisien asimetri (*coefficient of skewness*) adalah nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi. Besarnya koefisien kemencengan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{a}{s^3} \dots \dots \dots (2.3)$$

$$\text{Dengan, } a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \dots \dots \dots (2.4)$$

4. Koefisien kurtosis digunakan untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi dan dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{s^4} \dots \dots \dots (2.5)$$

5. Koefisien variasi (*variation coefficient*) adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata-rata hitung dari suatu distribusi dan dapat dihitung dengan rumus:

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan:

$\bar{x}$  = nilai rata-rata

x = data

n = jumlah data

s = deviasi standar

$C_s$  = koefisien kemencengan/asimetri

$C_k$  = koefisien kurtosis

$C_v$  = koefisien variasi

### 2.2.2 Pemilihan Distribusi Teoritis dengan Uji Chi-Kuadrat

Menurut Soewarno (1995), uji Chi-kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji menggunakan parameter  $\chi^2$  yang dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.7)$$

Dengan:

$\chi_h^2$  = parameter chi-kuadrat terhitung

G = jumlah sub kelompok

$$= 1 + 1,33 \ln N \dots\dots\dots (2.8)$$

N = jumlah data

$O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

$E_i$  = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Parameter  $\chi_h^2$  merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai  $\chi_h^2$  sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sebenarnya ( $\chi^2$ ) dapat dilihat pada Tabel 2.1. Prosedur uji chi-kuadrat adalah:

1. Urutkan data pengamatan (dari terbesar ke terkecil atau sebaliknya);

2. Kelompokkan data menjadi sub kelompok G, dengan setiap kelompok minimal 4 data pengamatan;
3. Tentukan derajat kebebasan dengan rumus:  

$$dk = G - R - 1 \dots\dots\dots (2.9)$$
dengan:  
G = jumlah sub kelompok  
R = 2 (untuk distribusi normal dan binomial)  
R = 1 (untuk distribusi Poisson dan Gumbel)
4. Tentukan nilai  $E_i = \frac{\text{jumlah data}}{\text{jumlah sub kelompok}}$ ;
5. Tentukan nilai  $O_i$  untuk setiap sub kelompok;
6. Pada setiap sub kelompok hitung nilai  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ ;
7. Jumlahkan seluruh nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai chi-kuadrat hasil hitungan.

Tabel 2.1 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801

Sumber: (Soewarno, 1995)

### 2.2.3 Analisis Frekuensi

Data debit banjir dianalisis dengan analisis frekuensi dan menggunakan distribusi probabilitas teoritis yang ada. Analisis frekuensi adalah perhitungan statistik yang digunakan untuk menentukan besaran yang tak terlampaui selama periode tahun tertentu. Analisis frekuensi menentukan nilai ekstrem atau nilai tertinggi dari suatu

besaran dengan kala ulang tertentu. Pada umumnya analisis frekuensi digunakan untuk menentukan intensitas rencana dalam analisis lengkung IDF, penentuan debit rencana, dan perhitungan dalam pengendalian banjir. (Yustiana, 2008).

Data hidrologi yang dianalisis akan dihitung besarnya peluang sesuai periode ulang yang ditentukan dan selanjutnya di-plot pada kertas peluang. Peluang data akan mendekati bentuk suatu garis lurus. Persamaan garis tersebut dapat digunakan untuk menentukan nilai besaran yang diharapkan pada periode ulang tertentu. (Yustiana, 2008).

Nilai besaran yang diharapkan adalah sebagai berikut:

$$X_t = \bar{x} + k.s \dots\dots\dots (2.10)$$

Dengan:

- $X_t$  = besaran yang diharapkan terjadi untuk periode ulang tertentu
- $\bar{x}$  = nilai rata-rata
- $s$  = deviasi standar
- $k$  = faktor frekuensi

Faktor frekuensi merupakan fungsi dari periode ulang menurut distribusi frekuensi yang digunakan. Jenis distribusi yang dapat digunakan adalah distribusi Normal, Gumbel, dan Log Pearson Tipe III.

### 2.2.3.1 Distribusi Normal

Menurut Yustiana (2008), secara umum faktor frekuensi metode ini adalah sebagai berikut:

$$k_N = W - \left[ \frac{C_0 + C_1 W + C_2 W^2}{1 + d_1 W + d_2 W^2 + d_3 W^3} \right] \dots\dots\dots (2.11)$$

$$W = \sqrt{\ln \frac{1}{\{P(t)\}^2}} \dots\dots\dots (2.12)$$

$$P(t) = \frac{1}{T} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dengan:

- $C_0$  = 2,515517
- $C_1$  = 0,802853

$$C_2 = 0,010328$$

$$d_1 = 1,432788$$

$$d_2 = 0,189269$$

$$d_3 = 0,001308$$

### 2.2.3.2 Distribusi Gumbel

Menurut Soemarto (1987), faktor frekuensi (K) untuk distribusi Gumbel adalah sebagai berikut:

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{s_n} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dengan:

$Y_T$  = *reduced variate*

$Y_n$  = *reduced mean* yang tergantung dari besarnya sampel n

$s_n$  = *reduced standard deviation* yang tergantung dari besarnya sampel n

Nilai *reduced variate* ( $Y_T$ ), *reduced mean* ( $Y_n$ ), dan *reduced standard deviation* ( $s_n$ ) ditunjukkan pada Tabel 2.2, Tabel 2.3 dan Tabel 2.4.

Tabel 2.2 *Reduced Variate* ( $Y_T$ )

Periode Ulang, T (tahun)	<i>Reduced Variate</i>
5	1,4999
10	2,2504
100	4,6001
200	5,2958
500	6,2136
1000	6,9072

Sumber: (Soemarto, 1987)

Tabel 2.3 *Reduced Mean* ( $Y_n$ )

n	$Y_n$	n	$Y_n$
10	0,4952	45	0,5463
11	0,4996	50	0,5485
12	0,5035	55	1,1681
13	0,5070	60	1,1747
14	0,5100	65	1,1803
15	0,5128	70	1,1854
20	0,5236	75	1,1898
25	0,5309	80	1,1938
30	0,5362	85	1,1973
35	0,5402	90	1,2007
40	0,5436	100	1,2065

Sumber: (Soemarto, 1987)

Tabel 2.4 *Reduced Standard Deviation* ( $S_n$ )

n	$S_n$
10	0,9496
11	0,9676
12	0,9833
13	0,9971
14	1,0095
15	1,0206
20	1,0628
25	1,0915
30	1,1124
35	1,1285
40	1,1413
45	1,1519
50	1,1607

Sumber: (Soemarto, 1987)

### 2.2.3.3 Distribusi Log Pearson Tipe III

*The Hydrology Committee of Water Resources Council, USA* menganjurkan untuk mengubah data ke nilai logaritma dalam menghitung debit banjir rencana, kemudian menghitung parameter-parameter statistiknya. (Soemarto, 1987).

Langkah-langkah tersebut adalah sebagai berikut:

1. Ubahlah data debit banjir tahunan  $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$  menjadi  $\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$ .

2. Hitung nilai rata-rata dengan rumus berikut ini:

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \dots \dots \dots (2.15)$$

3. Hitung standar deviasi dengan rumus berikut ini:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \overline{\log X})^2}{n-1}} \dots \dots \dots (2.16)$$

4. Hitung koefisien kemencengan (*skewness coefficient*) dengan rumus berikut ini:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \dots \dots \dots (2.17)$$

5. Hitung logaritma debit dengan periode ulang yang dikehendaki dengan rumus berikut:

$$\log Q = \overline{\log X} + G.s \dots \dots \dots (2.18)$$

Nilai G dapat dilihat pada Tabel 2.5 untuk koefisien *skewness* positif dan Tabel 2.6 untuk koefisien *skewness* negatif yang merupakan hubungan antara  $C_s$  dan periode ulang.

6. Hitung antilog dari  $\log Q$  untuk mendapatkan debit rencana dengan periode ulang tertentu.

Tabel 2.5 Nilai G untuk Koefisien *Skewness* Positif

Koefisien <i>Skewness</i>	2	5	10	50	100
	<i>Percent Chance</i>				
$C_s$	50	20	10	2	1
3,0	-0,396	0,420	1,180	3,152	4,051
2,8	-0,384	0,460	0,210	3,114	3,973
2,6	-0,368	0,499	1,238	3,071	3,889
2,4	-0,351	0,537	1,262	3,023	3,800
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,970	3,705
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,912	3,605
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,848	3,499
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,780	3,388
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,706	3,271
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,626	3,149
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,542	3,022
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,453	2,891
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,359	2,755
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,261	2,615
0,2	-0,033	0,830	1,301	2,159	2,472
0	0	0,842	1,282	2,054	2,326

Sumber: (Soemarto, 1987)

Tabel 2.6 Nilai G untuk Koefisien *Skewness* Negatif

Koefisien <i>Skewness</i>	2	5	10	50	100
	<i>Percent Chance</i>				
$C_s$	50	20	10	2	1
0	0	0,842	1,282	2,054	2,326
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,945	2,178
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,834	2,029
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,720	1,880
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,606	1,733
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,492	1,588
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,379	1,449
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,270	1,318
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,166	1,197
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,069	1,087
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,980	0,990
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,900	0,905
-2,4	0,351	0,725	0,795	0,830	0,832
-2,6	0,368	0,696	0,747	0,768	0,769
-2,8	0,384	0,666	0,702	0,714	0,714
-3,0	0,390	0,636	0,660	0,666	0,667

Sumber: (Soemarto, 1987)



### 2.3 Teknologi Blok Beton Terkunci

Blok beton merupakan inovasi baru yang sedang dikembangkan guna mengatasi penurunan dasar sungai (degradasi) maupun gerusan lokal. Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan oleh Pusat Litbang Sumber Daya Air, karakteristik blok beton sebagai bangunan pengendali dasar sungai adalah sebagai berikut:

1. Fleksibel, bangunan bendung/pengendali dasar sungai yang ada dapat beradaptasi dengan perubahan dasar sungai;
2. Modular, kerusakan yang terjadi pada bangunan bendung/bangunan pengendali dasar sungai dapat diganti sesuai dengan bagian-bagian yang mengalami depresiasi;
3. Konstruksi dapat dilaksanakan tanpa saluran pengelak;
4. Rongga-rongga yang ada menyebabkan perlunya debit air yang tinggi untuk melimpasi mercu bendung, sehingga butuh waktu lebih lama untuk sedimen mengisi bendung. Suplai sedimen ke arah hilir tidak terhenti sehingga morfologi sungai dapat terjaga stabilitasnya. Hal ini terlihat dengan pola aliran bendung/bangunan pengendali dasar sungai yang melewati rongga-rongga antar blok beton terkunci ketika debit kecil terjadi. Karakteristik ini menyebabkan bangunan air dan jembatan lebih aman dari bahaya degradasi karena adanya suplai sedimen ke arah hilir;
5. Bangunan terbagi-bagi menjadi beberapa segmen sehingga gaya angkat yang terjadi sangat kecil;
6. Menerapkan aspek *eco-hydraulic*, hal ini terjadi akibat adanya rongga-rongga di antara blok beton terkunci yang dijadikan habitat oleh biota sungai;
7. Menerapkan aspek *eco-hydraulic* dengan jatuhnya air ke level blok beton terkunci di bawah sehingga meningkatkan aerasi.

Jenis blok beton dibagi menjadi 3 macam yaitu sebagai berikut:

1. Blok beton balok-kaki enam

Jenis blok beton ini memiliki beberapa keunggulan sebagai berikut:

- a. Dapat terkait dalam arah samping, se arah aliran dan arah vertikal. Karakteristik ini sangat diperlukan untuk menyusun bangunan pengendali dasar sungai;

- b. Bentuk balok-kaki enam ini paling stabil karena lengan momen terhadap titik guling cukup panjang.

Di samping keunggulannya, blok beton kaki-enam memiliki kelemahan sebagai berikut:

- Blok-blok beton perlu disusun secara cermat dan rapi agar saling terikat dengan baik. Hal ini hanya dapat dilakukan pada kondisi debit aliran sungai rendah;
- Blok beton cenderung terputar arah horizontal jika tidak tersusun dengan baik, sehingga titik guling berada pada sumbu pendek dan menjadi mudah berguling.

Penampang dan dimensi blok beton balok-kaki enam seperti pada Gambar 2.2.



Sumber: (Pusat Litbang SDA, 2016)

Gambar 2.2 Dimensi blok beton balok-kaki enam

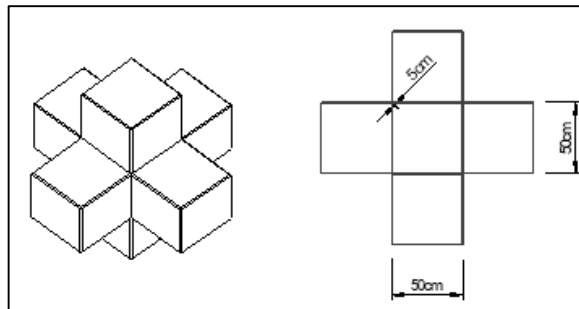
## 2. Blok beton kubus-kaki enam

Karakter lengan momen guling blok beton kubus-kaki enam relatif sama panjang pada semua kemungkinan titik guling menjadikan blok beton tipe ini sangat cocok untuk dijadikan sebagai pelindung gerusan lokal di hilir bangunan. Kondisi ini memberikan karakteristik sebagai berikut:

- Stabilitas guling balok kubus-kaki enam relatif lebih rendah jika dibandingkan dengan blok balok-kaki enam yang tersusun dengan baik;
- Blok kubus-kaki enam dapat dijatuhkan secara acak dan terkait dengan baik. Karakteristik ini merupakan keunggulan blok kubus-kaki enam untuk diterapkan dalam kondisi kedalaman aliran yang besar untuk menunjang penanggulangan darurat;

- c. Bentuk kubus-kaki enam lebih kompak, sehingga lebih kuat/tidak mudah patah jika disusun secara acak dengan jalan dijatuhkan dengan bantuan alat pengangkut mekanik (*crane*).

Penampang dan dimensi blok beton kubus-kaki enam seperti pada Gambar 2.3.



Sumber: (Pusat Litbang SDA, 2016)

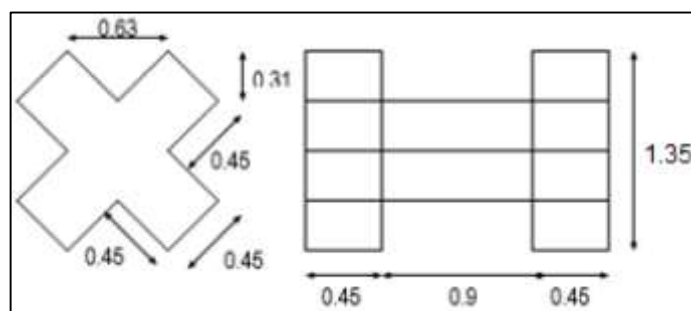
Gambar 2.3 Dimensi blok beton kubus-kaki enam

### 3. Blok beton balok-kaki delapan

Secara umum karakteristik bentuk blok beton balok-kaki delapan mirip dengan karakteristik blok beton-balok kaki enam. Namun demikian blok beton balok-kaki delapan memiliki keunggulan dan kelemahan sebagai berikut:

- Bentuk ini mempunyai keunggulan jika digunakan sebagai “*bottom pannel*” pelindung gerusan di kaki sebuah struktur atau sebagai krib pelindung gerusan tebing sungai dalam hal stabilitas guling ke arah lengan momen guling terpendek;
- Blok beton mempunyai kelemahan dalam segi kekuatan kait jika harus disusun untuk membentuk sebuah bangunan pengendali dasar sungai.

Penampang dan dimensi blok beton kubus-kaki enam seperti pada Gambar 2.4.



Sumber: (Pusat Litbang SDA, 2016)

Gambar 2.4 Dimensi blok beton-kaki delapan

## 2.4 Perencanaan *Check Dam*

Perencanaan *check dam* dimulai dengan menghitung tinggi muka air banjir dengan kala ulang 100 tahun. Perencanaan selanjutnya pada penelitian ini meliputi: perencanaan mercu, peredam energi bertangga/ganda dengan tipe MDO, dan elevasi tembok sayap udik dan hilir *check dam*. Mercu *check dam* bukan berbentuk bulat atau Ogee seperti bendung tetap karena terbuat dari susunan blok beton terkunci.

### 2.4.1 Muka Air Banjir

Tinggi muka air banjir di hilir ditentukan berdasarkan karakteristik penampang melintang sungai (Gambar 2.5). Karakteristik penampang meliputi beberapa komponen, yaitu:

1. Kemiringan memanjang dasar saluran, dinyatakan dengan notasi:  $I_0$ ;
2. Lebar dasar saluran, dinyatakan dengan notasi:  $b$ ;
3. Lebar permukaan air, dinyatakan dengan notasi:  $B$  atau  $T$ ;
4. Kedalaman air, dinyatakan dengan notasi:  $y$  atau  $h$ ;
5. Kemiringan dinding saluran, dinyatakan sebagai perbandingan antara vertikal: horizontal = 1:  $m$ .

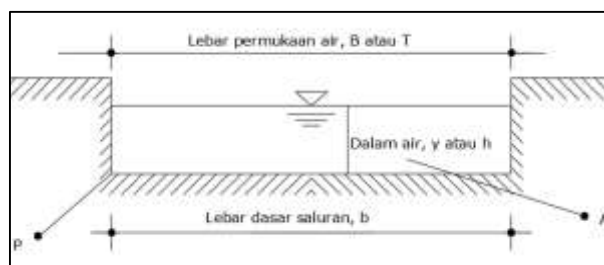
Berdasarkan karakteristik penampang sungai tersebut, dapat ditentukan luas, keliling, dan jari-jari hidraulik untuk penampang persegi adalah:

- Luas penampang basah,  $A = b \times h$  ..... (2.19)

- Keliling basah,  $P = b + 2h$  ..... (2.20)

- Jari-jari hidraulik,  $R = \frac{A}{P} = \frac{b \times h}{b + 2h}$  ..... (2.21)

- Kedalaman hidraulik,  $D = \frac{A}{B}$  ..... (2.22)



Sumber: (Kumala, 2016)

Gambar 2.5 Karakteristik penampang saluran persegi

Saluran terbuka yang memiliki jenis aliran seragam (*uniform flow*), maka kedalaman air, luas penampang, debit dan distribusi kecepatan di sepanjang saluran

adalah tetap (tidak berubah). Perhitungan debit saluran terbuka dapat menggunakan beberapa rumus dan salah satunya adalah rumus Manning yang merupakan hasil eksperimen dari Robert Manning (1891 – 1895). Rumus tersebut adalah sebagai berikut:

$$Q = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{0,5} \times A \dots\dots\dots (2.23)$$

Dengan:

- Q = debit sungai (m<sup>3</sup>/s)  
 n = koefisien Manning  
 R = jari-jari hidraulik (m)  
 I = kemiringan dasar sungai  
 A = luas penampang basah (m<sup>2</sup>)

Nilai *n* merupakan koefisien Manning yang berhubungan dengan kekasaran saluran ditunjukkan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Koefisien Kekasaran Manning (*n*)

<i>Channel Surface</i>	<i>n</i>
<i>Smooth steel surface</i>	0,012
<i>Corrugated metal</i>	0,024
<i>Smooth concrete</i>	0,011
<i>Concrete culvert (with connection)</i>	0,013
<i>Glazed brick</i>	0,013
<i>Earth excavation, clean</i>	0,022
<i>Natural stream bed, clean, straight</i>	0,030
<i>Smooth rock cuts</i>	0,035
<i>Channels not maintained</i>	0,050 – 0,1

Sumber: (Kumala, 2016)

#### 2.4.2 Bentuk Mercu *Check Dam*

Mercu *check dam* harus didesain sesuai dengan kriteria desain untuk memudahkan pelaksanaan. Kriteria desain yang dimaksud menyangkut parameter aliran, dan debit rencana untuk kapasitas limpah. Faktor-faktor yang harus dipertimbangkan dalam menentukan elevasi bangunan sebagai pengendali dasar sungai adalah:

1. Bangunan yang harus dilindungi;

2. Keberadaan bangunan lain, baik di udik maupun di hilir bangunan;
3. Debit sungai;
4. Kesempurnaan aliran pada bangunan;
5. Peninggian muka air maksimum yang diizinkan.

Bentuk mercu dapat didesain berbentuk bulat dengan satu atau dua radius dan bentuk Ogee. Bentuk mercu akan menentukan koefisien pengaliran mercu ( $C_d$ ) dan kapasitas pelimpahan mercu. Perkiraan berbagai nilai koefisien pengaliran untuk berbagai bentuk mercu adalah:

- Mercu dengan bentuk lancip:  $C_d = 1,8$
- Mercu dengan bentuk persegi:  $C_d = 1,75$
- Mercu dengan bentuk bulat:  $C_d = 2,0 - 2,2$
- Mercu dengan bentuk Ogee:  $C_d = 1,9 - 2,1$

Mercu bulat memiliki koefisien debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisien ambang lebar. Hal ini memberikan banyak keuntungan karena bangunan akan mengurangi tinggi muka air udik selama banjir. Nilai koefisien debit akan menjadi lebih tinggi apabila bentuk mercu sesuai dengan arus/tirai luapan. Tekanan minimum pada mercu harus dibatasi untuk menghindari bahaya kavitasasi lokal, yaitu:

- Mercu yang terbuat dari beton, sampai – 4 m tekanan air;
- Mercu yang terbuat dari pasangan batu, sampai – 1 m tekanan air.

Jari-jari untuk mercu sebaiknya dibatasi untuk menghindari terjadinya tekanan negatif yang dapat mengakibatkan terjadinya kavitasasi, yaitu:

- Bahan pasangan batu, berkisar antara 0,3 sampai 0,7  $H_{\max}$ ;
- Bahan beton, berkisar antara 0,1 sampai 0,7  $H_{\max}$ .

### 2.4.3 Tinggi Muka Air di atas Mercu

Persamaan tinggi energi – debit untuk ambang pendek dengan pengontrol segi empat adalah:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{\frac{2}{3} g} \cdot B_{\text{eff}} \cdot H^{1,5} \dots\dots\dots(2.24)$$

Dengan:

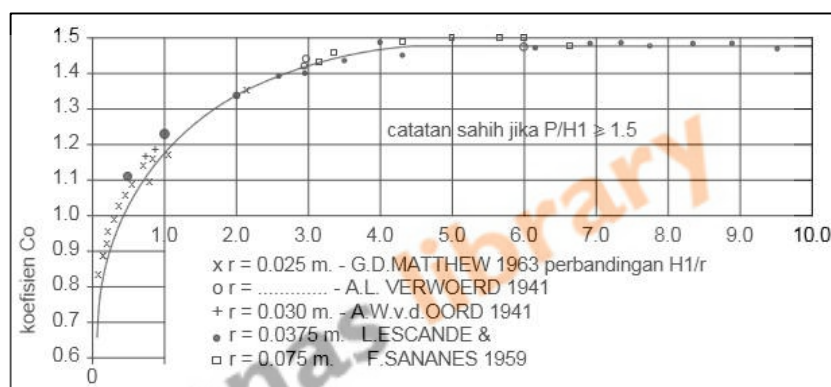
- $Q$  = debit desain ( $m^3/s$ )  
 $C_d$  = koefisien debit,  $C_d = C_0 C_1 C_2$   
 $g$  = percepatan gravitasi ( $m/s^2 \approx 9,8$ )  
 $B_{eff}$  = lebar efektif mercu (m)  
 $H$  = tinggi energi di atas mercu (m)

Koefisien debit merupakan hasil dari:

$C_0$  yang merupakan fungsi dari  $H/r$ , seperti pada Gambar 2.6

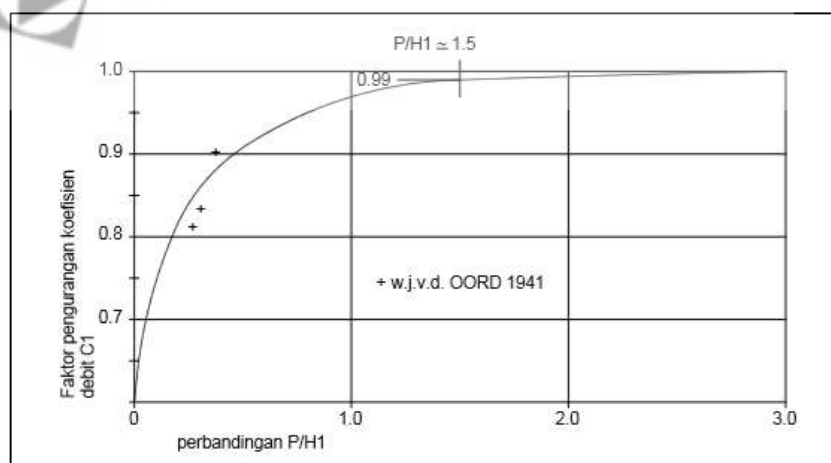
$C_1$  yang merupakan fungsi dari  $p/H$ , seperti pada Gambar 2.7

$C_2$  yang merupakan fungsi dari  $p/H$  dan kemiringan muka udik, seperti pada Gambar 2.8



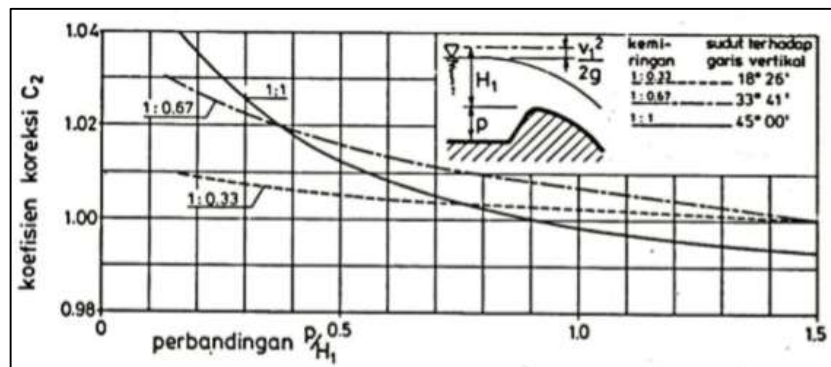
Sumber: (Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)

Gambar 2.6 Koefisien  $C_0$  sebagai fungsi perbandingan  $H/r$



Sumber: (Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)

Gambar 2.7 Koefisien  $C_1$  sebagai fungsi perbandingan  $p/H_1$



Sumber: (Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)

Gambar 2.8 Koefisien  $C_2$

#### 2.4.4 Bangunan Peredam Energi

Bangunan peredam energi adalah bagian dari *check dam* yang berfungsi untuk meredam energi air yang timbul akibat pembendungan agar aliran tidak menimbulkan penggerusan setempat yang membahayakan bangunan dan kelengkapannya. Bagian bangunan ini pada umumnya dibangun di bagian hilir *check dam*. Peredam energi harus didesain dengan memperhitungkan tinggi terjunan, penggerusan setempat, degradasi dasar sungai, benturan dan abrasi sedimen dan benda padat lainnya, pelimpahan, dan kekuatan struktur.

Prinsip peredaman energi dapat dilakukan dengan berbagai cara, antara lain:

1. Membentuk loncatan air di dalam ruang olakan;
2. Menimbulkan gesekan air dengan lantai dan dinding struktur;
3. Menambah kekasaran pada lantai/bidang;
4. Menimbulkan benturan air ke bidang, air atau udara.

Bentuk peredam energi terdiri dari berbagai macam dan salah satunya adalah peredam energi dengan lantai datar. Peredam energi lantai datar terdiri dari berbagai tipe dan pada umumnya diterapkan untuk bangunan yang dibangun pada sungai-sungai dengan angkutan sedimen dominan fraksi pasir dan kerikil. Beberapa faktor yang perlu dipertimbangkan dalam memilih dan menentukan tipe peredam energi, antara lain:

1. Jenis material dasar sungai yang terbawa aliran sungai;
2. Keadaan geoteknik tanah dasar misalnya batuan, lapisan, diameter butir;
3. Tinggi pembendungan;
4. Kemungkinan degradasi dasar sungai yang akan terjadi di hilir bendung;



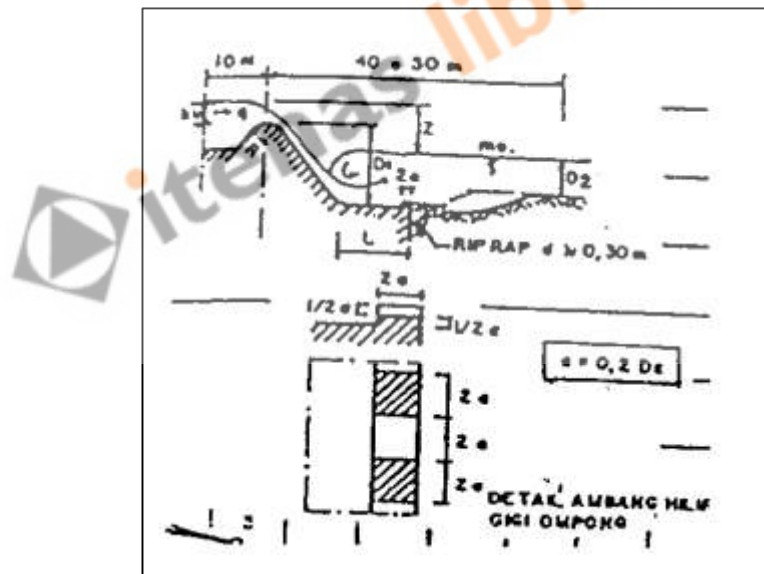
- Kondisi aliran yang terjadi pada mercu, kedalaman konjugasi yang lebih rendah, lebih tinggi atau sama dengan kedalaman air di hilir (*tail water*).

#### 2.4.4.1 Peredam Energi Tipe MDO

Tipe peredam energi lantai datar salah satunya adalah tipe MDO yang merupakan modifikasi dari tipe Vlugter. Peredam energi ini dikembangkan di Laboratorium Hidraulika – Balai Litbang Bangunan Hidraulik dan Geoteknik Keairan – Pusat Litbang Sumber Daya Air.

Ciri-ciri bentuk hidraulik (lihat Gambar 2.9) adalah:

- Kemiringan bagian hilir tegak sampai 1: 1;
- Lantai hilir datar;
- Ambang hilir berbentuk kotak persegi dengan ketinggian berselang-seling (gigi ompong);
- Di hilir ambang dan di kaki tembok sayap dipasang rip-rap batu berdiameter 0,30 m – 0,40 m.



Sumber: (Kumala, 2018)

Gambar 2.9 Peredam energi tipe MDO

Dimensi hidraulik peredam energi MDO adalah kedalaman ( $D_s$ ), panjang lantai ( $L$ ), dan tinggi ambang ( $a$ ) ditentukan oleh grafik-grafik MDO seperti pada Gambar 2.10 dan Gambar 2.11. Langkah desain peredam energi sebagai berikut:

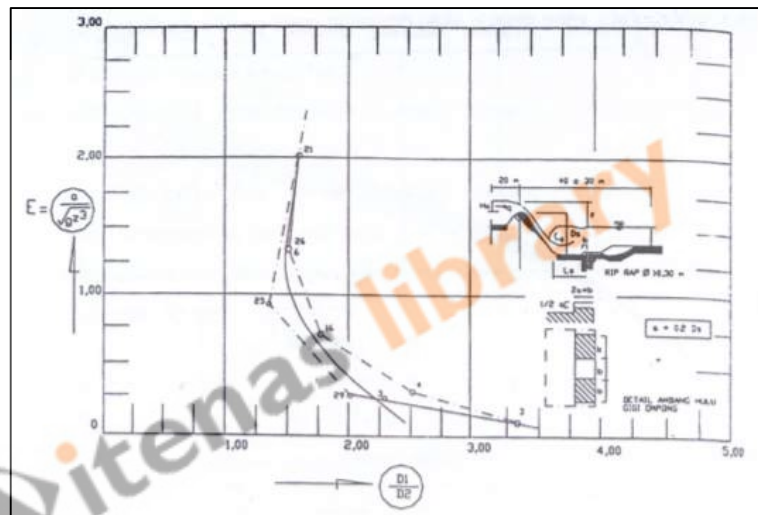
- Hitung parameter tak berdimensi,  $E = \frac{q}{\sqrt{g z^3}}$ ;

2. Berdasarkan grafik MDO-1 (Gambar 2.10), ditentukan kedalaman lantai peredam energi ( $D_s$ ) diukur dari elevasi mercu *check dam*;
3. Berdasarkan grafik MDO-2 (Gambar 2.11), ditentukan panjang lantai peredam energi ( $L$ ), diukur dari titik potong antara bidang miring *check dam* dan lantai;
4. Jari-jari kelengkungan bidang hilir ditentukan sebesar 1,0 m;
5. Tinggi ambang ( $a$ ) ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$a = 0,2D_2 \dots\dots\dots(2.25)$$

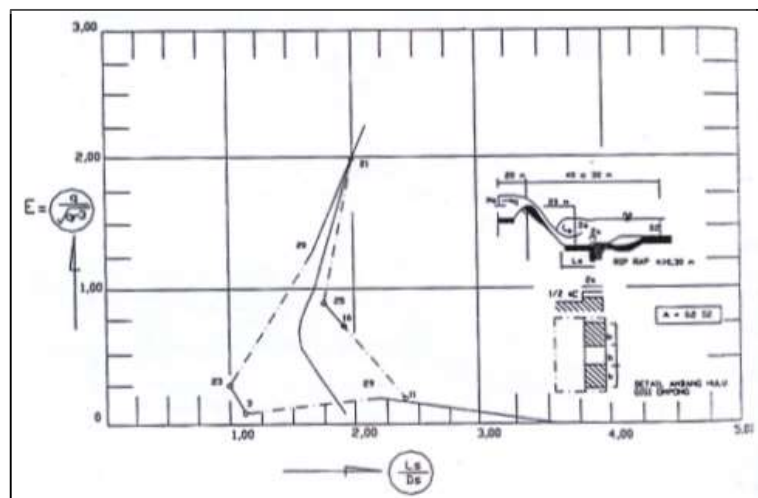
dengan:

$D_2$  = kedalaman air sungai di hilir pada debit banjir rencana (m)



Sumber: (Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)

Gambar 2.10 Grafik MDO-1



Sumber: (Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 2013)

Gambar 2.11 Grafik MDO-2

#### 2.4.4.2 Peredam Energi Bertangga/Ganda

Kumala (2018) mengatakan pengaman gerusan/peredam energi bertangga atau peredam energi ganda digunakan apabila:

1. Gerusan setempat tepat di hilir bangunan sudah terlalu dalam, atau
2. Bangunan dibangun dengan pembendungan yang relatif tinggi misalnya lebih dari 10 m, sehingga pembuatan peredam energi memerlukan penggalian yang cukup dalam.

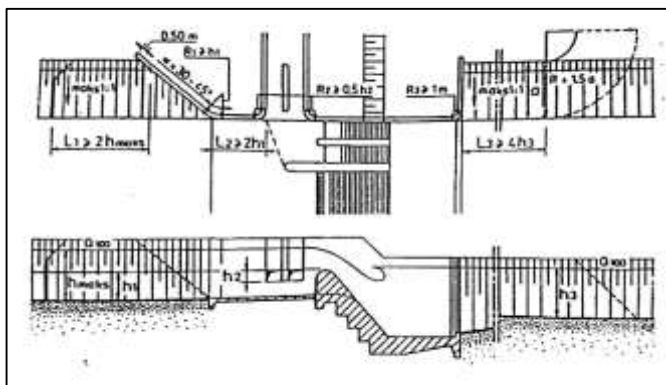
Pengaman gerusan atau peredam energi berganda adalah struktur di bagian hilir tubuh bangunan yang merupakan kolam olak berganda, yang masing-masing kolam olak dilengkapi dengan lantai datar dan ambang akhir pembentuk loncatan hidraulik. Di bagian kiri kanannya dibatasi oleh tembok pangkal bentuk tegak. Keuntungan pemakaian tipe ini adalah sebagai berikut:

1. Peredaman energi lebih besar karena terdiri dari dua ruang olakan, sehingga penggerusan setempat menjadi lebih dangkal;
2. Jauh lebih stabil karena bentuknya yang besar;
3. Kerusakan lantai dan tubuh bangunan akibat terjunan air dapat dihindari.

#### 2.4.5 Tembok Pangkal dan Tembok Sayap

Tembok pangkal (*abutment*) membatasi lebar mercu *check dam* dan berhubungan langsung dengan tembok-tembok sayap di udik dan hilir *check dam*. Bentuk dan dimensi tembok sayap ditentukan berdasarkan tipe dan dimensi peredam energi, geometri sungai di hilir dan sekitarnya, dalamnya penggerusan setempat dan degradasi, stabilitas tebing, dan tinggi muka air di hilir pada debit rencana peredam energi dengan tinggi jagaan yang cukup. (Kumala, 2018).

Tinggi tanggul penutup ditentukan berdasarkan tinggi muka air empangan dan fungsi gelombang pada debit banjir rencana pelimpah, dan tinggi jagaan tertentu. Panjang tanggul penutup ditentukan berdasarkan cakupan arus balik (*back water*), akibat pembendungan pada debit banjir rencana. Tembok pangkal dan tembok sayap seperti pada Gambar 2.12.



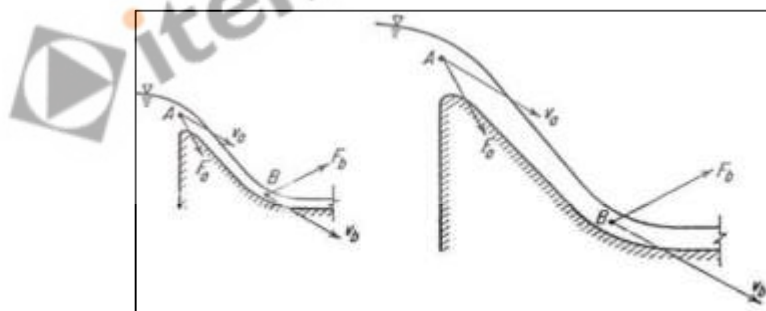
Sumber: (Kumala, 2018)

Gambar 2.12 Tembok pangkal dan tembok sayap

## 2.5 Pemodelan Hidraulik Fisik

Kumala (2018) mengatakan pemodelan hidraulik fisik diperlukan untuk menyimulasi perilaku hidraulik bangunan air yang akan dilaksanakan atau akan direhabilitasi dengan skala yang lebih kecil. Suatu bangunan air perlu dibuat model 2 dimensi atau 3 dimensi untuk melaksanakan pemodelan hidraulik fisik.

Prinsip pembuatan skala model adalah membentuk kembali masalah yang ada di prototip dengan suatu angka pembanding, sehingga kejadian yang ada di model sebangun dengan kondisi di prototip. (Chow, 1959).



Sumber: (Pusat Litbang SDA, 2013)

Gambar 2.13 Kesebangunan hidraulika

Jenis skala yang dapat digunakan dalam uji model tes hidraulika ada 2 macam, yaitu:

1. Skala model sama/tanpa distorsi (*undistorted model*)

Skala model sama adalah skala model yang dibuat dengan perbandingan antara skala horizontal dan vertikal sama. Skala besaran dan parameter model tanpa distorsi ditunjukkan pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Skala Besaran dan Parameter Model tanpa Distorsi

Parameter	Lambang notasi	Skala besaran
Panjang, tinggi	L, h	$n_L = n_h$
Kecepatan aliran	v	$n_v = n_h^{1/2}$
Debit	Q	$n_Q = n_h^{5/2}$
Waktu aliran	t	$n_t = n_h^{1/2}$
Kekasaran	k	$n_k = n_h$
Diameter butir	d	$n_d = n_h$
Koefisien Chezy	C	$n_c = 1$
Koefisien Manning	n	$n_n = n_h^{1/6}$
Volume	V	$n_v = n_h^3$

Sumber: (Pusat Litbang SDA, 2013)

2. Skala model tidak sama/dengan distorsi (*distorted model*)

Skala model tidak sama adalah skala yang dibuat dengan perbandingan antara skala horizontal dan vertikal tidak sama. Model ini pada umumnya digunakan jika cakupan kondisi lapangan yang harus dimodelkan sangat luas.

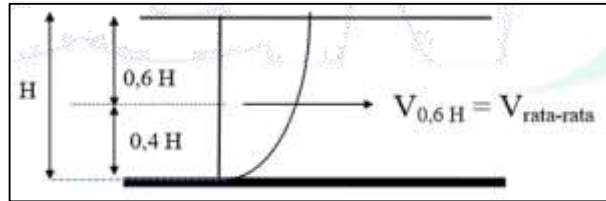
### 2.5.1 Pengukuran Kecepatan Aliran

Salah satu pengukuran pada pengujian model fisik adalah pengukuran kecepatan aliran, karena kecepatan adalah faktor utama dalam menentukan besar gaya hidraulik yang mungkin akan mempengaruhi bangunan. Pengukuran kecepatan dapat dilakukan secara vertikal dan horizontal menggunakan *current meter* dengan acuan SNI 3408:2015 tentang Tata Cara Pengukuran Kecepatan Aliran pada Uji Model Hidraulik Fisik (UMH-Fisik) dengan Alat Ukur Arus Tipe Baling-baling.

Perhitungan kecepatan aliran rata-rata bidang vertikal tergantung dari kedalaman air dan penempatan baling-baling terhadap muka air. Metode yang dapat digunakan dalam menentukan kecepatan rata-rata aliran adalah sebagai berikut:

1. Metode satu titik

Metode ini digunakan jika kedalaman air (H) kurang dari 4 kali diameter baling-baling. Baling-baling *current meter* diletakkan pada 0,4H dari dasar atau 0,6H dari muka air seperti pada Gambar 2.14.



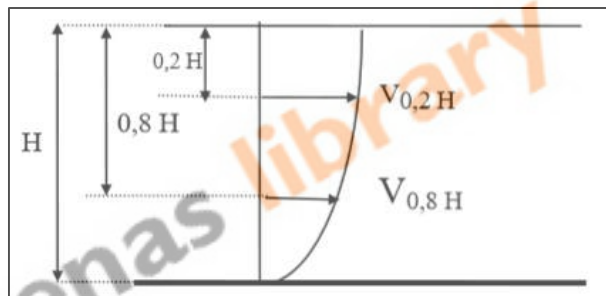
Sumber: (SNI 3408:2015)

Gambar 2.14 Pengukuran kecepatan metode satu titik

2. Metode dua titik

Metode ini digunakan jika kedalaman air lebih besar dari 5 kali diameter baling-baling. Baling-baling *current meter* diletakkan pada 0,2H dan 0,8H dari muka air seperti pada Gambar 2.15. Hasil kecepatan rata-rata dihitung dengan Rumus 2.26.

$$V_{rata-rata} = \frac{V_{0,2H} + V_{0,8H}}{2} \dots\dots\dots(2.26)$$



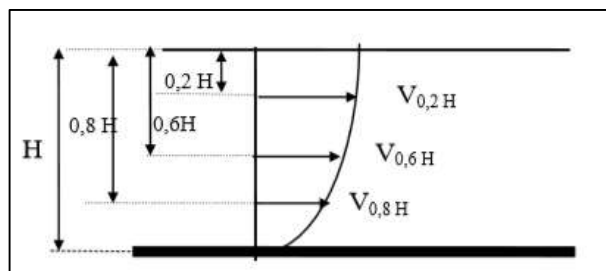
Sumber: (SNI 3408:2015)

Gambar 2.15 Pengukuran kecepatan metode dua titik

3. Metode tiga titik

Metode ini biasa digunakan karena cukup teliti dan dipakai jika kedalaman air lebih besar dari 6 kali diameter baling-baling. Hasil kecepatan rata-rata dihitung dengan Rumus 2.27.

$$V_{rata-rata} = \frac{V_{0,2H} + 2V_{0,6H} + V_{0,8H}}{4} \dots\dots\dots(2.27)$$



Sumber: (SNI 3408:2015)

Gambar 2.16 Pengukuran kecepatan metode tiga titik

### 2.5.2 Pengukuran Tinggi Muka Air

Ketinggian muka air merupakan unsur pokok yang harus diketahui di dalam uji aliran air di laboratorium. Pada dasarnya, hasil dari pengukuran tinggi muka air adalah untuk mendapatkan profil aliran pada model dan untuk mengetahui perbedaan antara tinggi muka air di lapangan. Pengukuran ini mengacu pada SNI 3411:2008 tentang Tata Cara Pengukuran Tinggi Muka Air pada Model Fisik.

Peralatan yang digunakan berupa alat ukur sipat datar (*waterpass*), theodolit, dan beberapa alat bantu antara lain bangku, jembatan bantu, dan meteran dengan kondisi peralatan yang laik pakai, sudah dikalibrasi, dan untuk alat ukur harus memiliki ujung jarum yang runcing. Alat ukur sipat datar juga diatur agar sesuai dengan elevasi *bench mark* dan didirikan dengan posisi tegak lurus.

### 2.5.3 Pengamatan Loncatan Air

Salah satu ciri peredam energi bekerja dengan baik adalah terjadi loncatan air (*hydraulic jump*). Loncatan air pertama kali diselidiki oleh Bidone (1818), dengan parameter tergantung dari bilangan Froude, di mana bilangan Froude juga menunjukkan jenis aliran pada suatu saluran. Jenis aliran dapat dibedakan berdasarkan bilangan Froude seperti persamaan berikut:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} \dots \dots \dots (2.28)$$

Jika,  $Fr = 1 \rightarrow$  aliran kritis

$Fr > 1 \rightarrow$  aliran super kritis

$Fr < 1 \rightarrow$  aliran sub kritis

Dengan:

$Fr$  = bilangan Froude

$v$  = kecepatan aliran (m/s)

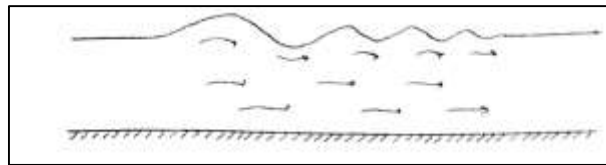
$g$  = percepatan gravitasi ( $m/s^2 \approx 9,8$ )

$y$  = kedalaman aliran (m)

Loncatan air berfungsi untuk meredam kelebihan energi sehingga melindungi dasar saluran dari gerusan, menaikkan permukaan air di hilir untuk kebutuhan tinggi tekan pada pengaliran ke saluran irigasi, menunjukkan jenis aliran (misalnya aliran super kritis), dan menentukan letak titik kontrol sehingga lokasi pengukuran ditetapkan.

Loncatan air merupakan kondisi di mana terjadinya peralihan aliran super kritis ke sub kritis, kedalaman air pada sub kritis lebih tinggi daripada super kritis sehingga terjadi kehilangan energi. Loncatan air juga diklasifikasikan menurut penyelidikan USBR adalah sebagai berikut:

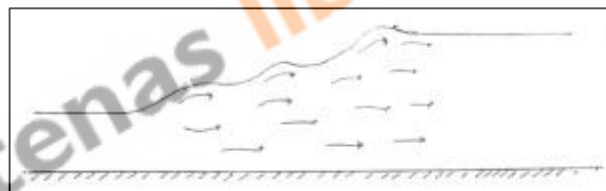
- $Fr = 1$  : aliran kritis, tidak terbentuk loncatan air
- $Fr = 1 \sim 1,7$  : loncatan air berombak (*undular jump*). Permukaan air mulai bergelombang kecil/ombak pada permukaan air seperti pada Gambar 2.17.



Sumber: (Kumala, 2016)

Gambar 2.17 Loncatan air berombak

- $Fr = 1,7 \sim 2,5$  : loncatan air lemah (*weak jump*). Pada permukaan air timbul gulungan-gulungan kecil, kecepatan air beraturan, dan kehilangan energi kecil seperti pada Gambar 2.18.



Sumber: (Kumala, 2016)

Gambar 2.18 Loncatan air lemah

- $Fr = 2,5 \sim 4,5$  : loncatan air goyang/bergetar (*oscillating jump*). Timbul pancaran yang bergoyang bolak-balik dari bawah ke atas dengan tidak teratur. Setiap goyangan menimbulkan gelombang panjang yang merambat jauh dan dapat mengakibatkan gerusan. Loncatan air goyang seperti pada Gambar 2.19.



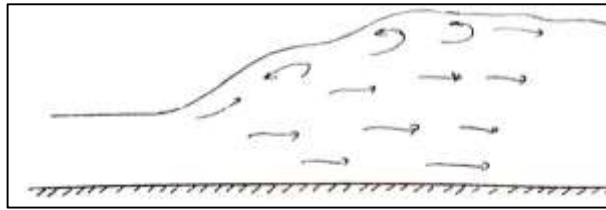
Sumber: (Kumala, 2016)

Gambar 2.19 Loncatan air goyang

- $Fr = 4,5 \sim 9,0$  : loncatan air seimbang (*steady jump*). Ciri loncatan ini adalah timbul gulungan permukaan di bagian hilir pancaran dengan kecepatan tinggi. Keadaan dan letak loncatan air tidak banyak dipengaruhi perubahan kedalaman



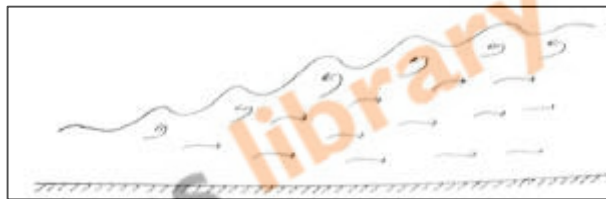
air hilir, seimbang dan baik dengan peredaman energi sekitar 45% - 70%. Loncatan air seimbang seperti pada Gambar 2.20.



Sumber: (Kumala, 2016)

Gambar 2.20 Loncatan air seimbang

- $Fr \geq 9,0$  : loncatan air kuat (*strong jump*). Pancaran air dengan kecepatan tinggi mendorong air ke bawah di bagian depan loncatan air, menghasilkan gelombang di bagian hilir sehingga permukaan hilir bergelombang dan kasar dengan peredam energi sekitar 85%. Loncatan air kuat seperti pada Gambar 2.21.



Sumber: (Kumala, 2016)

Gambar 2.21 Loncatan air kuat

## 2.6 Kajian Terdahulu

Penelitian ini disusun dengan dasar dari studi yang pernah dilakukan sebelumnya yang digunakan sebagai bahan perbandingan dan kajian. Kajian terdahulu yang menjadi acuan untuk penelitian ini yaitu oleh Manurung (2002) dengan judul penelitian Analisis dan Perencanaan Pengaman Dasar Sungai (PDS) di Hilir Bendung Cipamingkis. Analisis dilakukan pada PDS 1, PDS 2, PDS 3, dan PDS 4 dengan hasil seluruh PDS tidak memenuhi syarat geser saat banjir rencana.

Manurung, (2002) merencanakan Pengaman Dasar Sungai (PDS) ke 5 yang terletak  $\pm 3.528,5$  m dari ambang hilir Bendung Cipamingkis lama. PDS 5 berupa bendung rendah lengkap dengan peredam energinya dengan dimensi sebagai berikut:

- Elevasi lantai muka = +76,00
- Elevasi mercu = +78,00
- Tinggi mercu = 2 m

- Elevasi lantai ruang olak = +72,00
- Panjang ruang olak = 15 m
- Elevasi ambang hilir = +73,00
- Tinggi ambang hilir = 1 m
- Lebar ambang hilir = 2 m

Berkaitan dengan perencanaan PDS 5 tersebut, pada penelitian ini direncanakan PDS berupa *check dam* dengan tipe modular menggunakan blok beton terkunci. Berbeda dengan PDS yang telah dibangun yaitu tipe konvensional yang bersifat rigid (kaku), tipe *check dam* modular bersifat fleksibel karena terdiri dari beberapa blok beton yang saling mengunci. Keunggulan dari tipe ini adalah mampu mengikuti perubahan morfologi sungai.

