

BAB II LANDASAN TEORI

2.1 Hidrologi Perencanaan

Analisa hidrologi dalam perencanaan bangunan air dilaksanakan dengan tujuan untuk memahami karakteristik hidrologi dan untuk mendapat nilai debit banjir rancangan (design flood) yang akan digunakan dalam model hidrolika struktur. Lingkup analisa hidrologi meliputi analisa curah hujan rancangan (design rainfall) dan analisa debit banjir rancangan.

2.1.1 Kriteria Penentuan Kala Ulang Banjir

Berbagai macam bangunan air memerlukan perhitungan hidrologi yang merupakan bagian dari perencanaan bangunan-bangunan tersebut. Pemilihan kala ulang (return period) banjir rancangan untuk bangunan air adalah suatu masalah yang sangat bergantung pada analisa statistik dari urutan kejadian banjir baik berupa debit air di sungai maupun curah hujan badai. Selain itu bergantung pula pada segi ekonomi dan dampak yang diakibatkan oleh pemilihan kala ulang banjir rancangan tersebut.

Untuk mempermudah pemecahan masalah, pertimbangan ekonomi diabaikan, sehingga hanya berdasarkan pada teori kemungkinan yang sering disebut juga dengan Resiko Kegagalan (Risk of Failure), atau kemungkinan terjadinya banjir rancangan sekali atau lebih selama Umur Bangunan (Life Time) suatu bangunan air. Resiko kegagalan tersebut digambarkan dengan rumus (Loebis, 1984 : 1)

$$P = 1 - \exp\left(\frac{-L}{T}\right) \quad (2-1)$$

Dengan :

- P = adalah resiko kegagalan
- L = adalah umu rencana
- T = adalah tahun berulangnya

Pemilihan suatu teknik analisa penentuan banjir rancangan tergantung dari data-data yang tersedia dan macam dari bangunan air tersebut. Kriteria pemilihan banjir dengan hanya meninjau kemungkinan terjadinya banjir yang lebih besar atau sama dengan banjir rencana, sekali atau lebih selama bangunan air tersebut berdiri. Kriteria lain yang dapat menjadi bahan pertimbangan dalam pemilihan banjir rancangan ada dalam tabel 2.1:

Tabel 2.1 Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan

No.	Jenis Bangunan Air	Kala Ulang Banjir T (tahun)
1	Bendungan urugan tanah / batu (<i>earth/rockfill dam</i>)	1000
2	Bendungan beton / batu kali (<i>concrete dam / masonry</i>)	500 - 1000
3	Bendung (<i>weir</i>)	50 - 100
4	Saluran pengelak banjir (<i>flood diversion canal</i>)	20 - 50
5	Tanggul sungai	10 - 20
6	Drainasi saluran di sawah / permukiman	5 - 10

(sumber: *Loebis*, 1984: 196)

Untuk bendungan urugan, biasanya kapasitas bangunan pelimpah direncanakan untuk dapat melewati debit banjir dengan kemungkinan kala ulang (*return period*) 100 tahun yang dikalikan dengan koefisien 1,2 (*Sosrodarsono*, 1977 : 31). Dalam perencanaan bendungan secara lebih rinci umumnya diterapkan pemilihan kala ulang banjir dalam tabel 2.2 berikut :

Tabel 2.2 Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan Untuk Perencanaan Komponen Bendungan

No.	Komponen Bangunan	Kala Ulang Banjir T (tahun)
1	Pelimpah (<i>spillway</i>)	1000
2	Kontrol kapasitas pelimpah (tidak boleh melimpas di atas mercu bendungan / <i>overtopping</i>)	PMF atau ½ PMF
3	Peredam energi (<i>stilling basin</i>)	100
4	Kapasitas saluran pelepasan (<i>outlet channel</i>)	50

(Balai Keamanan Bendungan – Dept.PU.RI)

Tabel 2.3 Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan Sebagai Kontrol Kapasitas Pelimpah berdasarkan klarifikasi tingkat bahaya (*Hazard Classification*)

Klasifikasi Tingkat Bahaya	Kategori Bendungan	Standard Keamanan Banjir
Rendah (<i>low</i>)	Kecil	50 Th - 100 Th
	Sedang	100 Th - 50% PMF
	Besar	50% - 100% PMF
Berpengaruh sedang (<i>significant</i>)	Kecil	100 Th - 50% PMF
	Sedang	50% - 100% PMF
	Besar	PMF
Tinggi (<i>high</i>)	Kecil	50% - 100% PMF
	Sedang	PMF
	Besar	PMF

(sumber: Husni Sabar, 2000:335)

Tabel 2.4 Klasifikasi Ukuran Kategori Bendungan (*Guidelines of the US Army Corps of Engineers*)

Kategori bendungan	Kapasitas tampungan waduk	Tinggi bendungan
	(juta m3)	(m)
Kecil	0,62 s/d 1,23	7,60 s/d 12,20
Sedang	1,23 s/d 61,50	12,20 s/d 30,20
Besar	≥ 61,50	≥ 30,50

(sumber: Husni Sabar, 2000 : 335)

Tabel 2.5 Tampungan Banjir dan Standar Gelombang untuk Bendungan (ICE 1978)

No	Kategori	Kondisi Waduk Mula-mula	Perencanaan Bendungan dengan Banjir Inflow		Kecepatan Angin dan Laju Ombak Permukaan Minimum yang diizinkan dalam waktu bersamaan
			Standar Umum	Standar Minimum jika overtoping langka terjadi dapat ditoleransi	
1	Waduk-waduk dimana keruntuhan akan membahayakan kehidupan suatu komunitas	Meluber dalam jangka panjang rata-rata inflow harian	Probabilitas Banjir Maksimum (PMF)	0,5 PMF atau banjir 10.000 tahunan (ambil yang lebih besar)	Musim dingin; angin perjam maksimum sekali dalam 10 tahun
2	Waduk-waduk dimana akan: a) Menyebabkan kerusakan berantai/berkelanjutan b) Bisa membahayakan kehidupan namun tidak dalam suatu komunitas	Masih penuh	0,5 PMF atau banjir 10.000 tahunan (ambil yang lebih besar)	0,3 PMF atau banjir 1.000 tahunan (ambil yang lebih besar)	Musim panas; rata-rata angin perjam harian ombak permukaan minimum yang diizinkan tidak kurang dari 0,6 m
3	Waduk-waduk dimana keruntuhan akan menyebabkan resiko ringan bagi kehidupan serta menyebabkan kerusakan ringan	Masih penuh	0,3 PMF atau banjir 1.000 tahunan (ambil yang lebih besar)	0,2 PMF atau banjir 150 tahunan (ambil yang lebih besar)	Rata-rata angin perjam tahunan maksimum, ombak permukaan minimum yang diizinkan tidak kurang dari 0,4 m
4	Kejadian khusus dimana dalam perkiraan, resiko kehilangan nyawa tidak akan terjadi akibat keruntuhan waduk dan kerusakan akibat banjir akan sangat kecil	Meluber dalam jangka panjang rata-rata inflow harian	0,2 PMF atau banjir 150 tahunan (ambil yang lebih besar)	tidak dapat diaplikasikan	Rata-rata angin perjam tahunan maksimum, ombak permukaan minimum yang diizinkan tidak kurang dari 0,3 m

Sumber : Novak

2.1.2 Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan daerah dan dinyatakan dalam mm.

Dalam melakukan penakaran pada suatu stasiun hujan hanyalah didapat curah hujan di suatu titik tertentu. Bila dalam satu area terdapat penakar curah hujan, maka untuk mendapatkan curah hujan areal adalah dengan mengambil harga rata-ratanya.

Terdapat tiga metode yang dapat digunakan untuk menghitung curah hujan daerah yaitu :

1. Metode Rerata Aritmatik

Metode ini yang paling sederhana dalam penghitungan curah hujan daerah. Metode ini cocok untuk kawasan dengan topografi rata atau datar, alat penakar tersebar merata/hampir merata, dan harga individual curah hujan tidak terlalu jauh dari harga rata-ratanya. Hujan daerah diperoleh dari persamaan sebagai berikut. (Suripin 2004 : 27)

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \quad (2-2)$$

Dengan P_1, P_2, \dots, P_n adalah curah hujan yang tercatat di pos penakar hujan 1, 2, ... n dan n adalah banyaknya pos penakar hujan.

2. Metode garis-garis Isohyet

Metode ini memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap-tiap pos penakar hujan. Metode ini cocok untuk daerah berbukit dan tidak teratur dengan luas lebih dari 5000 km². (Suripin, 2003 : 30)

3. Metode Poligon Thiessen

Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh pos penakar hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Meskipun belum dapat memberikan bobot yang tepat sebagai sumbangan satu stasiun hujan untuk hujan daerah, metode ini telah memberikan bobot tertentu kepada masing-masing stasiun sebagai fungsi jarak stasiun hujan. Metode ini cocok untuk daerah datar dengan luas 500 - 5000 km². (Suripin 2004 : 27)

Berdasarkan landasan teori di atas, maka dalam penelitian ini data yang tersedia hanya dari 1 stasiun hujan, maka metode yang digunakan untuk menghitung hujan rata-rata daerah maksimum adalah Metode Rerata Aritmatik atau rerata aljabar.

2.1.3 Model Analisa Curah Hujan Rancangan

Hujan rancangan maksimum adalah besarnya curah hujan harian terbesar tahunan yang mungkin terjadi di suatu daerah dengan periode kala ulang tertentu. Ada beberapa metode yang dapat digunakan dalam menghitung besarnya curah hujan rancangan pada suatu daerah tertentu, antara lain distribusi Gumbel Type I, Log Pearson Type III dan lain-lain. Adapun beberapa parameter statistik yang digunakan sebagai dasar pengembangan rumus untuk masing-masing metode seperti yang tertera pada tabel 2.6 berikut:

Tabel 2.6 Parameter Statistik Dasar Pengembangan Metode Analisa Frekuensi Distribusi Nilai Ekstrim

Metode Distribusi	Koefisien Kurtosis, C_k	Koefisien Asimetri, C_s
Gumbel Type I	5,4002	1,1396
Normal	3,0000	0,0000
Log Pearson Type III	Bebas	Bebas

(sumber : Sri Harto)

Pengertian dari masing-masing parameter statistik C_k dan C_s adalah sebagai berikut:

1. Koefisien Asimetri

Koefisien asimetri atau skewness adalah merupakan derajat asimetri dari suatu distribusi, dimana perhitungan koefisien asimetri ini dihitung berdasarkan momen kedua dan momen ketiga terhadap nilai rata-rata data. Dalam bentuk tidak berdimensi dinyatakan dengan rumus sebagai berikut (Shahin 1976 : 56):

$$\gamma = \frac{\mu_{3c}}{(\mu_{2c})^{3/2}} = \frac{\mu_{3c}}{\sigma^3} \quad (2-3)$$

Dimana:

γ = Koefisien skewness atau koefisien asimetri dari populasi
 μ_{2c} dan μ_{3c} = Momen kedua atau momen ketiga terhadap nilai rata-rata data

Untuk data dari suatu populasi dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$$C_s = \frac{n}{(n-1)} \frac{M_{3c}}{(M_{2c})^{3/2}} \quad (2-4)$$

Untuk data dari suatu sampel dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$$C_s = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)} \frac{M_{3c}}{(M_{2c})^{3/2}} \quad (2-5)$$

dengan

$$M_{2c} = \frac{1}{n} \sum (x - \bar{x})^2 \quad (2-6)$$

$$M_{3c} = \frac{1}{n} \sum (x - \bar{x})^3 \quad (2-7)$$

maka

$$C_s = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)} \frac{\sum (xi - \bar{x})^3}{s^3} \quad (2-9)$$

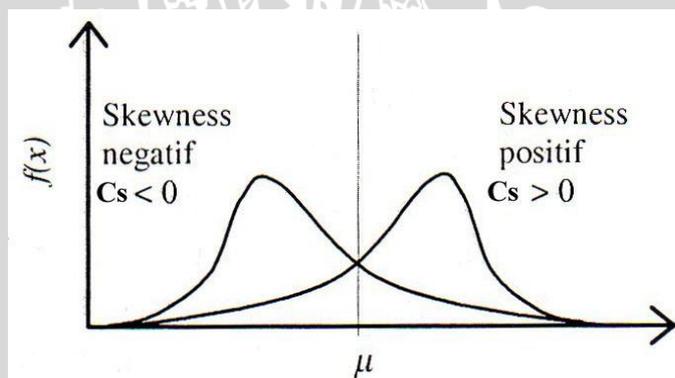
Dimana :

n = Banyak sampel atau banyak data

M_{2c} dan M_{3c} = Momen kedua dan momen ketiga terhadap nilai rata-rata data.

Koefisien asimetri bernilai 0 (nol) memberikan pengertian bahwa distribusi adalah simetri atau terdistribusi normal.

Dalam bentuk gambar secara relatif pengertian dari beberapa nilai koefisien asimetri dapat dijelaskan dengan gambar 2.1 berikut:



Gambar 2.1 Koefisien Skewness
(sumber: Suripin, 2003: 34)

2. Koefisien Kurtosis

Koefisien kurtosis merupakan suatu indikator lain selain koefisien skewness untuk mengetahui suatu jenis distribusi, dimana koefisien kurtosis ini mengukur derajat puncak (*peakness*) suatu distribusi. Umumnya dinyatakan secara relatif terhadap distribusi normal dan nilai koefisien kurtosis 3 dikatakan sebagai bentuk *mesokurtic*. Untuk distribusi simetri umumnya koefisien kurtosis bernilai lebih kecil dari 3 dan ini dikatakan sebagai bentuk *leptokurtic*. Untuk suatu bentuk distribusi puncak mendatar (*flat peak*) nilai koefisien kurtosis lebih dari 3 dan ini dikatakan sebagai bentuk

platykurtic. Dalam bentuk tidak berdimensi dinyatakan dengan rumus sebagai berikut (Shahin, 1976: 58):

$$K = \frac{\mu_{4c}}{(\mu_{2c})^2} \quad (2-10)$$

Untuk data dari suatu sampel dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$C_k = \frac{n^3}{(n-1)(n-2)(n-3)} \frac{M_{4c}}{(M_{2c})^2} \quad (2-11)$$

dengan

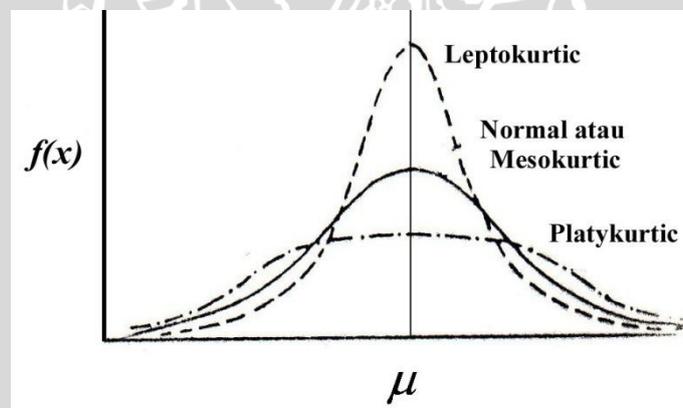
$$M_{2c} = \frac{1}{n} \sum (xi - \bar{x})^2 \quad (2-12)$$

$$M_{4c} = \frac{1}{n} \sum (xi - \bar{x})^4 \quad (2-13)$$

maka

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)} \frac{\sum (xi - \bar{x})^4}{S^4} \quad (2-14)$$

Dalam bentuk gambar secara relatif pengertian dari beberapa nilai koefisien kurtosis dapat dijelaskan dengan gambar 2.2 berikut:



Gambar 2.2 Koefisien Kurtosis
(sumber: Shahin, 1976: 64)

2.1.3.1 Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi log-Pearson tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem. Bentuk distribusi log-Pearson tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi log-Pearson tipe III dengan menggantikan varian menjadi nilai logaritmik.

Berdasarkan landasan teori di atas, dalam penelitian ini digunakan metode Distribusi Log Pearson Tipe III, karena untuk nilai C_s dan C_k nya yang bebas.

Adapun untuk pendekatan mendapatkan nilai peluang ($P(X)$) yang digunakan persamaan sebagai berikut (Suwarno, 1995:141):

$$P(X) = \frac{1}{(a)\Gamma(b)} \left[\frac{x-c}{a} \right]^{b-c} e^{-\left[\frac{x-c}{a} \right]} \quad (2-15)$$

Dengan:

$P(X)$ = peluang dari variat X

X = nilai dari variat X

a, b, c = parameter

Γ = fungsi gamma

Bentuk komulatif dari distribusi log-Pearson tipe III dengan nilai variat X apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik (*logarithmic probability paper*) akan merupakan model matematik persamaan garis lurus. persamaan garis lurusnya adalah:

$$Y = \bar{Y} - K \cdot S \quad (2-16)$$

Dengan:

Y = nilai logaritmik dari X

\bar{Y} = nilai rata-rata dari X

S = standart deviasi dari Y

K = karakteristik dari distribusi log-Pearson tipe III

Tahapan untuk menghitung hujan rancangan maksimum dengan metode log-Pearson Tipe III adalah sebagai berikut: (Suwarno, 1995: 142):

1. Hujan harian maksimum diubah dalam bentuk logaritma.
2. Menghitung harga logaritma rata-rata dengan rumus:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum \log x_i}{n} \quad (2-17)$$

3. Menghitung harga simpangan baku dengan rumus:

$$S_i = \sqrt{\frac{\sum (\log x_i - \overline{\log x})^2}{n-1}} \quad (2-18)$$

4. Menghitung harga koefisien asimetri dengan rumus:

$$C_s = \frac{n \sum (\log x_i - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)S_i^3} \quad (2-19)$$

5. Menghitung logaritma hujan rancangan dengan kala ulang tertentu dengan rumus:

$$\log X_T = \overline{\log x} + K \cdot S_i \quad (2-20)$$

6. Menghitung antilog X_T untuk mendapatkan curah hujan rancangan dengan kala ulang tertentu atau dengan membaca grafik pengeplotan X_T dengan peluang pada kertas logaritma.

Tabel 2.7. Faktor Frekuensi (K) fungsi dari nilai Koefisien Asimetri (Cs) dan Kala ulang (T). (Viessman, 1995:754-755)

Cs	Kala Ulang, T (Tahun)									
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Probabilitas disamai atau dilampaui (%)									
	99	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.9	-0.690	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	7.120
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.990
2.7	-0.740	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.097	3.932	4.783	6.860
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	6.730
2.5	-0.799	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	6.467
2.3	-0.867	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	6.333
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.1	-0.946	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	6.055
2	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.398	5.910
1.9	-1.037	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.785
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.7	-1.140	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	5.525
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.5	-1.256	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	5.250
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.3	-1.388	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.965
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.1	-1.518	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.680
1	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-1.660	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-1.806	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-1.955	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-2.104	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-2.175	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-2.252	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	-2.544	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	-2.686	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	-2.824	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	-2.957	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.1	-3.087	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.713
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.3	-3.211	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.545
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.5	-3.330	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.318	1.282	1.373
-1.6	-3.388	-0.875	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.7	-3.444	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.205
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-1.9	-3.553	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.065
-2	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.1	-3.656	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.955
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.3	-3.753	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.874
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833	0.838
-2.5	-3.845	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-2.6	-3.889	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.775
-2.7	-3.932	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.748
-2.8	-3.973	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	714.000	0.722
-2.9	-4.013	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690	0.695
-3	-4.051	-0.420	0.390	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Sumber : Warren Viessman, Jr; Gary L.Lewis; Introduction to Hydrology

2.1.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Untuk mengetahui apakah pemilihan distribusi yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rancangan diterima atau ditolak, maka perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi. Uji ini dilakukan secara horisontal dengan menggunakan metode Smirnov Kolmogorof dan vertikal dengan menggunakan metode Chi Square.

2.1.4.1 Uji Smirnov-Kolmogorof

Uji ini dilakukan untuk menguji simpangan secara horisontal, yaitu merupakan selisih simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (Δ_0). Dengan pemeriksaan ini akan diketahui:

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran Hipotesa diterima atau ditolak.

Uji kesesuaian Smirnov-Kolmogorof, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujianya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Langkah-langkah pengujian Smirnov-Kolmogorof adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995: 198):

1. Mengurutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan juga besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
2. Menentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang ditentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorof *Test*) dapat ditentukan harga Δ_{cr} .

Apabila Δ_0 lebih kecil dari Δ_{cr} maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila Δ_0 lebih besar dari Δ_{cr} maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi ditolak.

2.1.4.2 Uji Chi-Square

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima secara teoritis. Pada pengujian Uji Smirnov-Kolmogorof, meskipun menggunakan perhitungan matematis namun kesimpulannya berdasarkan bagian tertentu (sebuah *variant*) yang mempunyai penyimpangan terbesar, sedangkan uji Chi-Square menguji penyimpangan distribusi pengamatan dengan mengukur secara

matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya. Uji Chi-Square dapat diturunkan menjadi persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995: 194):

$$X^2 = \sum \frac{(E_f - O_f)^2}{E_f} \quad (2-21)$$

Dengan:

X^2 = Chi-Square

E_f = frekuensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya.

O_f = frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama.

Nilai X^2 yang terhitung ini harus lebih kecil dari harga X^2_{cr} (yang didapat dari Tabel Chi-Square).

Derajat kebebasan ini secara umum dapat dihitung dengan:

$$DK = K - (P + 1) \quad (2-22)$$

Dengan:

DK = derajat kebebasan.

K = banyaknya kelas.

P = banyaknya keterikatan atau sama dengan banyaknya parameter, yang untuk sebaran Chi-Square adalah sama dengan 2 (dua).

Berdasarkan literatur di atas, maka studi ini metode yang digunakan untuk uji kecocokan adalah uji Chi-Square karena pada uji Chi-Square menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

2.1.5 Curah Hujan Rancangan Maksimum yang mungkin terjadi (*Probable Maximum Precipitation, PMP*)

Dengan mengingat tingkat kepentingan perencanaan pelimpah Waduk Bintang Bano, maka perlu untuk diketahui besarnya nilai PMP (*Probable Maximum Precipitation*), yang kemudian dilanjutkan dengan analisa banjir terbesar yang mungkin terjadi (*Probable Maximum Flood, PMF*), yang nantinya dipakai sebagai kontrol terhadap analisa perencanaan kapasitas pelimpah pada kondisi ekstrem.

Untuk analisa PMP ini digunakan cara statistik dengan persamaan (Hershfield D.M, 1965):

$$X_m = \bar{X}_n + K_m \cdot S_n \quad (2-23)$$

Dengan:

X_m = curah hujan harian terbesar yang mungkin terjadi (mm/hari)

\bar{X}_n = rata-rata series data hujan harian maksimum tahunan (mm/hari)

K_m = variabel statistik, yang dipengaruhi oleh distribusi frekuensi nilai-nilai ekstrim

S_n = standar deviasi series data hujan harian maksimum tahunan (mm/hari)

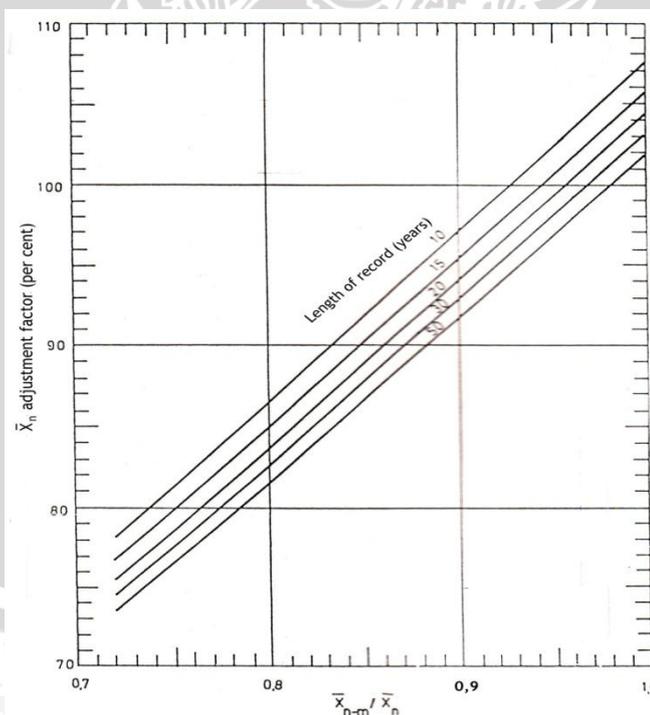
Cara efektif bila:

- Luas DAS $\leq 1000 \text{ km}^2$
- Terdapat faktor-faktor pembatas lain, seperti ketersediaan data meteorologi

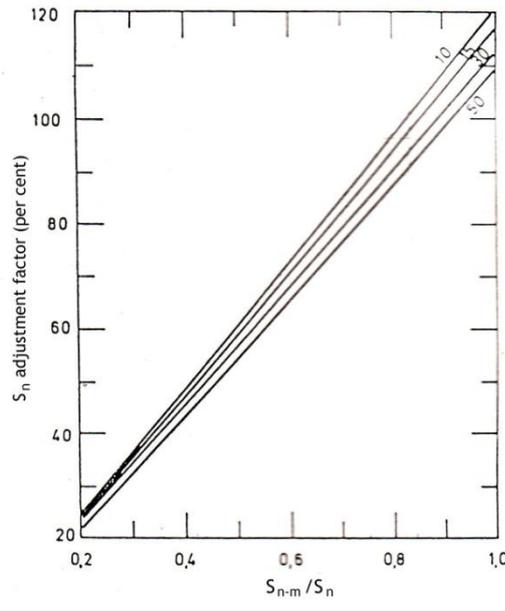
Yang menjadi bahan pertimbangan dalam analisa PMP adalah:

- Data curah hujan harian yang tersedia dari tiap stasiun harus cukup panjang (≥ 20 tahun).
- Faktor koefisien keragaman, merupakan keragaman di sekitar rata-ratanya dari data yang tersedia.

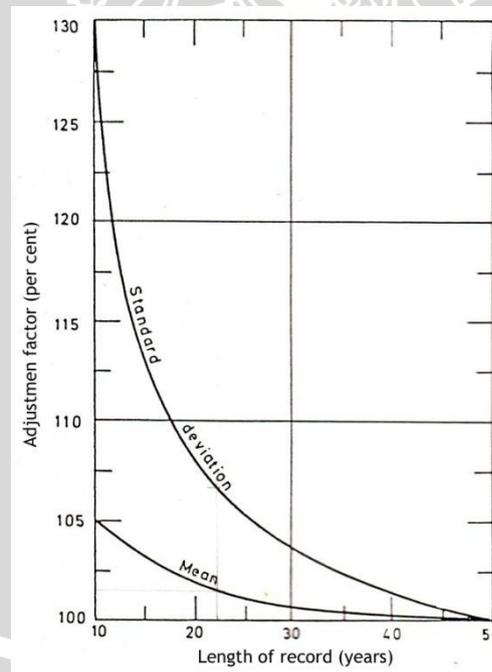
Jika kedua hal di atas bisa terpenuhi maka akan didapat nilai PMP yang lebih representatif.



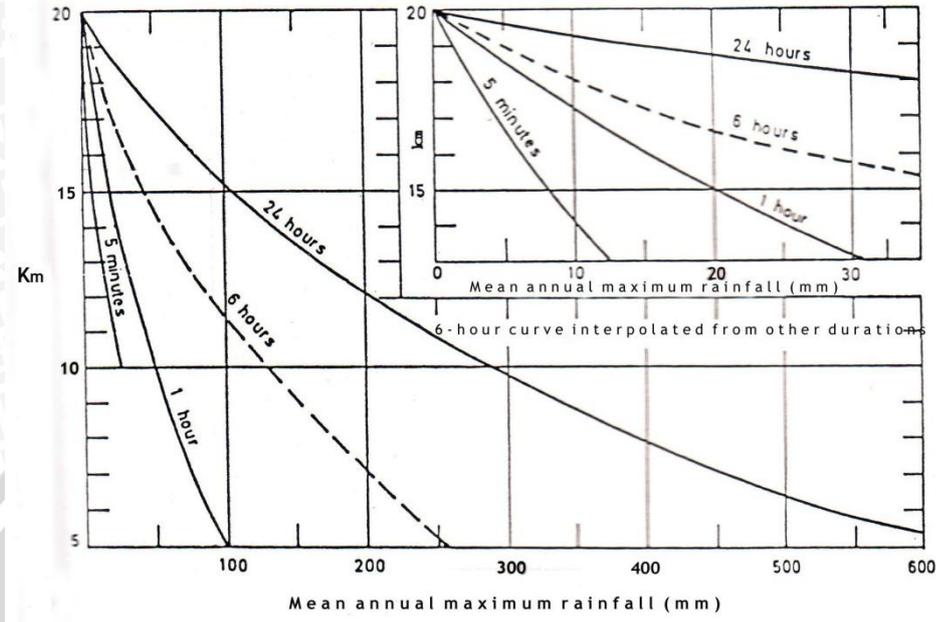
Gambar 2.3 Grafik hubungan antara faktor perataan \bar{X}_n dengan lamanya pencatatan data hujan dengan harga $\bar{X}_{n-m} / \bar{X}_n$
(sumber: Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation)



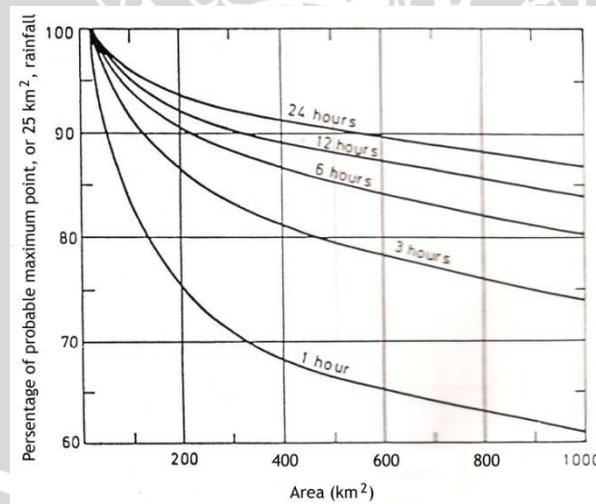
Gambar 2.4 Grafik hubungan antara faktor perataan S_n dengan lamanya pencatatan data hujan dengan harga S_{n-m}/S_n
(sumber : Hersfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation)



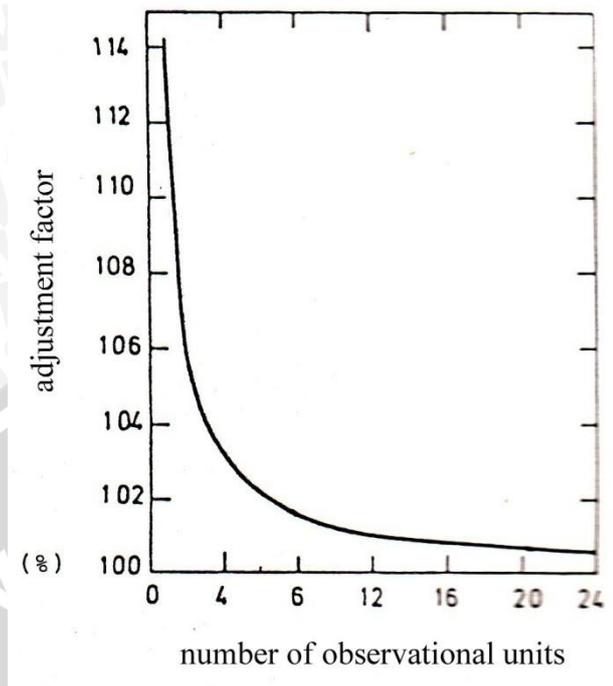
Gambar 2.5 Gambar faktor perataan untuk harga rata-rata (\bar{X}_n) dan standart deviasi (S_n) sesuai dengan lamanya pencatatan data curah hujan (tahun)
(sumber : Hersfield, D.M., 1961 : Estimating the problem maximum precipitation)



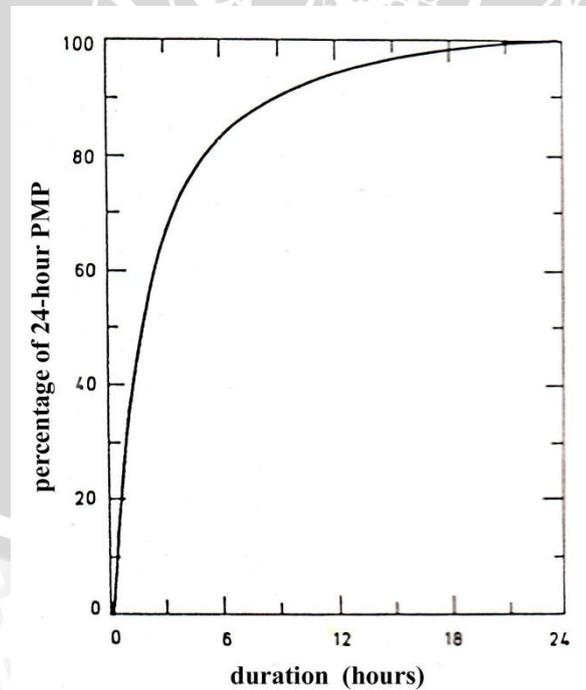
Gambar 2.6 Grafik hubungan antara K_m dengan fungsi durasi hujan dan rata-rata hujan tahunan
(sumber : Hersfield, D.M., 1965 : Method for estimating probable maximum precipitation)



Gambar 2.7 Grafik hubungan faktor reduksi luasan dengan durasi hujan dan luasan daerah pengaliran
(sumber: Mc Kay, G.A., 1965 : Statictical estimates of precipitation extreme for the prairie provinces)



Gambar 2.8 Grafik hubungan antara fixed time interval adjustment dengan lamanya pengukuran data hujan (jam) setiap hari
(sumber: Weiss, L.L., 1964 : Ratio of true to fixed – interval maximum rainfall)



Gambar 2.9 Lengkung durasi maksimum
(sumber : Huff, F.A., 1967 : Time of distribution of rainfall in heavy storm)

2.1.6 Distribusi Hujan Jam-jaman Model Mononobe

Dalam menentukan debit banjir rancangan, perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan. Intensitas curah hujan adalah ketinggian yang terjadi pada suatu kurun waktu dimana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi di masa lampau melalui pencatatan curah hujan otomatis (Automatic Rainfall Recorder, ARR). Intensitas curah hujan dinotasikan dengan huruf I dengan satuan (mm/jam), yang artinya tinggi curah hujan yang terjadi sekian mm dalam kurun waktu per jam. Intensitas curah hujan secara teoritis menurut Mononobe dapat dirumuskan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1976 : 40):

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \left(\frac{t}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2-24)$$

dengan:

R_t = intensitas curah hujan dalam T jam (mm/jam)

R_{24} = curah hujan efektif dalam 1 hari (mm/hari)

T = waktu hujan dari awal sampai jam ke T (jam)

t = waktu konsentrasi hujan (jam)

untuk Indonesia rata-rata t = 5 jam

Sedangkan curah hujan pada jam ke T, dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$R_T = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot R_{t-1} \quad (2-25)$$

dengan:

R_T = besar curah hujan pada jam ke T (mm)

t = waktu konsentrasi hujan

R_t = intensitas curah hujan dalam T jam (mm/jam)

R_{t-1} = intensitas curah hujan dari awal hingga jam ke (t-1) (mm)

2.1.7 Koefisien Pengaliran (*Run-off Coefisien*)

Koefisien Pengaliran (C) adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Besarnya koefisien pengaliran tergantung pada daerah pengaliran dan karakteristik hujan pada suatu daerah yang meliputi: keadaan hujan, luas dan bentuk daerah pengaliran, kemiringan daerah pengaliran, daya infiltrasi dan perkolasi tanah, kebasahan tanah, suhu, udara, angin, evaporasi, tata guna lahan.

Untuk rencana pembangunan suatu bendungan, maka angka koefisien pengaliran biasanya lebih besar dari 0,8. beberapa petunjuk untuk mendapatkan angka koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel 2.8 berikut (Sosrodarsono, 1977 : 38):

Tabel 2.8 Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*) dari sungai-sungai (didasarkan pada rumus-rumus hidrolika, diterbitkan oleh Civil Engineering Society, Japan).

Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 ~ 0,90
Daerah perbukitan	0,7 ~ 0,8
Daerah bergelombang dan bersemak-semak	0,5 ~ 0,75
Daerah dataran yang digarap	0,45 ~ 0,6
Daerah persawahan irigasi	0,7 ~ 0,8
Sungai di daerah pegunungan	0,75 ~ 0,85
Sungai kecil di daerah dataran	0,45 ~ 0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari dataran	0,50 ~ 0,75

Tabel 2.9 Koefisien pengaliran didasarkan pada tata guna lahan

Diskripsi lahan/karakter permukaan	Koefisien aliran, C
Business	
perkotaan	0,70 – 0,95
pinggiran	0,50 – 0,70
Perumahan	
rumah tunggal	0,30 – 0,50
multiunit, terpisah	0,40 – 0,60
multiunit, tergabung	0,60 – 0,75
perkampungan	0,25 – 0,40
apartemen	0,50 – 0,70
Industri	
ringan	0,50 – 0,80
berat	0,60 – 0,90
Perkerasan	
aspal dan beton	0,70 – 0,95
batu bata, paving	0,50 – 0,70
Atap	0,75 – 0,95
Halaman, tanah berpasir	
datar 2%	0,05 – 0,10
Rata-rata, 2 - 7%	0,10 – 0,15
curam, 7%	0,15 – 0,20
Halaman, tanah berat	
datar 2%	0,13 – 0,17
rata-rata, 2 - 7%	0,18 – 0,22
curam, 7%	0,25 – 0,35
Halaman kereta api	0,10 – 0,35
Taman tempat bermain	0,20 – 0,35
Taman, pekuburan	0,10 – 0,25
Hutan	
datar, 0 - 5%	0,10 – 0,40
bergelombang, 5 - 10%	0,25 – 0,50
berbukit, 10 – 30%	0,30 – 0,60

(sumber : Suripin, 2003:80)

Tabel 2.10 Koefisien-koefisien pengaliran dari buku pedoman yang diterbitkan oleh Texas Highway Department

Inklinasi (%)	Land use	Kondisi permukaan tanah		Jenis tanah yg membentuk dataran			
		Dataran sedikit bergelombang	Pasir atau lempung pasir (lulus air)	Tanah kehitaman atau kekuning-kuningan (kedap air)			
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Daerah dataran 0~1	Hutan			0,15	0,20	0,15	0,20
	Padang rumput			0,20	0,25	0,25	0,30
	Pertanian			0,25	0,35	0,30	0,40
Daerah bergelombang 1~3,5	Hutan			0,15	0,20	0,18	0,25
	Padang rumput	0,25	0,30	0,30	0,40	0,35	0,45
	Pertanian	0,40	0,45	0,45	0,65	0,50	0,75
Daerah perbukitan 3,5~5,5	Hutan			0,20	0,25	0,25	0,30
	Padang rumput			0,35	0,45	0,45	0,55
	Pertanian			0,60	0,75	0,70	0,85
Daerah pegunungan	Hutan					0,70	0,80
	Tanah gundul					0,80	0,90

(sumber : Sosrodarsono, 1977:39)

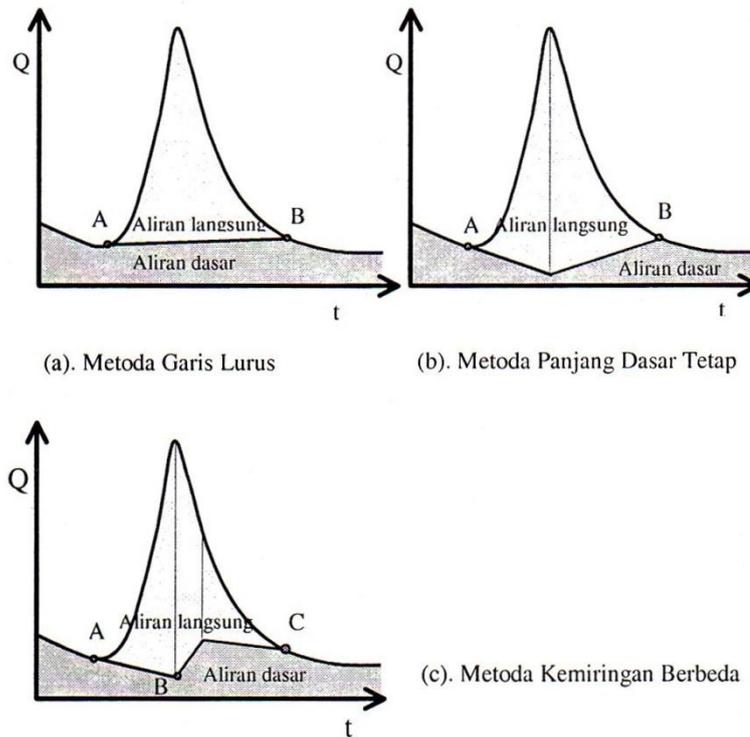
Berdasar tabel data-data di atas untuk koefisien pengaliran dalam penelitian ini diambil nilai 0,8 karena daerah studi berada pada perbukitan.

2.1.8 Aliran Dasar (Base Flow)

Hidrograf tersusun dari dua komponen, yaitu aliran permukaan, yang berasal dari aliran langsung air hujan, dan aliran dasar (*base flow*). Aliran dasar berasal dari air tanah yang pada umumnya tidak memberikan respon yang cepat terhadap hujan. Hujan juga dapat dianggap terbagi dalam dua komponen, yaitu hujan efektif, dan kehilangan (*losses*). Hujan efektif adalah bagian hujan yang menyebabkan terjadinya aliran permukaan. Kehilangan hujan juga merupakan bagian hujan yang menguap, masuk kedalam kelembaban tanah, dan disimpan air tanah.

Hidrograf aliran langsung dapat diperoleh dengan memisahkan hidrograf dari aliran dasarnya. Ada beberapa cara yang dapat dilakukan, di antaranya adalah metode garis lurus (*straight line method*), metode panjang dasar tetap (*fixed based method*) dan metode kemiringan berbeda (*variable slope method*). (Suripin, 2003:90).

Aliran dasar (*base flow*) pada kondisi terendah adalah aliran minimum yang mengalir pada suatu sungai pada kondisi musim kering atau musim kemarau. Dalam praktek aliran dasar ini dapat dilakukan pengukuran secara langsung di lapangan dengan pengukuran kecepatan aliran dikalikan dengan luas tampang basah aliran.



Gambar 2.10 Beberapa metode pemisahan aliran dasar dan aliran langsung (sumber : Suripin, 2003: 90)

Jika data debit pada suatu daerah tidak diketahui, maka untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan dengan variabel masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai (*drainage density*). Persamaan ini merupakan pendekatan untuk aliran yang tetap dengan memperhatikan pendekatan Kraijenhoff Van der Leur (1967) tentang hidrograf air tanah. (Harto, 1993:165).

$$Q_B = 0,4751 A^{0,6444} D^{0,9430} \tag{2-26}$$

dengan :

Q_B = Aliran dasar (m³/det)

A = Luas DAS (km²)

D = Kerapatan jaringan sungai, yaitu jumlah sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

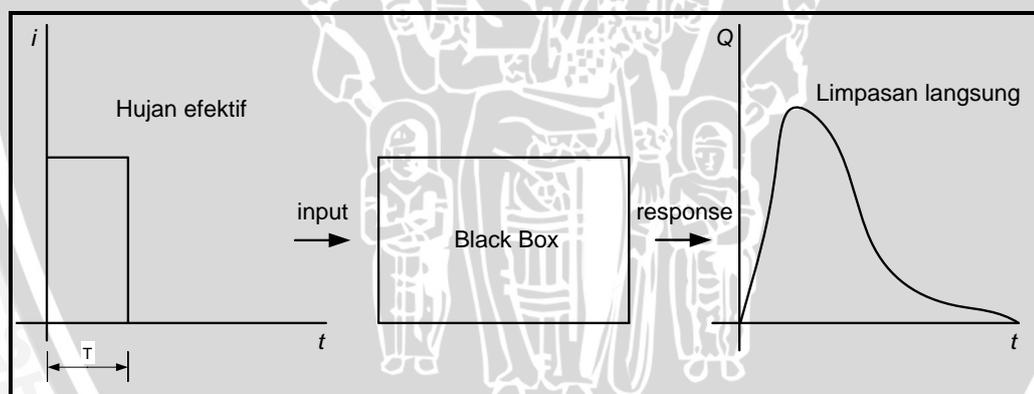
2.1.9 Hidrograf Satuan

Untuk menganalisa suatu banjir rancangan, terlebih dahulu dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Ada beberapa metode untuk menganalisa hidrograf pada suatu lokasi yang tidak ada pencatatan duga muka air secara otomatis (*Automatic Water Level Recorder, AWLR*) antara lain Hidrograf Satuan Sintesis (HSS) Nakayasu, HSS Snyder, HSS Gamma I, HSS Isochrones dan lain-lain.

Hidrograf satuan adalah hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan oleh hujan efektif (hujan netto) yang terjadi merata di seluruh DAS dan dengan intensitas tetap selama satu satuan waktu yang ditetapkan, yang disebut hujan satuan. Hujan satuan adalah curah hujan yang lamanya sedemikian rupa sehingga lamanya limpasan permukaan tidak menjadi pendek, meskipun curah hujan itu menjadi pendek. Jadi hujan satuan yang dipilih adalah yang lamanya sama atau lebih pendek dari periode naik hidrograf (waktu dari titik permulaan aliran permukaan sampai puncak, *time to peak*). Periode limpasan dari hujan satuan semuanya adalah kira-kira sama dan tidak ada sangkut pautnya dengan intensitas hujan. (Suripin, 2003:90).

Dalam bentuk definisi yang lebih sederhana hidrograf satuan suatu DAS adalah suatu limpasan langsung yang diakibatkan oleh satu satuan hujan efektif, yang terbagi rata dalam waktu dan ruang (CD. Soemarto, 1995:86).

Teori hidrograf satuan merupakan penerapan teori sistem linier dalam hidrologi Daerah Aliran Sungai yang dipandang sebagai proses *black box* dan sistemnya ditandai oleh tanggapan (*response*) debit Q terhadap input tertentu. Inputnya adalah hujan merata, yaitu hujan dengan intensitas konstan sebesar i dan durasi T yang terbagi rata di atas DAS.



Gambar 2.11 Hubungan antara hujan efektif dan limpasan langsung

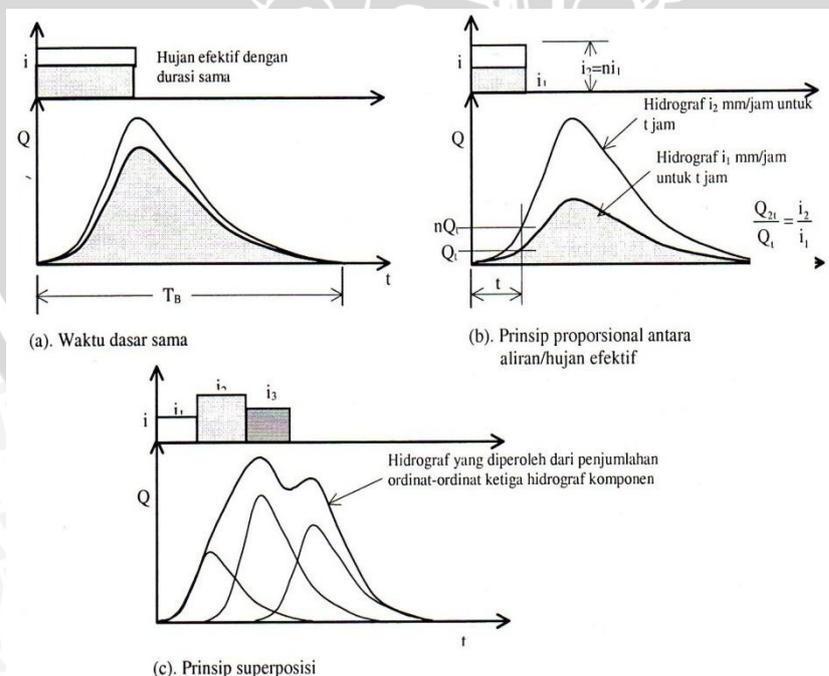
Tujuan dari Hidrograf satuan adalah untuk memperkirakan hubungan antara hujan efektif dan aliran permukaan. Konsep hidrograf satuan pertama kali dikemukakan oleh Sherman pada tahun 1932. Dia menyatakan bahwa suatu sistem DAS mempunyai sifat khas yang menyatakan respon DAS terhadap suatu masukan tertentu yang berdasarkan pada tiga prinsip:

- 1). Pada hujan efektif berintensitas seragam pada suatu daerah aliran tertentu, intensitas hujan yang berbeda tetapi memiliki durasi sama, akan menghasilkan limpasan

dengan durasi sama, meskipun jumlahnya berbeda. Ini merupakan aturan empiris yang mendekati kebenaran dan digambarkan pada Gambar 2.12a.

- 2). Pada hujan efektif berintensitas seragam pada suatu daerah aliran tertentu, intensitas hujan yang berbeda tetapi memiliki durasi sama, akan menghasilkan hidrograf limpasan, di mana ordinatnya pada sembarang waktu memiliki proporsi yang sama dengan proporsi intensitas hujan efektifnya. Dengan kata lain, ordinat hidrograf satuan sebanding dengan volume hujan efektif yang menimbulkannya. Hal ini berarti bahwa hujan sebanyak n kali lipat dalam suatu waktu tertentu akan menghasilkan suatu hidrograf dengan ordinat sebesar n kali lipat (Gambar 2.12b).
- 3). Prinsip superposisi dipakai pada hidrograf yang dihasilkan oleh hujan efektif berintensitas seragam yang memiliki periode-periode yang berdekatan dan atau tersendiri. Jadi, hidrograf yang merepresentasikan kombinasi beberapa kejadian aliran permukaan adalah jumlah dari ordinat hidrograf tunggal yang memberi kontribusi.

Ketiga asumsi ini secara tidak langsung menyatakan bahwa tanggapan DAS terhadap hujan adalah linier, walaupun sebenarnya kurang tepat. Namun demikian, penggunaan hidrograf satuan telah banyak memberikan hasil yang memuaskan untuk berbagai kondisi. Sehingga, teori hidrograf satuan banyak dipakai dalam menentukan debit atau banjir rencana.



Gambar 2.12 Prinsip prinsip hidrograf satuan
(sumber: Suripin, 2003: 91)

2.1.10 Hidrograf Satuan Sintentik Nakayasu

Hidrograf satuan sintentik metode DR. Nakayasu telah berulang kali diterapkan di Indonesia, bahkan oleh Departemen Pekerjaan Umum RI telah dijadikan salah satu rujukan untuk perhitungan banjir rancangan di Indonesia (Dep. PU, 1976). Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah aliran sungai sebagai berikut:

- Luas daerah aliran sungai (*catchment area*)
- Panjangn alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
- Koefisien karakteristik hidrograf (α)
- Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
- Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)

Hidrograf satuan sintesis Nakayasu dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$Q_p = \frac{A \cdot R_o}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \quad (2-27)$$

dengan:

Q_p = Debit puncak hidrograf satuan (m^3/det)

R_o = Hujan satuan (mm)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

A = Luas daerah aliran sungai (km^2)

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut:

$$T_p = tg + 0,8 t_r \quad (2-28)$$

$$T_{0,3} = \alpha tg \quad (2-29)$$

$$t_r = 0,5 tg \text{ sampai } tg \quad (2-30)$$

tg adalah time lag yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). tg

dihitung dengan ketentuan sebagai berikut:

- Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km:

$$tg = 0,4 + 0,058 L \quad (2.31)$$

- Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km:

$$tg = 0,21 L^{0,7} \quad (2-32)$$

dengan:

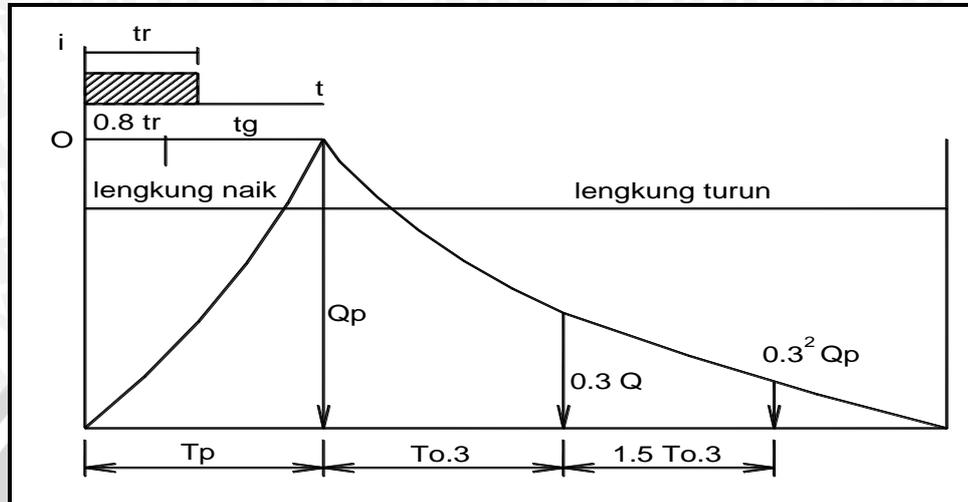
t_r = Satuan waktu hujan (jam)

α = Koefisien karakteristik hidrograf, untuk

$\alpha = 2 \Rightarrow$ Pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5 \Rightarrow$ Pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat

$\alpha = 3 \Rightarrow$ Pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat



Gambar 2.13 Hidrograf Satuan Sintentik Nakayasu
(sumber: Dept. Pekerjaan Umum RI, 1976: 29)

1. Pada waktu naik : $0 < t \leq T_p$

$$Q(t) = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \cdot Q_p \quad (2-33)$$

Dengan :

$Q(t)$ = Debit pada jam ke t ($m^3/detik$)

t = Waktu (jam)

2. Pada kurva turun (decreasing limb)

- a. Selang nilai : $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \quad (2-34)$$

- b. Selang nilai : $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 + T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{1,5T_{0,3}}} \quad (2-35)$$

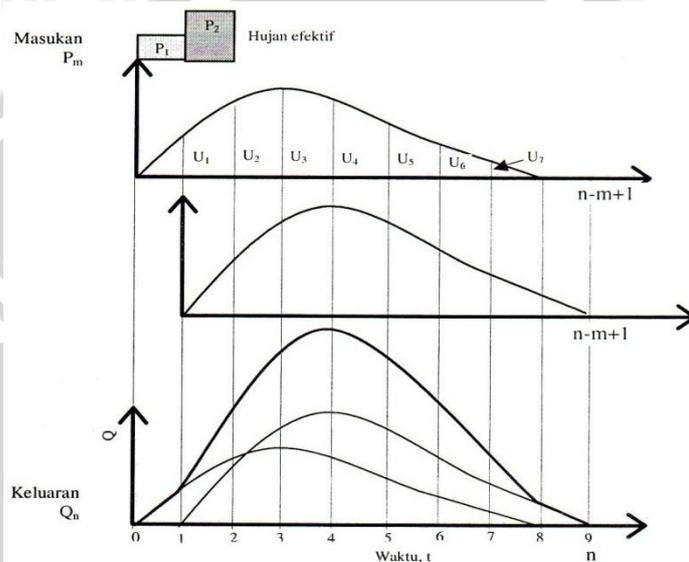
- c. Selang nilai : $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+1,5T_{0,3})}{2T_{0,3}}} \quad (2-36)$$

Rumus tersebut di atas merupakan rumus empiris, maka penerapannya terhadap suatu daerah aliran sungai harus didahului dengan suatu pemilihan parameter-parameter yang sesuai yaitu T_p dan α , dan pola distribusi hujan agar didapatkan suatu pola hidrograf yang sesuai dengan hidrograf banjir yang diamati.

2.1.11 Hidrograf Banjir

Dengan diketahuinya hidrograf satuan suatu DAS, maka hidrograf satuan tersebut dapat dipakai untuk menghitung limpasan permukaan untuk sembarang hujan rancangan melalui proses konvolusi (*convolution*) atau proses superposisi. Gambar 2.14 memperlihatkan definisi hidrograf satuan dan konvolusinya. Proses perhitungan hidrograf banjir rancangan dapat ditabulasikan dalam bentuk matriks seperti pada Tabel 2.10



Gambar 2.14 Pemakaian proses konvolusi (superposisi) pada perhitungan hidorgraf banjir (sumber: Suripin, 2003:92)

Tabel 2.11 Tabulasi dalam bentuk matriks untuk perhitungan hidrograf banjir

	Hidrograf satuan								Limpasan
	U ₁	U ₂	U ₃	U ₄	U ₅	U ₆	U ₇	U ₈	
1	P ₁	P ₁ U ₁							Q ₁
2	P ₂	P ₂ U ₁	P ₁ U ₂						Q ₂
3		P ₂ U ₂	P ₁ U ₃						Q ₃
4			P ₂ U ₃	P ₁ U ₄					Q ₄
5				P ₂ U ₄	P ₁ U ₅				Q ₅
6					P ₂ U ₅	P ₁ U ₆			Q ₆
7						P ₂ U ₆	P ₁ U ₇		Q ₇
8							P ₂ U ₇	P ₁ U ₈	Q ₈
9								P ₂ U ₈	Q ₉

(sumber: Suripin, 2003:92)

Secara matematik tabulasi perhitungan hidrograf banjir tersebut diatas dengan ditambah aliran dasar dapat dinyatakan dalam bentuk persamaan sebagai berikut:

$$Q_k = B_f + \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad (2-37)$$



Dengan :

Q_k = Debit banjir pada jam ke – k

U_i = Ordinat hidrograf satuan ($i = 1, 2, 3, \dots, n$)

P_n = Hujan netto (hujan efektif) dalam waktu yang berurutan ($n = 1, 2, \dots, n$)

B_f = Aliran dasar (base flow)

2.2 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Penelusuran banjir adalah sebuah cara untuk menentukan modifikasi aliran banjir. Hal ini berdasar pada konfigurasi gelombang banjir yang bergerak pada suatu tampungan (saluran atau waduk). Pada rekayasa hidrologi, penelusuran banjir merupakan teknik yang penting, yang diperlukan untuk mendapatkan penyelesaian yang lengkap mengenai persoalan pengendalian banjir dan peramalan banjir. Untuk memenuhi keperluan ini, penelusuran banjir dipandang sebagai prosedur yang dibutuhkan untuk menentukan hidrogram yang diketahui dari suatu titik tinjau.

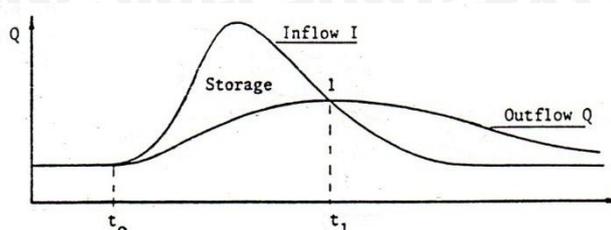
Penelusuran banjir di waduk diperlukan untuk mengetahui debit outflow maksimum dan tinggi muka air maksimum pada debit outflow yang bersesuaian sebagai dasar perencanaan hidrolika struktur, dalam hal ini adalah untuk menentukan :

- a. Dimensi lebar pelimpah
- b. Profil pelimpah
- c. Tinggi jagaan pelimpah
- d. Dimensi peredam energi dan sebagainya

Perilaku perubahan elevasi muka air pada proses penelusuran banjir di waduk adalah ketika hidrograf banjir yang terjadi masuk ke tampungan waduk, muka air waduk akan terus mengisi kapasitas tampungan sementara (*surcharge storage*) yaitu tampungan yang terletak di atas ambang pelimpah. Aliran keluar melalui pelimpah akan terus mengalami kenaikan sampai elevasi tertentu hingga mencapai elevasi maksimum setara dengan debit outflow maksimumnya, walaupun peningkatan tidak setaraf dengan peningkatan aliran yang masuk. Proses ini akan terjadi sampai puncak banjir tercapai, ketika inflow dan outflow akan menjadi sama. Sesudah itu debit outflow akan berangsur-angsur mengalami pengurangan yang selanjutnya pada waktu tertentu debit outflow lebih besar dari inflow.

Selama proses penelusuran banjir berlangsung, jumlah air yang disimpan sementara di dalam waduk disebut reduksi banjir. Hidrograf outflow dari waduk akan mempunyai puncak terendah tergantung pada ukuran waduk dan besarnya kapasitas

banjir yang tersedia. Gambar 2.15 berikut ini adalah hidrograf inflow dan outflow dari hasil penelusuran banjir pada waduk:



Gambar 2.15 Hidrograf inflow dan outflow dari hasil penelusuran banjir pada waduk

2.2.1 Kapasitas Pelimpah

Kapasitas Pelimpah (pengarah/pengaturan dan peluncur) harus mampu menampung debit banjir maksimum yang direncanakan sedemikian rupa, sehingga muka air waduk tetap terkendali di bawah rencana muka air banjir maksimum. Hal ini juga berguna sebagai stabilisator air di waduk yaitu menjaga air agar tetap berada di bawah ketinggian maksimum yang ditetapkan.

Kapasitas Pelimpah yang dibutuhkan tergantung pada berapa besar banjir rancangan yang didapat dari perhitungan. Penetapan banjir rancangan berkaitan dengan tingkat keamanan waduk tersebut, yang pada akhirnya tergantung pada jenis bendungan, letaknya, serta akibat-akibat yang akan terjadi jika bendungan tersebut mengalami kerusakan. Pada prinsipnya, merencanakan bangunan pelimpah pada bendungan urugan, adalah tanpa memperhitungkan adanya kapasitas pengendalian banjir yang biasanya terdapat pada ruangan di bagian sebelah atas permukaan air waduk penuh.

Akan tetapi dalam keadaan dimana bangunan pelimpah harus direncanakan tanpa pintu pengatur (bangunan pelimpah tetap) dan apabila pada saat waduk terisi penuh luas muka airnya cukup besar dibandingkan dengan luas daerah pengaliran sehingga penggunaan pengendalian banjir diperkirakan cukup pantas, maka suatu kapasitas pengendalian banjir pada waduk tersebut dapat juga dipertimbangkan.

Bangunan pelimpah yang direncanakan dengan mempertimbangkan suatu kapasitas pengendalian banjir di dalam waduk (*flood storage*), biasanya debit pelimpah bangunan tersebut akan lebih rendah dari debit maximum rencana, karena sebagian air banjir untuk sementara akan tertahan di Waduk.

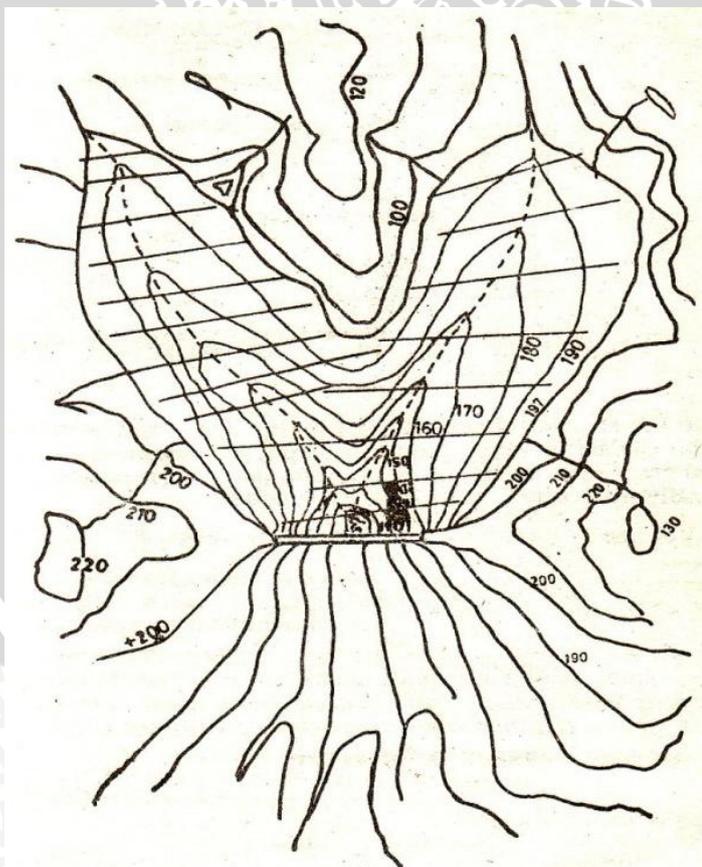
Penentuan kapasitas pelimpah pada bendungan adalah sesuatu yang sangat penting, karena air waduk tidak diperkenankan melimpah pada tubuh bendungan. Oleh karenanya diperlukan suatu model test hidrolis guna menentukan kapasitas pelimpah

2.2.2 Kurva Kapasitas Tampungan Waduk (*Storage Curve*)

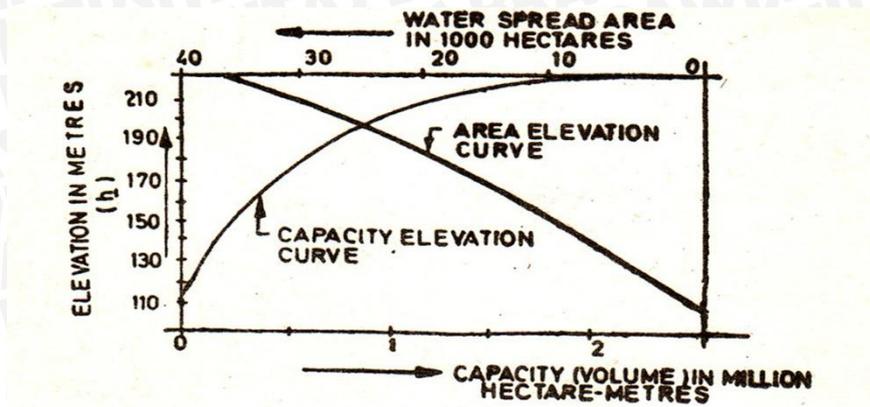
Fungsi utama tampungan waduk adalah sebagai penampung air sementara dan sebagai stabilisator aliran air yang terjadi. Oleh karena itu, hal yang paling penting diperhatikan dari karakteristik fisik waduk adalah berapa besar kapasitas tampungnya. Perencanaan lokasi waduk, ditentukan dari peta kontur dan survey topografi lokasi bendungan yang dilaksanakan, seperti ditunjukkan pada gambar 2.16.

Luas yang ditandai di peta kontur berikut ini adalah lokasi waduk rencana. Elevasi kontur dan area yang direncanakan di masing-masing elevasi dapat diplot dari kurva hasil hubungan antara kapasitas waduk dan elevasi pada peta kontur, hubungan kapasitas waduk dan elevasi disebut kurva Kapasitas Tampungan Waduk, untuk lebih jelasnya seperti pada gambar 2.17.

Volume air yang dapat tertampung di waduk dapat dihitung setelah menentukan peningkatan tampungan diantara dua elevasi permukaan air (Δs). Kenaikan jumlah tampungan diantara dua elevasi (Δs) biasanya dihitung dengan mengalikan luas rata-rata pada dua elevasi dengan beda elevasinya (Δh).



Gambar 2.16 Peta kontur lokasi bendungan – waduk
(sumber: Khumar Santosh 1976)



Gambar 2.17 Kurva Kapasitas Tampungn Waduk
(sumber: Khumar Santosh)

Akibat ketiadaan peta topografi, maka potongan melintang dari waduk bisa tersurvey dan kapasitas yang dihitung dari potongan melintang ini menggunakan rumus Trapezoidal atau Prismoidal, namun dalam prakteknya rumus Prismoidal lebih sering digunakan adapun rumusnya sebagai berikut:

a. Rumus Trapezoidal :

$$V = h \left[\frac{A_1 + A_n}{2} + A_2 + A_3 + \dots + A_{n-1} \right] \quad (2-38)$$

b. Rumus Prismoidal :

$$V = h[(A_1 + A_n) + 4(A_2 + A_4 + \dots) + 2(A_3 + A_5 + \dots)] \quad (2-39)$$

Dimana $A_1, A_2, A_3, A_4, \dots$ menunjukkan luasan diantara garis elevasi berurutan yang mempunyai interval tingginya adalah h . Dari kapasitas tampungan berbagai tinggi permukaan air yang diplot dan dianalisis, memperoleh Tinggi Kapasitas atau Kurva Tinggi Kapasitas. (Khumar Santosh; 1976)

2.2.3 Persamaan Kontinuitas Aliran Untuk Perhitungan Penelusuran Banjir

Prosedur penelusuran banjir pada prinsipnya berdasar pada perhitungan persamaan kontinuitas massa aliran sederhana sebagai berikut:

inflow – *outflow* = perubahan kapasitas

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (2-40)$$

Bila dinyatakan pada finite interval waktu:

$$S_{t+1} - S_t = 1/2 (I_t + I_{t+1})\Delta t - 1/2 (O_t + O_{t-1})\Delta t \quad (2-41)$$

Atau

$$\left[\frac{I_t + I_{t+1}}{2} \right] + \left[\frac{S_t}{\Delta t} - \frac{O_t}{2} \right] = \left[\frac{S_{t-1}}{\Delta t} + \frac{O_{t+1}}{2} \right] \quad (2-42)$$

$$\left[\frac{I_t + I_{t+1}}{2} \right] + \varphi = \Phi \quad (2-43)$$

Dengan:

I_t = Aliran masuk (*inflow* hidrograf) pada permulaan waktu Δt

I_{t-1} = Aliran masuk pada akhir waktu Δt

O_t = Aliran keluar (*outflow* hidrograf) pada permulaan waktu Δt

O_{t-1} = Aliran keluar pada akhir waktu Δt

S_t = Aliran masuk pada akhir waktu Δt

S_{t-1} = Aliran masuk pada akhir waktu Δt

ψ, Φ = Fungsi tampungan untuk penelusuran banjir

Walaupun perhitungan ini sederhana, namun tidak mudah dalam komputasi karena besarnya variasi dalam nilai-nilai debit dan kuantitas kapasitas yang berubah-ubah, namun demikian dengan bantuan komputer perhitungan tersebut akan menjadi lebih cepat dan akurat.

2.3 Perencanaan Hidrolika Pelimpah

Analisa hidrolika dilaksanakan dengan tujuan untuk menganalisis hasil hitungan secara empirik yang kemudian digunakan sebagai dasar pemilihan bentuk, tipe dan perlakuan yang akan direncanakan dan dilaksanakan terhadap bangunan di lapangan.

2.3.1 Pelimpah Langsung (*Overflow*)

Pelimpah Langsung (*Overflow Weir*) sebagai salah satu komponen dari saluran pengatur aliran dibuat untuk lebih meningkatkan pengaturan serta memperbesar debit air yang akan melintasi bangunan pelimpah.

Dimensi saluran pengatur type pelimpah langsung dapat diperoleh dengan rumus-rumus hidrolika sebagai berikut:

- Rumus debit yang melewati pelimpah dengan penampang segiempat (Sosrodarsono, 1977:181).

$$Q = C.L.H^{\frac{3}{2}} \quad (2-44)$$

Dengan:

Q = debit (untuk perencanaan digunakan debit banjir rancangan, m^3/det)

C = koefisien debit

L = lebar efektif ambang pelimpah (m)

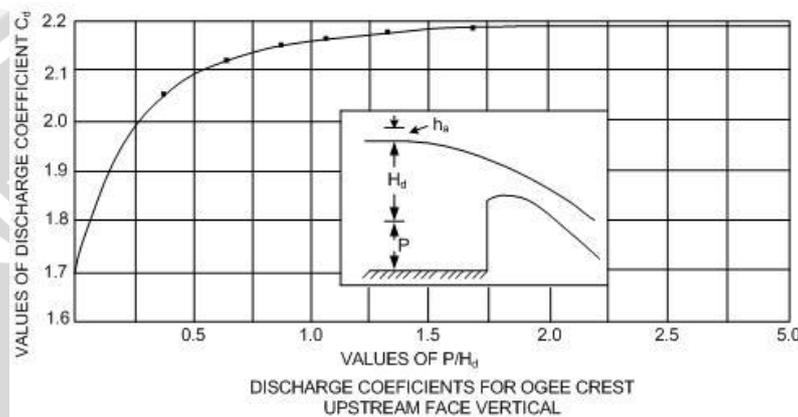
H = tinggi tekan di atas ambang pelimpah (m)

b. Koefisien debit

Secara teori besarnya koefisien debit (C) akan berkurang akibat adanya gesekan. Koefisien pada ambang tipe OGEE biasanya berkisar antara 1,6 – 2,21. Beberapa faktor yang mempengaruhi besar koefisien debit “ C ” adalah:

1. Profil puncak ambang pelimpah
2. Kemiringan bagian hilir setelah lengkung profil pelimpah
3. Pengaruh kedalaman bagian hulu

Semakin rendah air di atas ambang, koefisien “ C ” akan berkurang (gambar 2.18)



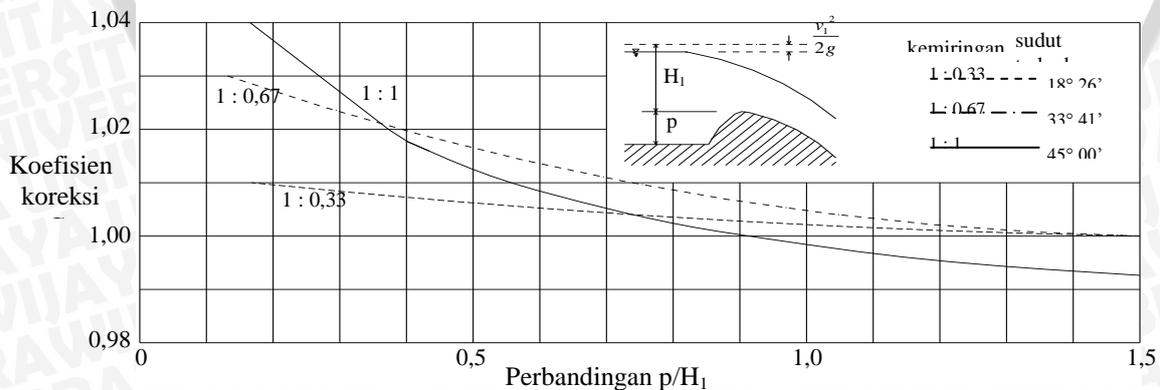
Gambar 2.18 Koefisien debit C untuk hulu vertikal (Varsney)

4. Kemiringan bagian hulu ambang

Kemiringan dinding ambang bagian hulu akan menyebabkan hal sebagai berikut:

- Pada perbandingan P/H_1 kecil, koefisien debit bertambah.
- Pada perbandingan P/H_2 besar, koefisien debit berkurang.
- Koefisien debit pada pelimpah miring dapat dicari dengan grafik pada gambar

2.19.



Gambar 2.19 Koefisien debit untuk tembok hulu miring

5. Pengaruh tinggi tekan dibanding dengan tinggi tekan rencana

Variasi koefisien pengaliran yang berhubungan dengan besarnya H_e/H_d , yang mana H_e adalah tinggi tekan sebenarnya dan H_d adalah tinggi tekan rencana.

6. Pengaruh kemiringan hilir ambang.
7. Pengaruh kondisi aliran di belakang ambang

Jika aliran di belakang ambang cukup tinggi, maka akan mempengaruhi debit yang masuk ambang, dan disebut dengan aliran tenggelam. Kondisi ini sangat jarang atau hampir tidak pernah untuk aliran pelimpah, dan hanya mungkin pada kontruksi bendung. Agar aliran di hilir pelimpah tidak mempengaruhi harga “C”, maka $\frac{d+h_d}{H_d} \geq 1,7$, hal ini ditetapkan berdasar grafik pada gambar 2.22, berarti bagian hilir pelimpah terjadi aliran bebas (tidak tenggelam).

Koefisien debit dapat juga ditentukan berdasarkan rumus empiris *Iwasaki*. Rumus ini hanya berlaku untuk tipe standar dan dinding hulu ambang tegak.

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \quad (2-45)$$

$$C = 1,60 \frac{1+2a \left(\frac{h}{H_d} \right)}{1+a \left(\frac{h}{H_d} \right)} \quad (2-46)$$

yang mana:

- C = koefisien limpahan untuk semua tinggi tekan
- C_d = koefisien limpahan untuk tinggi tekan rencana
- h = tinggi air di atas mercu ambang
- H_d = tinggi tekan rencana di atas mercu ambang
- P = tinggi ambang
- a = konstanta (diperoleh pada saat $h = H_d$, yang berarti $C = C_d$)

c. Lebar efektif ambang (B)

Pada saat terjadi limpahan air yang melintasi mercu ambang akan terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping maupun pada pilar-pilarnya.

Debit air yang melewati mercu ambang didasarkan pada lebar efektifnya. Besarnya perbandingan antara B_{eff} dan B dipengaruhi oleh bentuk pilar bagian hulu, tembok tepi dan kedalaman air. (Civil Engineering Department US Army):

$$B_{eff} = B - 2(N.K_p + K_a)H \quad (2-47)$$

Koefisien kontraksi pilar ditentukan sebagai berikut:

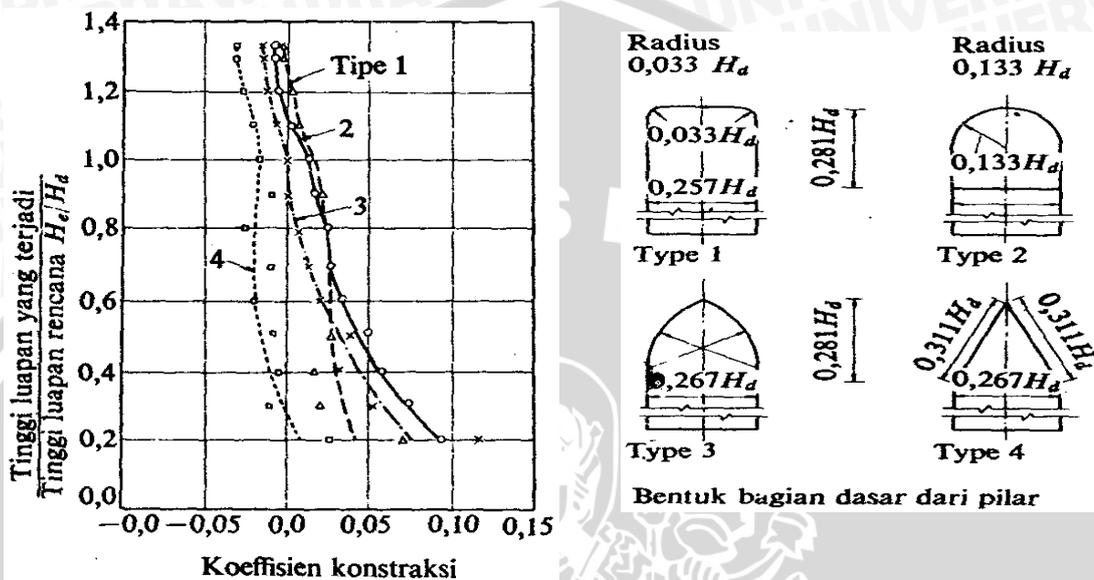
- pilar dengan bentuk depan persegi 0,02
- pilar dengan bentuk depan bulat 0,01

- pilar dengan bentuk depan runcing 0,01

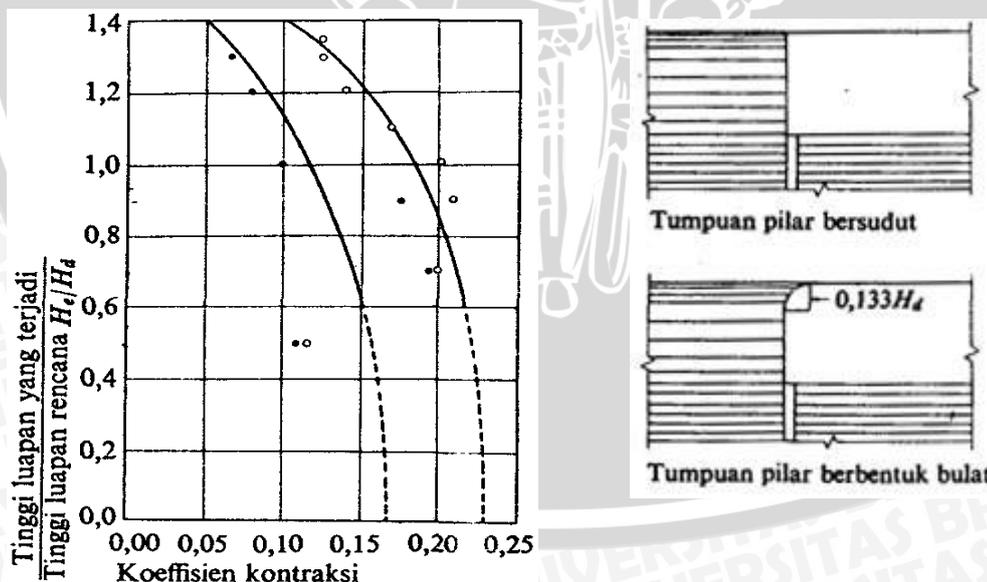
Koefisien kontraksi tembok tepi sebagai berikut:

- tembok tepi bersudut runcing 0,2
- tembok tepi bersudut bulat/tumpul 0,1

Atau dengan grafik pada gambar 2.20 untuk koefisien kontraksi pilar dan 2.21 untuk kontraksi tembok tepi.



Gambar 2.20 Koefisien kontraksi pilar
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:183)



Gambar 2.21 Koefisien kontraksi pilar sesuai dengan bentuk tumpuannya
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:184)

2.3.2 Pelimpah Samping (Side Spillway)

Suatu bangunan pelimpah yang salurannya, berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di udiknya disebut bangunan pelimpah samping (*side channel spillway*). Alternatif pelimpah ini dibuat bila sepanjang As bendungan yang lurus tidak didapatkan pondasi dengan daya dukung yang baik, sedang tebing mempunyai pondasi yang yang memenuhi syarat, sehingga As dibelokkan. Berhubung ambang pelimpah menyamping, maka biasanya saluran pengatur alirannya disebut saluran pengatur aliran type pelimpah samping (*regulating part of sideward over flow type*) dilengkapi dengan suatu bendung pengatur. Pelimpah bisa berupa pelimpah bebas atau pelimpah berpintu.

Aliran yang melintasi bangunan pelimpah samping tersebut, seolah-olah terbagi menjadi dua tingkatan dengan dua buah peredam energi, yaitu yang pertama terletak pada bagian akhir saluran pengatur yang disebut saluran samping (*side ditch*) dan yang kedua adalah peredam energi di bagian akhir dari bangunan pelimpah tersebut.

(a). Bentuk Penampang Pelimpah

Pelimpah samping biasanya dengan penampang berbentuk trapesium mempunyai kemiringan sisinya (Z_1) sekitar 0,7. Akan tetapi harus diingat bahwa tinggi jatuhnya berkas aliran air dari bendung ke dalam saluran samping semakin tidak seragam, yang mengakibatkan semakin besar gaya-gaya hidrodinamis yang timbul di dalam aliran tersebut, sehingga perlu diperhatikan kekuatan batuan di mana bangunan pelimpah tersebut akan dibangun. Apabila dasar dari calon bangunan pelimpah terdiri dari batuan yang kukuh, maka dapat diterapkan untuk $Z_1 = 0,5$.

Didasarkan pada pertimbangan stabilitas serta untuk lebih memudahkan pelaksanaan konstruksinya, maka disarankan agar lebar satuan dasar saluran samping diambil sekecil mungkin. Dengan lebar dasar yang sempit, maka volume penggalian akan berkurang dan akan mempunyai efek peredaman energi yang tinggi.

(b). Perhitungan-perhitungan hidrolika untuk saluran samping pada bangunan pelimpah samping

Rumus dasar dari J. Hinds, adalah sebagai berikut:

$$Q_x = q \cdot x \quad (2-48)$$

$$v = a \cdot x^n \quad (2-49)$$

$$y = \frac{n+1}{n} h_v \quad (2-50)$$

dimana:

Q_x = debit pada titik x (m^3/dtk),

q = debit per unit lebar yang melintasi bendung pengatur (m^3/dtk),

x = jarak antara tepi udik bendung dengan suatu titik pada mercu bendung tersebut (m),

v = kecepatan rata-rata aliran air di dalam saluran samping pada suatu titik tertentu (m/dtk),

a = koefisien yang berhubungan dengan kecepatan aliran air di dalam saluran samping,

n = eksponen untuk kecepatan aliran air di dalam saluran samping (antara 0,4 s/d 0,8),

y = perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air di dalam saluran samping pada bidang A_x yang melalui tersebut di atas,

h_v = tinggi tekanan kecepatan aliran ($h_v = v^2/2g$)

Pemilihan kombinasi yang sesuai untuk angka koefisien a dan n . Angka “ a ” dan “ n ” pada rumus (2-51) supaya dicari dalam kombinasi sedemikian rupa, sehingga di satu pihak biaya konstruksi saluran samping ekonomis, sedang di lain pihak agar mempunyai bentuk hidrolis yang menguntungkan. Angka “ a ” dan “ n ” yang paling menguntungkan tersebut dapat diperoleh dengan beberapa metode.

Tabel 2.12 Tabel perhitungan untuk menentukan perbandingan dari kombinasi a dan n .

Potongan melintang dari bagian hulu. $x = 2,5$ m $Q = 5,0$ m ³ /dt							Potongan melintang dari ujung saluran samping $x = 2,5$ m $Q = 5,0$ m ³ /dt					Harga yg tepat untuk biaya konstruksi	Catatan	
n	a	v	A	D	y	D_1	v	A	D	y	D_2			$2D$
0,4	0,5	0,72	6,90	1,72	0,09	1,81	1,81	27,60	4,73	0,59	5,32	10,64	12,45	$b = 3,0$ m, $z_1 = 0,7$, $z_2 = 0,5$, v dan y didapat
0,4	0,6	0,87	5,75	1,48	0,14	1,62	2,18	22,93	4,17	0,86	5,03	10,06	11,68	
0,4	0,7	1,02	4,90	1,30	0,19	1,49	2,55	19,61	3,74	1,17	4,91	9,82	11,31	
0,4	0,8	1,17	4,27	1,16	0,25	1,41	2,90	17,24	3,42	1,51	4,93	9,86	11,27	
0,4	0,9	1,30	3,84	1,06	0,31	1,37	3,27	15,29	3,13	1,82	4,95	9,40	11,27	
0,6	0,3	0,52	9,61	2,22	0,04	2,26	2,07	24,15	4,32	0,58	4,90	9,80	12,06	d didapat dari perhitungan lain. Pada Contoh ini dengan pertimbangan seluruh biaya konstruksi, dari saluran samping (ditch) didapat dari D_1+2D_2 ,
0,6	0,4	0,69	7,25	1,78	0,07	1,85	2,76	18,11	3,54	1,04	4,58	9,16	11,01	
0,6	0,46	0,80	6,25	1,58	0,09	1,57	3,18	15,72	3,19	1,37	4,56	9,12	10,69	
0,6	0,5	0,87	5,75	1,48	0,10	1,58	3,47	14,41	3,00	1,62	4,62	9,24	10,82	
0,6	0,6	1,04	4,81	1,28	0,15	1,43	4,16	12,01	2,63	2,32	4,95	9,90	11,32	
0,6	0,7	1,22	4,10	1,12	0,20	1,32	4,83	13,05	2,35	3,20	5,52	11,10	12,43	

Sumber : Sosrodarsono, 1977 : 194

Dibawah ini diperkenalkan 3 (tiga) metode yang lazim digunakan sebagai berikut:

i) Metode pertama

Dengan cara penentuan beberapa harga “ a ” dan “ n ” secara sembarangan (sistem coba-banding). Berdasarkan angka yang telah diambil langsung dihitung volume konstruksi secara kasar dan kemudian dilakukan perbandingan seperti yang tertera pada tabel 2.11. Walaupun perhitungan ini pada hakekatnya hanya didasarkan pada volume konstruksi, akan tetapi angka-angka “ a ” dan “ n ” yang paling cocok tersebut harus disesuaikan dengan peninjauan ditempat pelimpah samping didirikan.

Tabel 2.11 dibuat berdasarkan data-data bangunan pelimpah sebagai berikut:

$$q = 2,0 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

$$\text{Panjang bendung} = 25 \text{ m}$$

$$b = 3,0 \text{ m}$$

$$Z_1 = 0,7 \text{ dan } Z_2 = 0,5$$

Selanjutnya diketahui pula, bahwa $D = d + y$ baik untuk ujung udik maupun ujung hilir dari saluran samping. Besarnya pembiayaan dari kolam penampung dinyatakan sebagai

$$D_1 + 2D_2$$

Dan berdasarkan data-data tersebut di atas serta kombinasi-kombinasi antara angka “ a ” dan “ n ” dilakukan perbandingan-perbandingan. Sedangkan harga v dan y di dalam tabel tersebut diperoleh ndari perhitungan. Selanjutnya harga d diperoleh dengan rumus hubungan antara luas penampang basah saluran samping A dengan d sebagai berikut:

$$A = \frac{(z_1 + z_2) d + b}{2} \times d \quad (2-51)$$

$$(z_1 + z_2) d^2 + 2bd - 2A = 0 \quad (2-52)$$

Dengan demikian:

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(z_1 + z_2) A}}{z_1 + z_2} = \frac{-3 + \sqrt{9 + 2,44}}{1,2} \quad (2-53)$$

ii) Metode kedua

Andaikan kecepatan aliran air di dalam saluran samping dapat dihubungkan secara langsung dengan rumus: $v = ax^n$, maka kedalaman air dalam saluran tersebut disesuaikan dengan bentuk yang yang diandaikan, dengan demikian harga Q dan n , mungkin mempunyai persesuaian dengan rumus berikut:

$$\frac{A^3}{T} = \frac{n+1}{n} \cdot \frac{Q^2}{g} \quad (2-54)$$

dimana:

A = penampang basah saluran samping

T = lebar permukaan air

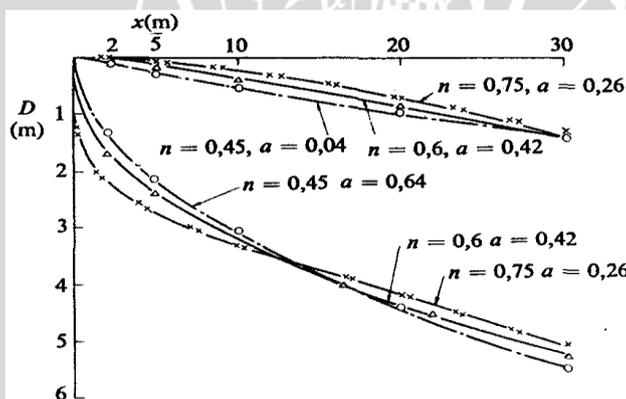
Q = debit

n = eksponen untuk kecepatan aliran

Perhitungan dilakukan sistem coba-banding, hingga akhirnya dapat diperoleh angka A , Q , kedalaman air, angka n , dari perhitungan tersebut di atas, maka angka “ a ” akan didapat dengan mudah.

Bentuk penampang lintang saluran samping mula-mula ditentukan secara kasar di lapangan tempat kedudukan calon saluran tersebut dan kemudian dengan menggunakan angka-angka “ a ” dan “ n ” yang sudah diperoleh dari perhitungan-perhitungan, maka dapat digambarkan beberapa penampang lintang saluran samping, seperti yang tertera pada gambar 2.25.

Kemudian pemilihan kombinasi dari angka “ a ” dan “ n ” yang paling menguntungkan dapat dilakukan dengan membandingkan volume pekerjaan untuk pembuatan saluran samping tersebut.



Gambar 2.22 Grafik Hubungan a dan n
(sumber: Sosrodarsono, 1977: 196)

iii) Metode ketiga

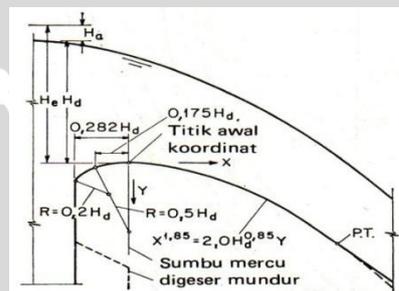
Besarnya biaya konstruksi suatu bangunan pelimpah tergantung dari besarnya volume galian yang harus dilaksanakan pada saluran peluncurnya. Sedang pemilihan kombinasi angka “ a ” dan “ n ”, hanya ditujukan untuk pemilihan bentuk penampang lintang dari ujung hilir saluran samping. Selanjutnya dengan rumus (2-52) untuk ujung hilir saluran samping, maka berbagai bentuk penampang lintangnya yang

didasarkan pada berbagai harga “ n ” dapat digambarkan dan dengan demikian akan didapatkan angka “ n ” yang paling menguntungkan dan demikian angka “ a ” sebagai kombinasi untuk “ n ” mudah diperoleh.

2.3.3 Perencanaan Profil Pelimpah

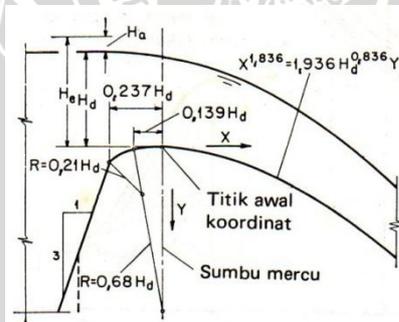
Ada banyak tipe profil pelimpah Ogee modifikasi, tipe standar biasanya ditetapkan berdasarkan aliran di atas ambang rencana. Cara pembentukan tipe Ogee ini disebut metode US ARMY. As ambang pelimpah tepat pada puncak ambang. Satu cara lagi disebut metode USBR.

1. Tipe I (Tipe tegak)



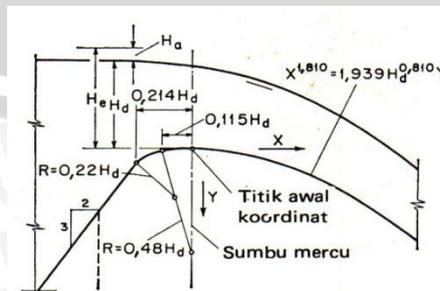
Gambar 2.23 Profil ambang tegak
(sumber: Chow, 1985: 361)

2. Tipe II (Hulu miring 3:1)



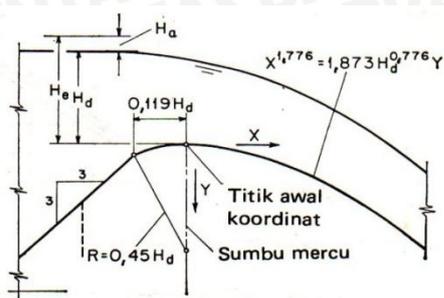
Gambar 2.24 Profil ambang pelimpah tipe I
(sumber: Chow, 1985: 361)

3. Tipe III (Hulu miring 3:2)



Gambar 2.25 Profil ambang pelimpah tipe II
(sumber: Chow, 1985: 361)

4. Tipe IV (Hulu miring 3:3)



Gambar 2.26 Profil ambang pelimpah tipe III
(sumber: Chow, 1985: 361)

Tipe depan miring sesuai untuk head yang rendah, bentuk seperti ini akan menambah gaya vertikal, sehingga dapat menambah stabilitas konstruksi.

Berdasarkan metode *The United State Army Corps of Engineers* telah menyusun beberapa bentuk baku pelimpah di *Waterways Experiment Station (WES)*, dinyatakan berdasarkan lengkung Harrold (Chow, 1989: 330):

$$X^n = K H_d^{n-1} Y \quad (2-55)$$

dengan:

- X, Y = koordinat profil mercu dengan titik awal pada titik tertinggi mercu,
 H_d = tinggi tekan rancangan tanpa tinggi kecepatan dari aliran yang masuk,
 K, n = parameter yang tergantung pada kemiringan muka pelimpah bagian hulu.

Tabel 2.13 Nilai K dan n

Kemiringan muka hulu	K	N
Tegak lurus	2,000	1,850
3 : 1	1,936	1,836
3 : 2	1,939	1,810
3 : 3	1,873	1,776

(Sumber: Chow, 1985: 330)

Dari profil lengkung Harrold, bagian hilir pelimpah dirubah profilnya menjadi garis lurus dengan kemiringan 1 : 1 atau 1 : 0,8 atau berapa saja asal tidak terjadi banyak pembulatan angka.

Pertemuan lengkung Harrold dan garis lurus tersebut harus merupakan garis/bidang singgung sehingga tidak menyebabkan adanya cekungan yang menyebabkan terjadi rongga udara. Rongga udara tersebut akan menyebabkan bahaya kavitasi.

Profil depan dapat ditetapkan dengan persamaan *US Army* sebagai berikut:

$$y = 0,724 \frac{(x+0,270H_d)^{1,85}}{H_d^{0,85}} + 0,126H_d - 0,4315H_d^{0,375} (x + 0,270H_d)^{0,625} \quad (2-56)$$

Sambungan lengkung Harrold dan garis lereng hulu bendung harus merupakan garis singgung. Titik singgung berkoordinat:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1,85x^{0,85}}{2H_d^{0,85}} = 1 : m \quad (2-57)$$

Yang mana, *m* adalah kemiringan lereng hulu bendung.

Tekanan di atas ambang, untuk pelimpah dengan tinggi tekan sedang, dan tekanan negatif yang diijinkan sekitar - 1,5 m. Sedangkan untuk pelimpah dengan tinggi tekan besar, U.S.B.R. menetapkan tekanan negatif yang diijinkan - 4.8 m. Tekanan negatif perlu diwaspadai karena menyebabkan beberapa hal yang kurang menguntungkan, diantaranya:

- menambah momen guling
- menambah gaya akibat beban berguna pada pintu
- mengurangi kapasitas peralatan yang dikontrol secara otomatis
- menimbulkan getaran pada seluruh konstruksi
- menimbulkan getaran pada lapisan selimut yang menyebabkan retaknya bangunan

2.3.4 Saluran Transisi

Saluran transisi pada bangunan pelimpah diperlukan untuk menghubungkan perubahan penampang dari ukuran dimensi yang lebih besar ke ukuran yang lebih kecil pada ruas hilir profil pelimpah sampai ke suatu potongan sebelum menuju ke saluran peluncur. Sedangkan secara lebih rinci umumnya perlu dibuat apabila:

1. Ada perbedaan lebar antara ambang dan peluncur (ambang selalu \geq saluran peluncur)
2. Ada perbedaan bentuk antara penampang ambang dan peluncur. Ambang berbentuk trapesium dan peluncur berbentuk segi empat.
3. Menenangkan aliran yang mempunyai turbulensi tinggi (contoh: side channel spillway)
4. Membuat kontrol hidraulis

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan memberi kondisi yang paling menguntungkan, baik pada aliran di dalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur, dimana

pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur diharapkan terjadi aliran kritis, karena pada potongan ini merupakan titik kontrol sebagai awal perhitungan kedalaman secara hidraulik.

Sesudah bentuk saluran transisi diperoleh dengan debit banjir rencana sebagai dasarnya, kemudian saluran transisi tersebut supaya diuji kemampuannya untuk menampung debit banjir abnormal.

a. Bentuk saluran transisi penyempitan

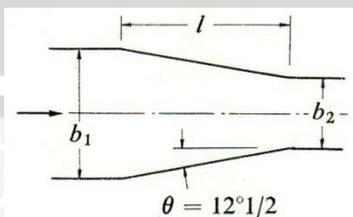
Mengingat saluran transisi ini sangat besar pengaruhnya terhadap resim aliran di dalam saluran peluncur dan berfungsi pula sebagai pengatur aliran pada debit-debit banjir abnormal, maka bentuk saluran ini harus direncanakan dengan sangat hati-hati.

Untuk menghindari aliran-aliran yang helisoidal di dalam saluran ini, maka perlu diusahakan agar bentuknya sesimetris mungkin, terutama pada penampang lintang dan tampak atasnya.

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pada pengujian-pengujian model test hidrolika di laboratorium.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^{\circ}30'$ terhadap sumbu saluran peluncur (gambar 2.27)

Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, kadang-kadang memaksakan pembuatan dinding saluran yang melebihi sudut inklinasi tersebut. Dalam kondisi yang demikian, maka pengujian-pengujian dengan model test hidrolika sangat membantu, agar dapat diperoleh bentuk yang paling sesuai dalam berbagai variasi debit yang akan melintasi bangunan pelimpah.



Gambar 2.27 Skema untuk bentuk bagian transisi saluran pengarah bangunan pelimpah (sumber: Sosrodarsono, 1977: 203)

b. Rencana teknis hidraulik (*hydraulic design*) saluran transisi penyempitan

Seperti halnya penentuan bentuk penampang-penampang lintang saluran transisi, maka ditinjau dari segi kapasitasnya penentuan bentuk penampang memanjangnyapun tidak kalah pentingnya dan untuk ini dapat dilakukan dengan perhitungan-perhitungan hidrolika yang biasanya dilakukan dengan rumus Bernoulli, sebagai berikut:

- 1) Apabila di ujung hulu saluran transisi terjadi aliran sub-kritis dan di ujung hilir terjadi aliran kritis.

Setelah diperoleh bentuk tampak atas dan tampak samping saluran transisi seperti yang telah diuraikan terdahulu, maka garis dasar saluran (kemiringan dasar saluran) ini dapat diperoleh seperti gambar 2.28 berikut ini:

$$(\text{Elevasi dasar ambang hulu}) + d_e + \frac{v_e^2}{2g} = (\text{Elevasi dasar ambang hilir}) + d_c + \frac{v_c^2}{2g} + \frac{K(v_e^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \quad (2-58)$$

Dengan:

d_e = kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi.

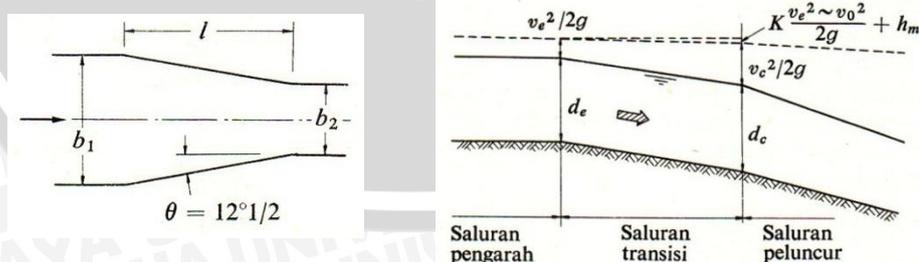
v_e = kecepatan aliran masuk ke dalam saluran transisi.

d_c = kedalaman kritis pada ujung hilir saluran transisi.

v_c = kecepatan aliran kritis pada ujung hilir saluran transisi.

K = koefisien kehilangan tinggi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi (0,1 – 0,2).

h_m = kehilangan tinggi total tekanan yang disebabkan oleh gesekan dan lain-lain.



Gambar 2.28 Skema aliran dalam kondisi terjadinya aliran kritis di ujung hilir saluran transisi

(sumber: Sosrodarsono, 1977: 205)

- 2) Apabila di ujung hulu dan di ujung hilir saluran transisi terjadi aliran kritis. Pada hakekatnya aliran kritis mempunyai sifat yang tidak stabil, sehingga debitnyapun tidak stabil pula dan selain itu menimbulkan beban hidrodinamika yang cukup besar, karenanya aliran kritis sebaiknya dihindarkan, terutama pada saluran transisi yang panjang. Akan tetapi pada saluran transisi yang relatif pendek dibandingkan dengan seluruh panjang bangunan pelimpah, lebih-lebih pada bangunan pelimpah yang akan dilintasi oleh debit yang besar, maka akan lebih efektif apabila seluruh panjang saluran transisi dilalui oleh aliran kritis dan kemudian melimpah ke dalam saluran peluncur dalam keadaan kritis pula. Dalam keadaan demikian itu, maka elevasi dasar ambang hilir saluran transisi (gambar 2.29) dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$(\text{Elevasi dasar ambang hulu}) + d_{c1} + \frac{v_{c1}^2}{2g} = (\text{Elevasi dasar ambang hilir}) + d_{c2} + \frac{v_{c2}^2}{2g} + \frac{K(v_{c1}^2 - v_{c2}^2)}{2g} + h_m \quad (2-59)$$

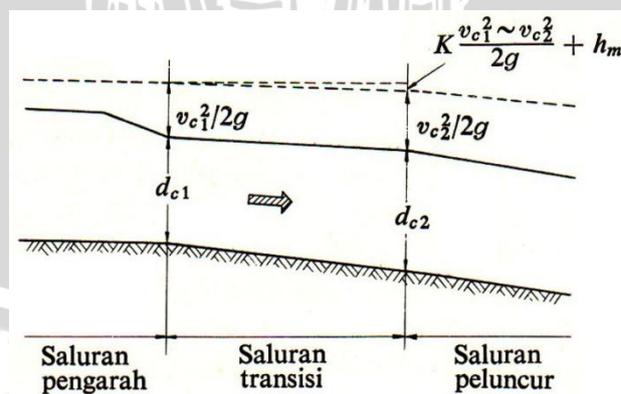
Dengan:

d_c = kedalaman aliran kritis.

v_c = kecepatan aliran kritis.

h_m = kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh gesekan lain-lain.

Tanda-tanda angka 1 dan 2 pada rumus berturut-turut menunjukkan lokasi ujung udik dan ujung hilir dari saluran transisi.



Gambar 2.29 Skema aliran dalam kondisi terjadinya aliran kritis di ujung hulu dan hilir saluran transisi (sumber: Sosrodarsono, 1977: 205)

3) Kondisi-kondisi aliran lainnya mungkin terjadi dalam saluran transisi. Selain kedua kondisi yang telah diuraikan di atas, maka masih terdapat kondisi-kondisi lainnya yang tidak kalah pentingnya, yaitu:

- i. Dalam kondisi dimana aliran sub-kritis yang melalui ambang hilir saluran transisi, masih dilanjutkan sampai pada jangkauan tertentu dalam saluran peluncur (dengan kode kondisi -1).
- ii. Dalam kondisi dimana aliran super kritis melintasi seluruh panjang saluran transisi (dengan kode kondisi -2).
- iii. Dalam kondisi dimana aliran super kritis melintasi seluruh panjang saluran transisi, akan tetapi mulai melimpah ke dalam saluran peluncur dengan kondisi aliran sub-kritis (dengan kode kondisi -3).

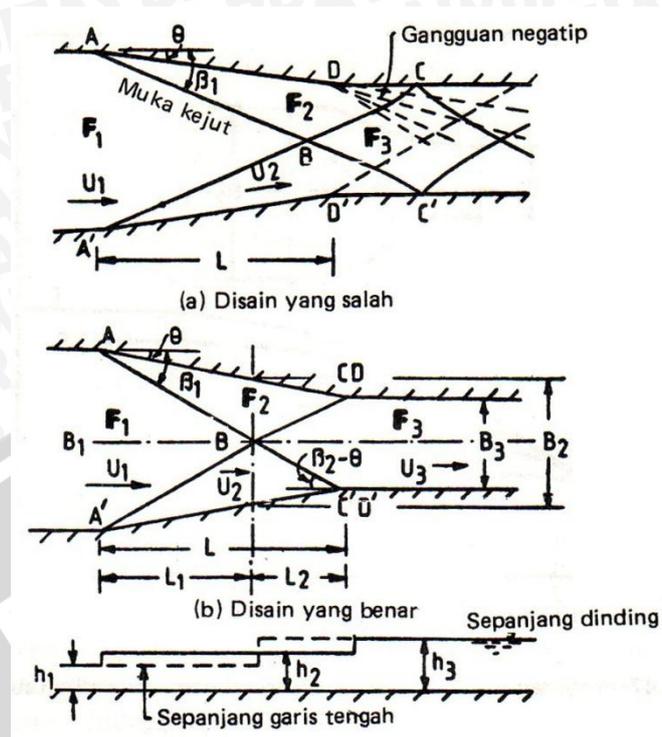
Lazimnya, untuk merencanakan saluran transisi, selain kondisi-kondisi yang telah diuraikan pada point-point 1) dan 2) di atas, maka dipertimbangkan juga kemungkinan terjadinya kondisi -1) tersebut di atas.

Selanjutnya pada kondisi -2) biasanya alirannya sangat tidak stabil, sedang pada kondisi -3) biasanya di sepanjang saluran tersebut terjadi loncatan-loncatan hidraulis pada ujung hilir saluran transisi serta kontrol hidraulisnya menjadi tidak teratur.

Dalam kondisi -1) maka sepanjang bagian yang dilintasi aliran oleh aliran sub-kritis, termasuk bagian hulu saluran peluncur dapat dianggap sebagai saluran transisi. Untuk memperoleh kapasitasnya dihitung dengan rumus pengaliran tak seragam (*nonuniform flow*), yang dimulai dari titik kontrol tersebut ke arah hulu.

c. Dasar perencanaan panjang saluran transisi penyempitan

Dasar pemikiran dalam merencanakan panjang saluran transisi penyempitan adalah untuk meyakinkan bahwa garis gangguan positif ABC' dan $A'BC$ bertemu dengan dinding pada D dan D' seperti ditunjukkan pada gambar 2.30b. Gangguan positif diperoleh disebabkan oleh penurunan pada C dan C' meniadakan gangguan negatif yang berasal dari D dan D' sebagai akibat alami dari dinding cembung. Sehingga, disain yang demikian menghasilkan saluran hilir tenang.



Gambar 2.30 Susunan gelombang dalam kontraksi dinding lurus
(sumber: Ranga Raju, 1986: 285)

Desain transisi dinding lurus dapat dilakukan dengan menggunakan sistem coba-coba dan cara-cara berikut ini (Raju R., 1986: 284):

- i. Karena $B_1 h_1 U_1 = B_3 h_3 U_3 = Q$, kita dapat menulis

$$B_1/B_3 = (h_3/h_1)^{3/2} F_3/F_1 \quad (2-60)$$

Asumsikan harga tertentu dari h_3/h_1 dan B_3 dan setelah itu, hitung F_3 dari persamaan (2-60). Harga F_3 ini harus lebih besar daripada satu (aliran super kritis).

- ii. Asumsikan harga tertentu dari θ dan hitung h_2/h_1 dan F_2 untuk F_1 yang, diketahui dari persamaan:

$$H_1 = \frac{v^2}{2g} = \frac{3}{2} h_c \quad (2-61)$$

- iii. Karena kedua gelombang di hilir AB dan AB' adalah simetris sehubungan dengan garis tengah, kedua gelombang tersebut juga akan diturunkan oleh sudut B . Dengan harga B di atas, baca F_3 , β_2 dan h_3/h_2 dari gambar 2.30 untuk harga F_2 yang dihitung di dalam tahapan terdahulu. Setelah itu, hitung h_3/h_1 sebagai perkalian h_2/h_1 dan h_3/h_2 .

- iv. Juga hitung β_2 dan setelah itu letakkan titik C dan C' .

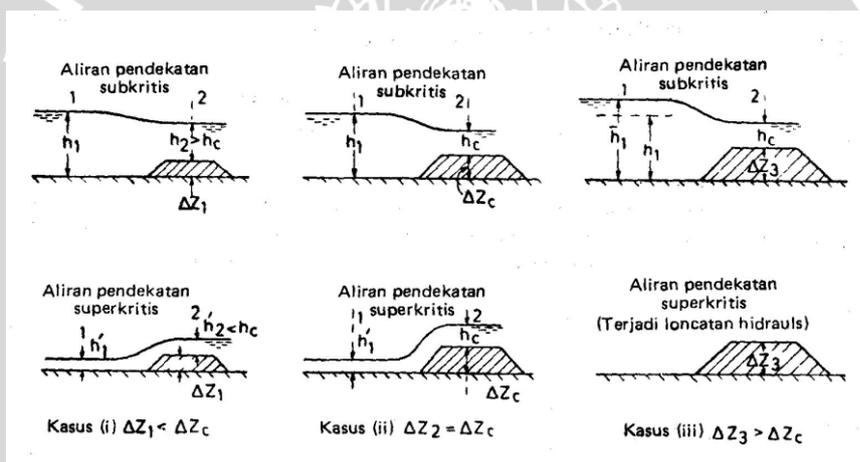
- v. Sejumlah sistem coba-coba dengan harga B dan h_3/h_1 yang berbeda-beda diperlukan untuk meyakinkan bahwa C dan D (dan juga C' dan D') serupa dan harga h_3/h_1 dipilih secara bertahap (i) adalah sama dengan yang diperoleh secara bertahap (iii). Selanjutnya, panjang saluran transisi dinyatakan sebagai:

$$L = \frac{B_1 - B_3}{2 \tan \theta} \quad (2-62)$$

2.3.5 Saluran Transisi Dengan Ambang

Pengaliran pada saluran transisi selain menggunakan teknik penyempitan lebar saluran dapat juga menggunakan ambang atau peninggian dasar saluran.

Saluran transisi menuju ke saluran peluncur perlu direncanakan dengan kondisi aliran yang stabil dan oleh karenanya di awal saluran peluncur ini dapat ditempuh dengan pembuatan ambang. Aliran melalui peninggian dengan cara pembuatan ambang dapat dilakukan dengan prinsip sebagaimana dalam gambar 2.31 berikut:



Gambar 2.31 Aliran melalui peninggian dasar saluran
(sumber: Ranga Raju, 1986: 135)

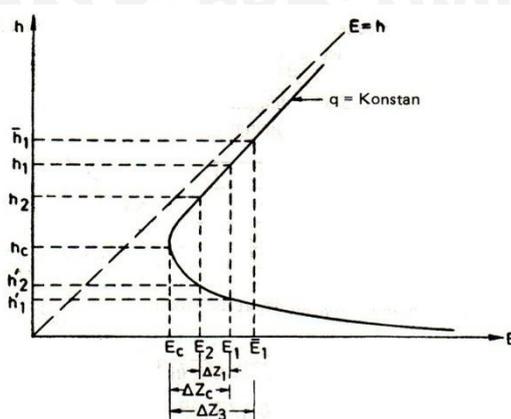
Energi spesifik untuk debit aliran persatuan lebar dapat dijelaskan dengan diagram energi spesifik dalam gambar 2.32.

Apabila naiknya ketinggian dasar adalah kecil, misalnya ΔZ_1 , keadaan itu ditunjukkan pada kasus (i). Energi pada penampang 2 dapat dihitung sebagai berikut:

$$E_2 = E_1 - \Delta Z_1 \quad (2-63)$$

Karena $E_1 = h_1 + v_1^2/2g$ dan diketahui. Kedalaman sehubungan dengan E_2 dapat dihitung dari persamaan:

$$E_2 = h + \frac{q^2}{2gh^2} \quad (2-64)$$



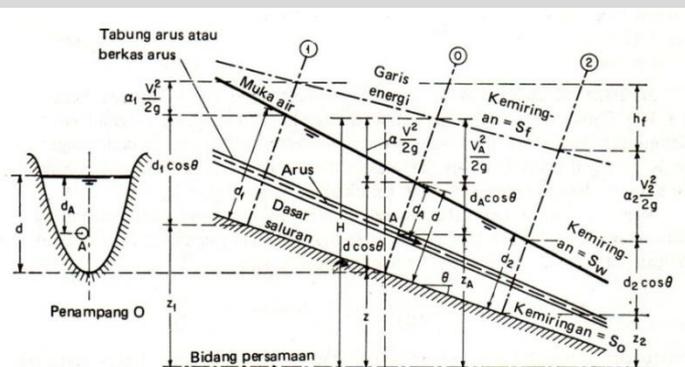
Gambar 2.32 Diagram energi spesifik untuk kasus peninggian dasar saluran (sumber: Ranga Raju, 1986: 136)

Dengan sistem coba-coba, akar h_2 yang lebih besar dari h_c adalah kedalaman aliran subkritis yang lebih kecil daripada nilai h_1 aliran di hulu, dan nilai h_2 yang lebih kecil dari h_c adalah kedalaman aliran superkritis yang lebih besar daripada nilai h_1 di hulu.

2.3.6 Saluran Peluncur

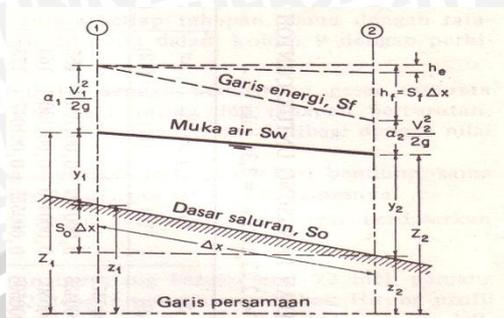
Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi atau ujung hilir ambang pelimpah (tanpa saluran transisi) sampai ke peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume beton kecil, maka alirannya harus mempunyai kecepatan tinggi. Saluran ini direncanakan dengan aliran super kritis, dengan $F > 1$, namun $F < 9$.

Profil muka air pada saluran peluncur gelombang alirannya sudah menurun dan relatif berkurang dibanding pada bagian saluran transisi. Rumus pengaliran hidrolika pada saluran transisi dan saluran peluncur secara teori dapat dihitung dengan pendekatan rumus kekekalan energi antara dua pias, yaitu dengan pendekatan Hukum Bernoulli yang secara skematik dapat dijelaskan dalam gambar 2.34 berikut:



Gambar 2.33 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur (sumber: Chow, 1985: 39)

Atau dalam bentuk yang disederhanakan dengan $y_1 = d_1 \cos \theta$ dan $y_2 = d_2 \cos \theta$ maka penjelasannya dapat dilihat dalam gambar 2.35 berikut:



Gambar 2.34 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur yang disederhanakan (sumber: Chow, 1985: 261)

Persamaan kekekalan energi pada pias penampang saluran transisi dan peluncur adalah sebagai berikut:

$$Z_1 = S_0 \cdot \Delta x + y_1 + Z_2 \quad (2-68)$$

$$Z_2 = y_2 + z_2 \quad (2-69)$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah:

$$h_f = S_f \cdot \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \quad (2-70)$$

$$S_f = \left[\frac{n \cdot V_{rata}}{R_{rata}^{2/3}} \right]^2 \quad (2-71)$$

dengan kemiringan gesekan S_f diambil sebagai kemiringan rata-rata pada kedua ujung penampang atau \bar{S}_f

Maka persamaan di atas dapat ditulis:

$$Z_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = Z_1 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (2-72)$$

Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan saluran peluncur antara lain:

- Denah selurus mungkin. Jika bentuk lengkung tidak bisa dihindarkan, maka harus dibuat lengkung dengan jari-jari "R" cukup besar. Biasanya aliran helisoidal terjadi pada saluran peluncur yang melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang curam, dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidraulik maka gelombang ini akan menjalar masuk ke dalam peredam energi dan fungsi peredam energi akan terganggu.
- Penampang lintang sebaiknya dibuat bentuk segi empat.
- Kemiringan dasar saluran dibuat landai bagian atas dan semakin ke hilir semakin curam, sehingga kecepatan aliran dipercepat secara berangsur-angsur, dan

membentuk garis lengkung sedemikian rupa, sehingga berkas aliran super kritis yang melintasi saluran tidak terangkat dari bidang dasar. Terangkatnya aliran mungkin juga disebabkan bilangan Froude terlalu besar $F > 9$. Hal ini akan menimbulkan bahaya kavitasi yang akan menghancurkan permukaan dasar saluran, sedang getaran-getaran yang timbul akan memberikan efek negatif bagi stabilitas saluran.

2.3.7 Kavitasi

Pengertian kavitasi adalah bila suatu cairan masuk ke dalam suatu daerah yang tekanannya adalah sama dengan tekanan uap pada temperatur tersebut, yang merupakan titik awal terjadinya kavitasi.

Apabila gelembung-gelembung udara terbawa ke daerah yang bertekanan lebih tinggi, gelembung-gelembung udara tiba-tiba pecah dan sekitar cairan tersebut akan mengalir dengan cepat mengisi rongga-rongga yang terjadi karena pecahnya gelembung udara. Kekuatan dorong yang terjadi akibat keadaan tersebut pada umumnya berakibat pada tekanan setempat yang sangat tinggi menyebabkan permukaan yang padat dimana kejadian tersebut berlangsung berlubang dan rusak. Gejala tersebut dikenal dengan kavitasi (Dake, 1983: 196).

Pengaruh kavitasi yang paling menonjol adalah di daerah kecepatan setempat yang tinggi, menurut persamaan Bernoulli cenderung mempunyai tekanan yang rendah. Saluran luncur yang tinggi khususnya daerah dengan lengkungan dengan jari-jari kecil mempunyai kecenderungan untuk mengalami kavitasi.

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (ambient pressure) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) disebut indeks kavitasi. Perhitungan kavitasi dengan persamaan (Roberson, Cassidy, Chaudry, 1998: 386):

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \quad (2-73)$$

$$C_p = \frac{P - P_0}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \quad (2-74)$$

Jika $P \approx P_v$, maka $\sigma_1 = -C_p$

σ = indeks kavitasi

P_0 = ambient presure (kPa) \longrightarrow 1 kPa = 1000 N/m²

= $P_a + P_g$

P_a = tekanan atmosfir (101 kPa)

P_g = tekanan setempat (kPa) = $\rho \cdot g \cdot h$

h = tinggi muka air (m)

P_v = tekanan uap (kPa)

ρ = massa jenis cairan (kg/m^3)

V_o = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

P = tekanan setempat (kPa)

σ_1 = angka batas kavitasi

Kriteria kavitasi:

- $\sigma < \sigma_1$: tidak terjadi kavitasi
- $\sigma > \sigma_1$: terjadi kavitasi

Untuk menghitung besarnya angka kavitasi, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu pada saat penelitian berlangsung. Adapun besarnya nilai massa jenis air dan tekanan uap berdasarkan suhu dapat dilihat pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14 Sifat fisik air pada tekanan atmosfer (satuan SI)

Temperatur (t)	Massa jenis (ρ)	Tekanan Uap Air (P_v)	Kekentalan Kinematis (ν)
$^{\circ}\text{C}$	Kg/m^3	kPa	$\text{m}^2/\text{dt} \cdot 10^6$
0	999,868	0,61	7,787
5	999,992	0,87	1,519
10	999,726	1,23	1,307
15	999,125	1,70	1,140
20	998,228	2,33	1,004
25	997,069	3,16	0,893
30	995,671	4,23	0,801
35	994,055	5,62	0,724
40	992,238	7,58	0,658
45	990,233	9,58	0,602
50	998,052	12,30	0,553
60	983,200	19,90	0,475
70	977,770	31,10	0,413
80	971,800	47,30	0,365
90	965,310	70,10	0,326
100	958,360	101,30	0,294

Sumber : Falvey, Henry T. 1990:4

2.3.8 Peredam Energi

Fenomena aliran yang terjadi pada saluran peluncur adalah dengan kecepatan aliran yang sangat tinggi, dengan kondisi pengaliran super kritis. Oleh karena itu sebelum aliran air dialirkan ke sungai harus diperlambat dan dirubah kondisi aliran sub-kritis, agar supaya tidak terjadi gerusan yang membahayakan geometri sungai pada bagian dasar, dan tebing sungai.

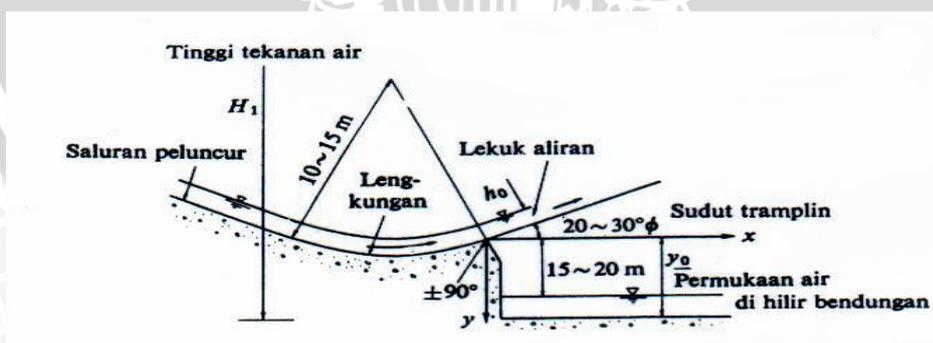
Rumus hidrolika yang digunakan sebagai dasar perencanaan peredam energi adalah berasal dari prinsip hukum kekekalan energi dengan fenomena gaya-gaya yang bekerja pada pias saluran untuk keadaan aliran yang mengalami perubahan dari super kritis menjadi aliran sub-kritis.

Peredam energi mempunyai berbagai tipe dan khusus untuk bendungan urugan biasanya digunakan tipe-tipe sebagai berikut:

1) Tipe Loncatan (*water jump style*)

Peredam energi tipe loncatan biasanya dibuat untuk sungai-sungai yang dangkal (dengan kedalaman yang kecil dibandingkan dengan kedalaman loncatan hidrolis aliran di ujung udik peredam energi). Akan tetapi tipe ini hanya cocok untuk sungai dengan dasar yang kokoh. Demikian pula biaya pembuatannya cukup rendah, tetapi efektivitas kerjanya lebih rendah dari tipe yang lain.

Penentuan posisi dan lokasi dari ujung akhir peredam energi loncatan Elevasi dari ujung akhir peredam energi loncatan biasanya dibuat 1,5 sampai dengan 2,0 m lebih tinggi dari elevasi permukaan tertinggi air sampai di hilirnya.



Gambar 2.35 Bentuk Lengkungan Peredam Pada Energi Loncatan
(sumber: Suyono, 1989: 215)

Sudut kemiringan dasar ujung hilir biasanya dibuat sekitar 20° dan cekungan di udiknya dibuat dengan radius antara 10 – 15 m, yang disesuaikan dengan jauhnya loncatan yang diharapkan. Selain itu ujung hilirnya pada titik dimana aliran air

mulai meloncat dibuat membentuk sudut 90° dengan tujuan untuk dapat meningkatkan kondisi ventilasi pada titik permulaan loncatan tersebut, karena kondisi ventilasi pada titik permulaan loncatan tersebut, karena kondisi ventilasi yang kurang baik akan menimbulkan getaran-getaran tambahan yang berarti akan menambah beban-beban hidrodinamika yang harus didukung oleh konstruksi peredam energi tersebut dan disamping itu getaran tersebut akan mengurangi efektifitas kerja peredam energi.

Pada rencana teknis detail peredam energi perlu pula diketahui perkiraan jarak loncatan air serta posisi jatuhnya kembali diatas permukaan air sungai di hilirnya dan bentuk loncatan air yang meninggalkan ujung hilir peredam energi dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut:

$$\xi = \sin 2\phi + \sqrt{\sin 2\phi + 4 \cos^2 \phi \times \eta} \quad (2-75)$$

dengan:

$$\xi = \frac{x}{H_1 - y_0} \quad (2-76)$$

$$\eta = \frac{y}{H_1 - y_0} \quad (2-77)$$

Dengan:

H_1 = total tinggi tekanan pada titik ujung hilir peredam energi

ϕ = sudut kemiringan dasar ujung hilir peredam energi

y_0 = perbedaan antara elevasi titik ujung hilir peredam energi dan elevasi permukaan air sungai

Untuk mendapatkan harga ξ yang besar, maka rumus diatas harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$\cot \phi = \sqrt{1 + \eta} \quad (2-78)$$

2) Tipe Kolam Olakan (*stilling basin type*)

Peredam energi yang secara luas digunakan sebagai dasar perencanaan umumnya adalah peredam energi tipe “kolam olakan”, yang prinsip peredaman energinya sebagian besar terjadi akibat pergesekan atau benturan di antara molekul –molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut, oleh karenanya dinamakan peredam energi tipe kolam olakan atau disingkat dengan nama kolam olakan.

- Kolam olakan datar tipe I secara teori cocok untuk keadaan sebagai berikut:

- 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60$ m)

- 2). Debit yang dialirkann kecil (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
- 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $< 4,50$
- Kolam olakan datar tipe II secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang sangat tinggi ($P_w > 60 \text{ m}$)
 - 2). Debit yang dialirkan besar (debit spesifik $q > 45 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$
- Kolam olakan datar tipe III secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
 - 2). Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$
- Kolam olakan datar tipe IV secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
 - 2). Debit yang dialirkan relatif besar (debit spesifik $q > 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $2,5 \text{ s/d } 4,50$

Rumus hidrolika struktur yang digunakan dalam perhitungan pada kolam olakan datar antara lain adalah sebagai berikut:

- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} \quad (2-79)$$

- Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konyugasi)

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \quad (2-80)$$

- Panjang kolam olakan (lihat grafik)
- Tinggi drempel (*sill*) sebagai penahan energi yang ditempatkan di akhir peredam energi:

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2 \cdot F_r^2) \sqrt{1+8F_r^2} - 1 - 5F_r^2}{1+4F_r^2 - \sqrt{1+8F_r^2}} - \left(\frac{\sqrt{g}}{C} F_r \right)^{2/3} \quad (2-81)$$

dengan:

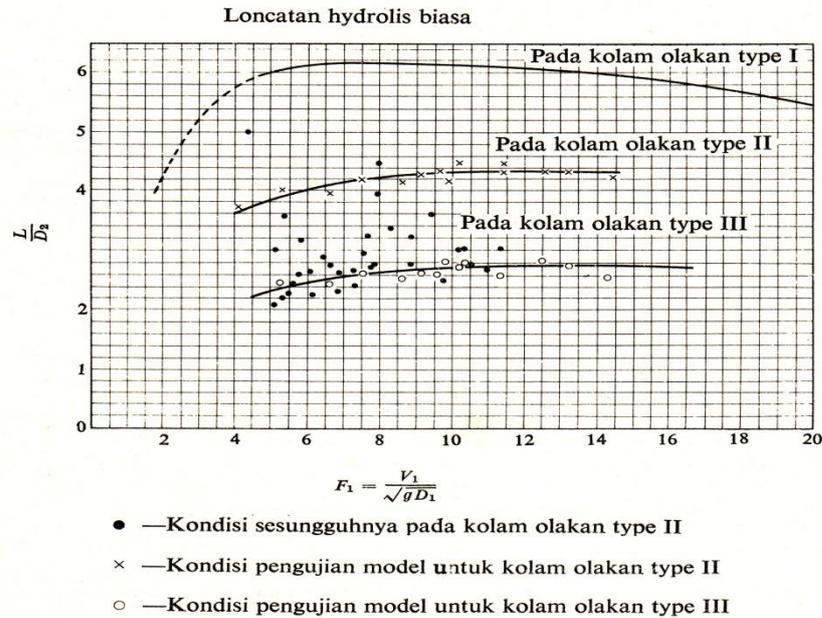
d = Tinggi drempel (m)

h_1 = Kedalaman aliran pada awal peredam energi (m)

F_r = Bilangan Froude pada awal peredam energi

g = Percepatan gravitasi bumi ($9,81 \text{ m}/\text{det}^2$)

C = Koefisien (1,40)



Gambar 2.36 Panjang Kolam olakan datar tipe I, II, III, dan IV
(Sumber: Sosrodarsono, 1977: 222)

- Kehilangan Energi dan Efektifitas Peredam Energi

Kehilangan energi pada loncatan adalah sama dengan perbedaan energi spesifik sebelum dan sesudah terjadinya loncatan. Besarnya kehilangan energi adalah:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \quad (2-82)$$

dengan:

ΔE = Kehilangan energi

E_1 = Energi spesifik sebelum loncatan

E_2 = Energi spesifik setelah loncatan

Y_1 = Kedalaman air sebelum loncatan

Y_2 = Kedalaman air setelah loncatan

Kehilangan relatif adalah besarnya rasio atau perbandingan antara kehilangan energi dengan energi spesifik sebelum loncatan ($\Delta E/E_1$).

Efektifitas peredaman adalah rasio antara energi spesifik setelah loncatan dengan sebelum loncatan di definisikan sebagai efisiensi loncatan, yang besarnya dapat di hitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{3/2} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \quad (2-83)$$

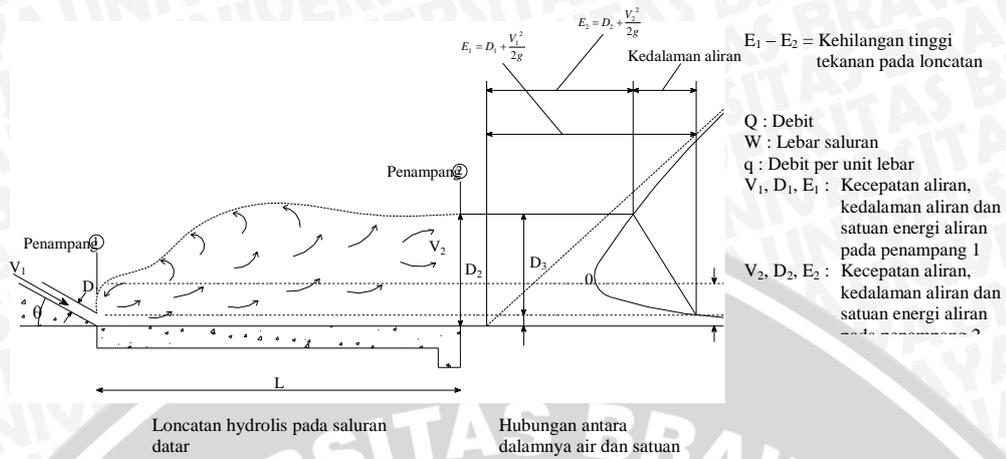
dengan:

E_1 = Energi spesifik sebelum loncatan

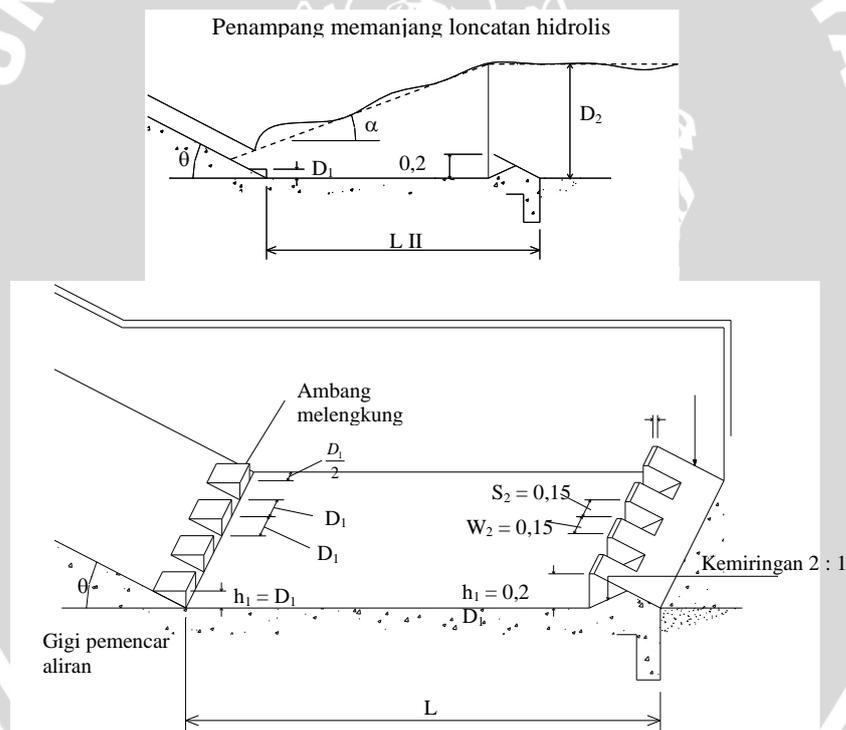
E_2 = Energi spesifik setelah loncatan

$F_1 =$ Bilangan Froude

Berikut ini adalah gambar kolam olakan datar tipe I, II, III, dan IV

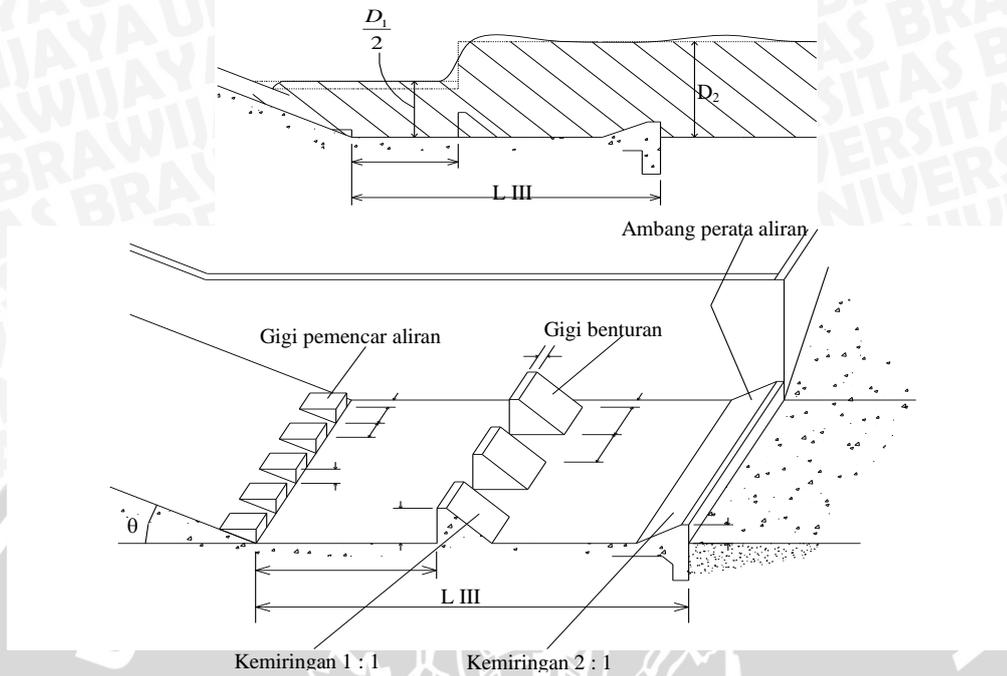


Gambar 2.37 Kolam olakan datar tipe I (sumber: Sosrodarsono, 1977: 217)

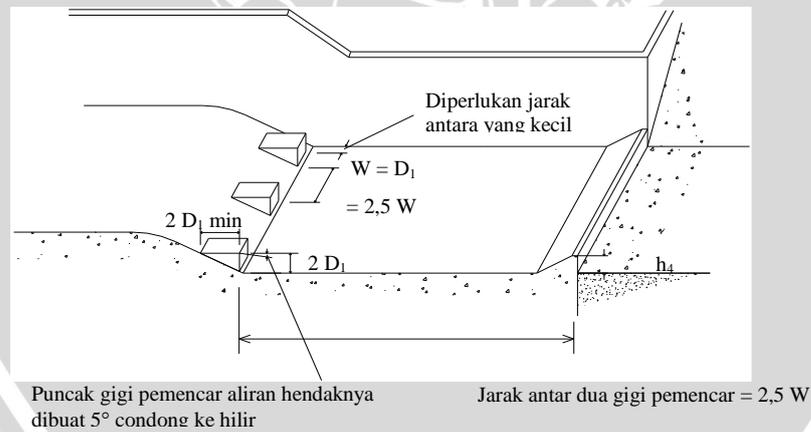


Gambar 2.38 Kolam olakan datar tipe II (sumber: Sosrodarsono, 1977: 218)

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



Gambar 2.39 Kolam olakan datar tipe III (sumber: Sosrodarsono, 1977: 218)



Gambar 2.40 Kolam olakan datar tipe IV (sumber: Sosrodarsono, 1977: 219)

Untuk meyakinkan kemampuan, efektifitas dan keamanan peredam energi, maka perlu dilakukan uji model test hidrolika di laboratorium, dimana pada penelitian ini akan dilakukan pengujian untuk debit banjir rancangan $Q_{2\text{ th}}$, $Q_{100\text{ th}}$, $Q_{1000\text{ th}}$, dan Q_{PMF} .

3). Tipe Bak Pusaran (*roller bucket type*)

Peredam energi dengan bak pusaran pada prinsipnya sama dengan kolam olakan datar yaitu dengan sistem *hydraulic jump*, namun dengan lantai yang sangat pendek, yang bentuknya mirip dengan sistem peredaman *sky jump*. Pada kenyataannya kondisi teknis bak pusaran secara detail masih banyak yang belum diketahui dengan jelas, seperti efektifitas pereduksiannya, kondisi alirannya dan aspek-aspek lainnya. Metode pembuatan rencana teknisnya hanya didasarkan pada penelitian-penelitian model. Selanjutnya akan diuraikan dasar-dasar perencanaan teknis yang dihasilkan dari penelitian-penelitian oleh U.S.B.R.

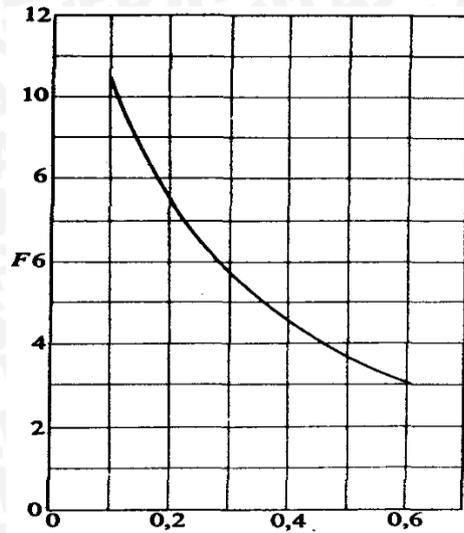
Pada perencanaan teknis bentuk detail bak pusaran yang diperoleh dari metode U.S.B.R. tersebut masih perlu diuji pada model-model hidrolika untuk menyesuaikan dengan kondisi-kondisi teknis setempat, dimana kolam pusaran tersebut akan dibangun.

Prosedur rencana pembuatan teknis kolam pusaran adalah sebagai berikut:

1. Didasarkan pada penetapan debit per-unit lebar q ($\text{m}^3/\text{dt}/\text{m}$) yang akan melintasi kolam pusaran serta didasarkan pada perbedaan elevasi permukaan di udik dan di hilir bendungan H (m), maka kecepatan aliran air di ujung hilir saluran peluncur dengan kedalaman D_1 (m) dengan mudah dapat dihitung dan selanjutnya bilangan Froude (F) dari aliran tersebut dapat dihitung pula dengan rumus:

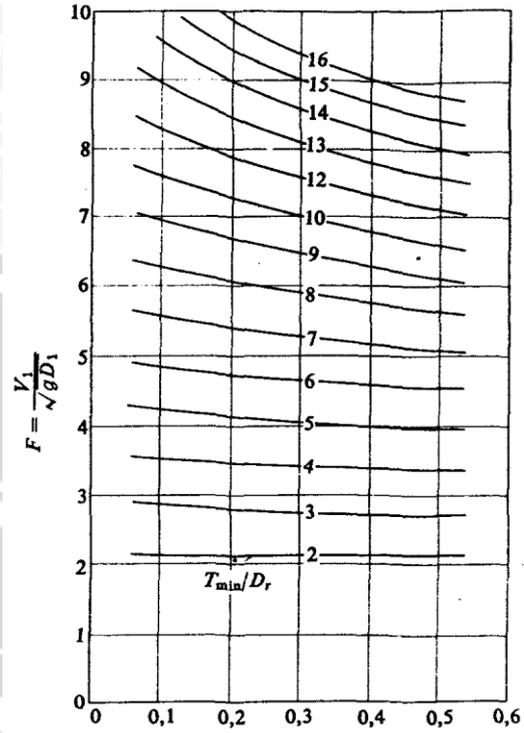
$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} \quad (2-84)$$

2. Jari-jari hidrolis yang digunakan untuk rencana *sky jump* dapat digunakan untuk menentukan jari-jari hidrolis bak pusaran. Atau dengan menggunakan diagram berikut maka dari harga bilangan F akan diperoleh harga dan dengan demikian R_{min} dapat dihitung



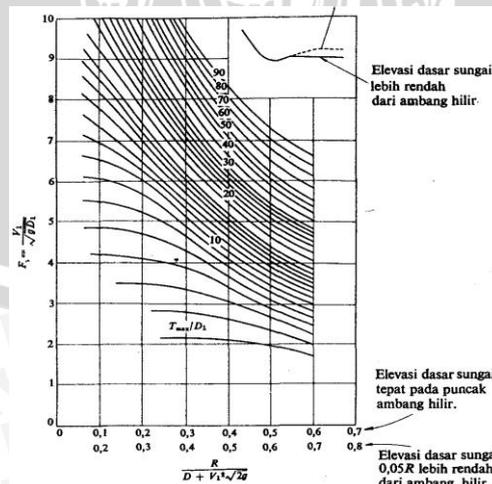
R_{min} yang diperkenankan: $D_1 + V_1^2/2g$

Gambar 2.41 R_{min} Bak Pusaran
(sumber: Sosrodarsono, 1977: 225)

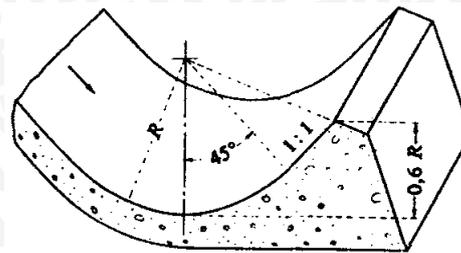


Gambar 2.42 Tinggi Air Minimum
(sumber: Sosrodarsono, 1977: 225)

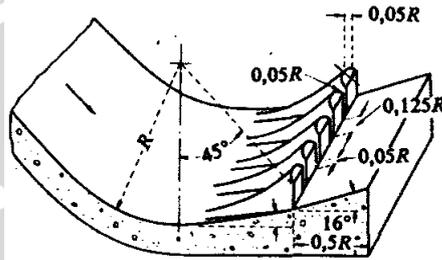
Dari harga-harga bilangan F dan R_{min} yang diperkenankan tersebut dan dengan menggunakan diagram pada gambar di atas, maka akan dapat diketahui perbandingan antara kedalaman air minimum di sebelah hilirnya (T_{min}) dan kedalaman kritis aliran air di ujung hilir peluncur (D_1). Dengan demikian harga T_{min} dapat diketahui.



Gambar 2.43 Tinggi air maksimum
(sumber: Sosrodarsono, 1977: 226)



(a) Bak pusran masip type Grand-coulee



(b) Bak pusran beralur type Angosture

Gambar 2.44 Peredam energi tipe bak pusran
(sumber: Sosrodarsono, 1977: 226)

Kedalaman minimum tersebut dinamakan kedalaman perpindahan pusran (*sweet out water depth*).

Diusahakan agar puncak ujung hilir kolam pusran lebih tinggi dari permukaan dasar sungainya. Gambar 2.45 adalah merupakan satu contoh peredam energi tipe bak pusran.

