

## **BAB 2**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Bangunan Penahan Sedimen (*Check Dam*)**

Bangunan penahan sedimen digunakan untuk menahan sedimen agar tidak terlalu cepat untuk memasuki waduk. Bendung penahan sedimen ini seringkali cepat terisi, misalnya sekali pada saat satu musim hujan. Bendung penahan sedimen yang telah terisi penuh masih dinilai berfungsi untuk mengendalikan sedimen yang akan memasuki waduk. Sedimen di sebelah hulu bendung yang penuh akan terbentuk dasar sungai yang baru dengan kemiringan yang lebih landai dari kemiringan dasar sungai semula. Kemiringan tersebut akan menurunkan rasio pelepasan sedimen sungai dan akan mengurangi laju sedimen menuju ke waduk. (Direktorat Jendral Sumber Daya Air,2004)

Bangunan penahan sedimen dapat ditujukan untuk mengurangi pasokan sedimen yang ditranspor melalui sungai. Alternatif pemasangan bangunan penahan sedimen ditempatkan pada sungai utama yang memasok air pada waduk, dengan mempertimbangkan beberapa kriteria pemilihan lokasi sebagai berikut :

1. Di tempat terjadinya perubahan dari daerah produksi lahar (debris) ke daerah pengangkutan lahar,
2. Di daerah sebelah hilir pertemuan dengan anak sungai,
3. Di daerah di mana kapasitas penampungan cukup besar dan kemiringan dasar sungai di bagian hilir cukup landai,
4. Di daerah di mana alur sungai cukup sempit.

(Direktorat Jendral Sumber Daya Air,2004)

#### **2.2 Analisa Hidrologi**

##### **2.2.1 Perhitungan Hujan Kawasan**

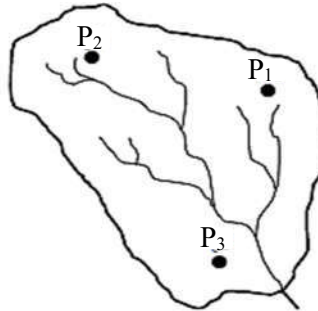
###### **2.2.1.1 Metode Rata – Rata Aljabar**

Metode ini merupakan metode yang sederhana untuk menghitung hujan rerata pada suatu daerah. Pengukuran dilakukan di beberapa stasiun dalam waktu yang bersamaan dijumlahkan dan kemudian dibagi dengan jumlah stasiun. Stasiun

hujan yang digunakan dalam hitungan biasanya adalah yang berada di dalam DAS, tetapi stasiun di luar DAS yang masih berdekatan juga bisa diperhitungkan.

Metode rerata aljabar memberikan hasil yang baik apabila :

- a. Stasiun hujan tersebar secara merata di DAS.
- b. Distribusi hujan relatif rata – rata



Gambar 2.1 Metode Rerata Aritmatik

Sumber : (Rofifah, 2020)

Hujan rerata pada suatu DAS dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$P = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n}{n} \dots\dots\dots(2.1)$$

Dengan :

- P = hujan rerata wilayah (mm)  
P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>,...P<sub>n</sub> = hujan titik pengamatan pada stasiun 1,2,3,...,n  
n = jumlah titik pengamatan

### 2.2.1.2 Metode Theissen

Metode memperhitungkan bobot dari masing – masing stasiun mewakili luasan di sekitarnya. Luasan di dalam DAS dianggap bahwa, hujan adalah sama dengan yang terjadi pada stasiun yang terdekat, sehingga hujan yang tercatat pada stasiun yang mewakili wilayah tersebut. Hitungan curah hujan rerata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap stasiun.

Jumlah dari hitungan pada butir untuk semua stasiun dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan hujan rerata daerah tersebut, yang dalam bentuk matematik. Hujan rerata pada suatu DAS dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$P = \frac{A_1.P_1 + A_2.P_2 + A_3.P_3 + \dots + A_n.P_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.2)$$

Dengan :

- $P$  = hujan rerata wilayah (mm)  
 $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  = hujan titik pengamatan pada stasiun 1,2,3,...,n  
 $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$  = jumlah titik pengamatan pada stasiun 1,2,3,...,n



Gambar 2.2 Metode *Polygon Thiessen*

Sumber : (Rofifah, 2020)

### 2.2.1.3 Metode *Isohyet*

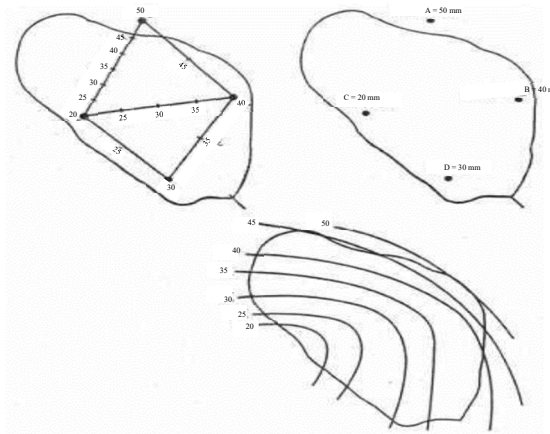
*Isohyet* adalah garis yang menghubungkan titik – titik dengan kedalaman hujan yang sama. Metode *Isohyet*, dianggap bahwa hujan pada suatu daerah di antara dua garis *Isohyet* adalah merata dan sama dengan nilai rerata dari kedua garis *Isohyet* tersebut.

Hujan rerata pada suatu DAS dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$P = \frac{A_1 \cdot \frac{I_1 I_2}{2} + A_2 \cdot \frac{I_2 I_3}{2} + \dots + A_n \cdot \frac{I_n I_{n+1}}{2}}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots \dots \dots (2.3)$$

Dengan :

- $P$  = hujan rerata wilayah (mm)  
 $I_1, I_2, I_3, \dots, P_n$  = garis *Isohyet* ke 1,2,3,...,n, n+1  
 $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$  = luas daerah yang dibatasi oleh *Isohyet* ke 1 dan 2, 2 dan 3, ..., n dan n+1

Gambar 2.3 Metode *Isohyet*

Sumber : (Rofifah, 2020)

## 2.2.2 Analisis Frekuensi

### 2.2.2.1 Metode Distribusi *Gumbel*

Distribusi *Gumbel* banyak digunakan untuk analisis data maksimum, seperti untuk analisis frekuensi banjir. Fungsi densitas kumulatif mempunyai bentuk :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (2.4a)$$

Di mana :

$$y = \frac{x-u}{\alpha} \dots\dots\dots (2.4b)$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}s}{\pi} \dots\dots\dots (2.4c)$$

$$u = \bar{x} - 0,5772\alpha \dots\dots\dots (2.4d)$$

Dengan :

$y$  = faktor reduksi *Gumbel*

$u$  = modus dari distribusi (titik dari densitas prabilitas maksimum)

$s$  = deviasi standar

Distribusi *Gumbel* mempunyai sifat bahwa koefisien skewness  $C_y = 1,1396$  dan koefisien kurtosis  $C_k = 5,4002$  (Sri Harto, 1993).

Penyelesaian dari persamaan (2.4a) menghasilkan :

$$y = -\ln \left[ \ln \left( \frac{1}{F(x)} \right) \right] \dots\dots\dots (2.4e)$$

Didapat persamaan :

$$F(x_y) = \frac{T-1}{T} \dots\dots\dots (2.4f)$$

Substitusi Persamaan (2.4e) ke dalam Persamaan (2.4f) menghasilkan :

$$y_{\gamma} = -\ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \dots\dots\dots (2.4g)$$

Dari Persamaan (2.4b) diperoleh :

$$x_{\gamma} = u + \alpha y_{\gamma} \dots\dots\dots (2.4h)$$

Analisis frekuensi dengan menggunakan metode *Gumbel* juga sering dilakukan dengan persamaan berikut ini

$$x = \bar{x} + Ks \dots\dots\dots (2.4i)$$

Dengan K adalah frekuensi faktor yang bisa dihitung dengan persamaan berikut :

$$y = y_n + K\sigma_n \dots\dots\dots (2.4j)$$

Dengan y adalah faktor reduksi *Gumbel* seperti diberikan oleh Persamaan (2.8)  $y_n$  dan  $\sigma_n$  adalah nilai rerata dan deviasi standard dari variant *Gumbel* yang nilainya tergantung dari jumlah data seperti diberikan dalam Tabel (2.1)

Tabel 2.1 Nilai  $y_n$  dan  $\sigma_n$  fungsi jumlah data

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7937	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
3.2	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Sumber: Triatmodjo (2016)

Dari Persamaan (2.4h) dan (2.4i) diperoleh :

$$x = \bar{x} + \frac{y - y_n}{\sigma_n} s \dots\dots\dots (2.4k)$$

Dan dengan Persamaan (2.4g) diperoleh :

$$x = \bar{x} - \frac{\ln \ln \frac{T}{T-1} + y_n}{\sigma_n} s \dots\dots\dots (2.4l)$$

**2.2.2.2 Metode Distribusi Normal**

Distribusi *Normal* adalah simetris terhadap sumbu vertikal dan berbentuk loceng yang juga disebut distribusi *Gauss*. Distribusi *Normal* mempunyai dua parameter yaitu rerata  $\mu$  dan deviasi standar  $\sigma$  dari populasi. Fungsi distribusi *Normal* mempunyai bentuk :

$$p(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(X-\mu)^2/(2\sigma^2)} \dots\dots\dots (2.5a)$$

Dengan X adalah variabel random dan p(X) adalah fungsi probabilitas kontinyu.

Apabila variabel X ditulis dalam bentuk berikut :

$$z = \frac{X-\mu}{\sigma} \dots\dots\dots (2.5b)$$

Maka persamaan (2.5a) menjadi :

$$p(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} \dots\dots\dots (2.5c)$$

Dengan z adalah satuan standar, yang terdistribusi *Normal* dengan rerata nol dan deviasi standar satu.

Persamaan (2.5b) dapat ditulis dalam bentuk :

$$X = \mu + z\sigma \dots\dots\dots (2.5d)$$

Dimana z adalah faktor frekuensi dari distribusi *Normal*. Pada umumnya, faktor frekuensi dari distribusi statistic diberi notasi K.

Fungsi densitas kumulatif (CDF) dapat diturunkan dengan integrasi dari fungsi densitas probabilitas (Persamaan 2.5c), yang menghasilkan :

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-z^2/2} \dots\dots\dots (2.5e)$$

F(z) adalah probabilitas kumulatif. Distribusi *Normal* adalah simetris terhadap sumbu vertikal. Dalam pemakaian praktis rumus – rumus tersebut tidak digunakan. Sri Harto (1993) memberikan sifat – sifat distribusi *Normal*, yaitu nilai

koefisien kemencengan (*skewness*) sama dengan nol ( $C_s \approx 0$ ) dan nilai koefisien kurtois  $C_k \approx 3$ . Selain itu terdapat sifat – sifat distribusi frekuensi kumulatif berikut ini.

$$P(\bar{x} - s) = 15,87\%$$

$$P(\bar{x}) = 50\%$$

$$P(\bar{x} + s) = 84,14\%$$

Kemungkinan variat berada pada daerah  $(\bar{x} - s)$  dan  $(\bar{x} + s)$  adalah 68,27% dan yang berada antara  $(\bar{x} - 2s)$  dan  $(\bar{x} + 2s)$  adalah 95,44%.

Tabel 2.2 Probabilitas Kumulatif Distribusi *Normal* Standar

n	y <sub>n</sub>	σ <sub>n</sub>	n	y <sub>n</sub>	σ <sub>n</sub>	n	y <sub>n</sub>	σ <sub>n</sub>
8	0,4843	0,9043	39	0,5430	1,1388	70	0,5548	1,1854
9	0,4902	0,9288	40	0,5436	1,1413	71	0,5550	1,1863
10	0,4952	0,9497	41	0,5442	1,1436	72	0,5552	1,1873
11	0,4996	0,9676	42	0,5448	1,1458	73	0,5555	1,1881
12	0,5053	0,9833	43	0,5453	1,1480	74	0,5557	1,1890
13	0,5070	0,9972	44	0,5258	1,1490	75	0,5559	1,1898
14	0,5100	1,0098	45	0,5463	1,1518	76	0,5561	1,1906
15	0,5128	1,0206	46	0,5468	1,1538	77	0,5563	1,1915
16	0,5157	1,0316	47	0,5473	1,1557	78	0,5565	1,1923
17	0,5181	1,0411	48	0,5447	1,1574	79	0,5567	1,1930
18	0,5202	1,0493	49	0,5481	1,1590	80	0,5569	1,1938
19	0,5220	1,0566	50	0,5485	1,1607	81	0,5570	1,1945
20	0,5235	1,0629	51	0,5489	1,1623	82	0,5572	1,1953
21	0,5252	1,0696	52	0,5493	1,1638	83	0,5574	1,1959
22	0,5268	1,0754	53	0,5497	1,1653	84	0,5576	1,1967
23	0,5283	1,0811	54	0,5501	1,1667	85	0,5578	1,1973
24	0,5296	1,0864	55	0,5504	1,1681	86	0,5580	1,1980
25	0,5309	1,0914	56	0,5508	1,1696	87	0,5581	1,1987
26	0,5320	1,0961	57	0,5511	1,1708	88	0,5583	1,1994
27	0,5332	1,1004	58	0,5515	1,1721	89	0,5585	1,2001
28	0,5343	1,1047	59	0,5518	1,1734	90	0,5586	1,2007
29	0,5353	1,1086	60	0,5521	1,1747	91	0,5587	1,2013
30	0,5362	1,1124	61	0,5524	1,1759	92	0,5589	1,2020
31	0,5371	1,1159	62	0,5527	1,1770	93	0,5591	1,2026
32	0,5380	1,1193	63	0,5530	1,1782	94	0,5592	1,2032
33	0,5388	1,1226	64	0,5533	1,1793	95	0,5593	1,2038
34	0,5396	1,1255	65	0,5535	1,1803	96	0,5595	1,2044
35	0,5403	1,1285	66	0,5538	1,1814	97	0,5596	1,2049
36	0,5410	1,1313	67	0,5540	1,1824	98	0,5598	1,2055
37	0,5418	1,1339	68	0,5543	1,1834	99	0,5599	1,2060
38	0,5424	1,1363	69	0,5545	1,1844	100	0,5600	1,2065

Sumber: Triatmodjo (2016)

### 2.2.2.3 Metode Distribusi *Log Pearson Type III*

Pearson telah mengembangkan banyak model matematik fungsi distribusi untuk membuat persamaan empiris dari suatu distribusi. Ada 12 tipe distribusi Pearson, namun hanya distribusi *Log Pearson Type III* yang banyak digunakan dalam hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum. Bentuk distribusi *Log Pearson Type III* merupakan hasil transformasi dari distribusi *Pearson III* dengan transformasi variat menjadi nilai log. *PDF* dari distribusi *Log Pearson Type III* mempunyai bentuk berikut :

$$p(x) = \frac{x^{\gamma-1}e^{-x/\beta}}{\beta^{\gamma}\Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots (2.6a)$$

Dengan  $\beta$  dan  $\gamma$  adalah parameter.

Rerata dari distribusi gamma adalah  $\beta\gamma$ , varian adalah  $\beta^2\gamma$ , dan kemencengan adalah  $2/(\gamma)^{1/2}$ . Persamaan *CDF* mempunyai bentuk :

$$\Gamma(\gamma) = \int_0^{\infty} x^{\gamma-1}e^{-x}dx \dots\dots\dots (2.6b)$$

Bentuk kumulatif dari distribusi *Log Pearson Type III* dengan nilai variat  $X$  apabila digambarkan pada kertas probabilitas logaritmik akan membentuk persamaan garis lurus. Persamaan tersebut mempunyai bentuk berikut :

$$y_{\Gamma} = \bar{y} + K_{\Gamma}s_y \dots\dots\dots (2.6c)$$

Dengan :

- $y_{\Gamma}$  = nilai logaritmik dari  $x$  dengan periode ulang  $\Gamma$
- $\bar{y}$  = nilai rerata dari  $y_i$
- $s_y$  = deviasi standar dari  $y_1$
- $K_{\Gamma}$  = faktor frekuensi, yang merupakan fungsi dari probabilitas (atau periode ulang) dan koefisien kemencengan  $C_{xy}$  yang diberikan dalam Tabel 2.3

Distribusi *Log Pearson Type III* digunakan apabila parameter statistic  $C_s$  dan  $C_k$  mempunyai nilai selain dari parameter statistic untuk distribusi yang lain (*Normal, Log Normal* dan *Gumbel*). Penggunaan metode *Log Pearson Type III* dilakukan dengan menggunakan Langkah – Langkah berikut ini.

1. Data debit banjir maksimum tahunan disusun dalam tabel
2. Hitung nilai logaritma dari data debit banjir tersebut dengan transformasi :



$$y_i = \ln x_i$$

atau

$$y_i = \log x_i$$

3. Hitung nilai rerata  $\bar{y}$ , deviasi standar  $s_y$ , koefisien kemencengan  $C_{xy}$  dari nilai logaritma  $y_i$ .
4. Dihitung nilai  $y_j$  untuk berbagai periode ulang yang dikehendaki dengan menggunakan Persamaan (2.6c)
5. Hitung debit banjir  $x_T$  untuk setiap periode ulang dengan menghitung nilai anti-lognya :

$$x_T = \text{arc ln } y$$

Atau

$$x_T = \text{arc log } y$$

Tabel 2.3 Nilai kT untuk Distribusi *Pearson III* (Kemencengan Positif)

Skew coefficient $C_s$ or $C_w$	Return Period In Years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Exceedence Probability						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312

Skew coefficient $C_s$ or $C_w$	Return Period In Years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Exceedence Probability						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.123
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Sumber: Triatmodjo (2016)

Tabel 2.4 Nilai kT untuk Distribusi *Pearson III* (Kemencengan Negatif)

Skew Coefficient $C_s$ or $C_w$	Return Period In Years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Exceedence Probability						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.1	0.017	0.846	1.270	0.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769

Skew Coefficient $C_s$ or $C_w$	Return Period In Years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Exceedence Probability						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

Sumber: Triatmodjo (2016)

#### 2.2.2.4 Metode Distribusi Log Normal

Distribusi *Log Normal* digunakan apabila nilai – nilai dari variabel random tidak mengikuti distribusi *Normal*, tetapi nilai logaritmanya memenuhi distribusi *Normal*. Hal ini, fungsi densitas probabilitas (*PDF*) diperoleh dengan melakukan transformasi, yang dalam hal ini digunakan persamaan transformasi berikut :

$$y = \ln x$$

Atau

$$y = \log x$$

Parameter dari distribusi *Log Normal* adalah rerata dan deviasi standar dari  $y$  yaitu  $\mu_y$  dan  $\sigma_y$ . Dengan menggunakan transformasi tersebut maka :

$$p(X) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-(y-\mu_y)^2 / (2\sigma_y^2)} \dots\dots\dots (2.7a)$$

Fungsi densitas kumulatif (*CDF*) dapat diturunkan dengan integrasi dari fungsi densitas probabilitas, yang menghasilkan :

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_y}} \int_{-\infty}^y e^{-(y-\mu_y)^2 / (2\sigma_y^2)} dy \dots\dots\dots (2.7b)$$

Dengan  $F(z)$  adalah probabilitas kumulatif.

Sri Harto (1993) memberikan sifat – sifat distribusi *Log Normal*, berikut :

$$\text{Nilai kemencengan : } C_s = C_v^3 + 3C_v$$

$$\text{Nilai kurtosis : } C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$$

#### 2.2.3 Uji Kecocokan Distribusi

Ada dua cara yang dapat dilakukan untuk menguji apakah jenis distribusi yang dipilih sesuai dengan data yang ada, yaitu uji *Chi Kuadrat* dan (Sri Harto, 1991).

### 2.2.3.1 Uji *Chi Kuadrat*

Uji *Chi Kuadrat* menggunakan nilai  $X^2$  yang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \dots\dots\dots (2.8a)$$

Dengan :

$\chi^2$  : nilai *Chi Kuadrat* terhitung

$Ef$  : frekuensi (banyak pengamatan) yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya

$Of$  : frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama

$N$  : jumlah sub kelompok dalam satu grup

Nilai  $X^2$  yang diperoleh harus lebih kecil dari nilai  $X_{cr}^2$  (*Chi Kuadrat* kritik), untuk suatu derajat nyata tertentu, yang sering diambil 5%. Derajat kebebasan dihitung dengan persamaan:

$$DK = K - (\alpha + 1) \dots\dots\dots (2.8b)$$

Dengan :

$DK$  : derajat kebebasan

$K$  : banyaknya kelas

$\alpha$  : banyaknya keterikatan (banyaknya parameter), untuk uji *Chi Kuadrat* adalah 2.

Nilai  $X_{cr}^2$  diperoleh dari tabel 2.5 disarankan agar banyaknya kelas tidak kurang dari 5 dan frekuensi absolut tiap kelas tidak kurang dari 5.

### 2.2.3.2 Smirnov Kolmogorov

Uji kecocokan *Smirnov Kolmogorov* juga disebut uji kecocokan non parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, namun dengan memperhatikan kurva dan penggambaran data pada kertas probabilitas. Jarak penyimpangan terbesar merupakan nilai  $\Delta_{kritik}$ , diperoleh dari tabel 2.6

Tabel 2.5 Nilai *Chi Kuadrat* Kritik

DK	Distribusi $X^2$											
	0.99	0.95	0.90	0.80	0.70	0.50	0.30	0.20	0.10	0.05	0.01	0.001
1	0.000	0.004	0.016	0.064	0.148	0.455	1.074	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	0.020	0.103	0.211	0.446	0.713	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	0.115	0.352	0.584	1.005	1.424	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	0.297	0.711	1.064	1.649	2.195	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	0.554	1.145	1.610	2.343	3.000	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	0.872	1.635	2.204	3.070	3.828	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	1.239	2.167	2.833	3.822	4.671	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	1.646	2.733	3.890	4.594	5.527	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	20.090	26.425
9	2.088	3.325	4.168	5.380	6.393	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	21.666	27.877
10	2.558	3.940	6.179	6.179	7.267	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588
11	3.053	4.575	5.578	6.989	8.148	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	24.725	31.264
12	3.571	5.226	6.304	7.807	9.034	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	26.217	32.909
13	4.107	5.892	7.042	8.634	9.926	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	27.688	34.528
14	4.660	6.571	7.790	9.467	10.821	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	29.141	36.123
15	5.229	7.261	8.547	10.307	11.721	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	30.578	37.697
16	5.812	7.962	9.312	11.152	12.624	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	32.000	39.252
17	6.408	8.672	10.085	12.002	13.531	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	33.409	40.790
18	7.015	9.390	10.865	12.857	14.440	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	34.805	42.312
19	7.633	10.117	11.651	13.716	15.352	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	36.191	43.820
20	8.260	10.851	12.443	14.578	16.266	19.377	22.775	25.038	28.412	31.410	37.566	45.315
21	8.897	11.501	13.240	15.445	17.182	20.377	23.858	26.171	29.615	32.671	38.932	46.797
22	9.542	12.338	14.041	16.314	18.101	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	40.289	48.258
23	10.196	13.091	14.848	17.187	19.021	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	41.638	49.728
24	10.856	13.848	15.659	18.062	19.943	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	42.980	51.179
25	11.524	14.611	16.473	18.940	20.867	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	44.314	52.620
26	12.198	15.379	17.292	19.820	21.792	25.336	29.246	31.795	35.563	38.886	45.642	54.052
27	12.879	16.151	18.114	20.703	22.719	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	46.963	55.476
28	13.565	16.928	18.939	21.588	23.647	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	48.278	56.893
29	14.256	17.708	19.768	22.475	24.577	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	49.588	58.302
30	14.953	18.493	20.599	23.364	25.508	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	50.892	59.703

Sumber: Triatmodjo (2016)

Tabel 2.6 Nilai  $\Delta_{kritis}$  Uji *Smirnov Kolmogorov*

n	$\alpha$			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.18	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$

Sumber: Triatmodjo (2016)

Koefisien asimetri (*skewness*)  $C_s$  :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \dots\dots\dots (2.9a)$$

Koefisien variasi  $C_v$  :

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \dots\dots\dots (2.9b)$$

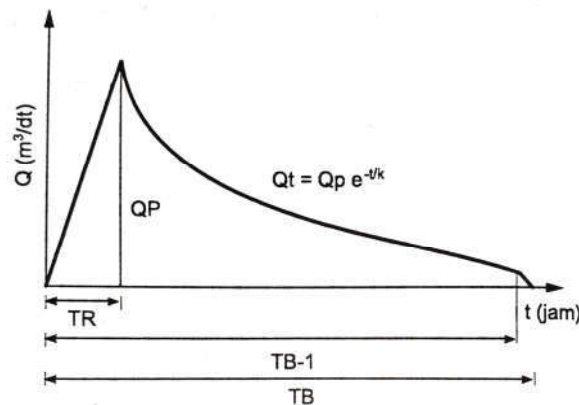
Koefisien kurtosis  $C_k$  :

$$C_k = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \dots\dots\dots (2.9c)$$

## 2.3 Analisa Debit Rencana

### 2.3.1 Metode *Gama I*

HSS *Gama I* terdiri dari tiga bagian pokok yaitu sisi naik (*rising limb*), puncak (*crest*) dan sisi turun/resesi (*recession limb*). Gambar 2.4 menunjukkan HSS *Gama I*. Gambar tersebut tampak ada patahan dalam sisi resesi. Hal ini disebabkan sisi resesi mengikuti persamaan eksponensial yang tidak memungkinkan debit sama dengan nol. Meskipun pengaruhnya sangat kecil namun harus diperhitungkan mengingat bahwa volume hidrograf satuan harus tetap satu.

Gambar 2.4 Hidrograf Satuan Sintetik *Gama I*

Sumber: Triatmodjo (2016)

HSS *Gama I* terdiri dari empat variabel pokok, yaitu waktu naik (*time of rise* –  $TR$ ), debit puncak ( $Q_p$ ), waktu dasar ( $TB$ ), dan sisi resesi yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan ( $K$ ) yang mengikuti persamaan berikut :

$$Q_t = Q_p e^{-t/k} \dots\dots\dots (2.10a)$$

Dengan :

$Q_t$  : debit pada jam ke  $t$  ( $m^3/det$ )

$Q_p$  : debit puncak ( $m^3/d$ )

$t$  : waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

$K$  : koefisien tampungan (jam)

Persamaan – persamaan yang digunakan dalam HSS *Gama I* adalah :

1. Waktu puncak HSS *Gama I* ( $TR$ )

$$TR = 0,43 \left( \frac{L}{100SF} \right)^3 + 1,0665 SI + 1,2775 \dots\dots\dots (2.10b)$$

2. Debit puncak banjir ( $QP$ )

$$QP = 0,1836A^{0,5886} TR^{-0,4008} JN^{0,2381} \dots\dots\dots (2.10c)$$

3. Waktu dasar ( $TB$ )

$$TB = 27,4132TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \dots\dots\dots (2.10d)$$

4. Koefisien resesi ( $K$ )

$$K = 0,5617A^{0,1798} S^{-0,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452} \dots\dots\dots (2.10e)$$

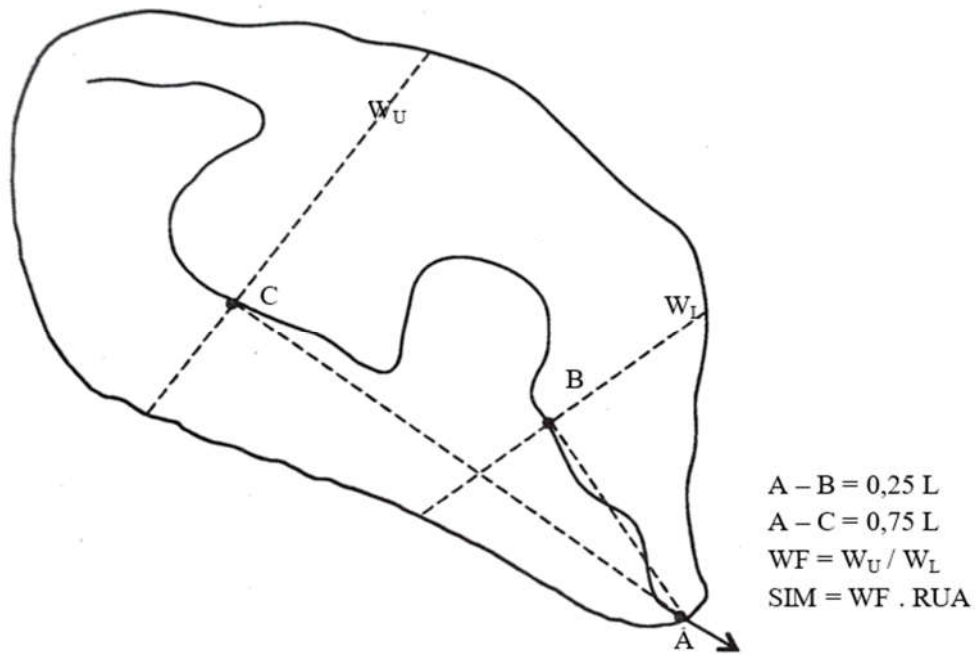
5. Aliran dasar ( $QB$ )

$$QB = 0,4715A^{0,6444} D^{0,9430} \dots\dots\dots (2.10f)$$

Dengan :

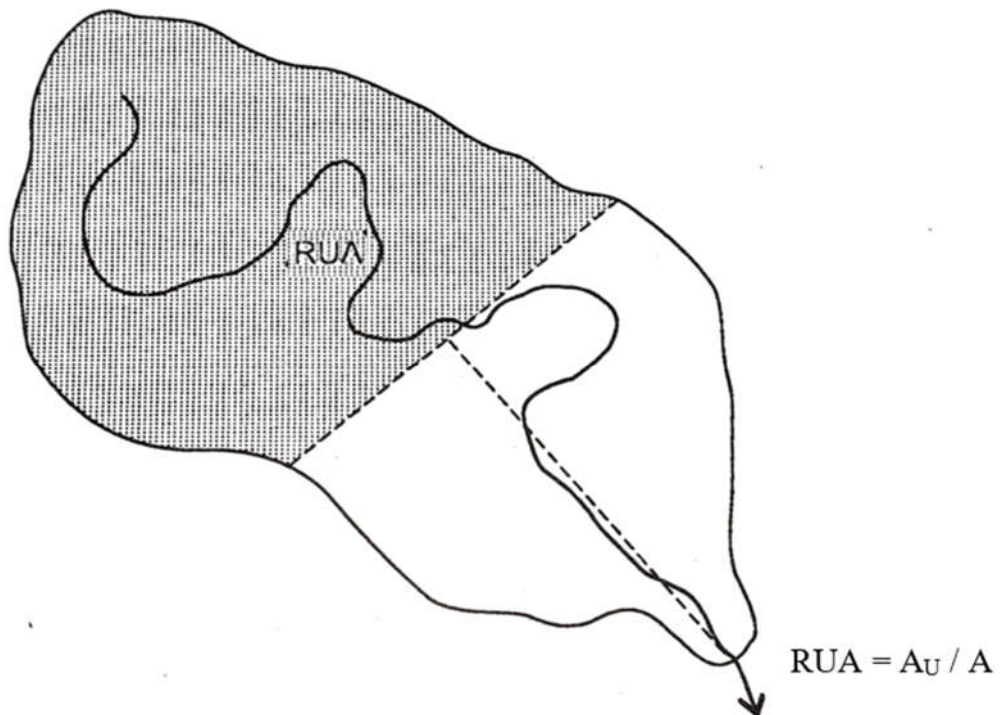
- A : luas DAS ( $\text{km}^2$ )
- L : panjang sungai utama (km)
- S : kemiringan dasar sungai
- SF : faktor sumber, perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat
- SN : frekuensi sumber, perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat
- WF : faktor lebar, perbandingan antara lebar DAS yang diukur di titik sungai berjarak  $0,75L$  dengan lebar DAS yang diukur di sungai yang berjarak  $0,25L$  dari stasiun hidrometri (Gambar 2.6)
- JN : jumlah pertemuan sungai
- SIM : faktor simetri, hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu (RUA)
- RUA : luas DAS sebelah hulu, 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, melalui titik tersebut (gambar 2.6)
- D : kerapatan jaringan kuras, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS





Gambar 2.5 Sketsa Penetapan WF

Sumber: Triatmodjo (2016)



Gambar 2.6 Sketsa Penetapan RUA

Sumber: Triatmodjo (2016)

Persamaan tambahan yang terkait dengan HSS *Gama I* adalah indeks infiltrasi atau  $\Phi$  indeks. Besarnya  $\Phi$  indeks dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left(\frac{A}{SN}\right)^4 \dots\dots (2.10g)$$

Dengan :

$\Phi$  indeks : indeks infiltrasi (mm/jam)

A : luas DAS (km<sup>2</sup>)

SN : frekuensi sumber

### 2.3.2 Metode *Nakayasu*

Hidrograf satuan sintesis ini dikembangkan berdasarkan beberapa sungai di Jepang. HSS *Nakayasu* memiliki beberapa persamaan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left( \frac{A R_e}{0,3T_p + T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (2.11a)$$

$$T_p = t_g + 0,8T_r \dots\dots\dots (2.11b)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad \text{untuk } L > 15\text{km} \dots\dots\dots (2.11c)$$

$$t_g = 0,21L^{0,7} \quad \text{untuk } L < 15\text{km} \dots\dots\dots (2.11d)$$

$$T_{0,3} = \alpha \dots\dots\dots (2.11e)$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \dots\dots\dots (2.11f)$$

Dengan :

$Q_p$  : debit puncak banjir

A : luas DAS (km<sup>2</sup>)

$R_e$  : curah hujan efektif (1 mm)

$T_p$  : waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf (jam)

$T_{0,3}$  : waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak (jam)

$t_g$  : waktu konsentrasi (jam)

$T_r$  : satuan waktu dari curah hujan (jam)

$\alpha$  : koefisien karakteristik DAS biasanya diambil 2

L : panjang sungai utama (km)

Bentuk hidrograf satuan diberikan oleh persamaan berikut :

a. Pada kurva naik ( $0 < t < T_p$ )

$$Q_t = Q_p \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \dots\dots\dots (2.11g)$$

b. Pada kurva turun ( $T_p < t < T_p + T_{0,3}$ )

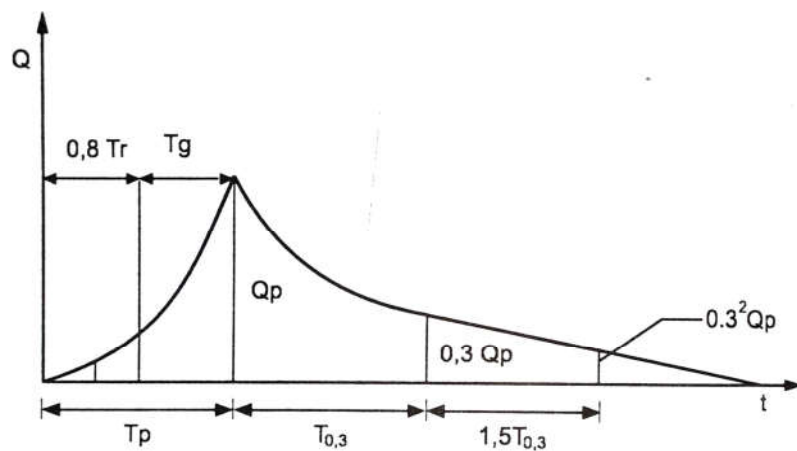
$$Q_r = Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}} \dots\dots\dots (2.11h)$$

c. Pada kurva turun ( $T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$ )

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.11i)$$

d. Pada kurva turun ( $t > T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$ )

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]/(2T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.11j)$$



Gambar 2.7 Hidrograf Satuan Sintetis *Nakayasu*

Sumber: Triatmodjo (2016)

**2.3.3 Metode Snyder**

Parameter yang digunakan untuk metode ini diantaranya, waktu kelembapan, aliran puncak, waktu dasar dan durasi standar dari hujan efektif untuk hidrograf satuan dikaitkan dengan geometri fisik dari DAS dengan hubungan berikut ini :

$$t_p = C_t(LLC)^{0,3} \dots\dots\dots (2.12a)$$

$$Q_p = \frac{C_p A}{t_p} \dots\dots\dots (2.12b)$$

$$T = 3 + \frac{t_p}{8} \dots\dots\dots (2.12c)$$

$$t_D = \frac{t_p}{5,5} \dots\dots\dots (2.12d)$$

Apabila durasi hujan efektif  $t_r$  tidak sama dengan durasi standar  $t_D$ , maka :

$$t_{pR} = t_p + 0,25(t_r - t_D) \dots\dots\dots (2.12e)$$

$$Q_{pR} = Q_p \frac{t_p}{t_{pR}} \dots\dots\dots (2.12f)$$

Dengan :

- $t_D$  : durasi standar dari hujan efektif (jam)
- $t_r$  : durasi hujan efektif (jam)
- $t_p$  : waktu dari titik berat durasi hujan efektif  $t_D$  ke puncak hidrograf satuan (jam)
- $t_{pR}$  : waktu dari titik berat durasi hujan  $t_r$  ke puncak hidrograf satuan (jam)
- $T$  : waktu dasar hidrograf satuan (hari)
- $Q_p$  : debit puncak untuk durasi  $t_D$
- $Q_{pR}$  : debit puncak untuk durasi  $t_r$
- $L$  : panjang sungai utama terhadap titik kontrol yang ditinjau (km)
- $L_c$  : jarak antara titik kontrol ke titik yang terdekat dengan titik berat DAS (km)
- $A$  : luas DAS (km<sup>2</sup>)
- $C_t$  : koefisien yang tergantung kemiringan DAS, yang bervariasi dari 1,4 sampai 1,7.
- $C_p$  : koefisien yang tergantung pada karakteristik DAS, yang bervariasi antara 0,15 sampai 0,19.

Rumus – rumus tersebut di atas dapat digambarkan hidrograf satuan. Untuk memudahkan penggambaran, berikut ini diberikan beberapa rumus :

$$W_{50} = \frac{0,23 A^{1,08}}{Q_{pR}^{1,08}} \dots\dots\dots (2.12g)$$

$$W_{75} = \frac{0,13 A^{1,08}}{Q_{pR}^{1,08}} \dots\dots\dots (2.12h)$$

Dengan  $W_{50}$  dan  $W_{75}$  adalah lebar unit hidrograf pada debit 50% dan 75% dari debit puncak, yang dinyatakan dalam jam. Sebagai acuan, lebar  $W_{50}$  dan  $W_{75}$  dibuat dengan perbandingan 1:2; dengan sisi pendek di sebelah kiri dari hidrograf satuan.

## 2.4 Erosi dan Angkutan Sedimen

### 2.4.1 Erosi

Kajian hidrologi suatu wilayah sungai (WS) atau daerah aliran sungai (DAS) yang terkait dengan masalah pengelolaan dan pengembangan sumber daya air, konservasi tanah dan air, perencanaan bangunan air umumnya tidak lepas dari tersedianya data sedimen yang terangkut oleh aliran sungai. Sedimen (*sediment yield*) suatu DAS merupakan bagian dari material hasil erosi yang terangkut melalui jaringan pengaliran ke arah hilir atau di titik pengukuran. Hasil sedimen yang dinyatakan dalam satuan volume atau tebal sedimen per satuan luas DAS disebut dengan laju hasil sedimen (*sediment yield rate*)

1. Erosi lereng pegunungan
  - a. Erosi permukaan lereng
  - b. Pengaruh kegiatan manusia
2. Erosi alur sungai

Jumlah volume sedimen hasil erosi lahan dapat diperkirakan dengan rumus (USLE) :

$$A = R \times K \times LS \times C \times P \dots\dots\dots (2.13a)$$

Dengan :

- A = kehilangan tanah rata – rata tahunan dalam (ton/ha)  
 R = faktor erosivitas hujan  
 K = faktor erodibilitas tanah  
 L = faktor panjang lereng  
 S = faktor kemiringan lereng  
 C = faktor pengelolaan tanaman  
 P = faktor konservasi tanah

Faktor erosivitas hujan (R) besarnya dihitung dengan rumus pendekatan

$$R = 2,21 P_b^{1,36} \dots\dots\dots (2.13b)$$

Dengan :

Faktor lereng ditentukan oleh Panjang lereng (L) dan kemiringan lereng (S).

Nilai faktor lereng (LS) dihitung dengan rumus :

Untuk kemiringan lereng lebih dari 20% :

$$LS = \sqrt{\frac{L}{100} (0,136 + 0,0975 S + 0,0139S^2) \dots\dots\dots (2.13c)}$$

Dengan :

L = panjang lereng (km)

S = kemiringan lereng (%)

LS = faktor panjang dan kemiringan lereng (km)

Adapun  $L_o$  dihitung dengan rumus :

$$L = \frac{0,5Ar}{L_{ch}} \dots\dots\dots (2.13d)$$

Dengan :

$A_r$  = luas DAS (km<sup>2</sup>)

$L_{ch}$  = panjang DAS (km)

L = panjang lereng (km)

Hasil perhitungan dengan metode USLE menghasilkan erosi tanah setiap satuan lahan pada DAS, sehingga dapat dikelompokkan berdasarkan lima kriteria klasifikasi tanah dari masing – masing pengelompokan kelas erosi.

Tabel 2.7 Klasifikasi Kelas Erosi Tanah

Kelas	Besaran Erosi (ton/ha/tahun)	Keterangan
I	< 15	Sangat Ringan
II	15 - 60	Ringan
III	60 - 180	Sedang
IV	180 - 480	Berat
V	> 480	Sangat Berat

Sumber: Fauzi (2022)

*Sediment Delivery Ration* (SDR) dihitung menggunakan rumus (10 Boyce):

$$SDR = 0,41A^{-0,3} \dots\dots\dots (2.13e)$$

Dengan :

SDR = *Sediment Delivery Ratio*

A = luas DAS (mil<sup>2</sup>)

Perhitungan *yield sediment* dengan persamaan (Suripin, 1998) :

$$SY = SDR * EA \dots\dots\dots (2.13f)$$

Dengan

SY = hasil sedimen per satuan luas

EA = erosi total

SDR = *sedimen delivery ratio*

#### 2.4.1.1 Metode Lacey

Metode Lacey pertama kali diperkenalkan pada tahun 1930 - 1958. Variabel  $f$  adalah *silt factor* menurut Lacey dan  $Na$  adalah faktor kekasaran dimana. Berikut merupakan rumus – rumus yang digunakan dalam metode Lacey :

$$fL = 1,6xd^{1/2} \dots\dots\dots (2.14a)$$

$$Na = 0,0225xfL^{1/4} \dots\dots\dots (2.14b)$$

$$S = \frac{fL^{5/3}}{1883xQ^{1/6}} \dots\dots\dots (2.14c)$$

$$V = \frac{1,346}{Na} x\bar{D}^{1/4} xR^{1/2} xS^{1/2} \dots\dots\dots (2.14d)$$

Dengan :

V = kecepatan rata-rata (m/det)

$\bar{D}$  = kedalaman rata-rata (m)

$fL$  = *silt factor*

d = diameter median butiran (mm)

R = hidrolis Radius (m)

A = luas penampang (m)

P = keliling basah (m)

S = kemiringan saluran

#### 2.4.1.2 Metode Frijlink (1952)

Frijlink (1952) (dalam Istiarto, 2014) menurunkan persamaan dalam memperhitungkan kuantitas angkutan sedimen dasar (*bed load*). Berikut adalah turunan dari rumus metode Frijlink (1952) :

$$K_S = \frac{V}{Rh^{3/2} * S^{3/2}} \dots\dots\dots (2.15a)$$

$$K'_S = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \dots\dots\dots (2.15b)$$

$$\mu = \left(\frac{K_S}{K'_S}\right)^{3/2} \dots\dots\dots (2.15c)$$

$$\Psi = \frac{\Delta * d_{50}}{\mu * R * I} \dots \dots \dots (2.15d)$$

$$T_b = \Phi * d_{50} \sqrt{g * \mu * R * I} \dots \dots \dots (2.15e)$$

Dengan :

$K_s$  = *kstrickter* total (m/det)

$K's$  = *kstrickler* butir sedimen (m/det)

$\mu$  = *ripple faktor*

$\Psi$  = Intensitas aliran

$T_b$  = sedimen *bed load* (m<sup>3</sup>)

$D_{50}$  = diameter butiran 50% (mm)

$D_{90}$  = diameter butiran 90% (mm)

$V$  = kecepatan rata-rata (m/det)

## 2.5 Perencanaan Konstruksi *Check Dam*

Bangunan penahan sedimen (*check dam*) dimaksudkan untuk menahan sedimen agar tidak terlalu cepat untuk memasuki waduk. Bangunan ini seringkali cepat terisi sedimen, misalnya pada saat musim hujan. Sedimen masih dinilai terkendali walaupun *check dam* tersebut telah terisi penuh dengan sedimen.

Bangunan penahan sedimen bertujuan untuk :

- Mencegah terjadinya erosi ke arah vertikal ataupun ke arah samping karena adanya dasarsungai yang landai,
- Memperkokoh stabilitas lereng gunung dan mencegah longsornya tanah
- Menampung dan mengatur batuan sedimen berupa batu-batu besar dan pasir
- Mengatur arah aliran sungai di daerah pengendapan dan di daerah banjir yang sudah tidak teratur

Sehingga bangunan pengendali sedimen ini diharapkan dapat menahan, mengendalikan, dan menampung material sedimen pada alur sungai, dapat melindungi bangunan-bangunan fasilitas penting dan daerah potensial lainnya, dapat memperlambat kecepatan banjir, dapat merubah sifat aliran massa menjadi aliran individu dan juga dapat menstabilkan alur sungai.



### 2.5.1 Perhitungan Debit Rencana

Perhitungan debit rencana, pengaruh faktor konsentrasi sedimen juga harus diperhitungkan, sehingga persamaannya menjadi :

$$Q_d = Q * (1 + \alpha) \dots \dots \dots (2.16)$$

Dengan :

$Q_d$  = debit rencana ( $m^3/det$ )

$Q$  = debit banjir rencana (hasil analisis data pada perhitungan sebelumnya)

$\alpha$  = rasio konsentrasi sedimen rendah = maksimum 10 %

### 2.5.2 Perencanaan *Main Dam*

#### 2.5.2.1 Tinggi Efektif *Main Dam*

Berdasarkan fungsi *check dam*, maka tinggi efektif *main dam* direncanakan pada ketinggian tertentu untuk menghasilkan kemiringan dasar sungai stabil, tetapi kadang sulit untuk memperoleh ketinggian yang sesuai dengan yang diinginkan dikarenakan tinggi tebing disebelah kiri atau kanan sungai tidak memungkinkan untuk mendapatkan tinggi yang tepat. Oleh sebab itu apabila tinggi tebing tidak sesuai dengan yang diharapkan maka tinggi *main dam* didasarkan pada tinggi tebing di sebelah kiri atau kanan sungai yang ada di lokasi, yaitu berada di bawah tinggi tebing agar apabila tumpungan sedimen telah penuh aliran air masih mampu ditampung oleh alur sungai.

$$I_s = \left[ \frac{80,9gd}{g \cdot 10^2} \right]^{\frac{10}{7}} \left[ \frac{B}{n \cdot Qd} \right]^{\frac{6}{7}} \dots \dots \dots (2.17)$$

Dengan :

$I_s$  = kemiringan stabil dasar sungai

$g$  = percepatan gravitasi =  $9,81 \text{ m/dt}^2$

$B$  = lebar sungai (m)

$D$  = diameter material sedimen (m)

$Qd$  = debit desain ( $m^3/det$ )

#### 2.5.2.2 Lebar Peluap

Teori Regim :

$$B = \alpha * \sqrt{Q_d} \dots \dots \dots (2.18)$$

Dengan :

- B = lebar peluap (m)  
 $\alpha$  = koefisien limpasan  
 $Q_d$  = debit rencana ( $m^3/det$ )

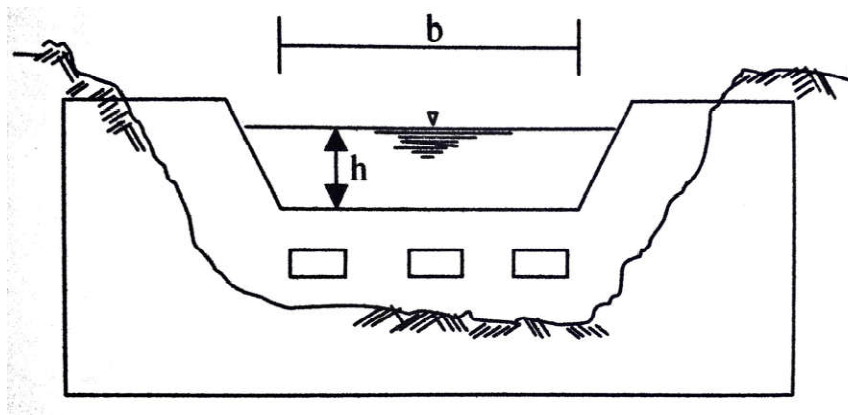
### 2.5.2.3 Tinggi Air Diatas Peluap

Rumus tinggi air peluap adalah :

$$Q = m_2 * \frac{2}{15} * C * \sqrt{(2g * (3B_1 + 2B_2)) * H^{3/2}} \dots \dots \dots (2.19)$$

Dengan :

- Q = debit rencana ( $m^3/det$ )  
C = koefisien debit (0,6 – 0,66)  
G = percepatan gravitasi ( $9,81 m/det^2$ )  
 $B_1$  = lebar peluap bagian bawah (m)



Gambar 2.8 Lebar Peluap

Sumber: Diwan (2006)

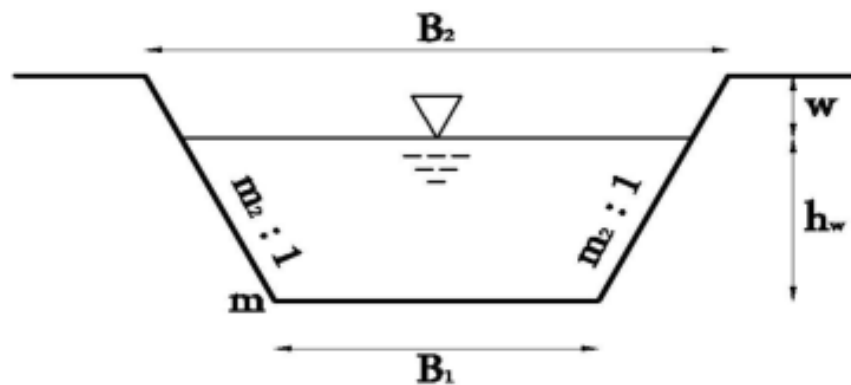
### 2.5.2.4 Tinggi Jagaan (*Free Board*)

Tinggi jagaan berfungsi untuk mencegah terjadinya limpasan di atas sayap pada saat terjadi debit rencana, maka diperlukan adanya ruang bebas yang besarnya tergantung dari debit rencana (Q). Besarnya tinggi jagaan ditetapkan berdasarkan debit rencana adalah sebagai berikut :

Tabel 2.8 Tinggi Jagaan

Debit Rencana ( $m^3/det$ )	Tinggi Jagaan (m)
$Q < 200$	0,6
$200 < Q < 500$	0,8
$500 < Q < 2000$	1
$2000 < Q < 5000$	1,2

Sumber : DPU (1993)



Gambar 2.9 Penampang Peluap

Sumber: Diwan (2006)

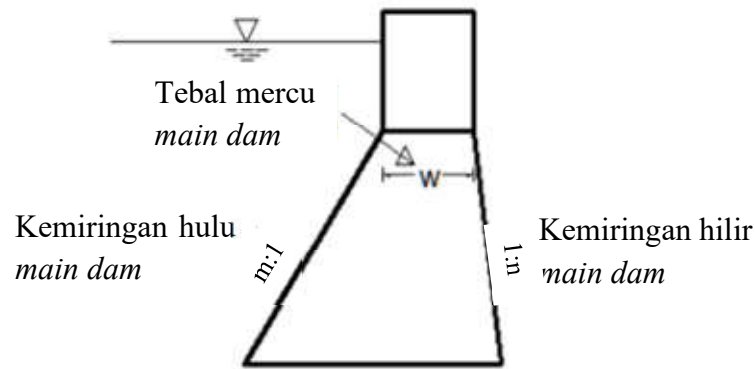
### 2.5.2.5 Tebal Peluap Main Dam

Perencanaan mercu peluap dam pengendali sedimen harus direncanakan agar kuat menahan benturan maupun abrasi akibat pukulan aliran sedimen. Lebar mercu yang disarankan :

Tabel 2.9 Tebal Mercu Peluap

Lebar Mercu	$b = 1,5 - 2,5 \text{ m}$	$b = 3,0 - 4,0 \text{ m}$
Material	Pasir dan kerikil atau Kerikil dan batu	Batu-batu besar
Hidrologis	Gerakan mandiri (lepas)	Gerakan massa (debris flow)

Sumber : Sosrodarsono (1994)

Gambar 2.10 Tebal Peluap *Main Dam*

Sumber: Diwan (2006)

### 2.5.2.6 Kedalaman Pondasi *Main Dam*

Perhitungan kedalaman pondasi *main dam* digunakan persamaan sebagai berikut :

$$h_p = (1/3 \text{ s.d. } 1/4)(h_w + h_m) \dots\dots\dots (2.20)$$

Dengan :

$h_w$  = tinggi air di atas peluap (m)

$h_m$  = tinggi *main dam* (m)

$h_p$  = kedalaman pondasi *main dam* (m)

### 2.5.2.7 Kemiringan Tubuh *Main Dam*

Kemiringan tubuh *main dam*, baik kemiringan pada bagian hulu maupun bagian hilir tubuh *main dam* sangat berpengaruh terhadap kestabilan bangunan. Biasanya pada pekerjaan *check dam*, kemiringan pada bagian hilir lebih kecil daripada bagian hulunya. Hal ini berfungsi untuk menghindari material sedimen yang melimpas dari peluap *main dam* yang dapat menyebabkan erosi pada bagian hilir *main dam*.

#### a. Kemiringan hilir

Kemiringan tubuh *main dam* bagian hilir didasarkan pada kecepatan kritis air dan material yang melewati peluap yang jatuh bebas secara gravitasi ke lantai terjun. Kemiringan hilir *main dam* umumnya diambil sebesar 1 : 0,2 agar aliran tidak menyusur permukaan bendung bagian hilir dan aman terhadap benturan batuan yang jatuh.

### b. Kemiringan hulu

Kemiringan hulu *main dam* dimana  $H < 15$  m didasarkan persamaan sebagai berikut :

$$(1 + \alpha)m^2 + [2(n + \beta) + (4\alpha + \gamma)2\alpha\beta]m(1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \dots\dots\dots (2.21)$$

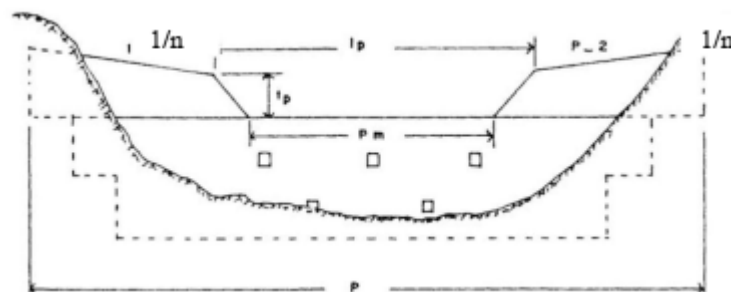
Dengan :

- M = kemiringan di hulu tubuh *main dam*
- $\alpha$  =  $h_w / h_d$
- $\beta$  =  $b / h_d$
- $h_d$  =  $h_p + h_m$
- $\gamma$  =  $\gamma_c / \gamma_w$
- $\gamma_c$  = berat jenis beton (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\gamma_w$  = berat jenis air (kg/cm<sup>2</sup>)
- n = kemiringan di hilir tubuh *main dam*
- $h_p$  = kedalam pondasi (m)
- $h_w$  = tinggi air diatas *main dam* (m)
- $h_m$  = tinggi *main dam* (m)
- $h_d$  = tinggi total *main dam* (m)
- b = tebal peluap *main dam* (m)

## 2.5.3 Perencanaan Sayap *Main Dam*

### 2.5.3.1 Kemiringan Sayap

Agar tidak ada limpasan pada sayap, maka ke arah tebing sayap dibuat lebih tinggi dengan kemiringan  $1/n >$  kemiringan dasar sungai.

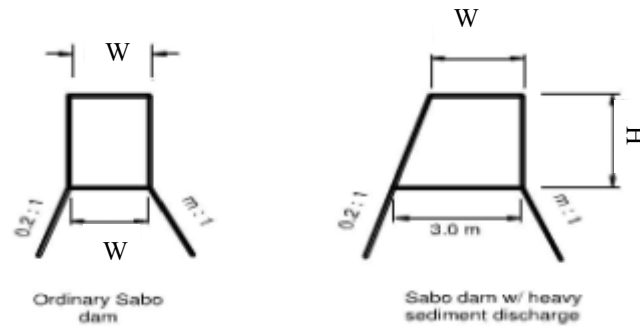


Gambar 2.11 Kemiringan Sayap

Sumber: Niam & Khoeri (2016)

### 2.5.3.2 Lebar Peluap Sayap

Lebar sayap diambil sama dengan lebar mercu peluap atau sedikit lebih sempit. Lebar sayap harus aman terhadap gaya-gaya luar, khususnya *check dam* yang dibangun di daerah di mana aliran sedimen terjadi.



Gambar 2.12 Sketsa Sayap *Main Dam*

Sumber: Niam & Khoeri (2016)

### 2.5.3.3 Penetrasi Sayap

Sayap harus masuk cukup dalam ke tebing karena tanah pada bagian tebing mudah tergerus oleh aliran air. Kedalaman penetrasi sayap direncanakan 2,0-3,0 m.

## 2.5.4 Perencanaan *Sub Dam* dan Lantai Terjun (*Apron*)

### 2.5.4.1 Lebar dan Tebal Peluap *Sub Dam*

Lebar dan tebal peluap *sub dam* direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar dan tebal *main dam*. Standar perencanaan *sub dam* mengikuti standar perencanaan *main dam*, antara lain sebagai berikut :

- Lebar mercu *sub dam* sama dengan lebar mercu *main dam*.
- Kemiringan badan *sub dam* di bagian hilir ditetapkan sama dengan *main dam*.
- Perhitungan stabilitas *sub dam* dibuat dengan prosedur yang sama dengan perhitungan stabilitas *main dam*.

### 2.5.4.2 Perhitungan Tebal Lantai Terjun (*Apron*)

Tebal lantai terjun diperhitungkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$d = c \cdot (0,6 hm + 3 hw - 1) \dots\dots\dots (2.22)$$

Dengan :

- d = tebal lantai terjun ( m ).
- c = koefisien untuk pelindung air, diambil nilai sebesar 0,1 karena menggunakan pelindung
- $h_m$  = tinggi *main dam* ( m )
- $h_w$  = tinggi air diatas *main dam* ( m )

**2.5.4.3 Tinggi Sub dam**

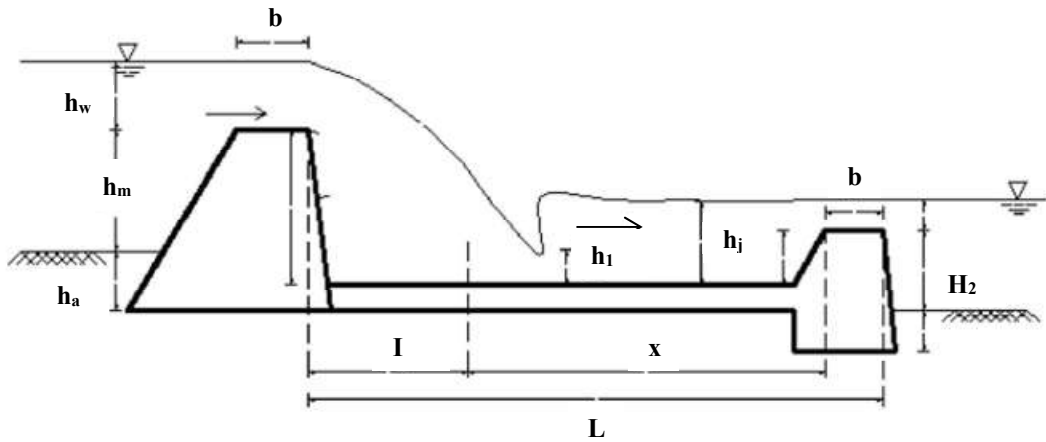
Tinggi *sub dam* direncanakan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} s. d. \frac{1}{4}\right) (h_m + h_p) \dots\dots\dots (2.23)$$

Dengan :

- $H_2$  = tinggi *sub dam* (m).
- $h_m$  = tinggi *main dam* (m)
- $h_p$  = kedalaman pondasi *main dam* (m)

**2.5.4.4 Panjang Lantai Terjun**



Gambar 2.13 Panjang Kolam Olak

Sumber: Niam & Khoeri (2016)

Panjang lantai terjun dihitung dengan menggunakan rumus :

$$L = 1,5 - 2,0 (H_1 + h_3) \dots\dots\dots (2.24a)$$

$$B_2 = B_1 + 2 . m_2 . h_w \dots\dots\dots (2.24b)$$

$$B_m = \frac{(B_1+B_2)}{2} \dots\dots\dots (2.24c)$$

$$q_0 = \frac{Q}{B_m} \dots\dots\dots (2.24d)$$

$$V_0 = \frac{q_0}{h_w} \dots\dots\dots (2.24e)$$

$$L_W = V_0 \sqrt{\frac{2x(h_m + 1/2h_w)}{g}} \dots\dots\dots (2.24f)$$

$$V_1 = \sqrt{2g(h_m + h_w)} \dots\dots\dots (2.24g)$$

$$h_1 = \frac{q_1}{V_1} \dots\dots\dots (2.24h)$$

$$F_{r1} = \frac{h_1}{\sqrt{2xgh_1}} \dots\dots\dots (2.24i)$$

$$h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1) \dots\dots\dots (2.24j)$$

$$X = \beta x h_j \dots\dots\dots (2.24k)$$

$$L = L_W + X + b_2 \dots\dots\dots (2.24l)$$

Dengan :

L = jarak *main dam* – *sub dam* (m).

H<sub>1</sub> = tinggi dari muka lantai permukaan batuan dasar sampai mercu *main dam* (m).

h<sub>3</sub> = tinggi muka air di atas peluap (m).

B<sub>m</sub> = lebar rata-rata *main dam*.

B<sub>1</sub> = lebar *main dam*

B<sub>2</sub> = lebar bagian atas *main dam* (m)

h<sub>w</sub> = tinggi air diatas *main dam* (m)

L = panjang lantai terjun (m)

L<sub>w</sub> = jarak terjunan (m)

X = panjang loncatan air (m)

b<sub>1</sub> = lebar mercu *main dam* (m)

b<sub>2</sub> = lebar mercu *sub dam* (m)

q<sub>0</sub> = debit per meter pada peluap (m<sup>3</sup>/det/m')

h<sub>w</sub> = tinggi air di atas peluap bendung utama (m)

h<sub>m</sub> = tinggi bendung utama dari lantai kolam olak (m)

h<sub>p</sub> = kedalaman pondasi *main dam* (m)

β = nilai koefisien yang besarnya antara 4,5 - 5,0

(Pedoman Perencanaan Teknis Bendung Pengendali Dasar Sungai,2004)

h<sub>j</sub> = tinggi dari permukaan lantai kolam olak (permukaan batuan dasar) sampai dengan muka air di atas mercu *sub dam* (m)



- $h_1$  = tinggi air pada titik jatuh terjunan (m)  
 $q_1$  = debit aliran tiap meter lebar pada titik jatuh terjunan ( $m^3/det/m'$ )  
 $V_1$  = kecepatan jatuh pada terjunan (m/det)  
 $g$  = percepatan gravitasi =  $9,81 m/det^2$   
 $Fr_1$  = angka *froude* aliran pada titik terjunan.

## 2.5.5 Perencanaan Pondasi

### 2.5.5.1 Dasar pondasi

Pondasi sebaiknya *ditempatkan* pada batuan dasar. Jika keadaan tidak memungkinkan, maka dibuat pondasi terapung pada sedimen sungai.

### 2.5.5.2 Daya dukung dasar pondasi

Tegangan yang terjadi pada dasar pondasi harus lebih kecil dari tegangan yang diperkenankan. Daya dukung yang diperkenankan dapat dilihat pada tabel sebagai berikut:

Tabel 2.10 Daya dukung tanah yang diijinkan

Klasifikasi Pondasi		DDT ( $t/m^3$ )	Koefisien geser	Catatan	
				Pengujian desak	Nilai N
Batuan dasar	Batuan keras dengan sedikit retak	100	0,7	>1000 $t/m^2$	
	Batuan keras dengan banyak retak	60	0,7	>1000 $t/m^2$	
	Batuan lunak atau mudstone	30	0,7	>100 $t/m^2$	
Lapis kerikil	Kompak	60	0,6	-	
	Tidak kompak	30	0,6	-	
Lapis pasir	Kompak	30	0,6	-	30-50
	Tidak kompak	20	0,5	-	15-30
Lapis tanah liat	Kompak	10	0,45	10-20 $t/m^2$	08-15
	Kurang kompak	5	-	5-10 $t/m^2$	04-08
	Tidak kompak	20	0,5	20-40 $t/m^2$	15-30

Sumber : JICA (1985)

### 2.5.5.3 Kedalaman pondasi

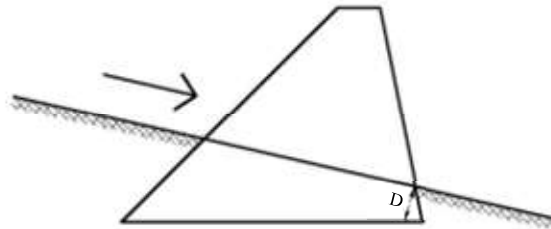
$$d_1 = \left(\frac{1}{3}s \cdot d \frac{1}{4}\right) (H + h_w) \dots \dots \dots (2.25)$$

Dengan :

$d_1$  = kedalaman pondasi (m)

$H$  = tinggi efektif *main dam* (m)

$h_w$  = tinggi muka air di atas peluap (m)



Gambar 2.14 Sketsa Kedalaman Pondasi

Sumber: Niam & Khoeri (2016)

Tabel 2.11 Kedalaman Minimum Penanaman Pondasi *Main Dam*

Material Pondasi		Kedalaman Minimum Pondasi (D)
Pasir dan Kerikil		Minimum 2,0 m
Batuan/Tanah	Lunak	2,0 m
	Keras	1,0 m

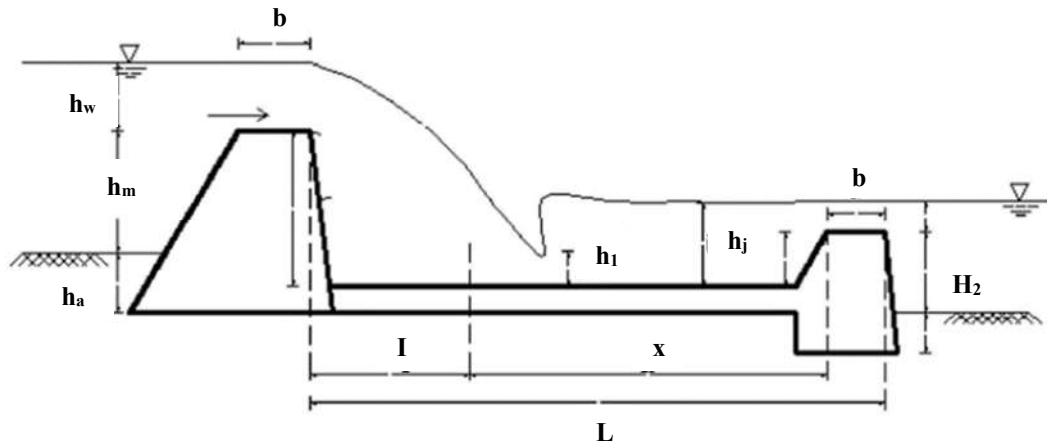
Sumber: *Technical Standards and Guidelines for Sabo Engineering* (2010)

### 2.5.6 Kemiringan Tubuh *Sub Dam*

Penentuan kemiringan tubuh *sub dam* sama dengan kemiringan tubuh pada *main dam*. Kemiringan hilir 1: 0,2 dan kemiringan hulu 1: 1,0

### 2.5.7 Konstruksi Sayap *Sub Dam*

Kedalaman pondasi sayap *sub dam* harus sama dengan kedalaman pondasi *sub dam*, hal ini untuk menghindari scouring



Gambar 2.15 Bangunan *Check Dam*

Sumber: Niam & Khoeri (2016)

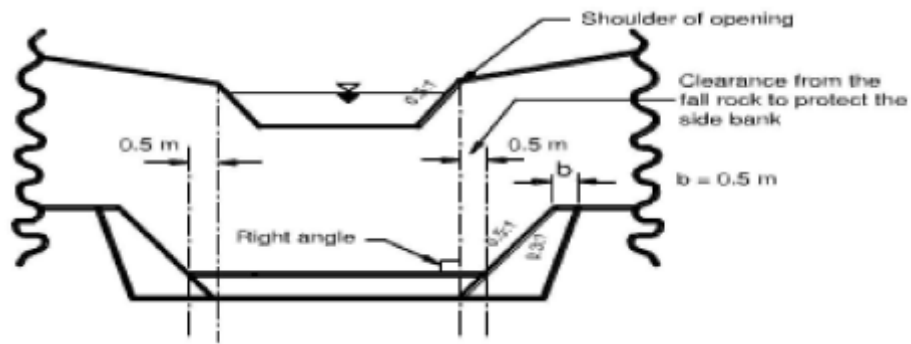
## 2.5.8 Perencanaan Bangunan Pelengkap

### 2.5.8.1 Konstruksi Dinding Tepi

Konstruksi dinding tepi merupakan bangunan pelengkap untuk menahan erosi dan longsor antara *main dam* dan *sub dam* yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati mercu *main dam*.

Syarat yang harus diperhatikan dalam perencanaan dinding tepi (*Technical Standards and Building for Sabo Engineering, 2010*) adalah :

- Letak dinding tepi harus mempertimbangkan tekanan tanah.
- Elevasi dinding tepi harus diambil sama tinggi dengan sayap *sub dam* atau lebih tinggi, disesuaikan dengan kondisi tepi sungai.
- Elevasi dari dasar dinding tepi sebaiknya dibuat sama dengan elevasi dasar lantai atau bila tidak ada lantai dibuat sama dengan elevasi dasar *main dam*
- Material konstruksi dinding tepi harus berupa material kuat seperti beton yang mampu menahan tekanan aliran.
- Kemiringan dinding tepi umumnya dibuat 1: 0,5.
- Letak dinding tepi harus sesuai dengan gambar di bawah



Gambar 2.16 Dinding Tepi Bangunan *Check Dam*

Sumber: Niam & Khoeri (2016)

**2.5.9 Perencanaan *Main Dam***

**2.5.9.1 Gaya – gaya yang bekerja pada *Main Dam***

- a. Berat sendiri (W).
- b. Tekanan air statik (P).
- c. Tekanan sedimen (Ps).
- d. Gaya angkat (N).
- e. Gaya inersia saat gempa (I).
- f. Tekanan air dinamik (Pd).

Gaya-gaya untuk keadaan *Normal* dan banjir adalah:

Tabel 2.12 Gaya-gaya yang bekerja untuk Kondisi Normal dan Banjir

Tipe	<i>Normal</i>	Banjir
Dam rendah, H < 15 m	-	Berat sendiri struktur (W) Tekanan Hidrostatik (P)
Dam tinggi, H > 15 m	Tekanan Hidrostatik (P) Tekanan Sedimen (Ps) Uplift (U) Tekanan Hidrodinamis (Pd) Berat sendiri struktur (W) Gaya Inersia Gempa (I)	Uplift (U) Tekanan Hidrostatik (P) Tekanan Sedimen (Ps) Berat sendiri struktur (W)

Sumber : JICA (1985)

- a. Berat sendiri (W)

$$W = \gamma_c * V \dots\dots\dots (2.28a)$$

Dengan :

W = berat sendiri per meter.

$\gamma_c$  = berat volume bahan (beton bertulang 2,4 t/m<sup>3</sup> dan beton 2,2t/m<sup>3</sup>).

V = volume per meter

b. Tekanan Hidrostatik (P)

$$P = \gamma_0 * h_w \dots \dots \dots (2.28b)$$

Dengan :

P = tekanan air statik horizontal pada titik sedalam  $h_w$  (t/m<sup>3</sup>)

$\gamma_0$  = berat volume air (1 t/m<sup>3</sup>)

$h_w$  = kedalaman air (m)

c. Gaya angkat (U)

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{\Sigma L} * \Delta H \dots \dots \dots (2.28c)$$

Dengan :

$U_x$  = gaya angkat pada titik x (t/m<sup>2</sup>)

$H_x$  = tinggi muka air hulu sampai dengan titik x (m)

$L_x$  = jarak ke titik x (m)

$\Delta H$  = beda tinggi antara muka air hulu dengan muka air hilir (m)

$\Sigma L$  = panjang rembesan (m)

$$\text{Menurut Lane, } \Sigma L = \frac{1}{3} \Sigma H + \Sigma V \dots \dots \dots (2.28d)$$

$$\text{Menurut Bligh, } \Sigma L = \Sigma H + \Sigma V \dots \dots \dots (2.28e)$$

d. Gaya Inersia saat gempa

$$I = k * W \dots \dots \dots (2.28f)$$

Dengan :

I = gaya inersia oleh gempa (t/m<sup>2</sup>)

k = koefisien gempa (0,10 – 0,12)

W = berat sendiri dam per meter (t)

e. Tekanan hidrodinamis (Pd)

$$P_x = C * \gamma_0 * k * h_0 \dots \dots \dots (2.28g)$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{h_x}{h_0} \left( 2 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_0}} \left( 2 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right] \dots \dots \dots (2.28h)$$

$$P_d = \eta * \frac{C_m}{2} * \gamma_0 * k * h_0^2 * \sec \theta. \dots \dots \dots (2.28i)$$

$$h_d = \lambda + h_x \dots \dots \dots (2.28j)$$

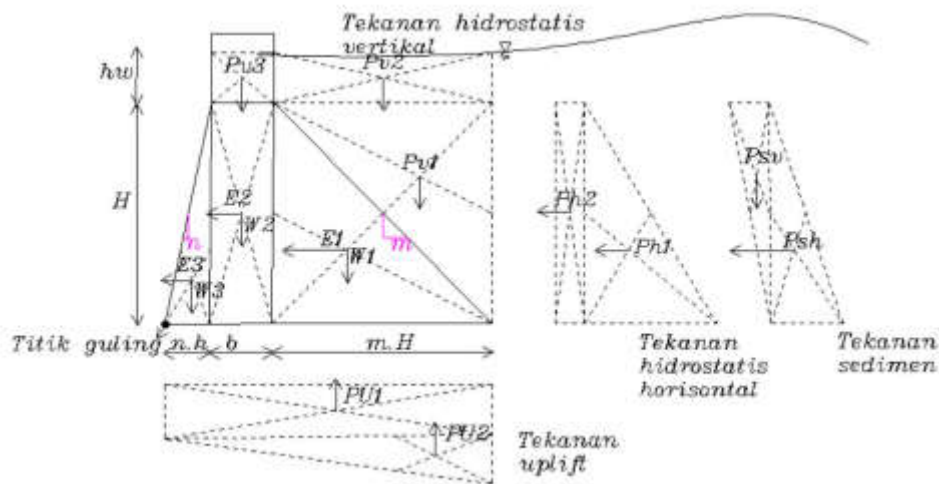
Dengan :

- $P_x$  = gaya tekan air dinamik pada titik x ( $t/m^2$ )
- $P_d$  = gaya tekan air dinamik total dari muka air sampai titik x ( $t/m^2$ )
- $\gamma_0$  = berat volume air ( $1 t/m^3$ )
- $K$  = koefisien seismik (0,12)
- $h_0$  = kedalaman air dari muka air sampai dasar pondasi (m)
- $h_x$  = kedalaman air dari muka air sampai titik x (m)
- $h_d$  = jarak vertikal x sampai  $P_d$  (m)
- $C_m$  = diperoleh dari tabel, fungsi dari sudut  $\theta$
- $\theta$  = sudut antara kemiringan *check dam* dan sisi tegak
- $\eta, \lambda$  = koefisien yang diperoleh dari grafik
- $C$  = koefisien tekanan air dinamik

Tabel 2.13 Nilai  $C_m$

$\theta$	30	35	40	50	60	70
$C_m$	0,5	1	0,5	0,4	0	0

Sumber : JICA (1985)



Gambar 2.17 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada *Main Dam*

Sumber: Niam & Khoeri (2016)

f. Tekanan Sedimen (PS)

$$P_{sh} = C_e * \gamma_{st} * h_e \dots\dots\dots (2.28k)$$

$$P_{sv} = \gamma_{st} * h_e \dots\dots\dots (2.28l)$$

Dengan :

$$P_{sv} = \text{gaya tekan vertikal sedimen } (t/m^2)$$

- $P_{sh}$  = gaya tekan horizontal sedimen ( $t/m^2$ )  
 $\gamma_{si}$  = berat volume sedimen dalam air ( $1,5 - 1,8 t/m^2$ )  
 $C_e$  = koefisien gaya tekan tanah aktif ( $0,3$ )  
 $h_s$  = tinggi sedimen (m)

g. Kedalaman Gerusan (*Scouring*)

Checking keamanan terhadap gerusan dapat dihitung dengan persamaan :

$h_{wh} > R_d$  dengan

$$R_d = \left( 0,457 * \frac{h_w^{0,2} * q^{0,5}}{D_{90}^{0,32}} \right) - \left( \frac{2}{3} * h_w \right) \dots \dots \dots (2.28m)$$

Dengan :

- $R_d$  = kedalaman Gerusan (m).  
 $h_w$  = tinggi muka air di atas pelimpah *main dam* (m).  
 $Q$  = debit spesifik =  $\frac{Q_D}{B_m}$  ( $m^3/det/m$ )  
 $Q_d$  = debit desain ( $m^3/det$ ).  
 $B_m$  = lebar rata- rata *main dam* (m).  
 $D_{90}$  = diameter butiran material pelindung yang lolos (m).  
 $h_{wh}$  = tinggi muka air di bagian hilir *sub dam* (m).

### 2.5.9.2 Analisis Stabilitas *Main Dam*

a. Analisis Terhadap Geser

$$SF = \frac{V * tg\theta + C * b_2}{H} \dots \dots \dots (2.29a)$$

Dengan :

- $SF$  = faktor keamanan  $> 1,2$   
 $V$  = gaya vertikal (ton)  
 $H$  = gaya horisontal (ton)  
 $\theta$  = sudut geser dalam tanah dasar  
 $C$  = kohesi tanah  
 $b_2$  = lebar pondasi (m)

b. Stabilitas Terhadap Guling

$$Sg = \frac{M_t}{M_g} \dots \dots \dots (2.29b)$$

Dengan :

$S_g$  = faktor keamanan  $> 1,2$

$M_t$  = jumlah momen tahan terhadap titik guling (tm)

$M_g$  = jumlah momen guling terhadap titik guling (tm)

Tegangan pada dasar pondasi

$$\sigma_{12} = \frac{M_t}{b_2} \left( 1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \dots \dots \dots (2.29c)$$

Dengan :

$M_t$  = total momen tahan (tm)

$b_2$  = lebar pondasi (m)

$\sigma_{12}$  = tegangan maksimum / minimum pada dasar pondasi ( $t/m^2$ )

$e$  = jarak dari titik tengah sampai titik tangkap resultan gaya/eksentrisitas (m)

#### c. Kontrol Terhadap Rembesan

Kontrol terhadap rembesan digunakan rumus *Lane* (Sosrodarsono dkk,1985) sebagai berikut :

$$L = LV + \frac{1}{3}Lh \dots \dots \dots (2.29d)$$

$$L > c \cdot \Delta H. \dots \dots \dots (2.29e)$$

Dengan :

$L$  = panjang rembesan (m)

$c$  = koefisien *Lane* (1,8).

$\Delta H$  = tinggi air di hulu – tinggi air di hilir

$L_v$  = panjang rembesan arah vertikal (m).

$L_h$  = panjang rembesan arah horisontal (m)

### 2.5.10 Tampungungan sedimen

Dalam suatu perencanaan *check dam* untuk penanggulangan sedimen atau aliran yang membahayakan perlu dianalisis meliputi :

- a. Analisis aliran yang perlu dicegah dari sumber produksi.
- b. Analisis pengendalian sedimen akibat bangunan.
- c. Analisis transportasi sedimen pada aliran sungai terhadap aliran sungai stabil.

Untuk menghitung daya tampung dam pengendali sedimen digunakan data-data sebagai berikut :



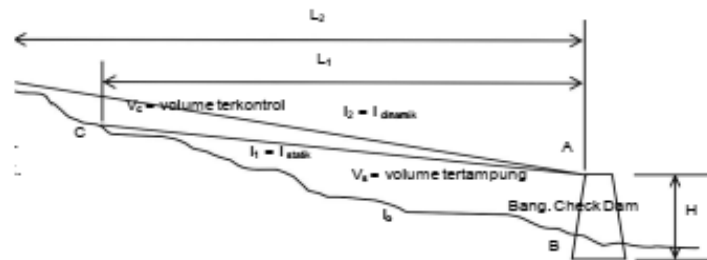
- Kemiringan dasar sungai stabil.
- Tinggi efektif *main dam*.
- Sketsa potongan melintang sungai.

Dari data-data tersebut dapat ditentukan besarnya volume sedimen yang dapat ditampung oleh *check dam* dengan persamaan berikut :

$$(VS) = B * L_1 * H \dots\dots\dots (2.30a)$$

di mana

$$L_1 = \frac{H}{I_1} \dots\dots\dots (2.30b)$$



Gambar 2.18 Sketsa Sedimen Tertampung

Sumber: Niam & Khoeri (2016)

Dengan :

H = tinggi bangunan *main dam* (m).

B = lebar sungai (m).

I<sub>1</sub> = kemiringan dasar sedimen tertampung (m).

L<sub>1</sub> = jarak tampungan (m).

V<sub>s</sub> = volume sedimen tertampung (m<sup>3</sup>)

## 2.6 Rencana Anggaran Biaya

Kegiatan konstruksi membutuhkan sumber daya yang sesuai untuk proyek tersebut implementasi, kita tahu bahwa setiap sumber daya membutuhkan uang. Rencana anggaran biaya atau lebih dikenal dengan RAB, merupakan estimasi nilai proyek yang diperkirakan tidak akan sama dengan proyek lain waktu berbeda.

Menurut Ervianto (2002), terdapat beberapa faktor yang memengaruhi dalam pembuatan rencana anggaran biaya, antara lain :

1. Produktivitas tenaga pekerja
2. Ketersediaan bahan

3. Kondisi cuaca tempat dilaksanakannya proyek
4. Jenis kontrak proyek
5. Permasalahan pada kualitas yang ingin dicapai
6. Sistem pengendalian
7. Kemampuan manajemen

Langkah – langkah pekerjaan yang harus dilakukan dalam pembuatan rencana anggaran biaya sebagai berikut:

1. Penentuan *Work Breakdown Structure*, berguna untuk memecahkan tiap proses pekerjaan menjadi lebih detail. Hal ini dimaksudkan agar proses perencanaan proyek memiliki tingkat yang lebih baik
2. Perhitungan Volume, berguna untuk mengetahui berapa volume yang diperlukan untuk berapa biaya yang akan dipakai dalam RAB
3. *Bill Of Quantity*, daftar rincian kebutuhan bahan pekerjaan yang disusun secara sistematis menurut kelompok/bagian pekerjaan, disertai keterangan mengenai volume dan satuan setiap jenis pekerjaan
4. Analisa Harga Satuan, berguna untuk mengetahui biaya tenaga kerja, bahan dan peralatan untuk mendapatkan harga satuan atau satu jenis pekerjaan tertentu.
5. Rencana Anggaran Biaya Detail dan Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya, berguna untuk mengetahui berapa detail perhitungan biaya yang didapat, dan untuk rekapitulasi berguna untuk penjumlahan total dari seluruh total jumlah harga dari *item-item* pekerjaan. Rekapitulasi rencana anggaran biaya juga memuat pajak 11% atau yang di sebut PPN pajak pendapatan negara.

### 2.6.1 Perhitungan Volume

Volume pekerjaan adalah satuan volume pekerjaan sesuai dengan *item* pekerjaan masing-masing. Volume dihitung untuk mendapatkan besaran biaya diperlukan untuk melakukan pekerjaan ini. Untuk menghasilkan perhitungan volume yang benar, penduga harus memahami gambar desain definitif. Gambar itu termasuk denah lantai, potongan dan detail yang saling melengkapi.

Perhitungan bangunan dan masing-masing jenis pekerjaan, cara perhitungan volumenya berbeda tergantung bentuknya, tetapi rumus dasar yang digunakan

tetaplah sama yaitu menggunakan rumus matematika, seperti luas, keliling, dan volume. Volume satuan dihitung dengan buah atau unit yang terdiri dari rangkaian material yang sudah menjadi satu kesatuan.

Perencanaan dan pengadaan konstruksi, diperlukan perhitungan volume untuk menghitung rencana anggaran biaya (RAB) bangunan, maupun sebagai pedoman untuk membeli bahan bangunan, dan juga mengetahui durasi tiap pekerjaan yang akan dilaksanakan.

### **2.6.2 Bill Of Quantity (BoQ)**

Daftar kuantitas dan harga atau *Bill of Quantity* (BoQ) adalah daftar rincian kebutuhan bahan pekerjaan yang disusun secara sistematis. Kelompok/bagian pekerjaan disertai keterangan mengenai volume dan satuan setiap jenis pekerjaan.

### **2.6.3 Analisa Harga Satuan**

Analisis Harga Satuan Pekerjaan adalah perhitungan kebutuhan biaya tenaga kerja, bahan dan peralatan untuk mendapatkan harga satuan atau satu jenis pekerjaan tertentu. Analisa harga satuan bertujuan untuk mengetahui harga satuan suatu pekerjaan didalam volume tertentu. Penentuan harga satuan pekerjaan baik harga satuan untuk material maupun harga satuan upah tenaga kerja untuk analisa Rencana Anggaran Biaya (RAB), diperoleh dari daftar harga yang dikeluarkan Pemda setempat, daftar harga yang dikeluarkan Instansi tertentu, jurnal-jurnal harga bahan dan upah, bapenas, survei harga di lokasi proyek.

Langkah – langkah dalam melakukan analisa harga satuan sebuah proyek:

1. Koefisien dapat ditentukan melalui Permen PU No. 1 Tahun 2022 tentang Pedoman Penyusunan Perkiraan Biaya Pekerjaan Konstruksi Bidang Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat.
2. Menentukan harga satuan
3. Mengalikan koefisien dengan harga satuan
4. Menjumlahkan hasil kali koefisien dengan harga satuan untuk mendapatkan nilai harga satuan pokok kegiatan (HSPK) untuk tiap *item* pekerjaan.

#### **2.6.4 Rencana Anggaran Biaya Detail dan Rekapitulasi**

Rekapitulasi rencana anggaran biaya (RAB) detail berguna untuk mengetahui berapa detil perhitungan biaya yang didapat, dan untuk rekapitulasi berguna untuk penjumlahan total dari seluruh total jumlah harga dari *item-item* pekerjaan. Rekapitulasi rencana anggaran biaya juga memuat pajak 11% atau yang disebut PPN pajak pendapatan negara.