

BAB II LANDASAN TEORI

2.1 Hidrologi

Hidrologi adalah ilmu yang mempelajari air dalam segala bentuknya (cairan, gas, padat) pada, dalam, dan diatas permukaan tanah. Termasuknya di dalamnya adalah penyebaran, daur, dan perilakunya, sifat-sifat fisika dan kimianya, serta hubungannya dengan unsur-unsur hidup dalam air itu sendiri. Sedangkan hidrologi Daerah Aliran Sungai (DAS) sendiri adalah cabang dari ilmu hidrologi itu sendiri, yang mempelajari pengaruh pengelolaan vegetasi dan lahan di daerah tangkapan air bagian hulu (*upper catchment*) terhadap daur air, termasuk pengaruhnya terhadap erosi, kualitas air, banjir, dan iklim di daerah hulu dan hilir (Asdak, 2004 : 4).

2.1.1 Hidrologi Perencanaan

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

2.1.1.1 Kriteria Perencanaan Penentuan Kala Ulang Banjir

Berbagai macam bangunan-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 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 umur rencana (design life)
- 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 adalah:

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:). Dalam perencanaan bendungan secara lebih rinci umumnya diterapkan pemilihan kala ulang banjir sebagai 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 klasifikasi 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 : Ir.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 m ³)	(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 : Ir.Husni Sabar, (2000:335)

2.1.1.2 Curah Hujan Daerah Harian Maksimum Tahunan

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.

Dengan melakukan penakaran pada suatu stasiun hujan hanyalah didapat curah hujan di suatu titik tertentu. Bila dalam suatu area terdapat penakar curah hujan, maka untuk mendapatkan harga 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 perhitungan curah hujan daerah. Metode ini cocok untuk kawasan dengan topografi rata atau datar, alat penakar tersebar merata/hampir merata, dan cocok untuk daerah dengan luas kurang dari 500 km². Hujan daerah diperoleh dari persamaan berikut. (Suripin, 2004)

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

Dengan P₁, P₂, 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

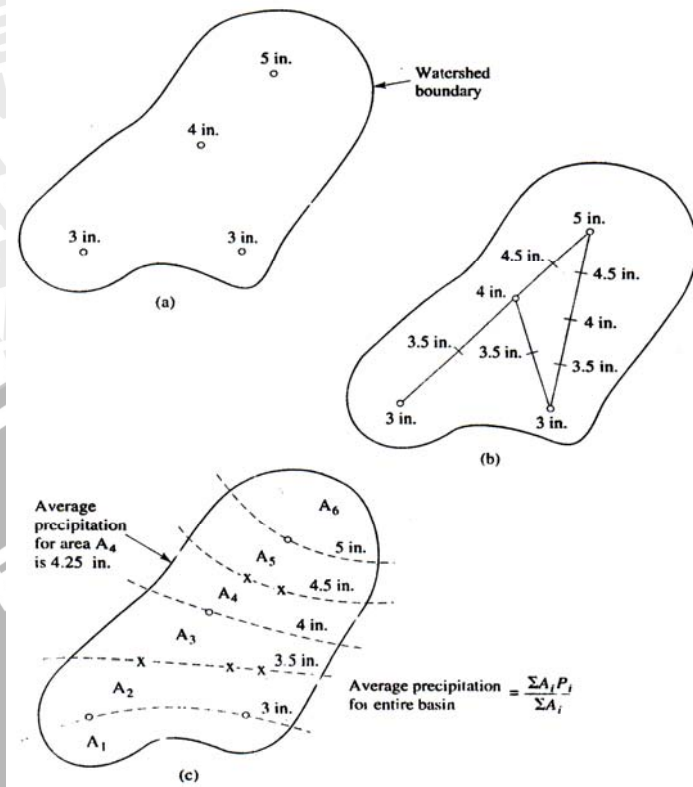
Metode ini memperhitungkan secara actual pengaruh tiap-tiap pos penakar hujan. Metode ini cocok untuk daerah berbukit dan tidak teratur dengan luas lebih dari 5000 km². Hujan rerata daerah dihitung dengan persamaan berikut. (Suripin, 2004).

$$P = \frac{\sum \left[A \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) \right]}{\sum A} \quad (2-3)$$

Penjelasan garis isohyet ini dapat dilihat pada Gambar 2.1.

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.



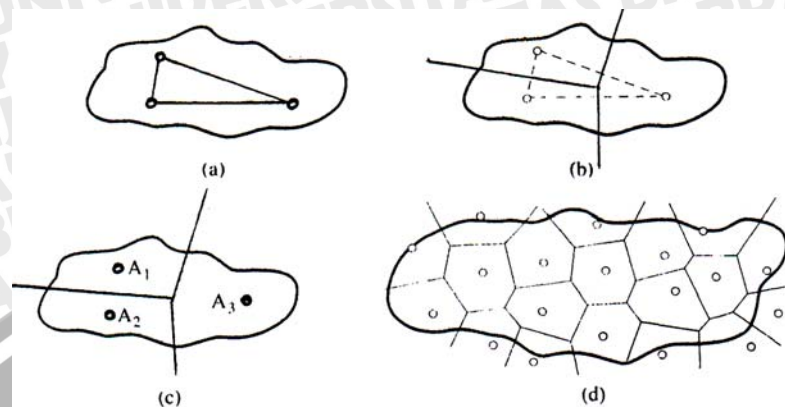
Gambar 2.1 Garis Isohyet
Sumber: Viessman (1995:31)

Hujan rerata daerah untuk metode Poligon Thiessen dihitung dengan persamaan berikut. (Suripin, 2004).

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2-4)$$

Dengan P₁, P₂, ..., P_n adalah curah hujan yang tercatat di pos penakar hujan 1, 2, ..., n. A₁, A₂, ..., A_n adalah luas polygon 1, 2, ..., n. Sedangkan n adalah banyaknya pos penakar hujan.

Penjelasan metode Poligon Thiessen ini dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Poligon Thiessen
sumber: Viessman (1995:31)

Penentuan atau pemilihan metode curah hujan daerah dapat dihitung dengan parameter luas daerah tinjauan sebagai berikut (Sosrodarsono, 2003: 51):

1. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil diwakili oleh sebuah stasiun pengamatan.
2. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250 - 50.000 ha yang memiliki 2 atau 3 stasiun pengamatan dapat menggunakan metode rata-rata aljabar.
3. Untuk daerah tinjauan dengan luas 120.000 - 500.000 ha yang memiliki beberapa stasiun pengamatan tersebar cukup merata dan dimana curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi dapat menggunakan metode rata-rata aljabar, tetapi jika stasiun pengamatan tersebar tidak merata dapat menggunakan metode Thiessen.
4. Untuk daerah tinjauan dengan luas lebih dari 500.000 ha menggunakan metode Isohiet atau metode potongan antara.

Berdasarkan landasan teori di atas, maka dalam penelitian ini karena data yang tersedia hanya dari 2 stasiun hujan, maka metode yang digunakan untuk menghitung hujan rata-rata daerah harian maksimum adalah Metode **Merata Aritmatik** atau rerata aljabar.

2.1.1.3 Curah Hujan Rancangan (*design rainfall*)

Curah hujan rancangan maksimum adalah hujan 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*, *Gamma*, *Log Normal*, *Log Pearson Type III*, *Hazen*, dan lain-lain.

Untuk menentukan metode yang sesuai, maka terlebih dahulu harus dihitung besarnya parameter-parameter statistik seperti koefisien C_s (koefisien kepengcengan) dan C_k (koefisien puncak). Persamaan yang digunakan adalah :

$$C_s = \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots(2-5)$$

$$C_k = \frac{n^2 \sum (x - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \dots\dots\dots(2-6)$$

dengan :

- C_s = skewness / kepengcengan
- C_k = kurtosis / koefisien puncak
- S = simpangan baku
- n = jumlah data

Hasil perhitungan C_s dan C_k tersebut kemudian disesuaikan dengan syarat pemilihan metode frekuensi pada tabel berikut ini:

Tabel 2.5. Syarat Pemilihan Metode Frekuensi

Metode	C_k	C_s
Gumbel	<5,4002	1,196
Log Pearson Tipe III	bebas	Bebas
Normal	3,0	0

Sumber : Sri Harto, 1993 : 245

Apabila harga C_s dan C_k tidak memenuhi distribusi Gumbel, maka digunakan metode Log Pearson Type III, karena metode ini dapat dipakai untuk semua sebaran data. Pada studi ini perhitungan curah hujan rancangan menggunakan metode Log Pearson Type III, dengan persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995:143) :

$$\log X = \log \bar{X} + G \cdot S \dots\dots\dots(2-7)$$

dengan :

- $\log X$ = nilai logaritma curah hujan rancangan
- $\log \bar{X}$ = nilai rata-rata logaritma dari curah hujan maksimum tahunan



- S = nilai deviasi standar
- G = merupakan konstanta yang didapatkan dari tabel Log Pearson Type III dari hubungan antara C_s dan periode ulang (T)

Prosedur untuk menghitung curah hujan rancangan dengan metode Log Pearson

Type III adalah sebagai berikut:

1. Data curah hujan harian maksimum tahunan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ diubah dalam bentuk logaritma ($\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$)
2. Menghitung nilai logaritma rata-rata dengan rumus :

$$\log \bar{X} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \log X_i \quad \dots \dots \dots (2-8)$$

dengan:

n = jumlah data

3. Menghitung nilai standar deviasi dari $\log X$, dengan rumus sebagai berikut :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log \bar{X})^2}{(n-1)}} \quad \dots \dots \dots (2-9)$$

4. Menghitung nilai Koefisien kepengcangan (C_s), dengan rumus sebagai berikut :

$$C_s = \frac{n \cdot \sum (\log X - \log \bar{X})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S^3} \quad \dots \dots \dots (2-10)$$

5. Menghitung logaritma curah hujan dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus sebagai berikut :

$$\log X = \log \bar{X} + k \cdot Sd \quad \dots \dots \dots (2-11)$$

Harga-harga k dapat dilihat dari Tabel 2.3. dan 2.4. dengan tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai C_s -nya

6. Mencari anti $\log X$ untuk mendapatkan curah hujan rancangan dengan waktu balik yang dikehendaki.



Tabel 2.6. Nilai Cs Negatif distribusi Log Pearson Type III

Cs	Kala Ulang											
	1.010	1.052	1.111	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Kemungkinan Terjadinya (%)											
	99.00	95.00	90.00	80.00	50.00	20.00	10.00	4.00	2.00	1.00	0.50	0.10
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	3.950
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	-1.797	1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.711
-1.2	-3.149	-1.190	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.543
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.318	1.351	1.370
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.875	0.245	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.203
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.062
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.953
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.872
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833	0.835
-2.5	-3.845	-2.012	-1.290	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-2.6	-3.889	-2.013	-1.233	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.771
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.743
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714	0.715
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.330	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690	0.691
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.390	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Sumber: CD Soemarto, 1987 : 246

Tabel 2.7. Nilai Cs positif distribusi Log Pearson Type III

Cs	Kala Ulang											
	1.010	1.052	1.111	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Kemungkinan Terjadinya (%)											
	99.00	95.00	90.00	80.00	50.00	20.00	10.00	4.00	2.00	1.00	0.50	0.10
0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.2	-2.175	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.680
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.3	-1.388	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.966
1.4	-1.318	-1.163	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	5.252
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	5.526
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.736
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	5.746
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.454	6.200
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	6.337
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	6.469
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	6.735
2.7	-0.740	-0.736	-0.720	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.097	3.932	4.783	6.868
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.999
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	7.125
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250

Sumber: CD Soemarto, 1987 : 245

2.1.1.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pengujian kesesuaian terhadap data hujan ini dimaksudkan untuk mengetahui kebenaran akan distribusi yang digunakan. Untuk mengadakan uji ini terlebih dahulu dilakukan plotting data pengamatan pada kertas probabilitas Log Pearson III.

Plotting dilakukan dengan tahapan sebagai berikut :

1. Data curah hujan maksimum tiap tahun diurutkan dari besar ke kecil.
2. Hitung probabilitasnya dengan menggunakan rumus *Weibull* (Subarkah, 1980:28) sebagai berikut :

$$p = \frac{m}{(n+1)} \times 100\% \quad (2-12)$$

dengan :

p = Probabilitas (%)

m = Nomor urut data seri yang telah diurutkan

n = Jumlah data

3. Plotting data hujan (X_i) dengan probabilitas (P)
4. Tarik garis durasi, yaitu mengambil dua titik dengan memasukkan ke persamaan ($\log X_i$)

Dalam studi ini akan digunakan uji kesesuaian dengan menggunakan dua metode, yaitu Smirnov-Kolmogorov dan Chi Square.

2.1.1.4.1. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan secara horizontal, yaitu merupakan selisih simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris ($\square o$). Dengan pemeriksaan uji 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-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya 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 teorits 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-Kolmogorov 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 tidak dapat diterima.

Rumus :

$$D_{\max} = |P_{(x)} - P'_{(x)}|$$

Syarat : $D_{\max} < D_0 \rightarrow$ distribusi bisa diterapkan untuk semua data yang ada.

dengan :

D_{\max} = Selisih antara peluang teoritis dan empiris

$P_{(x)}$ = Peluang pengamatan

$P'_{(x)}$ = Peluang teoritis

D_0 = Simpangan Kritis

Nilai Δ kritis untuk uji *Smirnov Kolmogorov* dapat dilihat pada tabel 2.5.

Tabel 2.8. Nilai Δ Kritis untuk Uji *Smirnov Kolmogorov*

N	α			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$N > 50$	$1,07/(N^{0,5})$	$1,22/(N^{0,5})$	$1,36/(N^{0,5})$	$1,63/(N^{0,5})$

Sumber : Bonnier dalam Soewarno, 1995

2.1.4.1.1. Uji Chi-Square

Uji *Chi Square* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dan distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 yang dapat dihitung dengan rumus (Soewarno, 1995:194) :

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(2-13)$$

dengan :

χ_h^2 = Parameter *Chi Square* terhitung

G = Jumlah sub grup

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub grup ke i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub grup ke i

Adapun langkah-langkah perhitungan dari uji *Chi Square* adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995:194) :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal empat data pengamatan.
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i) \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

6. Jumlah seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai *Chi Square* hitung.

7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - I$

8. Menentukan χ^2 dari tabel dengan menentukan derajat kepercayaan (α) dan derajat kebebasan (dk)

9. Menyimpulkan hasil perhitungan, apabila nilai $\chi^2_{\text{hit}} < \chi^2_{\text{cr}}$, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima, dan apabila nilai $\chi^2_{\text{hit}} > \chi^2_{\text{cr}}$, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.



Tabel 2.9. Harga untuk Chi Square Test

dk	α derajat kepercayaan				
	0.20	0.10	0.05	0.01	0.001
1	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	6.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	11.030	13.362	15.507	20.090	26.125
9	12.242	14.684	16.919	21.666	27.877
10	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588
11	14.631	17.275	19.675	24.725	31.264
12	15.812	18.549	21.026	26.217	32.909
13	16.985	19.812	22.362	27.688	34.528
14	18.151	21.064	23.685	29.141	36.123
15	19.311	22.307	24.996	30.578	37.697
16	20.465	23.524	26.296	32.000	39.252
17	21.615	24.769	27.587	33.409	40.790
18	22.760	25.989	28.869	34.805	42.312
19	23.900	27.204	30.144	36.191	43.820
20	25.038	28.412	31.410	37.566	45.315

Sumber : Soewarno, 1991:223

2.1.1.5 Curah Hujan Harian Rancangan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (Probable Maximum Precipitation, PMP)

Dengan mengingat tingkat kepentingan perencanaan pelimpah Waduk kiranya merupakan hal yang 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):

$$X_m = \bar{X}_n + K_m \cdot S_n \tag{2-14}$$

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

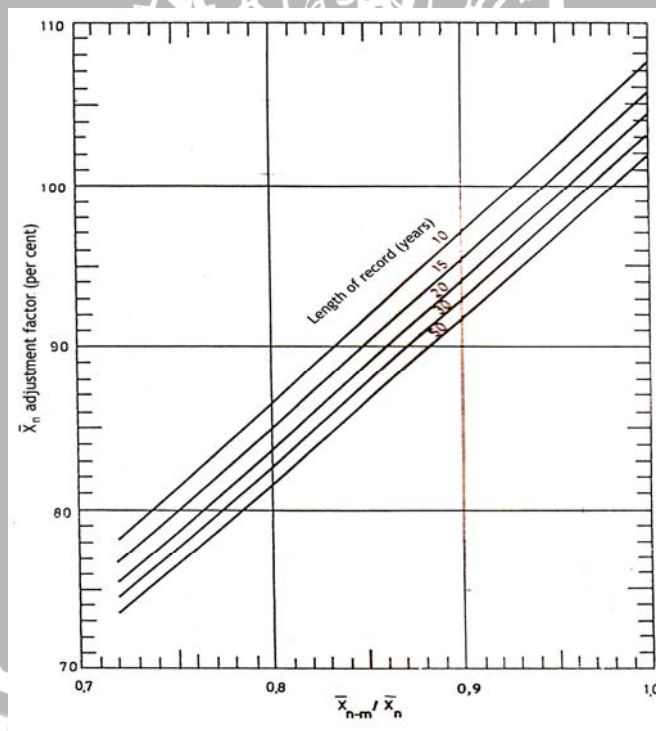
Cara ini efektif bila:

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

Yang menjadi bahan pertimbangan dalam analisa PMP adalah:

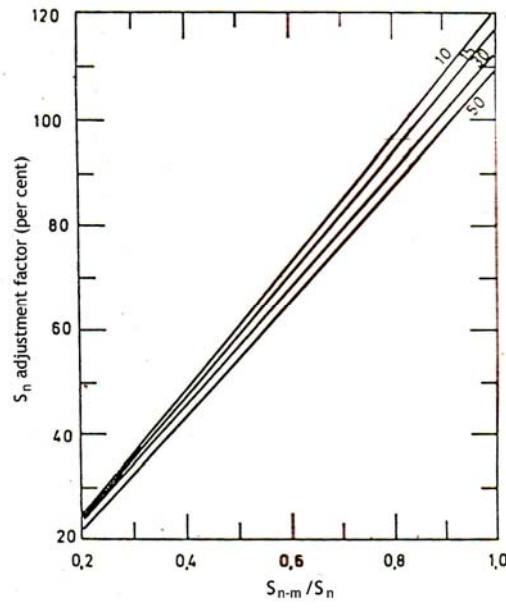
- Data curah hujan/harian yang tersedia dari tiap stasiun harus cukup panjang (≥ 20 tahun).
- Faktor koefisien keragaman, merupakan keragaman di sekitar rata-ratanya dari data yang tersedia.

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



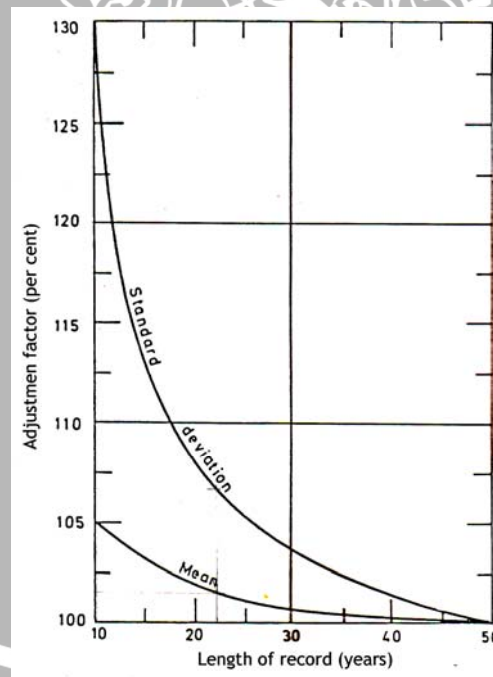
Gambar 2.3 Grafik hubungan antara faktor perataan \bar{X}_n dengan lamanya pencatatan data hujan dengan harga $\bar{X}_{n-m} / \bar{X}_n$

Sumber : Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation



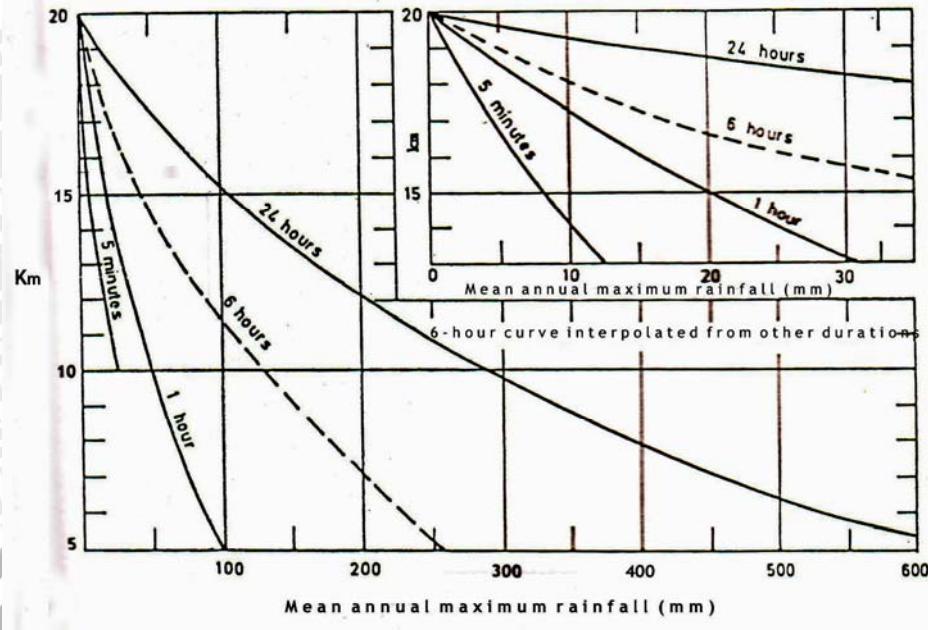
Gambar 2.4 Grafik hubungan antara faktor perataan S_n dengan lamanya pencatatan data hujan dengan harga S_{n-m}/S_n

Sumber : Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation



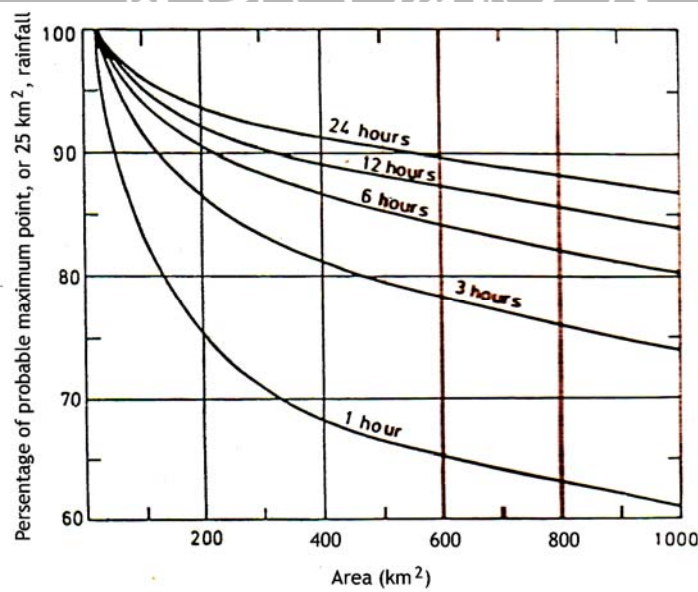
Gambar 2.5 Faktor perataan untuk harga rata-rata (\bar{X}_n) dan standart deviasi (S_n) sesuai dengan lamanya pencatatan data curah hujan (tahun)

Sumber : Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation



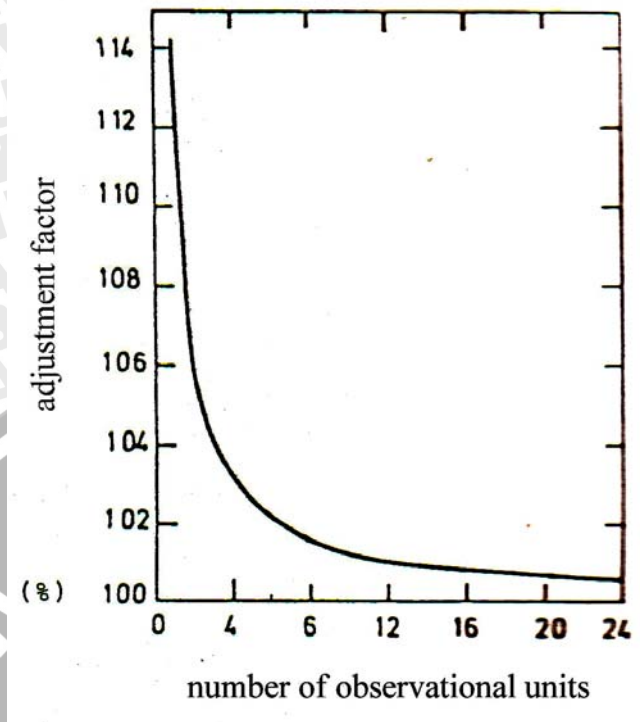
Gambar 2.6 Grafik hubungan antara K_m dengan fungsi durasi hujan dan rata-rata hujan tahunan

Sumber : Hershfield, D.M., 1965 : Method for estimating probable maximum precipitation



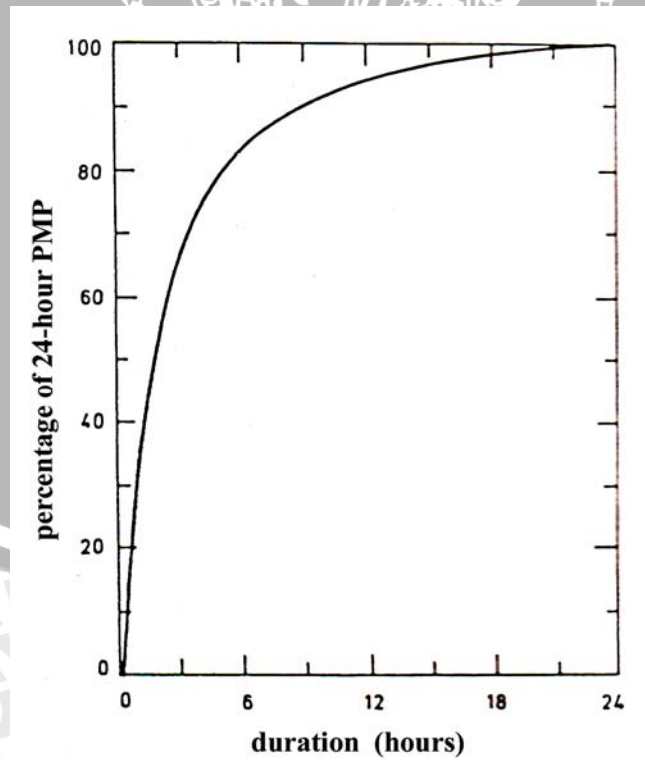
Gambar 2.7 Grafik hubungan faktor reduksi luasan dengan durasi hujan dan luas daerah pengaliran

Sumber : Mc Kay, G.A., 1965 : Statistical estimates of precipitation extreme for the prairie provinces



Gambar 2.8 Grafik hubungan antara fixed time interval adjustment dengan lamanya pengukuran data ujan (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 storms

2.1.1.6 Distribusi Curah Hujan Jam-jaman Model Mononobe

Dalam menentukan debit banjir rencana, 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. 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 menurut Mononobe dapat dirumuskan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1976: 40):

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \left(\frac{t}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2-15)$$

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

untuk Indonesia rata-rata $t = 5$ jam

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

$$R_T = t \cdot R_t - (t-1) \cdot R_{(t-1)} \quad (2-16)$$

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)

2.1.1.7 Koefisien Pengaliran (*run-off coefisient*)

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 berikut (Sosrodarsono, 1977: 38).

Angka koefisien pengaliran untuk berbagai kondisi DAS seperti ditunjukkan pada **tabel 2.10.** di bawah ini.

No	Kondisi DPS	Koef. Pengaliran
1	Pegunungan	0.75-0.90
2	Pegunungan tersier	0.70-0.80
3	Tanah ber-relief berat dan berhutan kayu	0.50-0.75
4	Daratan pertanian	0.45-0.60
5	Dataran sawah irigasi	0.70-0.80
6	Sungai di pegunungan	0.75-0.85
7	Sungai di dataran rendah	0.45-0.75
8	Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50-0.75

Sumber : Sosrodarsono, 1980 : 145

Kemudian Dr Kawakami menyusun sebuah rumus yang mengemukakan bahwa untuk sungai tertentu, koefisien itu tidak tetap tetapi tergantung dari curah hujan.

$$f = 1 - R'/Rt = 1 - f' \tag{2-17}$$

dimana :

- f = koefisien pengaliran
- f' = laju kehilangan = γ / Rt^s
- Rt = jumlah curah hujan
- R' = kehilangan curah hujan
- γ, s = tetapan

Koefisien Pengaliran rata-rata untuk setiap bagian alur sungai seperti di tunjukkan pada tabel 2.11. di bawah ini.

No	Kondisi DAS	Kondisi Sungai	Curah Hujan	Rumus Koef. Pengaliran Rata-rata
1	Bagian Hulu			$f = 1 - 15.7/Rt^{3/4}$
2	Bagian Tengah			$f = 1 - 5.65/Rt^{1/2}$
3	Bagian Tengah	Sungai Biasa	$Rt > 200$	$f = 1 - 7.20/Rt^{1/2}$
4	Bagian Tengah	Sungai di Zona	mm	$f = 1 - 3.14/Rt^{1/4}$
5	Bagian Hilir	lava	$Rt < 200$ mm	$f = 1 - 6.60/Rt^{1/2}$

Tabel 2.12 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 kehitam-hitaman 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

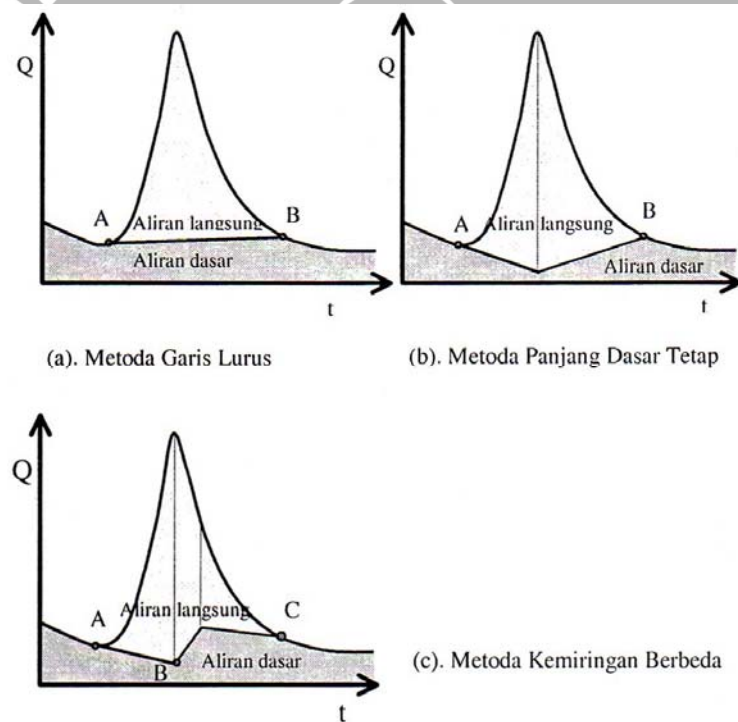
Sumber: Sosrodarsono (1977:39)

Apabila data ini tidak tersedia, dapat dicari sungai lain didekat daerah aliran sungai yang mempunyai daerah topografi, geologi, dan hidrologi yang hampir sama (mirip) yang memiliki data diperlukan.

2.1.1.8 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 merupakan bagian hujan yang menguap, masuk ke dalam tanah kelembaban tanah, dan simpanan 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 base method*), dan metode kemiringan berbeda (*variable slope method*).



beberapa metode pemisahan aliran dasar dan aliran langsung
Sumber: 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.

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 dasar yang tetap dengan memperhatikan pendekatan Kraijenhoff van der Leur (1967) tentang hidrograf air tanah. (Harto, 1993: 165)

$$QB = 0,4751 A^{0,6444} D^{0,9430} \quad (2-18)$$

Dengan:

QB = Aliran dasar (m³/det)

A = Luas DAS (km²)

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

2.1.1.9 Hidrograf Banjir Rancangan (*design flood*)

Dalam perencanaan dan perhitungan bangunan air, hidrologi merupakan bagian dari analisis yang amat penting, dari sini dapat dianalisis besaran-besaran nilai ekstrim yang terjadi baik itu debit terkecil maupun yang terbesar, karena banyak perhitungan teknis bangunan-bangunan teknis yang didasarkan atas frekwensi nilai-nilai tertentu dari peristiwa-peristiwa ekstrim.

Berdasarkan hasil perumusan seminar *Rainfall Relation* dan *Design Flood* yang diselenggarakan Departemen Pekerjaan Umum (DPU) pada tahun 1974, dihasilkan kriteria debit banjir rancangan untuk desain bangunan air seperti **Tabel 2.13.** dibawah ini yaitu :

NO	STRUCTURE	RETURN PERIODE (YEARS)
1	Earth/Rockfill Dam	1000
2	Mansory dan Concrete DAM	500 – 1000
3	Weir	50 - 100
4	Flood Diversion Channel	20 – 50
5	Tanggul	5 – 20
6	Drainage Canal Sawah	5 – 10

Hidrograf merupakan gambaran integral dari karakteristik fisiografis dan klimatis yang mengendalikan hubungan antara curah hujan dan pengaliran dari suatu daerah pengaliran tertentu (*Subarkah, 1978 : 67*).

Sedangkan menurut Sri Harto (1993: 144), hidrograf dapat disebut sebagai penyajian grafis antara salah satu unsur aliran dengan waktu. Hidrograf menunjukkan tanggapan menyeluruh DPS terhadap masukan hujan dengan intensitas, lama, dan distribusi tertentu.

2.1.1.10 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu (*unit hydrograph*)

Penggunaan metode ini, memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti :

- 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*)
- Luas daerah aliran sungai
- Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
- Koefisien pengaliran.

Rumus dari hidrograf satuan Nakayasu adalah :

$$Q_p = \frac{A.R_0}{3,6.(0,3.T_p + T_{0,3})} \quad (2-19)$$

dengan :

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

R_0 = 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 pengaliran sampai outlet

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

$$T_p = tg + 0,8 tr$$

$$T_{0,3} = \alpha tg$$

$$Tr = 0,5 tg \text{ sampai } tg$$

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 : $tg = 0,4 + 0,058 L$

- Sungai dengan panjang alur $L < 15 \text{ km}$: $t_g = 0,21 L^{0,7}$

dengan :

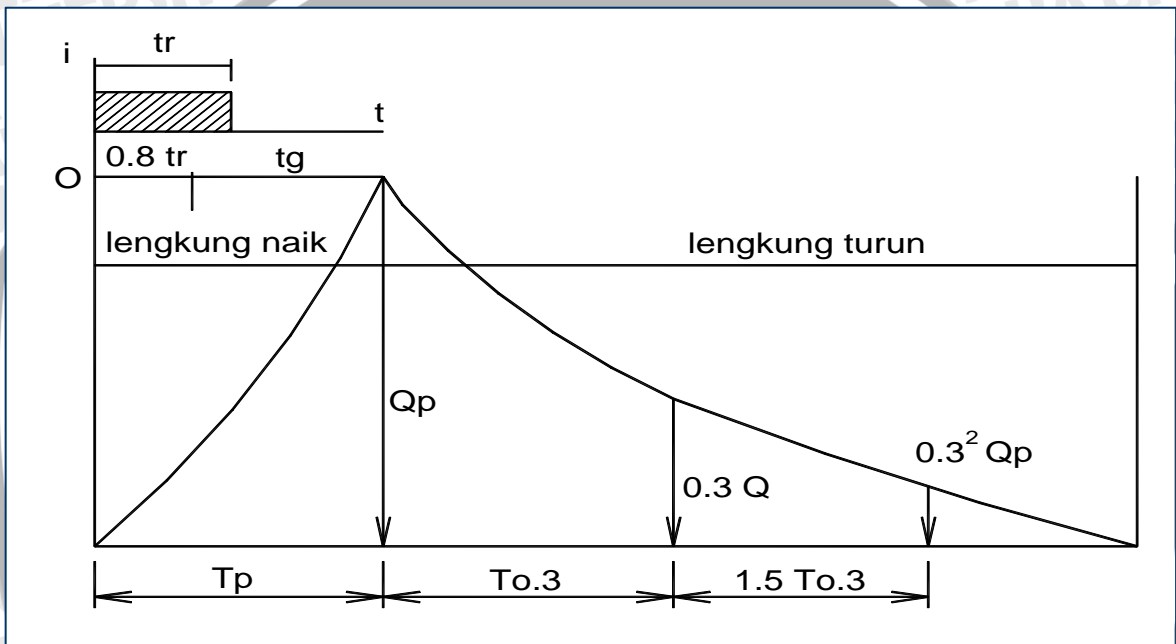
t_r = Satuan Waktu hujan (jam)

α = Parameter 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



Pada waktu naik : $0 < t < T_p$

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

dimana,

$Q(t)$ = Limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = Waktu (jam)

Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

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

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

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p + 0,5 T_{0,3})}{1,5 T_{0,3}}$$

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

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

Rumus tersebut diatas merupakan rumus empiris, maka penerapannya terhadap suatu daerah aliran 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.

Hidrograf banjir dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)}$$

dimana :

Q_k = Debit Banjir pada jam ke - k

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

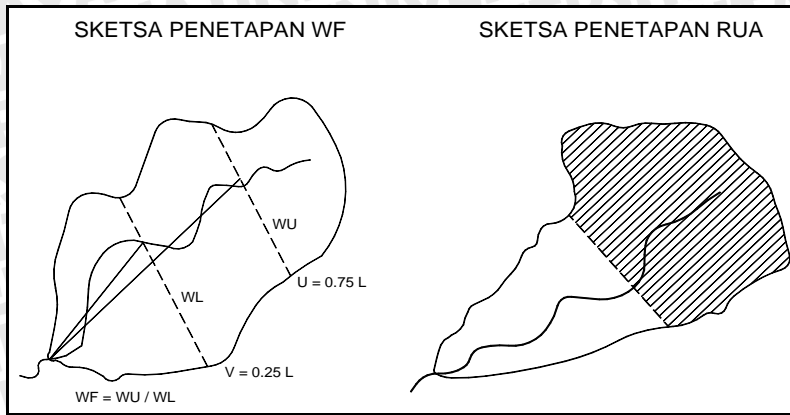
P_n = Hujan netto dalam waktu yang berurutan ($n = 1, 2, \dots n$)

B_f = Aliran dasar (base flow)

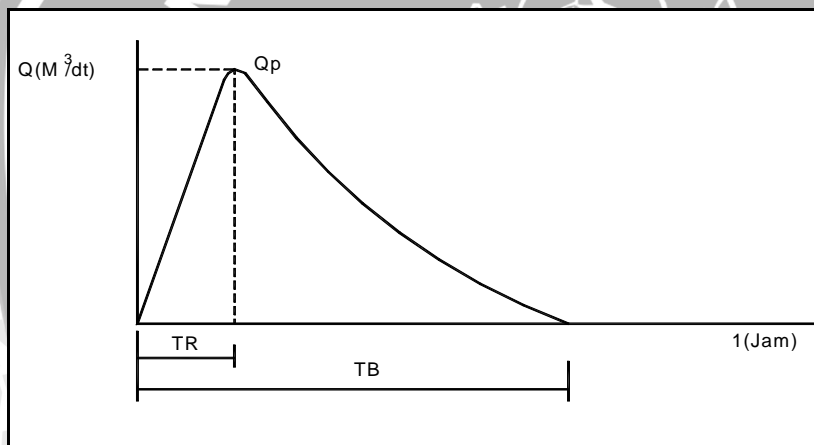
2.1.1.11 Hidrograf Satuan Sintetik Gama 1 (satu)

Hidrograf satuan sintetik ini dikembangkan oleh Sri Harto yang diturunkan berdasarkan teori hidrograf satuan sintetik yang dikemukakan oleh Sherman. Hidrograf satuan sintetik Gama-I merupakan persamaan empiris yang diturunkan dengan mendasarkan pada parameter-parameter DPS terhadap bentuk dan besaran hidrograf satuan parameter-parameter DPS tersebut yaitu faktor sumber (SF), frekuensi sumber (SN), faktor lebar (WF), luas relatif (RUA), faktor simetris (SIM) dan jumlah pertemuan sungai.

Karakteristik hidrograf satuan sintetik Gamma-I dapat dilihat pada gambar berikut :



Satuan hidrograf sintetik Gama-I dibentuk oleh tiga komponen dasar yaitu waktu naik (TR), debit puncak (QP), waktu dasar (TB) dengan uraian sebagai berikut :



Waktu naik TR dinyatakan dalam persamaan :

$$TR = 0,43 (L/100 SF)^3 + 1,0665 SIM + 1,2775$$

dimana :

TR = waktu naik (jam)

L = panjang sungai (km)

SF = faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat I dengan panjang sungai semua tingkat.

SIM = faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DAS sebelah hulu (RUA).

WF = faktor lebar yaitu perbandingan antara lebar DPS yang diukur dari titik di sungai yang berjarak $\frac{3}{4}$ L dan lebar DPS yang diukur dari titik yang berjarak $\frac{1}{4}$ L dari tempat pengukuran.

Debit Puncak (QP) dinyatakan dengan rumus :

$$QP = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot TR^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381}$$

dimana :

QP = Debit Puncak (m^3/det)

JN = Jumlah Pertemuan Sungai

TR = Waktu naik

Waktu dasar (TB) dinyatakan dengan rumus :

$$TB = 27,4132 \cdot TR^{0,1457} \cdot S^{-0,0956} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574}$$

dimana :

TB = waktu dasar

TR = waktu Naik

S = landai sungai rata-rata

SN = frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai - sungai tingkat I dengan jumlah sungai semua tingkat.

RUA = luas relatif DAS hulu.

Koefisien Penampungan (K) dinyatakan dengan rumus :

$$K = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0697} \cdot D^{0,0452}$$

dimana :

K = Koefisien penampungan

A = Luas DAS (km^2)

S = Landai sungai rata-rata

SF = Faktor Sumber

D = Kerapatan drainase

Recession Curve

$$Qt = Qp \cdot e^{-(L/K)}$$

dimana :

- Q_t = Debit pada waktu t (m^3/det)
 Q_p = Debit puncak (m^3/det)
 t = Waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)
 K = Koefisien tampungan.

Hasil akhir dari perhitungan debit banjir rancangan adalah informasi kejadian banjir disertai probabilitas dan kala ulangya (*Return Period*).

2.1.2 Penelusuran Banjir (*flood routing*)

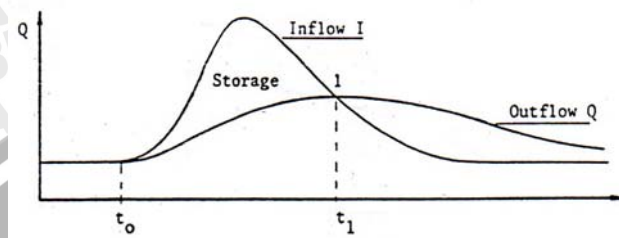
Penelusuran banjir adalah sebuah cara untuk menentukan modifikasi aliran banjir. Hal ini berdasar pada konfigurasi gelombang banjir yang bergerak pada suatu tampungan (saluran atau waduk). Pada rekayasa hidrologi, penelusuran banjir merupakan teknik yang penting, yang diperlukan untuk mendapatkan penyelesaian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

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

- Dimensi lebar pelimpah
- Profil pelimpah
- Tinggi jagaan pelimpah
- 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 ke kapasitas tampungan sementara (*surchage 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. Berikut ini adalah penyajian gambar hidrograf infow dan outflow dari hasil penelusuran banjir pada waduk:



Hidrograf infow dan outflow dari hasil penelusuran banjir pada waduk

2.2 Hidrolika

2.2.1 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.

2.2.1.1 Tata Letak Perencanaan Pelimpah

Bangunan pelimpah (spillway) merupakan bangunan beserta instalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam waduk agar tidak membahayakan keamanan bendungan. Apabila terjadi kecepatan aliran air yang besar akan terjadi olakan (turbulensi) yang dapat mengganggu jalannya air sehingga menyebabkan berkurangnya aliran air yang masuk kedalam bangunan pelimpah. Maka kecepatan aliran air harus dibatasi, yaitu tidak melebihi kecepatan kritisnya. Ukuran bangunan pelimpah harus dihitung dengan sebaik-baiknya, karena kalau terlalu kecil ada resiko tidak mampu melimpahkan debit air banjir yang terjadi. Sebaliknya apabila ukurannya terlalu besar, bangunan akan menjadi mahal yang dapat mempengaruhi biaya proyek secara keseluruhan. Faktor-faktor yang mempengaruhi pemilihan tipe pelimpah, antara lain :

- 1) Keamanan terhadap stabilitas konstruksi.
- 2) Tujuan pembangunan dan cara operasinya.
- 3) Tipe bendungan
- 4) Keadaan topografi

- 5) Keadaan geologi
- 6) Keadaan hidrologi
- 7) Keadaan hilir bendungan

Pelimpah dapat direncanakan bersatu dengan bendungan ataupun terpisah, pelimpah yang terpisah biasanya terdiri dari struktur utama (pada inlet, air melewati saluran transisi dimana pada permukaan terjadi aliran bebas, tenggelam atau tipe bawah dengan dinding pengarah dan sekat pembatas), struktur ini membawa aliran dari kedudukan yang diatas menuju kebawah, dan menjadi struktur terminal yang mana menjadi tempat transisi debit pada saluran pelepasan (muka air di hilir). Membawa air masuk dan keluar dari pelimpah.

Secara struktur, pelimpah dibedakan pada *section* hulu dan hilir pelimpah. Untuk menyikapi segala kondisi aliran, karena pada pelimpah terjadi dua aliran bebas dimana ada aliran yang semi tertekan dan tertekan pada struktur ini.

Pelimpah yang terpisah pada umumnya terjadi pada keadaan berikut :

1. Pada kekuatan air yang terjadi diketinggian rendah direncanakan suatu tanggul pembendung, di mana aliran debit kecil dan topografi yang terbaik untuk lokasi pelimpah.
2. Pada keadaan tinggi jatuh medium hingga besar perlu disertakan juga tanggul pembendung, untuk alasan desain ataupun keamanan bangunan, namun bukan tidak mungkin dalam prakteknya di lapangan, pelimpah menyatu dalam tubuh bendungan.
3. Pada pengembangan tenaga air (*water-power*) dengan bendungan beton yang dibatasi jurang curam atau daerah hilir dari bendungan terlalu kecil untuk lokasi pembangkit tenaga listrik.
4. Pada lokasi bendungan dibangun terowongan sebagai pengalih air pada sekitar bendungan selama konstruksi untuk kemudian digunakan sebagai perbaikan pelimpah.

2.2.1.2 Pelimpah Langsung (Over Flow)

Bendung pelimpah (*over flow wier*) 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 bendung pelimpah dapat diperoleh dengan rumus-rumus hidrolika sebagai berikut :

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

$$Q = CLH^{\frac{3}{2}} \quad (2-20)$$

yang mana :

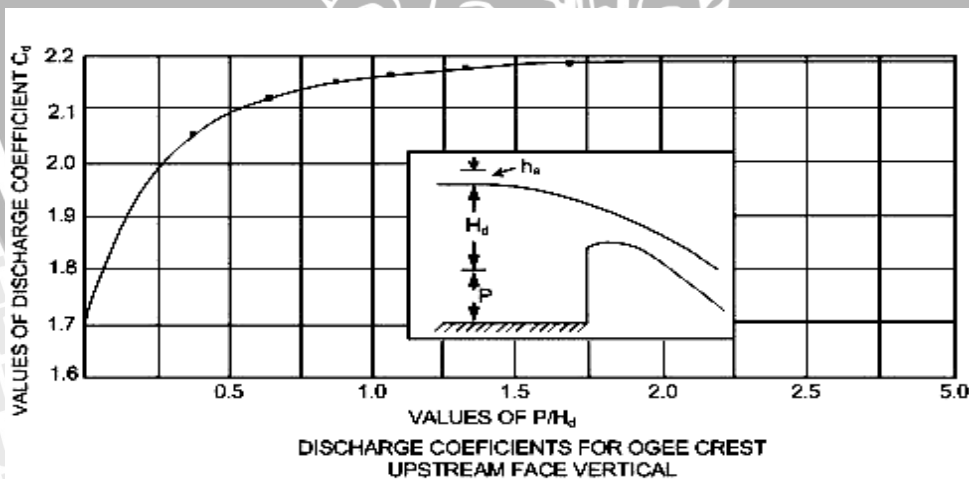
- Q = debit (untuk perencanaan digunakan debit banjir rancangan, m³/det)
 C = koefisien debit
 L = lebar efektif ambang (m)
 H = tinggi tekan di atas ambang (m)

- b. Koefisien debit

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

1. Profil asli pada puncak ambang. Ini merupakan bagian terpenting, besarnya koefisien akan didapat jika perencanaannya sesuai.
2. Kemiringan bagian hilir setelah lengkung profil pelimpah
3. Pengaruh kedalaman bagian hulu
4. Pengaruh kedalaman bagian hilir di belakang ambang pelimpah

Semakin rendah air di atas ambang, koefisien “C” akan berkurang (gambar 2.4)



Gambar 2.10. Koefisien debit C untuk hulu vertikal (Varsney)

5. 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 konstruksi bendung.

Koefisien debit dapat juga ditentukan berdasarkan rumus empiris *Iwasaki*. Rumus ini hanya berlaku untuk tipe standar (Suyono, 1977 : 182).

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \quad (2-21)$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a \left(\frac{h}{H_d} \right)}{1 + a \left(\frac{h}{H_d} \right)} \quad (2-22)$$

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_{eff})

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) :

$$B_{eff} = B - 2(N.K_p + K_a)H \quad (2-23)$$

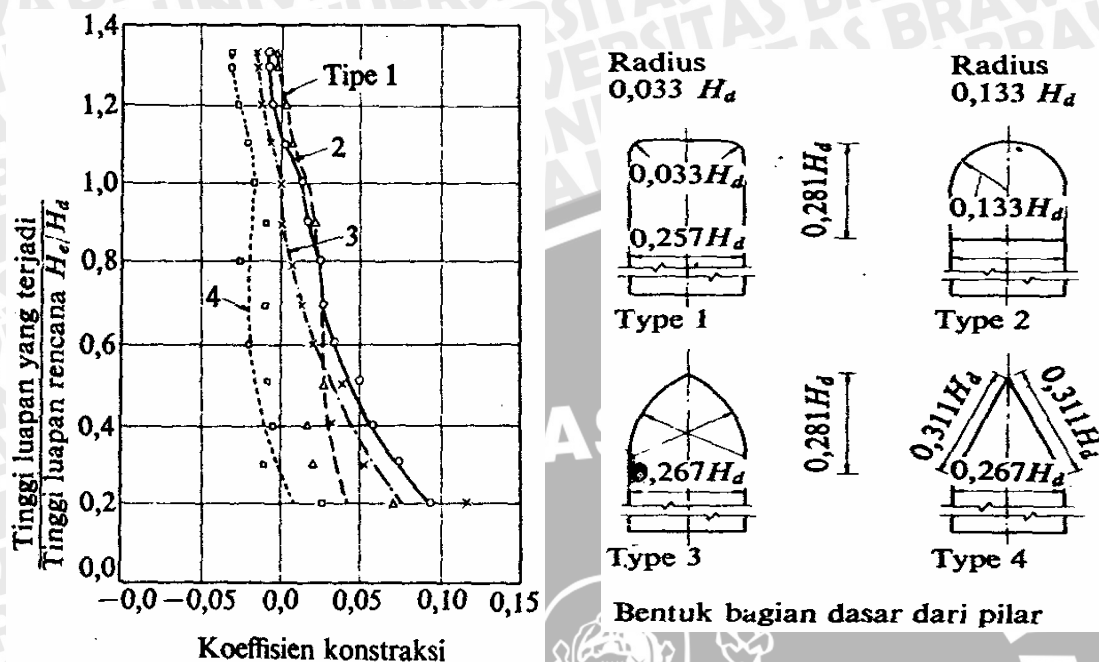
Koefisien kontraksi pilar ditentukan sebagai berikut :

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

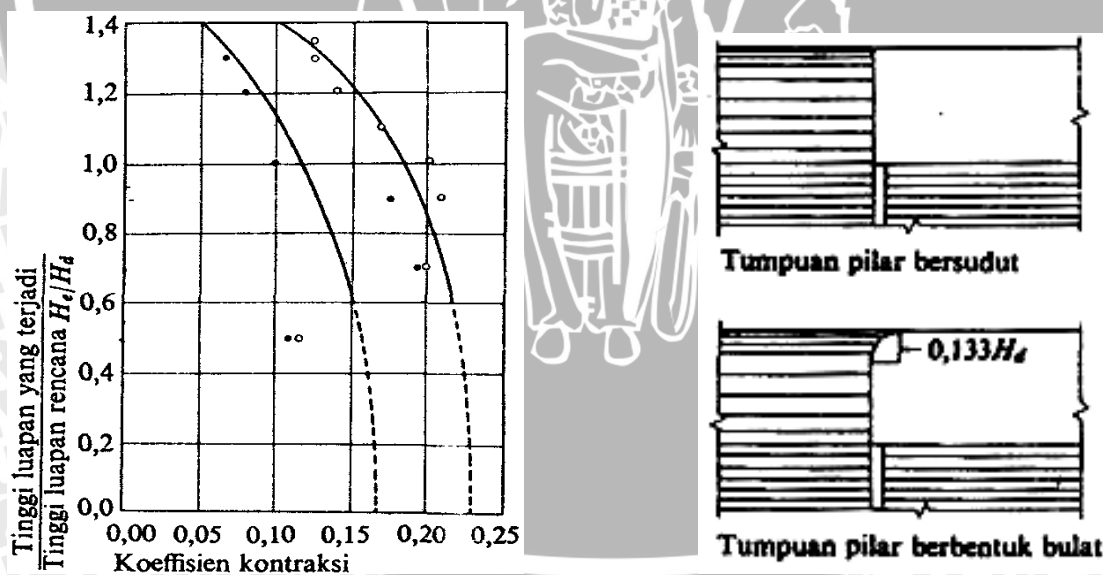
Koefisien kontraksi tembok tepi sebagai berikut :

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

Atau dengan grafik pada gambar 2.5 untuk koefisien kontraksi pilar dan 2.6 untuk kontraksi tembok tepi.



Gambar 2.11. Koeffisien kontraksi pilar
Sumber: Sosrodarsono, 1977: 183

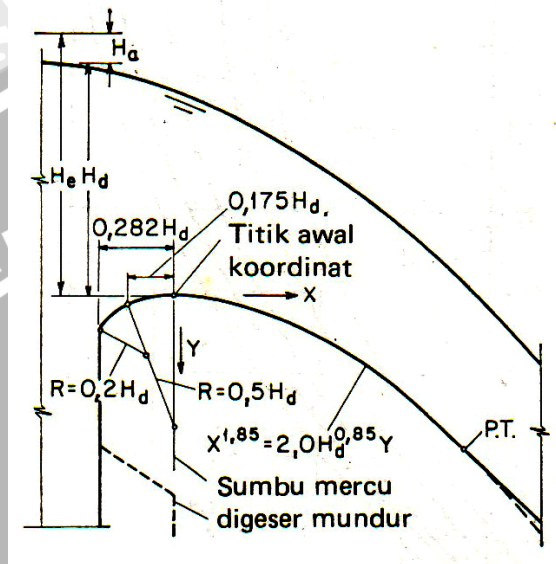


Gambar. 2.12. Koeffisien kontraksi tembok tepi sesuai dengan bentuk tumpuannya
Sumber: Sosrodarsono, 1977: 184

2.2.1.3 Perencanaan Profil Pelimpah

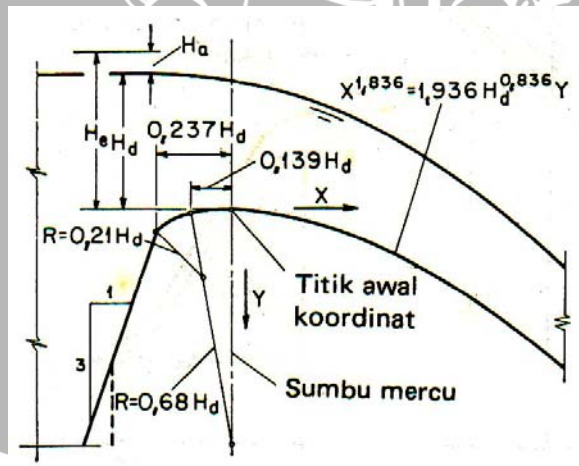
Ada banyak tipe profil pelimpah Ogee modifikasi, tipe standar biasanya ditetapkan berdasarkan aliran di atas ambang rencana. Cara pembentukan tipe Ogee ini disebut metode US ARMY. As ambang pelimpah tepat pada puncak ambang. Satu cara lagi disebut Metode USBR.

1. Tipe I (Tipe tegak).



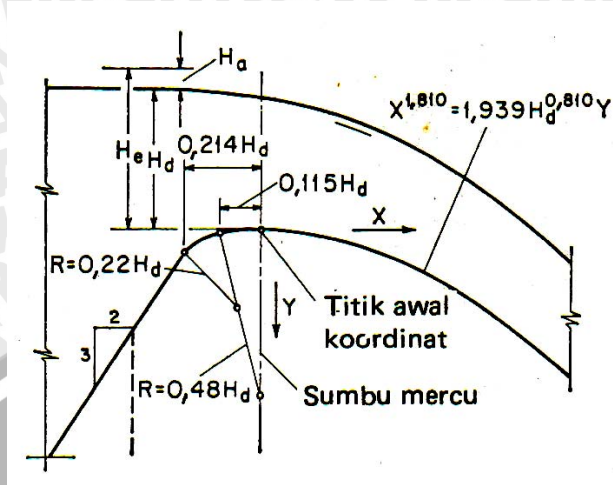
Gambar 2.13 Profil ambang tegak (sumber: Chow, 1985: 361)

2. Tipe II (Hulu miring 3 : 1).



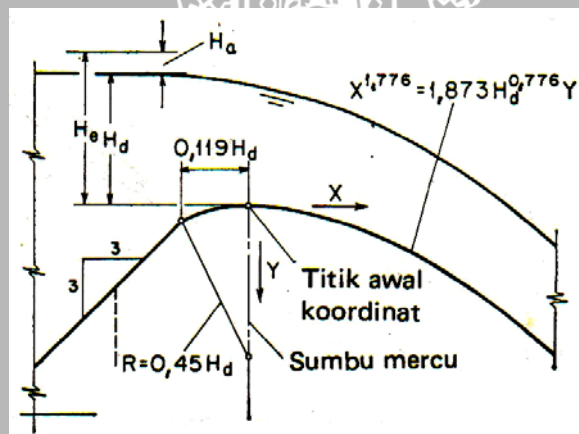
Gambar 2.14 Profil ambang pelimpah tipe I (sumber: Chow, 1985: 361)

3. Tipe III (Hulu miring 3 : 2).



Gambar 2.15 Profil ambang pelimpah tipe II (sumber: Chow, 1985: 361)

4. Tipe IV (Hulu miring 3 : 3).



Gambar 2.16 Profil ambang pelimpah tipe II (sumber: Chow, 1985: 361)

Tipe depan miring sesuai untuk head yang rendah, bentuk seperti ini 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 berdasar lengkung Harrold (Chow 1989: 330):

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \quad (2-24)$$

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 2.14 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 sebagai berikut (Santosh Kumar, 1976):

$$y = 0,724 \frac{(x + 0,270H_d)^{1,85}}{H_d^{0,85}} + 0,126H_d - 0,4315H_d^{0,375} (x + 0,270H_d)^{0,625} \quad (2-25)$$

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

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1,85x^{0,85}}{2Hd^{0,85}} = 1 : m \quad (2-26)$$

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 :

- 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

2.2.1.3.1 Kapasitas Pengaliran Pelimpah

Rumus pengaliran hidrolika yang mengalir diatas pelimpah type *overflow* tanpa pintu, dirumuskan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = C \cdot L \cdot H_o^{3/2}$$

dengan:

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

$$C = \text{Koefisien debit pelimpah (m}^{1/2}/\text{det)}$$

$$L = \text{Lebar Pelimpah (m)}$$

$$H_o = \text{Tinggi muka air diatas ambang pelimpah (m)}$$

Apabila direncanakan ada pilar maka debit yang melewati atas pelimpah dirumuskan sebagai berikut:

$$Q = C \cdot L_{eff} \cdot H_o^{3/2} \quad (2-27)$$

dengan:

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

$$C = \text{Koefisien debit pelimpah (m}^{1/2}/\text{det)}$$

$$L_{eff} = \text{Lebar efektif Pelimpah (m)}$$

$$H_o = \text{Tinggi muka air diatas ambang pelimpah (m)}$$

Lebar efektif pelimpah dirumuskan sebagai berikut:

$$L_{eff} = L - n t - 2 \cdot (n \cdot K_p + K_a) \cdot H_e \quad (2-28)$$

dengan:

$$n = \text{jumlah pilar}$$

$$t = \text{tebal pilar (m)}$$

$$K_p = \text{koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk pilar)}$$

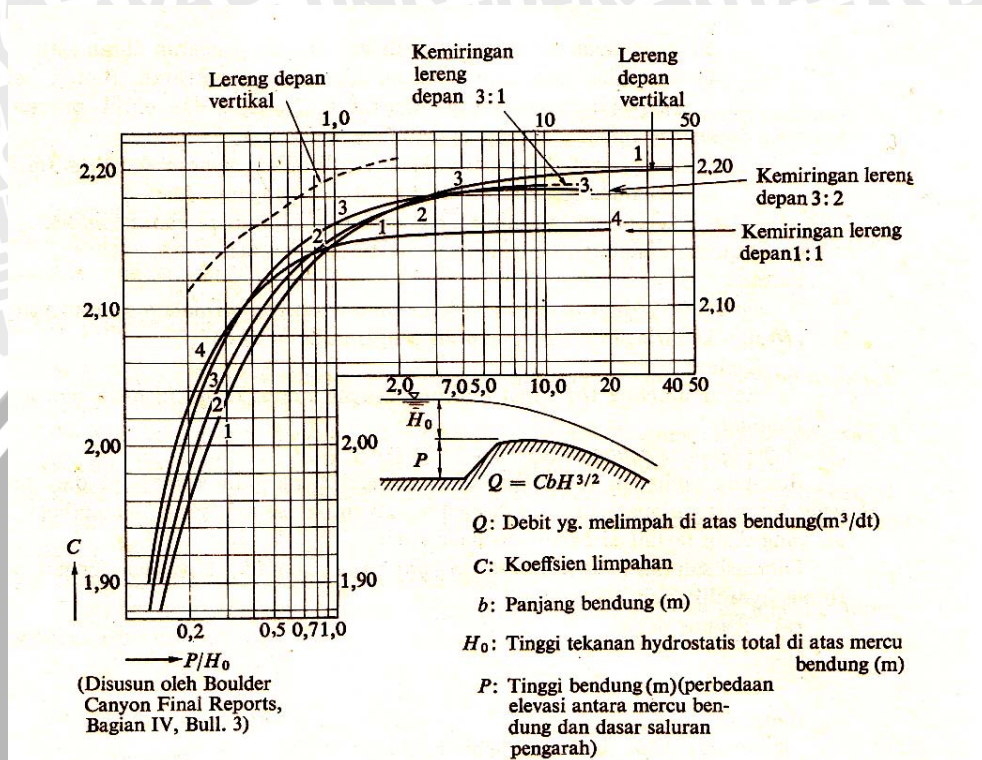
$$K_a = \text{Koefisien kontraksi pada dinding samping (= 0)}$$

2.2.1.3.2 Koefisien Debit Pelimpah

Koefisien debit (C) pada umumnya berkisar antara angka 1,6 – 2,2 yang dipengaruhi oleh beberapa faktor sebagai berikut (Sosrodarsono, 1981: 181):

- Kedalaman air didalam saluran pengarah aliran,
- Kemiringan lereng hulu pelimpah,
- Tinggi air diatas mercu pelimpah,
- Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan.

Pengaruh–pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng udik bendung terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada gambar 4.1 berikut ini:



Gambar 2.17. Koefisien limpahan dari berbagai type bendung (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah).

Nilai koefisien debit pelimpah didapat dengan persamaan Iwasaki :

$$C = 1.6 \frac{1 + 2a(h/Hd)}{1 + a(h/Hd)} \quad (2-29)$$

$$Cd = 2.20 - 0.0416 (Hd/W)^{0.990} \quad (2-30)$$

dengan:

C = koefisien debit limpahan

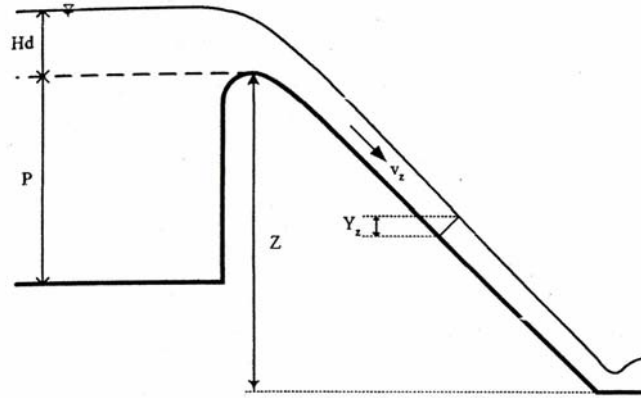
Cd = koefisien debit limpahan pada saat $h = Hd$

h = Tinggi air di atas mercu pelimpah (m)

Hd = Tinggi tekan rencana di atas mercu pelimpah (m)

W = tinggi bendung (m)

a = nilai koefisien pada saat $h = Hd$ sehingga $C = Cd$



Gambar 2.18. Tinggi muka air diatas pelimpah

Sedangkan Pehitungan hidrolika kecepatan aliran diatas pelimpah dapat dihitung dengan rumus berikut (Chow, Ven Te, 1992: 345)

$$V_z = \sqrt{2g(Z + H_z - y_z)} \quad (2-31)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot y_z \quad (2-32)$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} \quad (2-33)$$

dengan:

- Q = debit aliran (m³/dt)
- L = lebar efektif pelimpah
- Vz = kecepatan aliran (m/dt)
- g = Percepatan gravitasi
- Z = tinggi jatuh atau jarak vertikal dari permukaan hulu sampai lantai kaki hilir (m)
- H_z = tinggi kecepatan hulu (m)
- Y_z = kedalaman aliran di kaki pelimpah (m)
- F_z = bilangan froude

Sedangkan untuk menghitung tinggi muka air diatas mercu (crest) pelimpah, digunakan persamaan dimana kondisi diatas mercu pelimpah dianggap kritis (Fr = 1), sehingga:

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot y_{cr}} \right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \quad (2-34)$$

$$1 = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot y_{cr}} \right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \tag{2-35}$$

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \tag{2-36}$$

dengan:

y_{cr} = tinggi muka air kritis diatas mercu pelimpah (m)

q = debit aliran persatuan lebar ($m^3/dt/m'$)

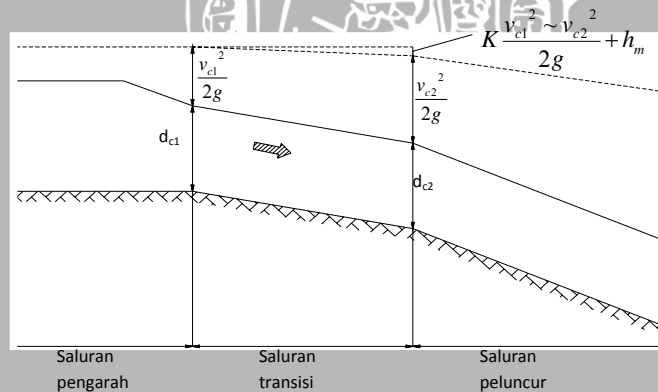
g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

2.2.1.4 Saluran Transisi

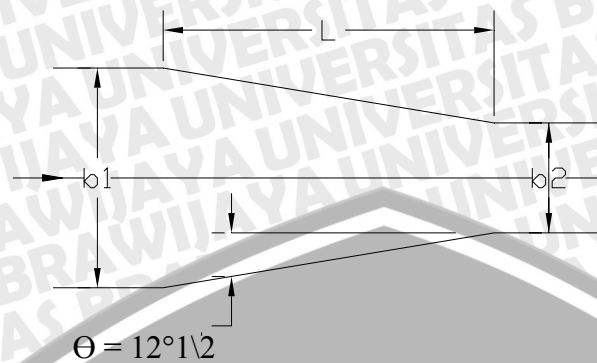
Saluran transisi perlu dibuat apabila :

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

Bentuk saluran transisi bisa digambarkan seperti gambar 2.12 dan 2.13.



Gambar 2.19. Potongan memanjang saluran transisi (Sumber: Sosrodarsono, 1977: 205)



Gambar 2.20 Saluran transisi
(Sumber: Sosrodarsono, 1977: 203)

Sistem saluran transisi dapat dilakukan dengan pengaturan kemiringan dasar atau membuat ambang kecil di ujung hilir saluran transisi. Kedua sistem tersebut untuk menciptakan aliran kritis di ujung hilir saluran transisi. Sebagai contoh misal titik B adalah titik akhir di hilir ambang. Y_B dan V_B sudah diketahui dari perhitungan aliran di atas ambang pelimpah, maka panjang saluran transisi bisa ditetapkan secara sembarang untuk penampang tanpa penyempitan, dan untuk bentuk dengan penyempitan dihitung sebagai berikut :

$$L = \frac{1/2(B_B - B_C)}{\tan \theta} \quad (2-37)$$

Dengan :

- B_B = lebar ambang
- B_C = lebar saluran peluncur
- L = panjang saluran transisi
- α = sudut penyempitan $\leq 12,5^\circ$

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2-38)$$

$$V_C = \frac{q}{Y_C} \quad (2-39)$$

Dengan :

- Y_C = kedalaman kritis di ujung hilir saluran transisi
- V_C = kecepatan kritis
- q = Q/B_2

q = debit per unit lebar

Q = debit keluaran maksimum rencana

Rumus hidraulis untuk menetapkan kemiringan :

$$Z + Y_B + \frac{V_B^2}{2g} = Y_C + \frac{V_C^2}{2g} + \frac{K(V_B^2 - V_C^2)}{2g} + hf \quad (2-40)$$

$$hf = \frac{\bar{V}^2 L}{nR^{4/3}} \quad (2-41)$$

$$S = \frac{Z}{L} \quad (2-42)$$

Dengan :

Z = beda tinggi titik B dan C (dicari)

Y_B = tinggi aliran di titik B

V_B = kecepatan air di titik B

Y_C = kedalaman kritis di ujung hilir

V_C = kecepatan kritis di ujung hilir

K = koefisien kehilangan tinggi akibat perubahan penampang
(0,1 s.d. 0,2)

hf = kehilangan tinggi tekan akibat gesekan

$$\bar{V} = \frac{V_B + V_C}{2}$$

n = koefisien Manning

\bar{R} = jari-jari hidrolis rata-rata

S = *slope* kemiringan dasar

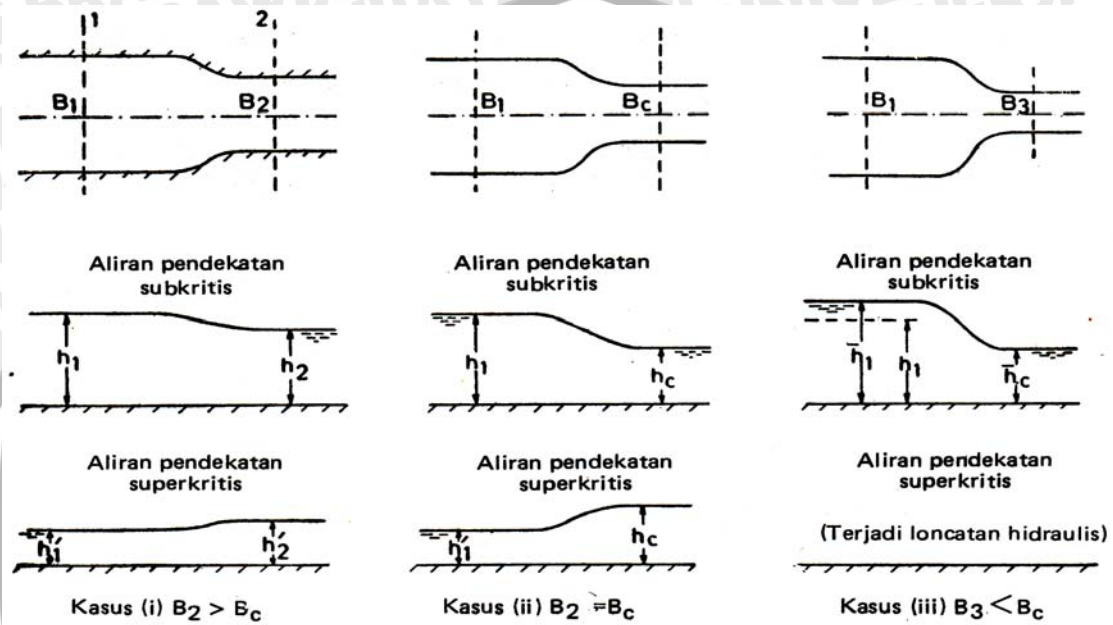
Dari perhitungan di atas, elevasi di hilir transisi dapat ditetapkan.

2.2.1.5 Penampang kontrol (*control section*) – Drempel (*sill*)

Penampang kontrol merupakan suatu penampang saluran yang dapat digunakan sebagai suatu kontrol kondisi hidraulik dengan memperhatikan sifat-sifat kondisi alirannya. Sebagai contoh bahwa aliran sub kritis (bilangan Froude, $F_r < 1$) dipengaruhi oleh keadaan di hilir, sedangkan keadaan ini tidak mempunyai pengaruh pada aliran super kritis. Dengan kata lain, aliran sub kritis dapat dikatakan beroperasi dengan suatu kontrol di hilir (*downstream control*) dan sebaliknya aliran super kritis dengan suatu kontrol di hulu (*upstream control*).

1. Penampang kontrol dengan sistem penyempitan lebar saluran.

Pengaliran pada pelimpah apabila ada pengaruh penyempitan karena adanya bangunan pilar, sejauh mana pengaruhnya pada perubahan kedalaman aliran di atas pelimpah dapat dianalisis dengan menggunakan energi spesifik pada aliran melalui penyempitan (*contraction*) dengan prinsip sebagai berikut:



Gambar 2.21 Aliran Melalui Penyempitan lebar saluran
(Sumber: Ranga Raju, 1981 :131)

Energi spesifik pada penampang 2 dapat dituliskan sebagai berikut:

$$E_2 = h_2 + \frac{Q^2}{2g B_2^2 h_2^2} \quad (2-43)$$

Apabila lebar B_2 berkurang, maka q_2 bertambah dan mendekati q_c , dengan kata lain aliran menjadi kritis pada lebar tertentu dan $B_2 = B_c$. Lebar yang menyebabkan aliran kritis dalam kontraksi dapat diperoleh sebagai berikut:

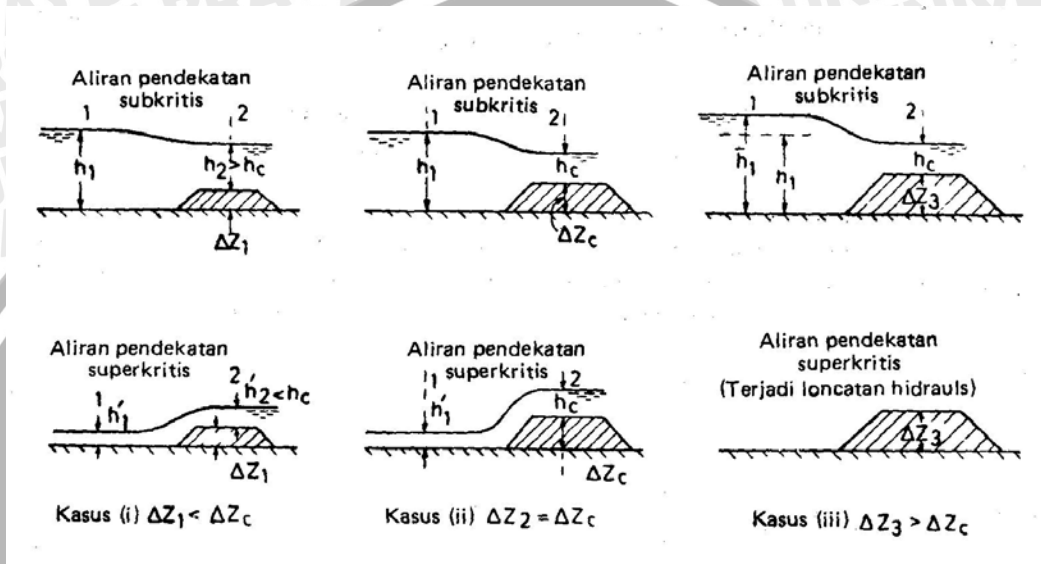
$$E_1 = (3/2) h_c \quad (2-44)$$

$$B_c = 1,84 Q / (g E_1^{3/2})^{1/2} \quad (2-45)$$

Dari fenomena tersebut di atas terlihat bahwa apabila penyempitan dilakukan untuk keadaan $B_2 > B_c$ atau $B_2 = B_c$, maka tidak berdampak pada kenaikan muka air di atas pelimpah, apabila $B_3 < B_c$ maka akan berdampak pada kenaikan muka air di atas pelimpah.

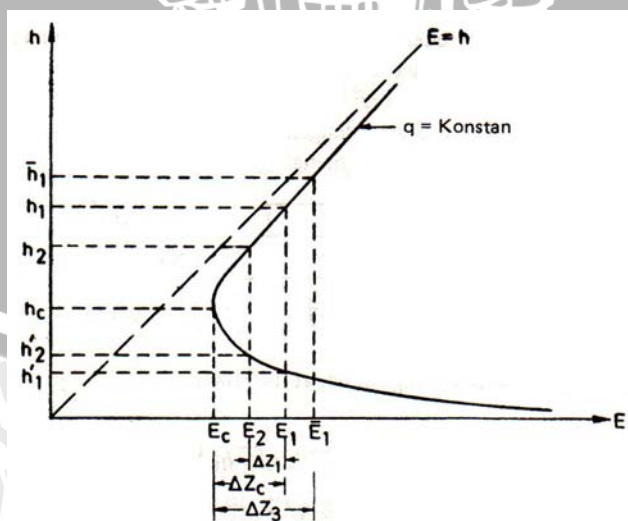
2. Penampang kontrol dengan sistem peninggian atau penurunan dasar saluran dan pembuatan sill.

Pengaliran pada saluran pelimpah samping atau saluran transisi menuju ke saluran peluncur perlu direncanakan dengan kondisi aliran yang stabil, yang perencanaan aliran yang stabil ini dapat ditempuh dengan pembuatan kedalaman pelimpah samping yang cukup dan pembuatan sill di akhir saluran samping atau pembuatan sill di akhir saluran transisi. Aliran melalui peninggian dengan cara pembuatan sill dapat dilakukan dengan prinsip sebagai berikut:



Gambar 2.22 Aliran Melalui Peninggian dasar saluran (Sumber: Ranga Raju, 1981 :135)

Energi spesifik untuk debit aliran persatuan lebar dapat dijelaskan dengan diagram energi spesifik sebagai berikut:



Gambar 2.23. Diagram energi spesifik untuk kasus peninggian dasar saluran (Sumber: Ranga Raju, 1981 :136)

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

$$E_2 = E_1 - \Delta Z_1 \quad (2-46)$$

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

$$E_2 = h + \frac{q^2}{2gh^2} \quad (2-47)$$

dengan sistem coba – coba. Akar h_2 yang lebih besar adalah kedalaman subkritis yang lebih kecil daripada kedalaman h_1 di hulu, dan kedalaman h_2 yang lebih kecil adalah kedalaman superkritis yang lebih besar daripada kedalaman hulu h_1 .

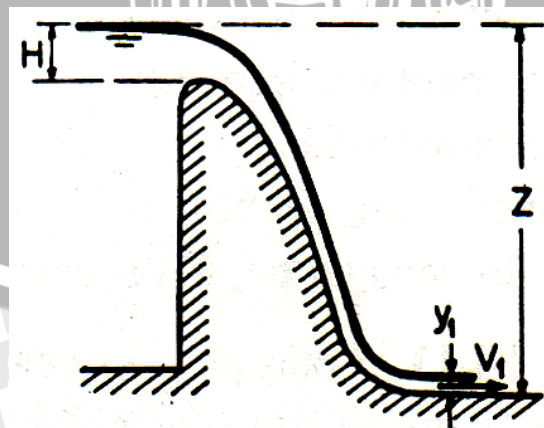
2.2.1.6 Profil Aliran

Untuk menentukan dan merencanakan konstruksi di belakang pelimpah, perlu dilakukan lebih dulu perhitungan tinggi aliran yaitu (y) di atas pelimpah. Kondisi aliran di atas ambang pelimpah dapat ditetapkan berdasar grafik pada gambar 4.32 dan 4.33.

Penetapan/perhitungan tinggi air di atas ambang dapat juga dilakukan dengan “metode tahapan standar”.

Rumus perkiraan yang tingkat ketelitiannya cukup dapat digunakan sebagai perencanaan, yaitu:

$$V_n = \sqrt{2g(\frac{1}{2}H_1 + h_n)} \quad (2-48)$$



Gambar 2.24. Skema aliran di atas ambang
(Sumber: Chow, 1985:379)

Dengan:

V_n = kecepatan pada titik ujung hilir ambang

H_1 = tinggi air di atas ambang

h_n = jarak titik yang ditinjau dari puncak ambang bendung

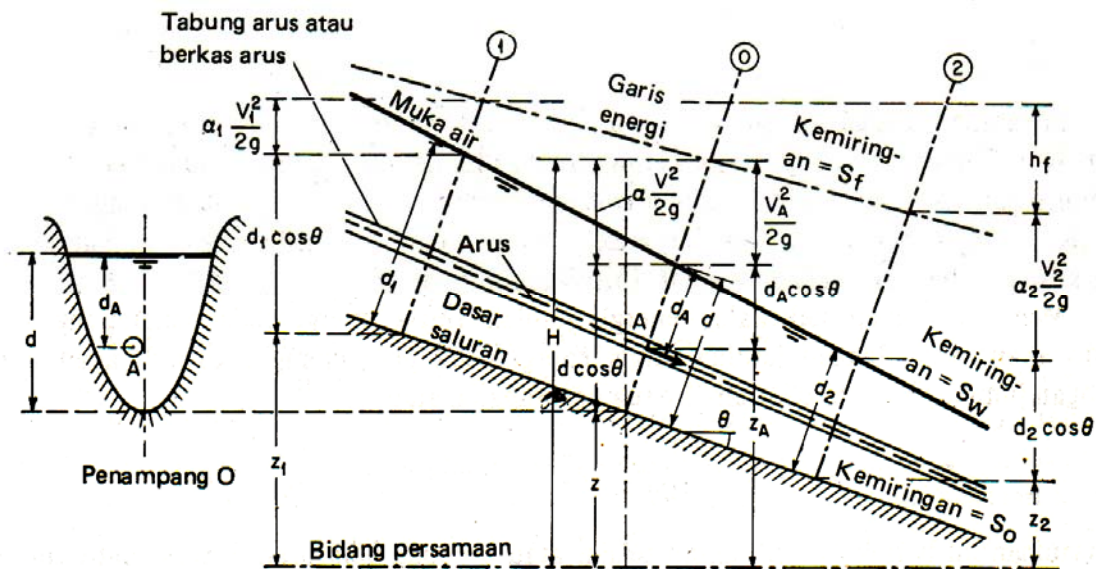
$$\text{dan } d_n = \frac{q}{V_n} \quad (2-49)$$

d_n = tinggi air di ujung hilir bendung

2.2.1.7 Saluran Peluncur (*chute way*)

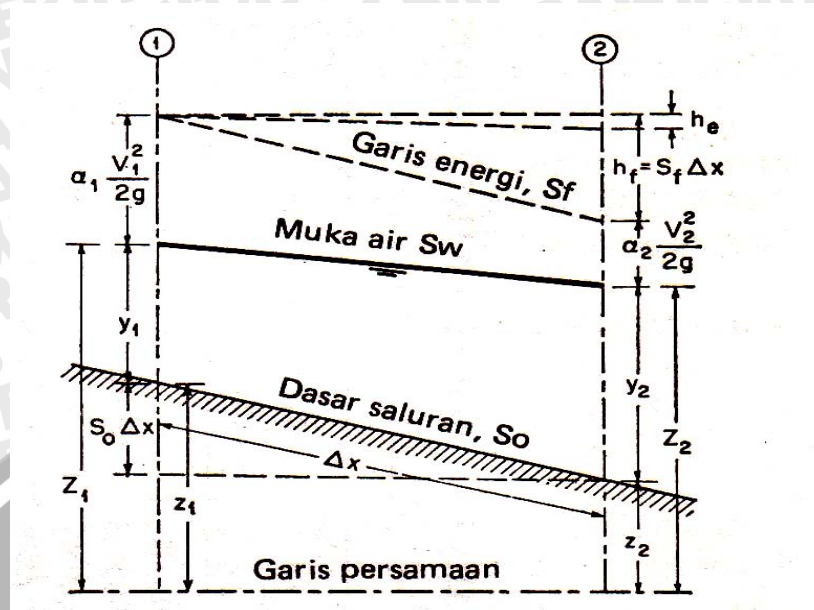
Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi atau ujung hilir ambang pelimpah (tanpa saluran transisi) sampai ke peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume beton kecil, maka alirannya harus mempunyai kecepatan tinggi. Saluran ini direncanakan dengan aliran 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 sebagai berikut:



Gambar 2.25. 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 adalah sebagai berikut :



Gambar 2.26. 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 :

$$Z_1 = S_o \cdot \Delta x + y_1 + Z_2 \text{ dan} \tag{2-50}$$

$$Z_2 = y_2 + Z_2 \tag{2-51}$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah :

$$h_f = S_f \cdot \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \tag{2-52}$$

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

Maka persamaan di atas dapat ditulis :

$$Z_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = Z_1 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \tag{2-53}$$

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

- a. 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 hidraulis maka

gelombang ini akan menjalar masuk ke dalam peredam energi dan fungsi peredam energi akan terganggu.

- b. Penampang lintang sebaiknya dibuat bentuk segi empat.
- c. 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.

2.2.1.8 Aerator

Kemiringan suatu saluran menimbulkan adanya kecepatan kritis dan superkritis yang dapat menyebabkan air lepas dari dasar saluran sehingga menimbulkan olakan (turbulensi). Dasar saluran seakan-akan mendapat tarikan dari luar dan rusak (terjadi kavitasi). Kavitasi harus dihilangkan pada saluran, karena dalam jangka waktu yang lama kavitasi dapat menyebabkan kerusakan yang dapat membahayakan konstruksi pelimpah.

Penelitian yang dilakukan oleh Peterka (1953) dan Lentiaev (1973) menyebutkan bahwa untuk mengurangi kecenderungan terjadinya kavitasi yang dapat membahayakan dasar saluran maka diperlukan adanya penambahan udara. (Falvey, 1990 : 59)

Salah satu cara untuk menambahkan udara dalam aliran agar kecepatannya dapat berkurang adalah dengan memberikan ruangan udara (aerator). Aerator telah digunakan di berbagai bendungan di dunia dan telah berhasil mengurangi kerusakan yang terjadi akibat kavitasi. Berbagai macam teori telah dikembangkan, tetapi perencanaan aerator tetap merupakan suatu seni. (Falvey, 1990:59)

Menurut Falvey (1990:60), ada berbagai macam tipe aerator yaitu:

1. *Deflector* (aerator tipe menyimpang)

Aerator tipe ini bertujuan untuk menaikkan aliran dari dasar saluran sehingga udara dapat masuk di bawah permukaan aliran dengan tidak menggunakan piranti mekanik, seperti pompa udara. Jadi pada saat air mengalir di atas aerator,

maka akan terjadi loncatan dan udara akan mengisi di bawah aliran air tersebut. (Falvey, 1990:60)

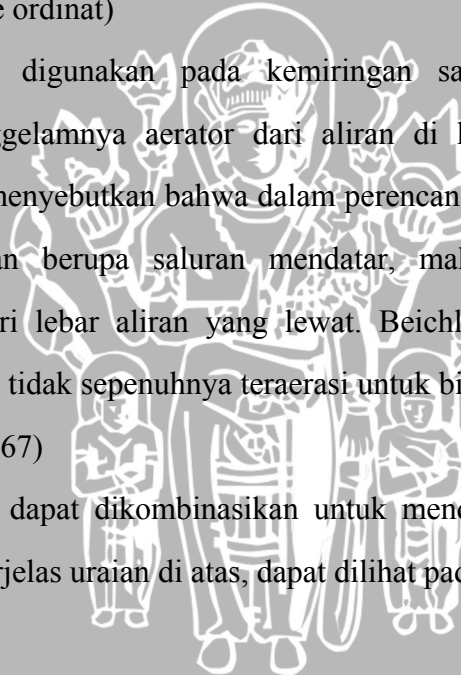
2. *Groove, slots* atau *air ducts* (aerator tipe alur)

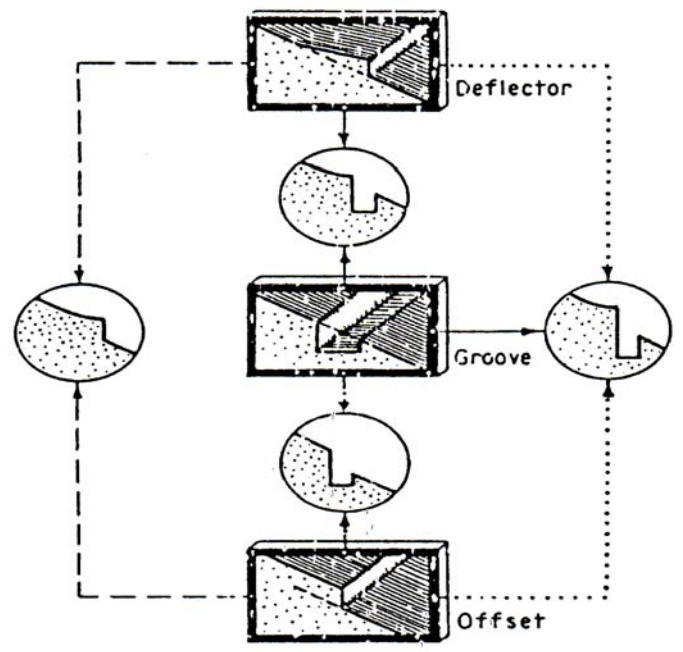
Aerator tipe ini berfungsi untuk mendistribusikan udara secara melebar pada saluran, pada perencanaannya dapat diberikan tambahan ventilasi udara pada samping kiri dan kanan dinding saluran. Adanya ventilasi atau saluran udara ini berfungsi untuk mengurangi kecepatan yang lewat di saluran. Tetapi apabila lebar dari saluran terlalu sempit, maka pada kecepatan yang tinggi air akan masuk ke dalam saluran udara tersebut. Hal ini menyebabkan kurang cukupnya udara untuk melindungi dasar saluran peluncur. (Falvey, 1990:63)

3. *Offset* (aerator tipe ordinat)

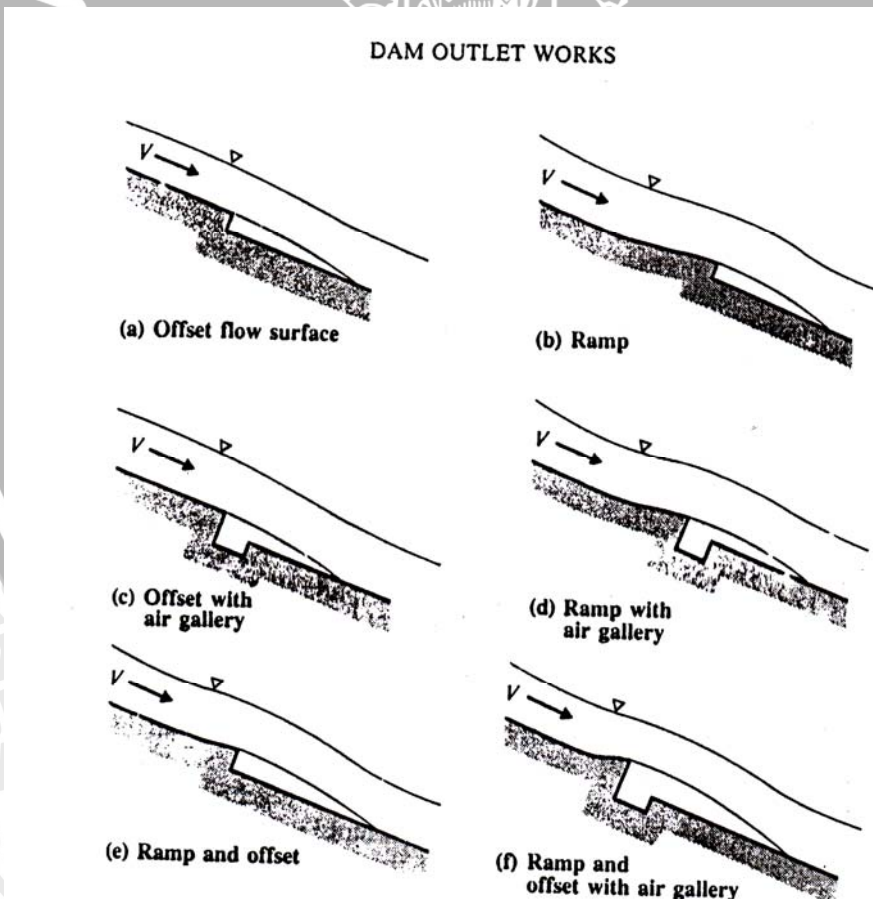
Aerator tipe ini digunakan pada kemiringan saluran yang kecil untuk menghindari tenggelamnya aerator dari aliran di hilirnya. Dalam studinya, Beichley (1973) menyebutkan bahwa dalam perencanaan aerator tipe ini apabila pada hilir saluran berupa saluran mendatar, maka penentuan ordinatnya sebaiknya $1/6$ dari lebar aliran yang lewat. Beichley (1973) menyimpulkan bahwa aliran akan tidak sepenuhnya teraerasi untuk bilangan Froude kurang dari 3,3. (Falvey, 1990:67)

Ketiga tipe di atas dapat dikombinasikan untuk mendapatkan hasil yang lebih maksimal. Untuk memperjelas uraian di atas, dapat dilihat pada gambar berikut.





Gambar 2.27. Tipe-tipe aerator
 Sumber : Falvey, 1990:60



Gambar 2.28. Tipe-tipe aerator
 Sumber : P.Novak, 1990:166



2.2.1.9 Peredam Energi (*stilling basin*)

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 di alirkan ke sungai harus diperlambat dan dirubah pada 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 type*),
- 2). Tipe kolam olakan (*stilling basin type*),
- 3). Tipe bak pusran (*roller bucket type*).

2.2.1.9.1 Peredam Energi Tipe loncatan

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

2.2.1.9.2 Peredam Energi Tipe Kolam Olakan

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 dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5$ m³/det/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 ($P_w > 60$ 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:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot d_1}} \quad (2-54)$$

- Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konyugasi)

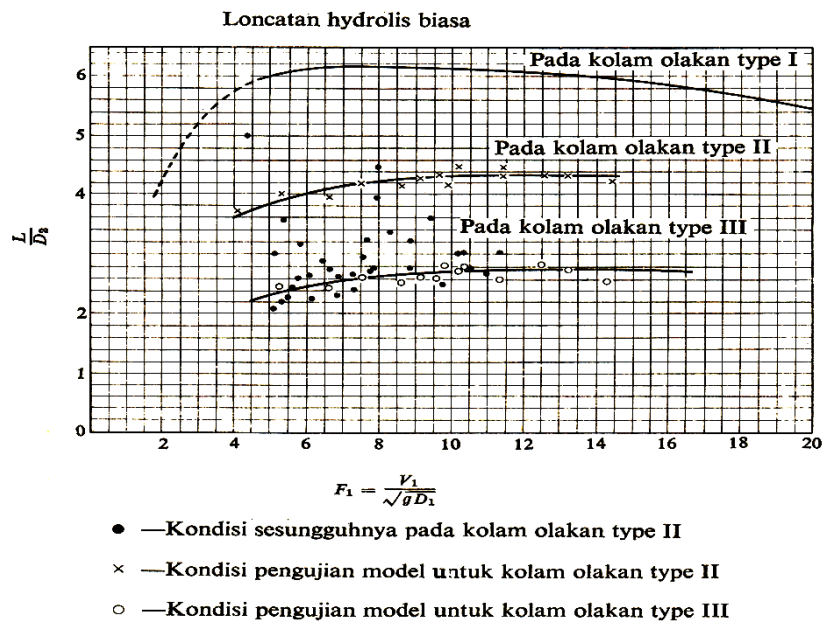
$$d_2 = \frac{d_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \quad (2-55)$$

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

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1 + 2.F_r^2) \cdot \sqrt{1 + 8.F_r^2} - 1 - 5.F_r^2}{1 + 4.F_r^2 - \sqrt{1 + 8.F_r^2}} - \left(\frac{\sqrt{g}}{C} F_r \right)^{2/3} \quad (2-56)$$

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 m/det²)
- C = Koefisien (= 1,40)



Gambar 2.29. Panjang Kolam olakan datar tipe I, II , III dan IV

- 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 :

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad (2-57)$$

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.

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{3/2} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \quad (2-58)$$

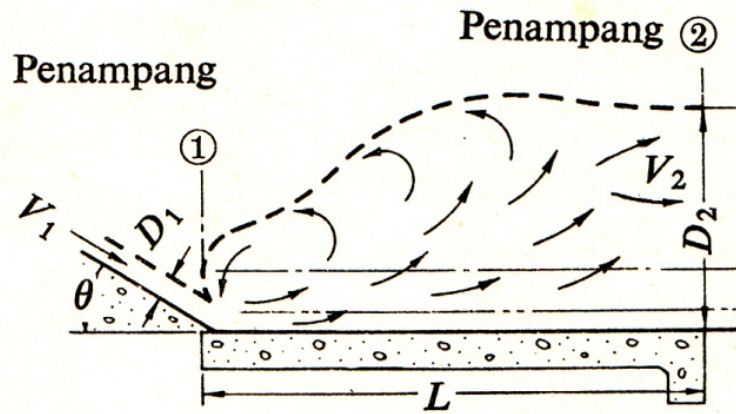
dengan:

E_1 = Energi spesifik sebelum loncatan.

E_2 = Energi spesifik setelah loncatan.

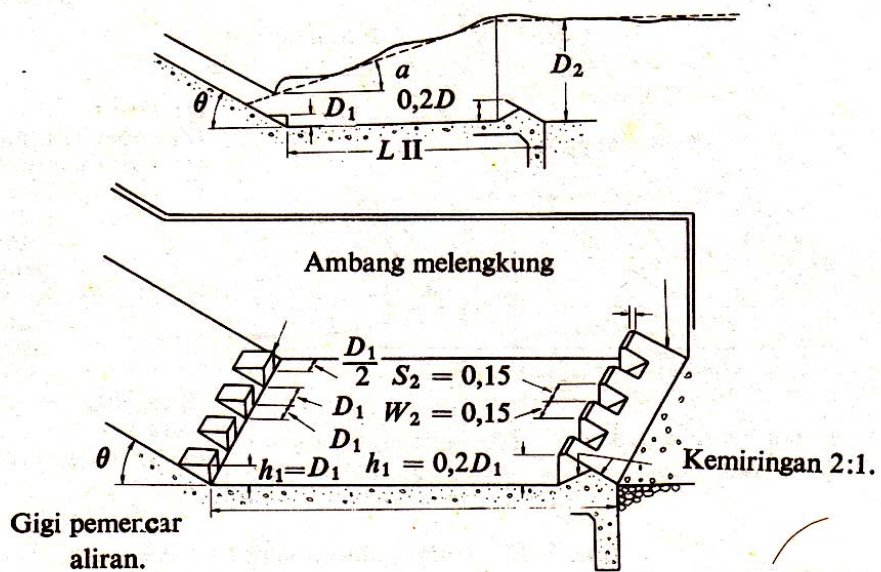
F_1 = Bilangan Froude

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



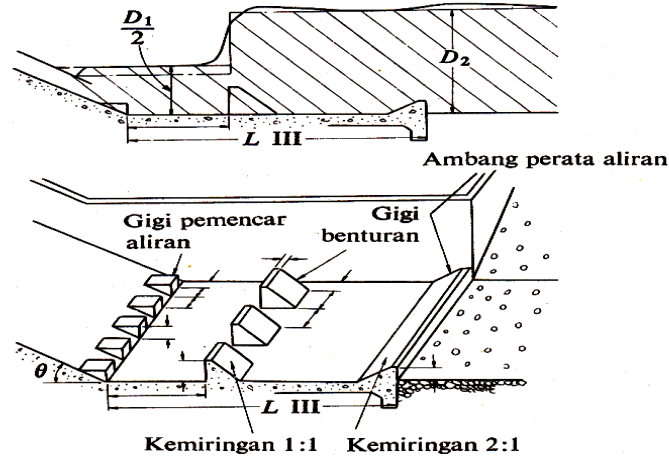
Gambar 2.30. Kolam olakan datar tipe I

Penampang memanjang loncatan hidrolis.

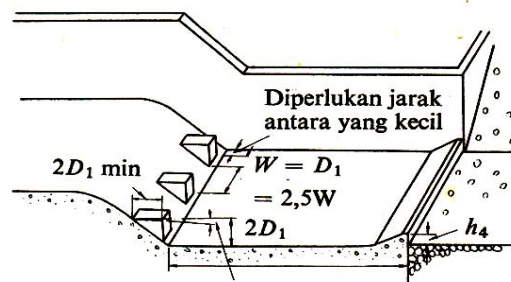


Gambar 2.31. Kolam olakan datar tipe II

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



Gambar 2.32. Kolam olakan datar tipe III



Puncak gigi pemencar aliran hendaknya dibuat 5° condong ke hilir. Jarak antara dua gigi pemencar = 2,5 W

Gambar 2.34. Kolam olakan datar tipe IV

Untuk meyakinkan kemampuan, efektivitas 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} .

2.2.1.10 Kavitasasi

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

Apabila gelembung-gelembung udara terbawa ke daerah yang bertekanan lebih tinggi, gelembung-gelembung udara tadi 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):

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{P \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-59)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{P \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-60)$$

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

σ = indeks kavitasi

P_o = ambient pressure (kPa) $\rightarrow 1 \text{ kPa} = 1000 \text{ N/m}^2$
 $= P_a + P_g$

P_a = tekanan atmosfer (=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 4.3.

Tabel 2.15. Sifat fisik air pada tekanan atmosfer (satuan SI)

Temperatur (t) °C	Massa jenis (ρ) Kg/m ³	Tekanan Uap Air (Pv) kPa	Kekentalan Kinematis (ν) m ² /dt.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

2.2.1.11 Aliran getar

Pada suatu saluran peluncur yang panjang terdapat bahaya aliran yang tidak stabil yang disebut sebagai aliran getar (slug/pulsating flow). Apabila panjang saluran tersebut lebih dari 30 meter, maka harus dikontrol dengan cara menghitung bilangan “vendernikov (V)” dan bilangan “Montuori (M)”.

Bilangan Vendernikov (V)

$$V = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd \cos \theta}} \quad (2-61)$$

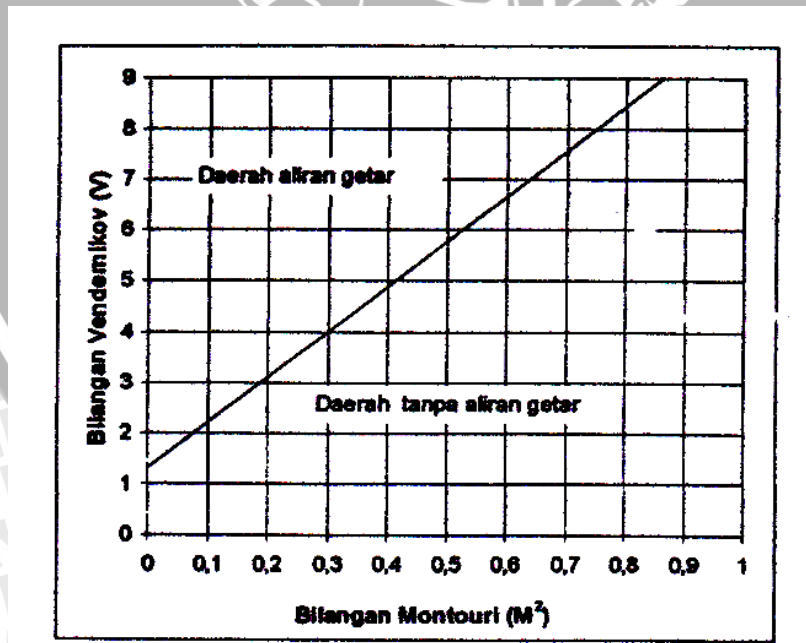
Bilangan Montuori

$$M^2 = \frac{V^2}{gIL \cos \theta} \quad (2-62)$$

Dalam hal ini:

- b = lebar dasar saluran (m)
- v = kecepatan aliran (m/dt)
- g = percepatan grafitasi (= 9,81 m/det²)
- P = keliling basah (m)
- d = kedalaman hidraulik (m)
- I = kemiringan rerata gradien energi (= $\tan \theta$)
- θ = sudut gradien energi
- L = panjang saluran (m)

Untuk perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada Gambar 4.17. untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 2.35. Kriteria Aliran Getar (USBR 1978)

2.2.1.12 Kedalaman gerusan pada alur sungai di hilir peredam energi

Perhitungan teoritis dan pengukuran di model test hidrolika tentang potensi gerusan yang terjadi pada alur sungai di hilir peredam energi merupakan bagian penting untuk mengamankan morfologi sungai di hilir peredam energi. Sebagai bahan kajian dalam penelitian ini akan dilakukan pengukuran dan perhitungan potensi gerusan di hilir peredam energi dengan berbagai pendekatan rumus empiris sebagai berikut :

1) Rumus Lacey :

$$R = 0,47 (Q/f)^{1/3}$$

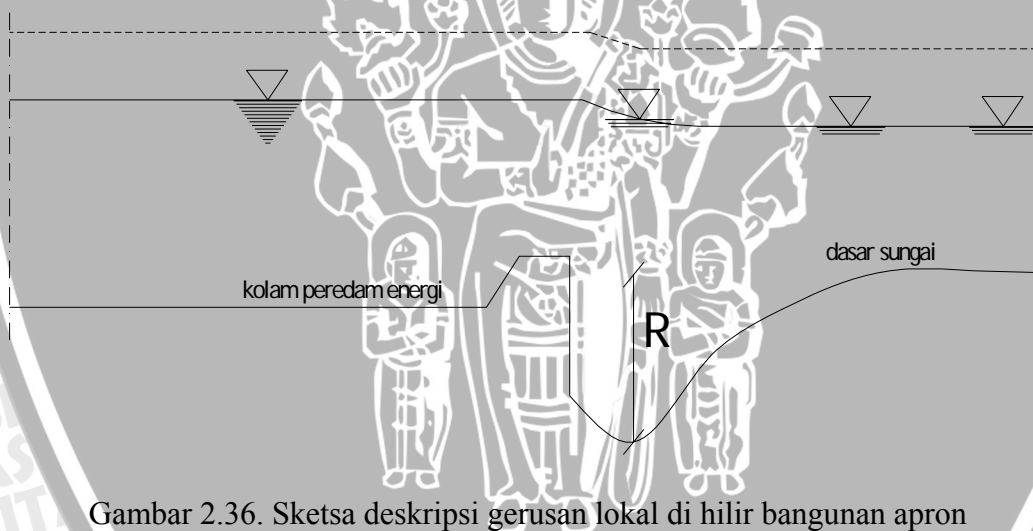
Dimana :

R = Kedalaman gerusan di bawah permukaan air banjir (m)

f = Faktor Lacey = $1,76 D_m^{0,5}$

D_m = Diemeter nilai tengah (*mean*) untuk material dasar sungai (mm)

Untuk turbulensi aliran yang tidak stabil, R ditambah 1,5 nya lagi.



Gambar 2.36. Sketsa deskripsi gerusan lokal di hilir bangunan apron (rumus Lacey)

2) Rumus Schotlisch (1932) :

$$ds = S + hd = 4,75 (H^{0,2} q^{0,5} / D_{90}^{0,32})$$

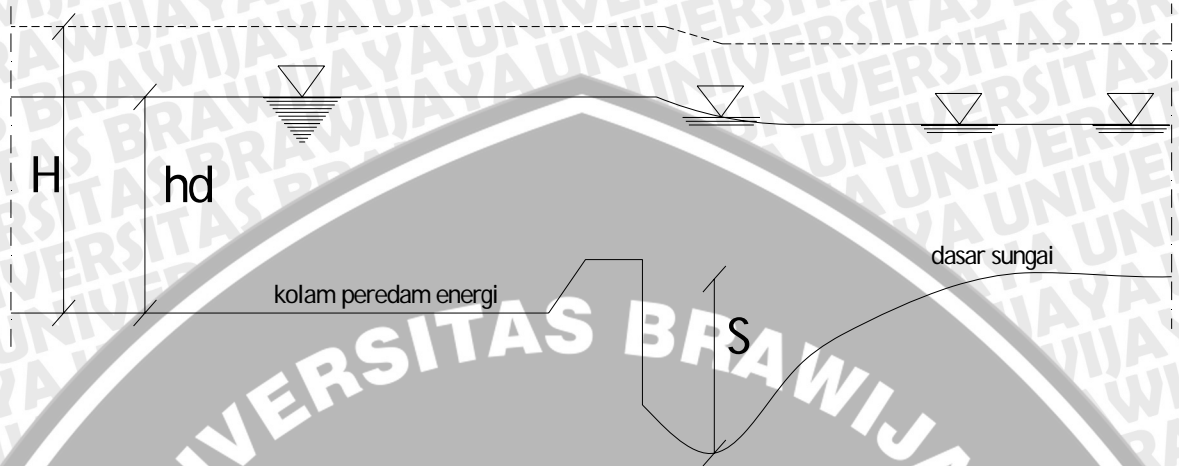
Dimana :

ds = Jarak dari titik kedalaman terhadap lubang gerusan ke arah permukaan air bagian hilir (m)

S = Kedalaman lubang gerusan (m)

hd = Kedalaman air di hilir (m)

- q = Debit persatuan lebar ($m^3/dt/m$)
- D_{90} = Ukuran butiran dimana 90% material tertahan (mm)
- H = Jarak vertikal antara garis energi dan dasar pada peredam energi (m)



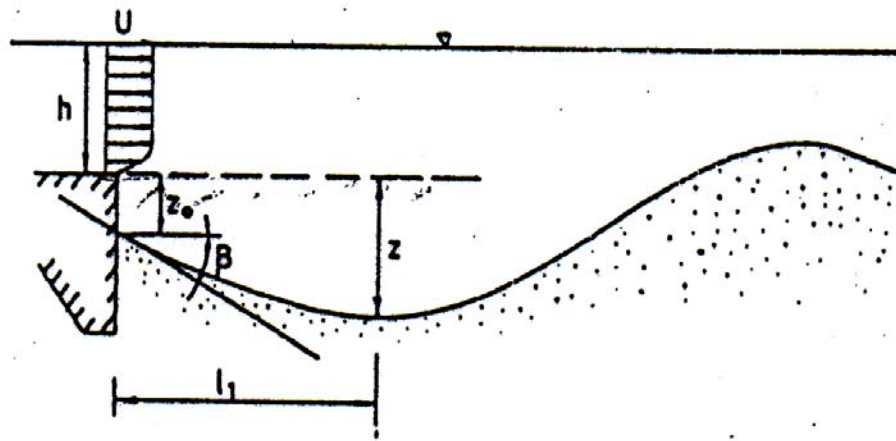
Gambar 2.37. Sketsa deskripsi gerusan lokal di hilir bangunan apron (rumus Schotlich)

- 3) Rumus hasil experimental Breusers (1966,1967),
Van der Meulen – Vinje (1975) :

$$Z = (U_m - U_c)^{1,634} h^{0,24} t^{0,38} / (8,15 \Delta^{0,646})$$

Dimana :

- Z= Kedalaman gerusan (m)
- $U_m = U + 3 \sigma_{uh}$
- U = Kecepatan aliran rata-rata sebelum lubang gerusan (m/det)
- σ_{uh} = Standar deviasi kecepatan aliran sebelum lubang gerusan (m/det)
- U_c = Kecepatan kritis material dasar sungai (m/det)
- h = Kedalaman aliran (\m)
- t = Waktu (jam)
- Δ = Kerapatan sedimen relatif = $(\rho_{\sigma} - \rho) / \rho$



Gambar 2.38. Sketsa deskripsi gerusan lokal di hilir bangunan apron
(rumus Van der meulen dan Vinje)

2.3 Stabilitas Konstruksi

Kokohnya suatu bangunan , selain ditentukan oleh konstruksinya sendiri, juga ditentukan terutama oleh kekuatan tanah dasar yang arus menaan atau memikul bangunannya.

Kekuatan tanah bergantung pada jenis dan sifat-sifatya serta kelakuannya teradap pengaruh-pengaruh luar. Oleh sebab itu untuk merencanakan bangunan perlu diteliti jenis, sifat dan kelakuan terhadap bangunan. Dalam analisa stabilitas, kontrol-kontrol stabilitas bangunan diperhitungkan dalam :

- ▶ Stabilitas terhadap guling
- ▶ Stabilitas terhadap geser
- ▶ Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Adapun dalam perhitungan stabilitas pelimpah gaya – gaya yang bekerja pada pelimpah adalah :

1. Tekanan air (statis dan dinamis)
2. Tekanan tanah (aktif dan pasif)
3. Tekanan angkat atau gaya angkat air (*up lift*)
4. Kekuatan gempa yang diperhitungkan secara horisontal terhadap titik tinjauan paling kritis (*turning point*)

2.3.1 Stabilitas Terhadap Guling

Kestabilan terhadap guling dihitung dengan rumus :

$$\text{Keadaan normal } SF = \frac{M_t}{M_g} > 1,5 \quad (2-63)$$

$$\text{Keadaan gempa } SF = \frac{M_t}{M_g} > 1,1 \quad (2-64)$$

Dengan:

SF = angka keamanan

M_t = momen tahan (ton . m)

M_g = momen guling (ton . m)

2.3.2 Stabilitas Terhadap Geser

Kestabilan terhadap geser dihitung dengan rumus :

$$SF = \frac{C \cdot A' + \sum V \cdot \tan \phi}{\sum H} \quad (2-65)$$

Dengan:

SF = angka keamanan

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)

$\sum H$ = jumlah gaya horisontal (ton)

C = adhesi antara dasar pondasi dengan tanah pondasi (t/m^2)

A' = luas pembebanan efektif

$\tan \phi$ = faktor geser antara dasar pondasi dengan dasar pondasi

2.3.3 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Kestabilan terhadap daya dukung didasarkan dengan anggapan bahwa:

1. Jika titik tangkap gaya resultan terletak di dalam batas 1/3 dari tepi dasar masing-masing sisi:

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{V} - \frac{L}{2} \right| < \frac{L}{3} \quad (2-66)$$

$$\sigma_{12} = \frac{\sum V}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad (2-67)$$

Dengan :

σ = besarnya reaksi daya dukung tanah (t/m^2)

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)

- e = gaya resultante
 B = lebar pondasi (m)
 A = luas dasar pondasi per meter panjang (m^2)

2. Jika titik tangkap gaya resultante terletak diluar batas $1/3$ dari masing-masing sisi (diluar inti dari dasar pondasi).

$$e > \frac{L}{3} \quad (2-68)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{2 \cdot \sum V}{L \cdot X} \quad (2-69)$$

Dengan :

- σ = besarnya reaksi daya dukung tanah (t/m^2)
 $\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)
 L = lebar per meter panjang (m)
 X = lebar manfaat dari kerja reaksi dasar pondasi (m)
 $= 3(B/2 - e)$

2.3.4 Angka keamanan untuk tebal lantai

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (2-70)$$

$$\sum V = \text{jumlah gaya vertikal (ton)}$$

$$\sum U = \text{jumlah gaya up-lift (ton)}$$

2.3.5 Dasar perhitungan pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan dapat diuraikan sebagai berikut :

1. Tekanan air statis

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2-71)$$

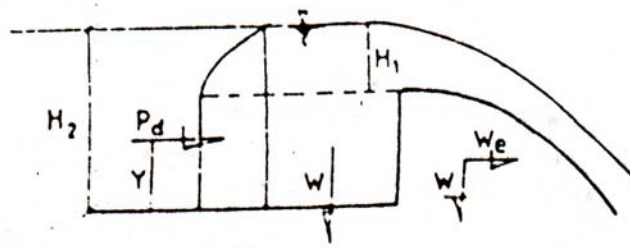
Dengan :

$$P_w = \text{tekanan air statis (ton)}$$

$$\gamma_w = \text{berat jenis air (ton/m}^3\text{)}$$

$$H = \text{kedalaman air (m)}$$

2. Tekanan air dinamis



Gambar 2.39 Tekanan air dinamis

$$P_d = 7/12 \cdot \gamma_w \cdot KH \cdot H_2^2 (1 - Z^{1.5}) \quad (2-72)$$

$$Y = H_2 \cdot \left(1 - \left(\frac{3}{5} \cdot \frac{1 - z^{2.5}}{1 - z^{1.5}} \right) \right) \quad (2-73)$$

Dengan :

P_d = tekanan air statis (ton)

γ_w = berat jenis air (ton/m³)

KH= kedalaman air (m)

H_1 = tinggi air diatas crest (m)

H_1 = tinggi air dari dasar (m)

Z = rasio perbandingan untuk H_1/H_2

Y = jarak terhadap pusat tekanan (m)

3. Berat air

$$W = V \cdot \gamma_w \quad (2-74)$$

Dengan :

W = berat air (ton)

V = volume air (m³)

γ_w = berat jenis air (ton/m³)

2.3.6 Daya Dukung Pondasi

Suatu pondasi merupakan bagian dari struktur yang menyalurkan beban langsung ke lapisan tanah dibawahnya. Pondasi harus memenuhi dua persyaratan dasar.

- (1) faktor keamanan terhadap keruntuhan geser dari tanah pendukung harus memadai, biasanya sebesar 2,5 sampai 3;
- (2) penurunan pondasi dapat terjadi dalam batas toleransi dan penurunan sebagian (differential settlement) tidak boleh menyebabkan

kerusakan serius atau mempengaruhi fungsi struktur. Daya dukung tanah ijin (q_a) didefinisikan sebagai tekanan maksimum yang boleh dikerjakan pada tanah sedemikian rupa sehingga kedua kebutuhan dasar di atas terpenuhi. Suatu persyaratan tidak langsung menetapkan bahwa pondasi, dan kegiatan-kegiatan yang terlibat dalam pembangunannya, tidak boleh menimbulkan pengaruh yang kurang baik terhadap struktur-struktur di sekitarnya serta fasilitas-fasilitas pelayanannya.

Kestabilan terhadap daya dukung didasarkan dengan anggapan bahwa:

1. Jika titik tangkap gaya resultan terletak di dalam batas $1/3$ dari tepi dasar masing-masing sisi:

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h \frac{L}{2}}{V} \right| < \frac{L}{3} \quad (2-75)$$

$$\sigma_{12} = \frac{\sum V}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad (2-76)$$

Dengan :

σ = besarnya reaksi daya dukung tanah (t/m^2)

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)

e = gaya resultante

B = lebar pondasi (m)

A = luas dasar pondasi per meter panjang (m^2)

2. Jika titik tangkap gaya resultante terletak diluar batas $1/3$ dari masing-masing sisi (diluar inti dari dasar pondasi).

$$e > \frac{L}{3} \quad (2-77)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{2 \cdot \sum V}{L \cdot X} \quad (2-78)$$

Dengan :

σ = besarnya reaksi daya dukung tanah (t/m^2)

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)

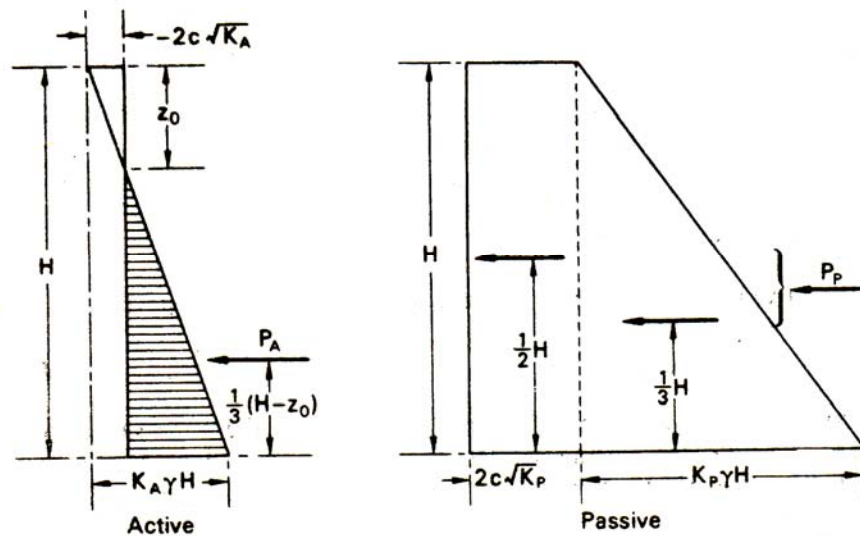
L = lebar per meter panjang (m)

X = lebar manfaat dari kerja reaksi dasar pondasi (m)

= $3(B/2 - e)$

2.3.7 Tekanan tanah

Rankine (1857) meninjau, tanah dalam keadaan keseimbangan plastik dan menggunakan anggapan-anggapan yang pada pokoknya sama dengan anggapan-anggapan yang digunakan oleh Coulomb, kecuali bahwa dia menganggap tidak ada adhesi antara dinding dan tanah, yakni anggapan yang sangat menyederhanakan persoalan.



Gambar 2.40 Diagram tekanan tanah aktif dan pasif

1. Tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 P_a &= \int_{z_0}^H pa \, dz \\
 &= \frac{1}{2} K_a \gamma (H^2 - z_0^2) - 2C (\sqrt{K_a}) (H - z_0) \quad (2-79)
 \end{aligned}$$

Dengan:

P_a = tekanan tanah aktif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m³)

H = tinggi tanah (m)

z_0 = kedalaman dari $2C (\sqrt{K_a})$ (m)

$$= \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}} \text{ (m)}$$

C = kohesi tanah (ton/m²)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

$$= \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

ϕ = sudut geser dalam tanah ($^{\circ}$)

2. Tekanan tanah pasif

$$P_p = \int_0^H P_p \, dZ$$

$$= \frac{1}{2} K_p \gamma \cdot H^2 + 2C (\sqrt{K_p}) H \quad (2-80)$$

Dengan:

P_p = tekanan tanah pasif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m³)

H = tinggi tanah (m)

C = kohesi tanah (ton/m²)

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

$$= \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2-81)$$

ϕ = sudut geser dalam tanah ($^{\circ}$)

2.3.8 Gaya akibat pengaruh gempa

Berat bangunan

$$W_e = W \cdot k_h \quad (2-82)$$

Dengan:

W_e = gaya akibat pengaruh gempa (ton)

W = berat sendiri bangunan (gaya vertikal) (ton)

k_h = koefisien gempa horisontal (asumsi , $k_h = 0,15$)

2.3.9 Tekann uplift

Tekanan angkat (up lift) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir ambang pelimpah yang bekerja pada dasar pondasi. Untuk menghitung tekanan angkat ini dapat digunakan rumus :

$$U_p = \frac{\gamma_w \cdot H_1 + \gamma_w \cdot H_2}{2} A \quad (2-83)$$

Dimana :

U_p = tekanan uplift (ton)

H_1 & H_2 = tinggi air pada potongan 1 dan 2 (m)

A = Luas penampang per meter lebar (m²)

2.3.10 Koefisien tekanan tanah

- Koefisien tekanan tanah aktif

$$k_a = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \tag{2-84}$$

- Koefisien tekanan tanah pasif

$$k_p = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} \tag{2-85}$$

2.3.11 Daya dukung ijin tanah (σ)

Rumus yang dipakai adalah rumus Ohsaki (Sosrodarsono, 1983:33) :

$$\sigma = \frac{qu}{SF} = \frac{\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q}{3} \tag{2-86}$$

Dengan :

- σ = Daya dukung ijin tanah (ton/m²)
- qu = Daya dukung *ultimate* (ton/m²)
- SF = Angka keamanan (*safety factor*, SF) = 3
- α, β = Faktor bentuk pondasi (Tabel 2.12)
- γ = Berat isi tanah dalam kondisi jenuh, \square sat (ton/m³)
- C = Kohesi tanah (ton/m²)
- D_f = Kedalaman pondasi (m)
- B = Lebar pondasi (m)
- N_c, N_γ, N_q = Koefisien daya dukung tanah dari OHSAKI (Tabel 2.5) fungsi dari sudut geser dalam tanah (angle of repose, θ)

Tabel 2.16 Faktor bentuk pondasi

Faktor bentuk	Bentuk Pondasi			
	Menerus	Bujur sangkar	Persegi	Lingkaran
α	1,0	1,3	$1,0 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}$	1,3
β	0,5	0,4	$0,5 = 0,1 \cdot \frac{B}{L}$	0,3

Sumber: Sosrodarsono (1983:33)



Tabel 2.17 Koefisien daya dukung tanah dari OHSAKI

ϕ	NC	N_γ	N_q
0°	5,3	0	1,0
5°	5,3	0	1,4
10°	5,3	0	1,9
15°	6,5	1,2	2,7
20°	7,9	2,0	3,9
25°	9,9	3,3	5,6
28°	11,5	4,4	7,1
32°	20,9	10,6	14,1
36°	42,2	30,5	31,6
40°	95,7	115,7	81,3
45°	172,3	325,8	173,3
50°	347,5	1073,4	415,1

Sumber: Sosrodarsono (1983:33)

Tabel 2.18 Perkiraan nilai-nilai daya dukung tanah

Tipe tanah	Nilai daya dukung		Tanda-tanda
	(kN/m ²)	(ton/m ²)	
Kerikil rapat atau pasir rapat dan kerikil	> 600	> 61,16	Lebar pondasi (B) paling sedikit 1 m. Muka air tanah paling sedikit sejarak B dari dasar pondasi
Kerikil agak rapat atau pasir agak rapat dan kerikil	200 - 600	20,39 - 61,16	
Kerikil lepas atau pasir lepas dan kerikil	< 200	< 20,39	
Pasir padat	> 300	> 30,58	
Pasir agak lepas	100 - 300	10,19 - 30,58	
Pasir lepas	< 100	< 10,19	
Lempung berangkal sangat kaku dan lempung keras	300 - 600	30,58 - 61,16	
Lempung kaku	150 - 300	15,29 - 30,58	
Lempung kuat	75 - 150	7,64 - 15,29	
Lempung dan lanau lunak	< 75	< 7,64	
Lempung dan lanau sangat lunak	-	-	

Sumber : Craig (1986:262)