

BAB II LANDASAN TEORI

2.1. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi merupakan satu bagian analisa awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidraulik. Pengertian yang terkandung di dalamnya adalah bahwa informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisis hidrologi merupakan masukan penting dalam analisis selanjutnya.

2.1.1. Penentuan Kala Ulang Banjir

Untuk membuat desain bangunan pelimpah, diperlukan debit banjir rencana yang realistis. Untuk itu, angka-angka hasil perhitungan hidrologi perlu uji dengan menggunakan data banjir dari pencatatan atau pengamatan setempat.

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

Kategori bendungan	Kapasitas tampungan waduk (juta m ³)	Tinggi Bendungan (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	= 61,5	= 30,5

Sumber : Masrebania (2012:4)

Tabel 2.2. 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 sawah/permukiman	05 - 10

Sumber : Masrebania (2012:4)

Tabel 2.3. 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 0,5 PMF
3	Peredam energy (<i>stilling basin</i>)	100
4	Kapasitas saluran pelepasan (<i>outlet Channel</i>)	50

Sumber : Masrevaniah (2012:4)

Tabel 2.4. Kriteria Kala Ulang Banjir Rancangan Sebagai Kontrol Kapasitas Pelimpah Berdasarkan Klasifikasi Tingkat Bahaya (*Hazzard classification*)

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

Sumber : Masrevaniah (2012:4)

2.1.2. Analisa Curah Hujan Rerata Daerah

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 milimeter.

Curah hujan daerah ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Cara-cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut (Sosrodarsono, 1983:27):

1. Cara Rata-Rata Aljabar
2. Cara poligon Thiessen
3. Cara garis Isohiet

Pada umumnya untuk menghitung curah hujan daerah dapat digunakan standar luas daerah sebagai berikut (Sosrodarsono, 2003:51) :

1. Daerah dengan luas 250 ha yang mempunyai variasi topografi kecil, dapat diwakili oleh sebuah alat ukur curah hujan.
2. Untuk daerah antara 250 - 50.000 ha dengan 2 atau 3 titik pengamatan, dapat digunakan cara rata-rata Aljabar.
3. Untuk daerah antara 120.000 – 500.000 ha yang mempunyai titik-titik pengamatan yang tersebar cukup merata dan dimana curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi, dapat digunakan cara rata-rata aljabar. Jika titik-titik pengamatan itu tidak tersebar merata maka digunakan cara Thiessen.
4. Untuk daerah yang lebih besar dari 500.000 ha, dapat digunakan cara Isohiet atau cara potongan antara (*inter-section method*).

Berdasarkan ketentuan di atas, maka dalam penelitian ini metode yang digunakan untuk menghitung hujan rata-rata daerah adalah cara Rata-Rata Aljabar karena daerah aliran sungai mempunyai luas 23.918,49 Ha atau 239,18 km² dan memiliki 3 stasiun pemantau hujan.

Tinggi curah hujan daerah metode rata-rata aljabar dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n) \quad (2-1)$$

dengan :

$\bar{R}$ = tinggi curah hujan rata-rata daerah (mm)

n = tinggi curah hujan pada pos penakar A,B,C,....,n (mm)

R_1, R_2, R_3, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan

2.1.3. Analisa Curah Hujan Rancangan

Hujan rancangan maksimum adalah besarnya curah hujan harian terbesar tahunan 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 :

1. Distribusi Gumbel Tipe I
2. Distribusi Log Pearson Tipe III

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

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

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

dengan :

Cs = Koefisien kepengcengan

Ck = koefisien puncak

S = simpangan baku

n = jumlah data

adapun beberapa parameter statistik yang digunakan sebagai dasar pengembangan rumus untuk masing masing metode adalah sebagai berikut :

Tabel 2.5. Parameter Statistik Dasar Pengembangan Metode Analisis Frekuensi Distribusi Nilai Ekstrim

Metode Distribusi	Koefisien Kurtosis, Ck	Koefisien Kepencengan, Cs
Gumbel Tipe I	<5,4002	1,1398
Normal	3,000	0,0000
Log Pearson Tipe III	Bebas	Bebas

Sumber : Sri Harto (1993:245)

Apabila harga Cs dan Ck tidak memenuhi distribusi metode Gumbel dan Normal, maka digunakan Metode Log Pearson Tipe III dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel, lebih akurat dan dapat dipakai untuk semua sebaran data. Pada metode ini besarnya harga parameter statistiknya (Cs dan Ck) tidak ada ketentuan.

2.1.3.1. Distribusi Log Pearson Tipe III

Adapun parameter-parameter statistik yang diperlukan oleh distribusi Log Pearson Tipe III adalah :

1. Harga rata-rata (*mean*)
2. Simpangan baku (*standard deviasi*)
3. Koefisien kepengcengan (*skewness*)

Langkah-langkah dalam perhitungan curah hujan rancangan berdasarkan Log Pearson Tipe III adalah sebagai berikut (Soemarto, 1987:243) :

1. Data hujan harian maksimum tahunan sebanyak n tahun diubah ke dalam bentuk logaritma.
2. Menghitung harga rata-rata logaritma dengan rumus berikut ini :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \quad (2-4)$$

3. Menghitung harga standard deviasi dengan rumus berikut ini :

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n |(\overline{\log X} - \log X_i)|^2}{(n-1)}} \quad (2-5)$$

4. Menghitung koefisien kepengcengan dengan rumus berikut ini :

$$C_s = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\overline{\log X} - \log X_i)^3}{(n-1)(n-2) S_d^3} \quad (2-6)$$

5. Mengitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus berikut ini :

$$\log Q = \overline{\log X} + G \cdot S_d \quad (2-7)$$

Harga-harga G diambil dari tabel 2.6. untuk harga-harga Cs positif. Jadi dengan harga Cs yang dihitung dan waktu balik yang dikehendaki G dapat diketahui.

6. Menghitung antilog dari Log Q untuk mendapat debit banjir dengan waktu balik yang dikehendaki Q_r

dengan :

Log Q = logaritma curah hujan rancangan dengan kala ulang T tahun

Log X = rata-rata logaritma data

N = banyaknya tahun pengamatan

S_d = simpangan baku data

C_s = koefisien kepengcengan

G = koefisien frekuensi

Tabel 2.6. Faktor frekuensi dengan fungsi dari nilai koefisien Skewness (C_s) dan Kala ulang (T)

T (th)	1,0101	1,0526	1,1111	1,25	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs:P(%)	99	95	90	80	50	20	10	5	4	2	1	0,5	0,1
1,0	-1,588	-1,317	-1,128	-0,852	0,164	0,758	1,340	1,809	2,043	2,542	3,022	3,489	4,53
0,9	-1,66	-1,353	-1,147	-0,854	0,148	0,769	1,339	1,792	2,018	2,498	2,957	3,401	4,39
0,8	-1,733	-1,388	-1,166	-0,856	0,132	0,78	1,336	1,774	1,993	2,453	2,891	3,312	4,24
0,7	-1,806	-1,423	-1,183	-0,857	0,116	0,79	1,333	1,756	1,967	2,407	2,824	3,223	4,1
0,6	-1,88	-1,458	-1,2	-0,857	0,079	0,8	1,328	1,735	1,939	2,359	2,755	3,132	3,96
0,5	-1,955	-1,491	-1,216	-0,856	0,083	0,808	1,323	1,714	1,91	2,311	2,606	3,041	3,81
0,4	-2,029	-1,524	-1,231	-0,855	0,066	0,816	1,317	1,692	1,88	2,261	2,615	2,947	3,67
0,3	-2,13	-1,555	-1,245	-0,853	0,05	0,824	1,309	1,669	1,849	2,211	2,544	2,856	3,52
0,2	-2,17	-1,538	-1,258	-0,85	0,033	0,83	1,301	1,646	1,818	2,159	2,472	2,763	3,38

Lanjutan tabel 2.6.

T (th)	1,0101	1,0526	1,1111	1,25	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs:P(%)	99	95	90	80	50	20	10	5	4	2	1	0,5	0,1
0,1	-2,252	-1,616	-1,270	-0,085	0,017	0,836	1,297	1,622	1,785	2,107	2,4	2,67	3,23
0	-2,326	-1,645	-1,202	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,595	1,751	2,054	2,326	2,576	3,09
-0,1	-2,400	-1,673	-1,292	-0,336	0,017	0,846	1,27	1,567	1,716	2	2,252	2,482	2,95
-0,2	-2,472	-1,7	-1,301	-0,83	0,033	0,85	1,258	1,539	1,68	1,945	2,178	2,308	2,81
-0,3	-2,544	-1,726	-1,309	-0,824	0,05	0,853	1,245	1,51	1,643	1,89	2,104	2,291	2,67
-0,4	-2,615	-1,75	-1,317	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,481	1,606	1,834	2,029	2,201	2,53
-0,5	-2,606	-1,774	-1,323	-0,808	0,083	0,856	1,216	1,45	1,567	1,777	1,955	2,108	2,4
-0,6	-2,755	-1,797	-1,32	-0,88	0,099	0,857	1,2	1,419	1,528	1,72	1,88	2,016	2,27
-0,7	-2,824	-1,019	-1,333	-0,79	0,116	0,857	1,183	1,386	1,488	1,663	1,806	1,926	2,14
-0,8	-2,021	-1,039	-1,336	-0,78	0,132	0,856	1,166	1,354	1,448	1,606	1,733	1,837	2,02
-0,9	-2,057	-1,05	-1,339	-0,769	0,14	0,854	1,147	1,32	1,407	1,549	1,66	1,749	1,9
-1,0	-3,022	-1,077	-1,34	-0,758	0,164	0,852	1,17	1,301	1,366	1,492	1,508	1,664	1,79

Sumber : Soemarto (1987 :245)

2.1.4. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Untuk mengetahui apakah data yang dipakai data yang sudah benar dan sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih, maka setelah penggambaran pada kertas probabilitas maka dilakukan uji kesesuaian distribusi atau sebaran. Hal ini dapat diketahui dengan melakukan uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*) dan uji Smirnov Kolmogorov.

2.1.4.1. Uji Distrbusi Chi-Quadrat (*Chi-Square*)

Uji *Chi-Square* digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi frekuensi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis.

Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$X^2_{hitung} = \frac{\sum_{i=1}^k (OF - EF)^2}{EF} \quad (2-8)$$

$$EF = \frac{n}{k} \quad (2-9)$$

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan persamaan :

$$k = 1 + 3,322 \log n \quad (2-10)$$

dengan :

X^2_{hitung} = parameter *Chi-Square*

OF = nilai yang diamati (*observed frequency*)

EF = nilai yang diharapkan (*expected frequency*)

K = jumlah kelas distribusi

N = banyaknya data

Distribusi diterima jika harga $X^2_{hitung} < X^2_{cr}$, harga X^2_{cr} dapat diperoleh dengan menentukan taraf signifikan α dengan derajat kebebasannya (*level significant*).

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

1. Urutan 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 OF tiap-tiap sub grup.
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar EF.
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :
 $(OF-EF)$ dan $\frac{(OF-EF)}{EF}$
6. Jumlah seluruh G sub grup nilai $\frac{(OF-EF)}{EF}$ untuk menentukan nilai *Chi-Square* hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$
8. Menentukan X^2 dari tabel 2.7. dengan menentukan derajat kepercayaan (α) dan derajat kebebasan (dk).
9. Menyimpulkan hasil perhitungan, apabila nilai $X^2_{hitung} > X^2_{cr}$, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.

Tabel 2.7. Harga untuk *Chi-Square Test*

dk	α derajat kepercayaan				
	0,2	0,3	0,05	0,01	0,001
1	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	3,219	4,605	5,991	9,21	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	11,07	15,086	20,517
6	8,558	10,645	12,592	16,812	22,457
7	9,803	12,017	14,067	18,475	24,322
8	11,03	13,362	15,507	20,09	26,215
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	39,252
17	21,615	24,769	27,587	33,409	40,79
18	22,76	25,989	28,869	34,805	42,312
19	23,9	27,204	30,144	36,191	43,82
20	25,038	28,412	31,41	37,566	45,315

Sumber : Soewarno (1995 : 223)

2.1.4.2. Uji Distribui *Smirnov-Kolmogorov*

Uji ini digunakan untuk membandingkan peluang yang paling maksimum antara distribusi empiris dan distribusi teoritis yang disebut Δ_{maks} . Prosedur perhitungan uji *Smirnov-Kolmogorov* adalah sebagai berikut :

1. Data di urutkan dari kecil ke besar.
2. Menghitung peluang empiris (Pe) dengan rumus weibull (montarcih, 2009:37) :

$$Pe(x) = \frac{m}{n+1} \quad (2-11)$$

dengan:

Pe = peluang empiris

m = nomor urut data

n = banyaknya data

3. Menghitung peluang teoritis (Pt) dengan rumus :

$$Pt(x) = 1 - Pr \quad (2-12)$$

dengan :

Pr = probabilitas yang terjadi

4. Menghitung simpangan maksimum (Δ_{maks}) dengan rumus :

$$\Delta_{maks} = [Pe - Pt] \quad (2-13)$$

5. Menentukan Δ_{tabel} .
6. Menyimpulkan hasil perhitungan, yaitu apabila $\Delta_{maks} > \Delta_{tabel}$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Nilai Δ_{kritis} untuk uji *Smirnov Kolmogorov* dapat dilihat pada tabel 2.8.

Tabel 2.8. Nilai kritis Δ_{kritis} untuk Uji *Smirnov Komogorov*

Jumlah data n	α derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

Sumber :Soewarno (1995:199)

Apabila ΔP lebih kecil dari ΔP_{cr} maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila ΔP lebih besar dari ΔP_{cr} maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

2.1.5. Perhitungan *Probable Maximum Precipitation* (PMP)

Hujan berpeluang maksimum (PMP) didefinisikan sebagai tinggi terbesar hujan dengan durasi tertentu yang secara meteorologis dimungkinkan bagi suatu daerah pengaliran dalam suatu waktu dalam tahun, tanpa adanya kelonggaran yang dibuat untuk trend klimatologis jangka panjang (Soemarto, 1999:154).

Salah satu pendekatan yang digunakan untuk perhitungan PMP adalah metode statistik, yang didasarkan dari persamaan frekuensi umum oleh HERSFIELD. Adapun rumus HERSFIELD yaitu :

$$X_m = \bar{X} + K_m \cdot S_n \quad (2-14)$$

dengan :

X_m = Hujan dengan waktu balik T

$\bar{X}$ = nilai tengah (mean) data hujan maksimum tahunan

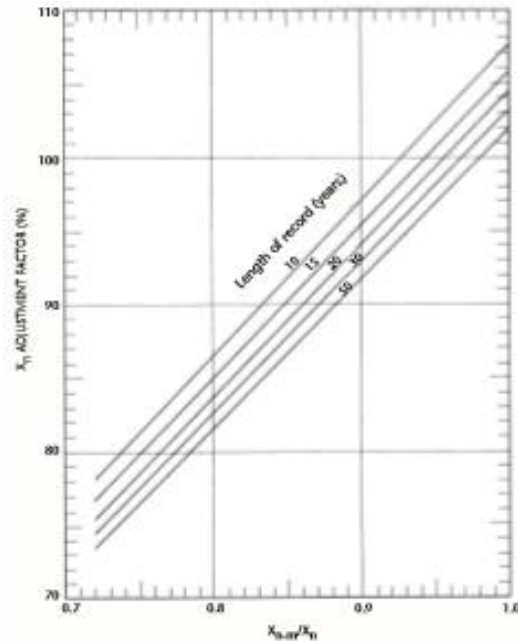
S_n = standar deviasi data curah hujan maksimum tahunan

K = faktor frekuensi

Adapun tahapan dalam perhitungan adalah sebagai berikut :

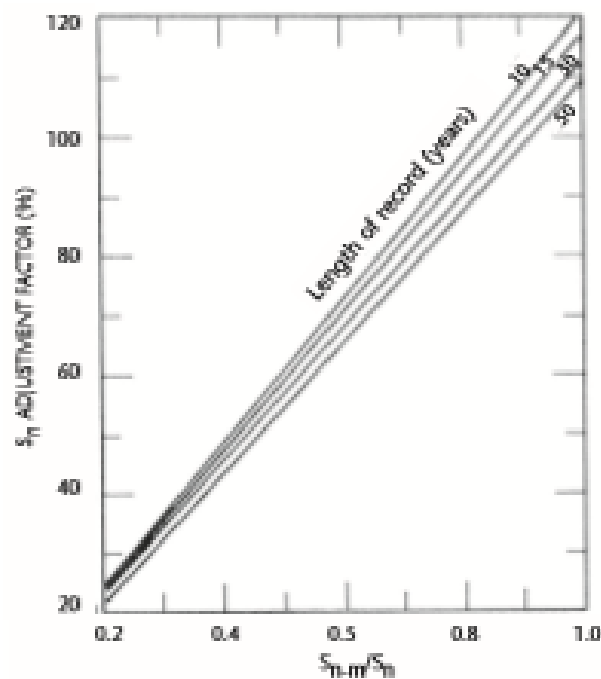
1. Menghitung besarnya curah hujan rata-rata ($\bar{X}_n$).
2. Menghitung curah hujan rerata tanpa memasukkan data hujan yang maksimum (X_{n-m}).
3. Menghitung standar deviasi (S_n)
4. Menghitung standar deviasi tanpa memasukkan data curah hujan yang maksimum (S_{n-m}).
5. Mencari harga *factor adjustment* X_n pada gambar 2.1.
6. Mencari harga *factor adjustment* S_n pada gambar 2.2.
7. Mencari harga *factor adjustment* S_n dan X_n pada gambar 2.3.
8. Menghitung harga $\bar{X}_n$ terkoreksi = $X_n \times (5) \times (7)$.
9. Menghitung harga S_n terkoreksi = $S_n \times (6) \times (7)$.
10. Mencari harga K_m pada gambar 2.4.
11. Menghitung PMP terpusat : $X_m = x$
 Dengan $\bar{X}_n$ dan S_n adalah yang sudah terkoreksi.
12. Mencari faktor reduksi luas DAS pada gambar 2.5.

13. Mencari faktor reduksi luas DAS yang dipengaruhi oleh lamanya pencatatan curah hujan pada gambar 2.6.
14. Menghitung PMP diseluruh daerah aliran : $PMP = X_m \times (12) \times (13)$.



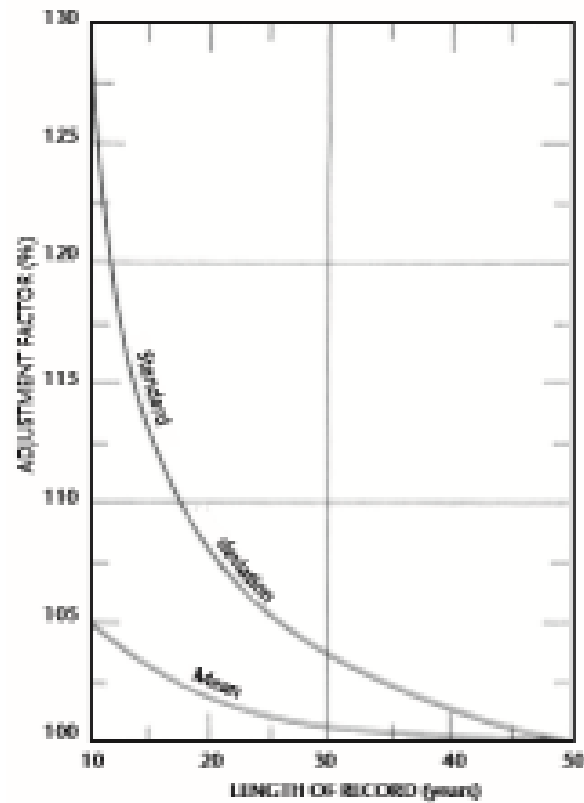
Gambar 2.1. Grafik hubungan antara faktor perataan $\bar{X}_n$ dengan lamanya pencatatan data hujan dengan harga $\bar{X}_{n-m}/\bar{X}_n$.

Sumber : *World Meteorological Organization* No. 1045 (2009 : 67)



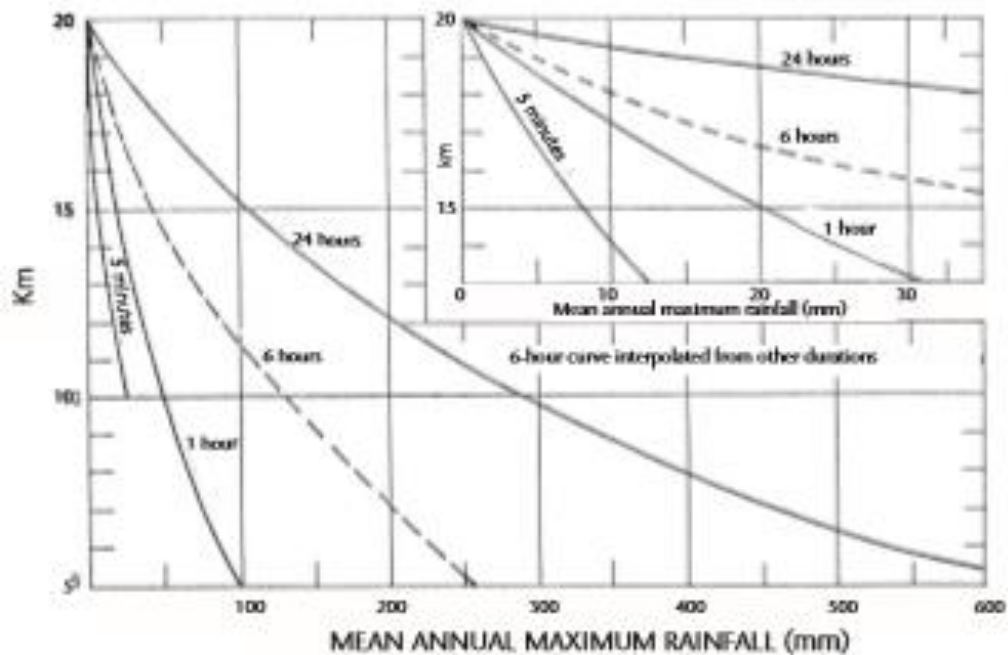
Gambar 2.2. Grafik hubungan antara faktor perataan S_n dengan lamanya pencatatan data hujan dengan harga S_{n-m}/S_n .

Sumber : *World Meteorological Organization* No. 1045 (2009 : 67)



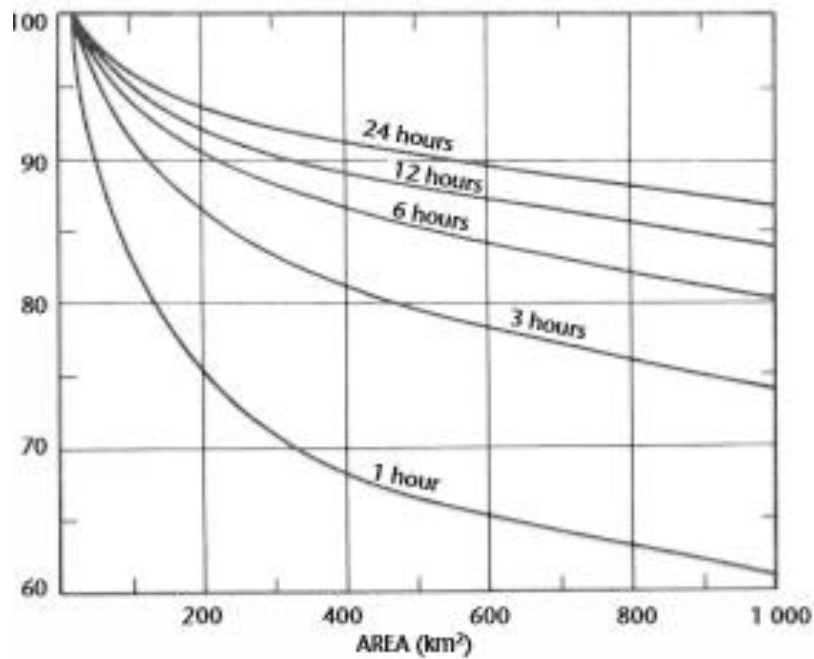
Gambar 2.3. Faktor perataan untuk harga rata-rata ($\bar{X}_n$) dan standar deviasi (S_n) sesuai dengan lamanya pencatatan data hujan (tahun).

Sumber : *World Meteorological Organization No. 1045 (2009 : 67)*



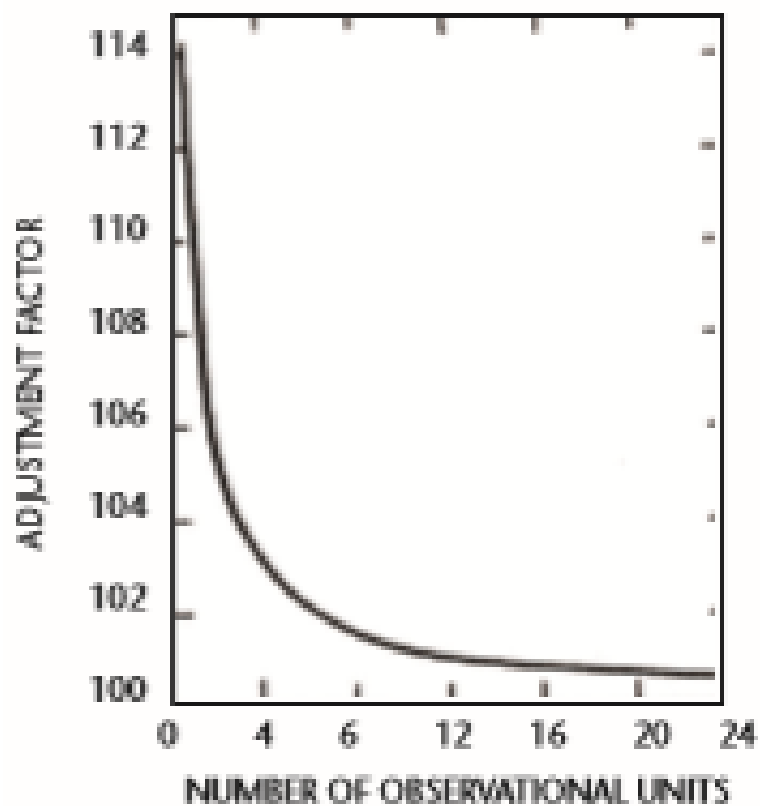
Gambar 2.4. Grafik hubungan antara K_m dengan fungsi durasi hujan dan rata-rata hujan tahunan.

Sumber : *World Meteorological Organization No. 1045 (2009 : 65)*



Gambar 2.5. Grafik hubungan faktor reduksi luasan dengan durasi hujan dan luas daerah pengaliran.

Sumber : World Meteorological Organization No. 1045 (2009 : 69)



Gambar 2.6. Grafik hubungan antara *fixed time interval adjustment* dengan lamanya pengukuran data hujan (jam) setiap hari.

Sumber : World Meteorological Organization No. 1045 (2009 : 68)

2.1.6. Aliran Dasar (*base flow*)

Aliran dasar (*base flow*) adalah aliran minimum yang mengalir pada suatu sungai pada kondisi musim kering atau musim kemarau. Untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan dengan variabel masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai (*drainage density*). Persamaannya adalah (Harto, 1993:165):

$$QB = 0,4751 A^{0,6444} D^{0,9430} \quad (2-15)$$

dengan :

QB = aliran dasar (m³/det)

A = luas DAS (km²)

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

2.1.7. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut.

Koefisien pengaliran dirumuskan sebagai berikut :

$$C = \frac{\text{Jumlah Limpasan}}{\text{Jumlah curah hujan}} \quad (2-16)$$

Bila tidak terdapat pengukuran limpasan yang terjadi, maka untuk DAS tertentu koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.9. Koefisien pengaliran (oleh Mononobe)

Kondisi pengaliran dan sungai	Harga dari f
Daerah pegunungan yang curam	0,75-0,90
Daerah pegunungan tersier	0,70-0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50-0,75
Tanah daratan yang ditanami	0,45-0,60
Persawahan yang dialiri	0,70-0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75-0,80
Sungai kecil di daerah dataran	0,45-0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50-0,75

Sumber : Sorsodarsono (1983 :145)

2.1.8. Distribusi Hujan Jam-Jaman Metode PSA007

Tujuan analisis distribusi hujan jam-jaman adalah untuk memperkirakan persentase dari hujan total yang jatuh dalam tiap jam. Hujan jam-jaman diproses dan dirata-ratakan. Metoda yang dapat digunakan misalnya cara PSA 007 Departemen PU (1985) yang menyarankan

besarnya intensitas hujan seperti tercantum di dalam Tabel 2.10. Berdasarkan tabel tersebut, dibuat intensitas hujan untuk masing-masing periode ulang. Kemudian dari intensitas hujan dihitung distribusi hujannya.

Hujan kritis dan distribusi hujan disusun dalam bentuk genta (bell shape) dimana hujan tertinggi ditempatkan di tengah, hujan tertinggi kedua di sebelah kiri, tertinggi ketiga di sebelah kanan, tertinggi keempat di sebelah kiri, dan seterusnya.

Tabel 2.10. Hubungan Intensitas Hujan dan Curah Hujan

Kala Ulang Tahun	Durasi Hujan (%)							
	0.5	0.75	1	2	3	6	12	24
PMP	20	27	34	45	52	64	88	100
1000	25	32	39	49	57	69	88	100
100	26	34	41	52	60	72	88	100
50	27	35	42	53	61	73	88	100
25	28	36	43	55	63	75	88	100
10	30	38	45	57	64	76	88	100
5	32	41	48	59	66	78	88	100
2	32	41	48	60	67	79	88	100

Sumber : Pedoman Studi Kelayakan Hidrologi 2A (2009:33)

2.1.9. Analisa Curah Hujan Efektif

Hujan Netto adalah bagian hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*). Hujan Netto R_n dinyatakan sebagai berikut :

$$R_n = C.R \quad (2-17)$$

dengan:

R_n = curah hujan Netto (mm/hari)

R = curah hujan atau intensitas hujan (mm/hari)

C = koefisien pengaliran

2.1.10. Hidrograf Satuan Sintetis

Hidrograf satuan didefinisikan sebagai limpasan langsung (tanpa aliran dasar) yang tercatat di ujung hilir DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi merata di permukaan DAS dengan intensitas tetap dalam suatu durasi tertentu (Triatmodjo, 2008:161).

Di daerah di mana data hidrologi tidak tersedia untuk menurunkan hidrograf satuan, maka dibuat hidrograf satuan sintetis (HSS) yang didasarkan pada karakteristik fisik dari DAS. Adapun metode yang dapat digunakan adalah HSS Snyder, HSS Gama I dan

Nakayasu. Namun belakangan ini Metode HSS Nakayasu jarang digunakan lagi sehingga pada studi ini penyusun memilih metode HSS Snyder dan HSS Gama I.

2.1.10.1. Analisa Hidrograf Satuan Sintetis Snyder

Adapun langkah-langkah dalam perhitungan dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetis Snyder adalah sebagai berikut (Soemarto, 1987:164):

1. Menentukan luas DAS (A) yang akan diuji, panjang sungai utamanya (L) dan titik berat DAS yang diuji .
2. Menghitung nilai waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak dalam jam (t_p) dengan rumus sebagai berikut :

$$t_p = C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0,3} \quad (2-18)$$

dengan :

C_t = koefisien waktu puncak ($C_t = 0,75 - 3,00$)

L = panjang sungai utama (m)

L_c = jarak titik berat DAS dengan pelepasan (*outlet*)

3. Selanjutnya menghitung durasi hujan efektif (t_e) dan t_r dianggap 1 dengan rumus sebagai berikut :

$$t_e = \frac{t_p}{5,5} \quad (2-19)$$

4. Menghitung waktu yang diperlukan dari awal sampai puncak hidrograf (T_p) dengan rumus sebagai berikut :

- Jika $t_e > t_r$ maka,

$$t_p' = t_p + 0,25 \cdot (t_e - t_r) \quad (2-20)$$

$$T_p = t_p' + 0,5 \quad (2-21)$$

- Jika $t_e < t_r$ maka,

$$T_p = t_p + 0,5 t_r \quad (2-22)$$

- Jika $t_e = t_r$ maka,

$$T_p = t_p \quad (2-23)$$

5. Menentukan puncak hidrograf satuan dengan rumus sebagai berikut :

$$q_p = 0,278 \cdot \frac{C_p}{T_p} \quad (2-24)$$

dengan :

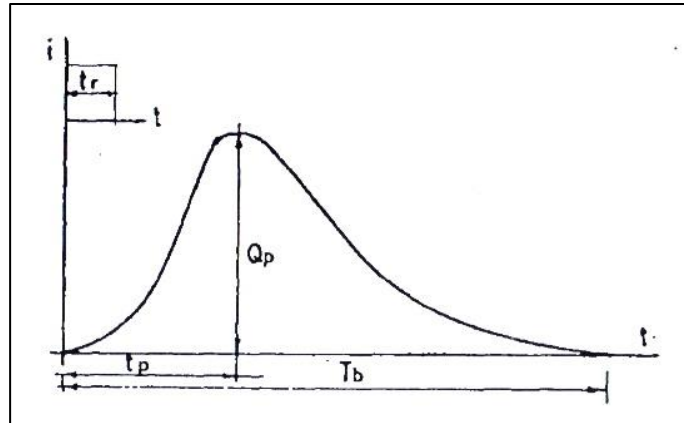
(C_p = antara 0,9 sampai 1,4)

6. Menghitung debit maksimum hidrograf satuan (Q_p) dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_p = q_p \cdot A \quad (2-25)$$

7. Menghitung waktu dasar hidrograf (T_b) dengan rumus sebagai berikut :

$$T_b = \frac{72 + 3 \cdot T_p}{24} \quad (2-26)$$



Gambar 2.7. Hidrograf Satuan Sintetis Metode Snyder
Sumber : Soemarto (1987:165)

Snyder hanya membuat rumus empirik untuk menghitung debit puncak Q_p dan waktu yang diperlukan untuk mencapai puncak dari suatu hidrograf saja, sehingga untuk mendapatkan lengkung hidrografnya memerlukan waktu untuk mengkalibrasi parameter-parameternya. Untuk mempercepat pekerjaan tersebut diberikan rumus *Alexejev*, yang memberikan bentuk hidrograf satuannya. Persamaan *Alexejev* adalah sebagai berikut :

$$1. Y = 10^{-a \cdot \frac{(1-x)^2}{x}} \quad (2-27)$$

dengan a diperoleh dari persamaan berikut :

$$\lambda = \frac{Q_p \cdot T_p}{h \cdot A} \quad (2-28)$$

$$\text{dan } h = \text{tinggi hujan} = 1 \text{ mm}, a = 1,32 \cdot \lambda^2 + 0,15 \cdot \lambda + 0,045 \quad (2-29)$$

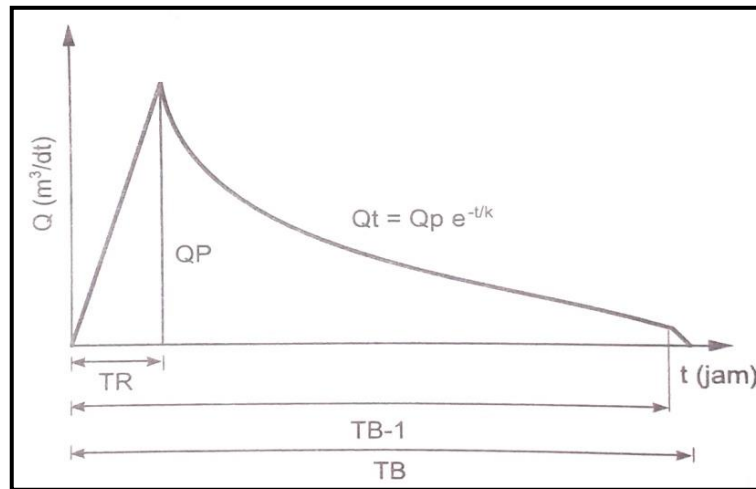
$$2. Y = \frac{Q}{Q_p} \text{ dan } X = \frac{t}{T_p} \quad (2-30)$$

$$3. Q_t = Q_p \cdot Y \quad (2-31)$$

2.1.10.2. Analisa Hidrograf Satuan Sintetis Gama I

Hidrograf satuan sintetis Gama I dikembangkan oleh Sri Harto (1993,2000) berdasarkan perilaku hidrologis 30 DAS di pulau jawa, ternyata HSS Gama I juga berfungsi baik untuk berbagai daerah lain di Indonesia (Triatmodjo, 2008:181).

HSS Gama I terdiri dari tiga bagian pokok yaitu sisi naik (*rising limb*), puncak (*crest*) dan sisi turun/resesi (*recession limb*).



Gambar 2.8 Hidrograf Satuan Sintetis Gama I
Sumber : Triatmodjo (2008:182)

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

$$Q_t = Q_p e^{-t/K} \quad (2-32)$$

dengan :

Q_t = debit pada jam ke t (m^3/dt)

Q_p = debit puncak (m^3/dt)

t = waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

K = koefisien tampungan (jam)

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam HSS Gama I adalah :

1. Waktu puncak HSS Gama I (TR)

$$TR = 0,43 \left[\frac{L}{100 \cdot SF} \right]^3 + 1,0665 SIM + 1,2775 \quad (2-33)$$

2. Debit Puncak Banjir (Q_p)

$$Q_p = 0,1836 A^{0,5886} TR^{-0,4008} JN^{0,2381} \quad (2-34)$$

3. Waktu Dasar (TB)

$$TB = 27,4132 TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \quad (2-35)$$

4. Koefisien resesi (K)

$$K = 0,5617 A^{0,1798} S^{-0,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452} \quad (2-36)$$

5. Aliran Dasar (Q_b)

$$Q_b = 0,4715 A^{0,6444} D^{0,9430} \quad (2-37)$$

dengan :

A = luas DAS (km^2)

L = panjang sungai utama (km)

S = kemiringan dasar sungai

SF = faktor sumber, perbandingan antara jumlah sungai tingkat satu dengan jumlah panjang semua tingkat.

SN = frekuensi sumber, perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat.

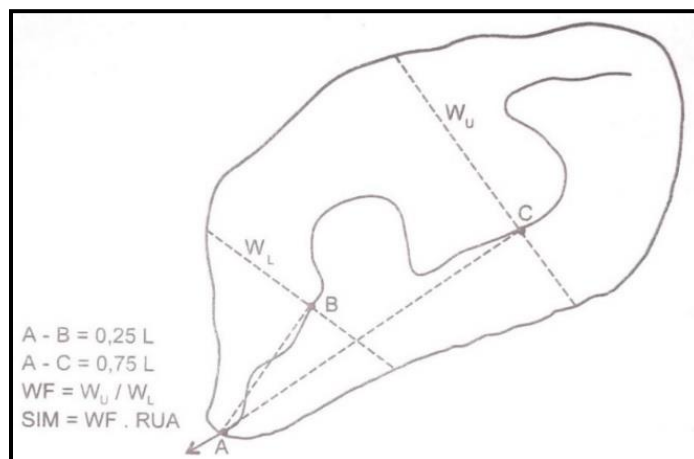
WF = faktor lebar, perbandingan antara lebar DAS yang diukur di titik sungai yang berjarak $0,75 L$ dengan lebar DAS yang diukur di sungai yang berjarak $0,25 L$ dari stasiun hidrometri (gambar 2.9)

JN = jumlah pertemuan sungai

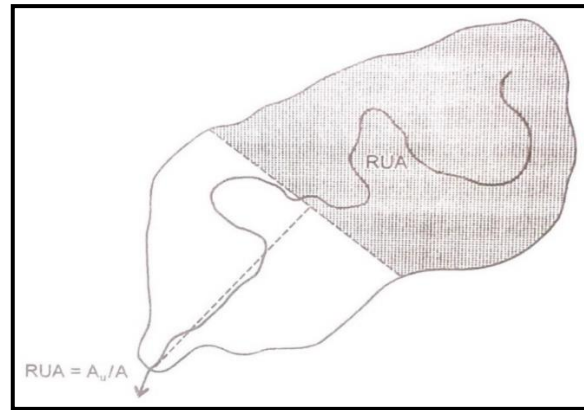
SIM = faktor simetri, hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu (RUA)

RUA = luas DAS bagian hulu, perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS, melalui titik tersebut (Gambar 2.10)

D = kerapatan jaringan kuras, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.



Gambar 2.9. Sketsa Penetapan WF
Sumber : Triatmodjo (2008:184)



Gambar 2.10. Sketsa Penetapan RUA
Sumber : Triatmodjo (2008:184)

Persamaan tambahan yang terkait dengan HSS Gama I adalah indeks infiltrasi atau Φ indeks. Besarnya Φ indeks dihitung dengan persamaan :

$$\Phi = 10,4903 - 3,895 \cdot 10^{-6} A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left[\frac{A}{SN} \right]^4 \quad (2-38)$$

dengan :

Φ indeks = indeks infiltrasi (mm/jam)

A = luas DAS (km²)

SN = frekuensi sumber

2.1.11. Hidrograf Banjir Rancangan

Secara matematik tabulasi perhitungan hidrograf banjir tersebut di atas dengan di tambah aliran dasar dapat dinyatakan dalam bentuk persamaan sebagai berikut :

$$Q_k = B_f + \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad (2-39)$$

dengan:

Q_k = debit banjir pada jam ke-k

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

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

B_f = aliran dasar

2.2. Penelusuran Banjir (*flood routing*)

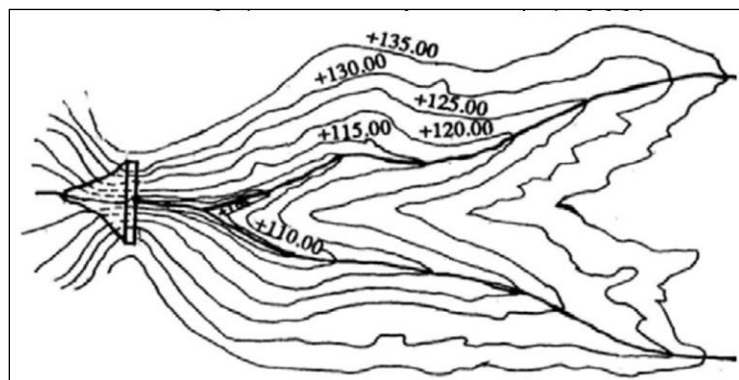
Penelusuran banjir adalah merupakan peramalan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain (Soemarto, 1987:174). .

Penelusuran banjir pada bendungan diperlukan untuk mengetahui debit *outflow* maksimum dan tinggi air maksimum di atas ambang pelimpah pada debit *outflow* yang bersesuaian sebagai dasar perencanaan hidrolika. Dalam hal ini antara lain untuk menentukan :

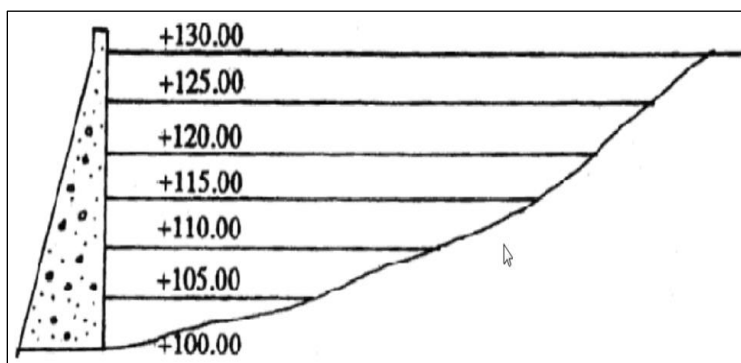
- a. Profil ambang pelimpah
- b. Tinggi jagaan pelimpah

2.2.1. Kurva Kapasitas Tampung

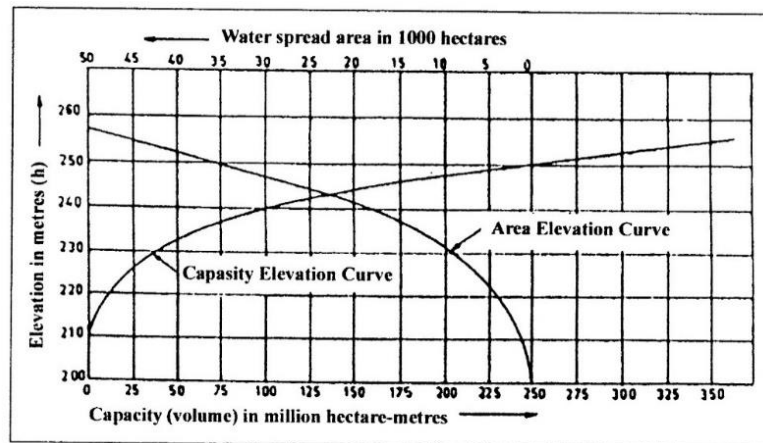
Pada dasarnya embung dan waduk adalah sama yang membedakan adalah kuantitas dari air yang mampu ditampung. Perencanaan penentuan lokasi waduk, ditentukan dari peta kontur dan survei topografi lokasi waduk yang dilaksanakan, seperti pada gambar 2.11 dan gambar 2.12. Luas yang ditandai pada peta kontur berikut ini adalah lokasi genangan waduk rencana. Elevasi kontur dan area yang direncanakan di masing-masing dapat diplot dari kurva hasil hubungan antara kapasitas tampungan waduk, luas genangan dan elevasi pada peta kontur, untuk lebih jelasnya seperti gambar 2.13.



Gambar 2.11. Contoh peta kontur genangan
Sumber : Soedibyo (2003 :226)



Gambar 2.12. Contoh penampang memanjang tampungan
Sumber : Soedibyo (2003:226)



Gambar 2.13. Contoh kurva kapasitas tampungan waduk
Sumber : Soedibyo (2003:227)

Untuk menghitung volume air antara interval kontur dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soedibyo, 2003:226) :

$$\Delta S = \frac{\Delta h}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \quad (2-40)$$

dengan

A_1, A_2, A_3, A_4 = menunjukkan luasan diantara garis elevasi berurutan

2.2.2. Persamaan Kontinuitas Aliran Untuk Perhitungan Penelusuran Banjir

Persamaan kontinuitas yang umum dipakai dalam penelusuran banjir adalah sebagai berikut (Soemarto 1987:176) :

Inflow – *Outflow* = perubahan kapasitas waduk

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (2-41)$$

dengan :

I = debit yang masuk ke dalam permulaan bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3/det)

Q = debit yang keluar dari akhir bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3/det)

dS = besarnya tambahan tampungan dalam bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3)

dt = periode waktu penelusuran

Jumlah tampungan dan banyaknya limpahan yang berubah ubah, maka periode waktu penelusuran (dt) direncanakan dengan interval waktu yang relatif kecil (Δt), sehingga persamaan kontinuitas di atas menjadi

$$I \cdot \Delta t - O \cdot \Delta t = S_2 - S_1 \quad (2-42)$$

$$\frac{(I_1+I_2)}{2} \Delta t + S_1 - \frac{(O_1 \cdot O_2)}{2} = S_2 + \frac{(O_2+\Delta t)}{2} \quad (2-43)$$

Persamaan di atas digunakan untuk interval waktu tertentu, bila penelusuran banjir akan melewati tampungan waduk, maka persamaan di atas dikembangkan menjadi :

$$\left[\frac{I_1+I_2}{2} \right] + \left[\frac{S_t}{\Delta t} + \frac{O_1}{2} \right] = \left[\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2} \right] \quad (2-44)$$

Jika :

$$\left[\frac{S_t}{\Delta t} - \frac{O_1}{2} \right] = \psi \quad (2-45)$$

$$\left[\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2} \right] = \varphi \quad (2-46)$$

Maka persamaan di atas menjadi

$$\left[\frac{I_1+I_2}{2} \right] + \psi = \varphi \quad (2-47)$$

dengan :

S_1 = tampungan bendungan pada awal waktu Δt

S_2 = tampungan bendungan pada akhir waktu Δt

I_1 = aliran yang masuk pada permulaan waktu Δt

I_2 = aliran yang masuk pada akhir waktu Δt

O_1 = aliran yang keluar pada permulaan waktu Δt

O_2 = aliran yang keluar pada akhir waktu Δt

Ψ = fungsi tampungan, dimana merupakan tampungan pertama (m^3/det)

φ = fungsi tampungan, dimana merupakan tampungan kedua dan dipakai sebagai debit *outflow* (m^3/det)

penelusuran banjir dilakukan dengan menganggap bahwa muka air bendungan pada waktu banjir tiba (*original level*) berada setinggi mercu pelimpah.

2.3. Tinggi Jagaan (free board)

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam waduk dan elevasi mercu bendungan. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana waduk. Kadang-kadang elevasi permukaan air penuh normal atau elevasi permukaan banjir waduk lebih tinggi dari elevasi banjir rencana dan dalam keadaan yang demikian yang disebut elevasi permukaan air maksimum rencana adalah elevasi yang paling tinggi yang diperkirakan akan dicapai oleh permukaan air waduk tersebut (Sosrodarsono,1981:170).

Untuk elevasi puncak dinding bangunan pelimpah, supaya sekurang-kurangnya diambil sebesar tinggi tekanan kecepatan aliran (*velocity head*) sub-kritis di atas permukaan aliran tertinggi yang melintasi bangunan pelimpah tersebut atau sekurang-kurangnya sebesar 0,5-0,6 meter diatas permukaan aliran super kritis.

Perhitungan untuk memperoleh tinggi jagaan pada bangun pelimpah berlereng curam, dapat digunakan rumus empiris sebagai berikut (Sosrodarsono,1981:227):

$$F_b = C \cdot V \cdot d^{0,5} \quad (2-48)$$

atau

$$F_b = 0,6 + 0,037 \cdot Vd^{1/3} \quad (2-49)$$

atau

$$F_b = \frac{1}{3} \cdot d \quad (2-50)$$

dengan :

F_b = tinggi jagaan (m)

C = koefisien 0,1 untuk penampang saluran berbentuk persegi panjang dan 0,13 untuk penampang saluran berbentuk trapesium

V = kecepatan aliran (m/detik)

d = kedalaman air di dalam saluran (m)

2.4. Analisa Hidrolika Pelimpah

Analisa hidrolika dilakukan sebagai dasar pemilihan bentuk, tipe dan perlakuan yang akan direncanakan dan dilaksanakan terhadap bangunan di lapangan.

2.4.1. Kapasitas Pengaliran Melalui Pelimpah

Kapasitas aliran yang melalui pelimpah merupakan debit keluaran dari tampungan waduk yang telah mencapai kapasitas maksimum. Debit yang melalui mercu pelimpah dihitung dengan rumus (Sosrodarsono,1981:181).

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (2-51)$$

dengan :

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

C = koefisien limpahan

L = lebar efektif mercu bendungan (m)

H = total tinggi tekanan air di atas bendung (termasuk tinggi tekanan kecepatan aliran pada saluran pengarah aliran) (m)

2.4.2. Koefisien Debit

Secara teori besarnya debit akan berkurang akibat adanya gesekan. Koefisien (C) pada ambang OGEE biasanya berkisar antara 1,6-2,21. Koefisien debit dapat juga ditentukan berdasarkan rumus empiris *Iwasaki*. Rumus ini hanya berlaku untuk dinding standar dan dinding hulu ambang tegak (Masrevaniah, 2012:105) :

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \quad (2-52)$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a \left(\frac{h}{H_d} \right)}{1 + a \left(\frac{h}{H_d} \right)} \quad (2-53)$$

dengan :

C = koefisien limpahan untuk semua tinggi tekan

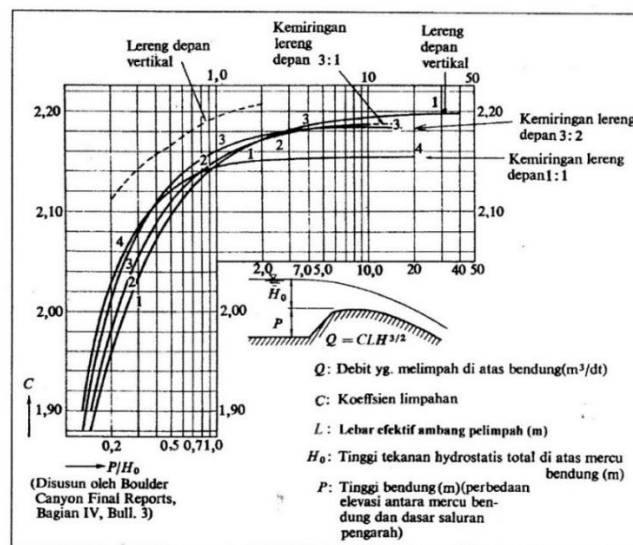
C_d = koefisien limpahan untuk tinggi tekan rencana

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 $C=C_d$)



Gambar 2.14. Koefisien debit pelimpah metode Iwasaki
Sumber : Sosrodarsono (1981:182)

2.4.3. Panjang Efektif Bendung

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

Debit air yang melewati pelimpah didasarkan pada lebar efektifnya. Besarnya perbandingan antara L dan L' dipengaruhi oleh bentuk pilar bagian hulu, tembok tepi dan kedalaman air.

Seperti rumus dibawah ini :

$$L = L' - 2 (N \cdot K_p + K_a) \cdot H_d \quad (2-54)$$

dengan :

L = Lebar efektif pelimpah (m)

L' = Lebar pelimpah yang sesungguhnya (m)

H_d = Tinggi tekanan total diatas mercu (m)

N = Jumlah pilar-pilar diatas mercu pelimpah

K_p = Koefisien kontraksi pada pilar

K_a = Koefisien kontraksi pada dinding samping

2.4.4. Penentuan Tipe Pelimpah

Berdasarkan data *U.S.B.R the Army Corps of Engineer* telah menyusun beberapa bentuk baku di *Waterways Experiment Station* (WES). Gambar 2.15 memperlihatkan bentuk-bentuk yang dibuat oleh WES sebagai bentuk baku pelimpah yang dinyatakan dengan persamaan berikut :

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

dengan :

X,Y = koordinat profil mercu dengan titik awal pada titik tertinggi mercu

H_d = Tinggi energi rencana di atas mercu.

K, n = parameter yang tergantung pada kemiringan muka pelimpah bagian hulu

Nilai-nilai K dan n ditetapkan sebagai berikut:

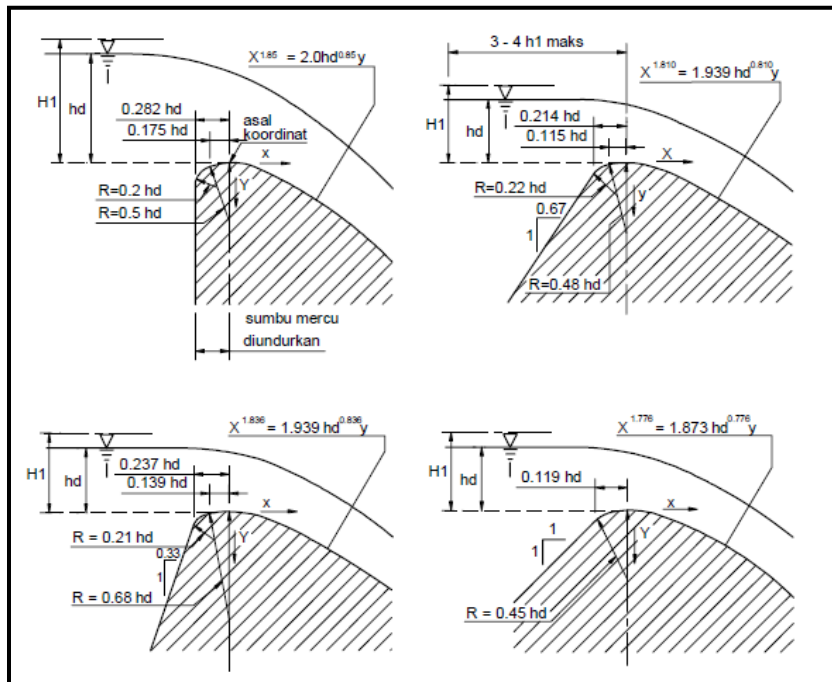
Tabel 2.11. Nilai K dan n

Kemiringan muka hulu	K	N
Tegak lurus	2	1,85
3:1	1,936	1,836
3:2	1,939	1,81
3:3	1,873	1,776

Sumber: Chow (1985:360)

Dari profil lengkung Harrold, bagian hilir pelimpah diubah profilnya menjadi garis lurus dengan kemiringan 1:1 atau berapapun asal tidak terjadi banyak pembulatan angka. Bagian

hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir, berikut adalah beberapa tipe mercu OGEE :



Gambar 2.15. Bentuk-bentuk Pelimpah Menurut Standard WES
(U.S. Army Engineers Waterways Experiment Stations).
Sumber : Chow (1985:361)

2.4.5. Penentuan Tinggi Muka Air Pada Pelimpah

Untuk menentukan tinggi muka air pada ambang pelimpah menggunakan persamaan berikut (Chow, 1985:378) :

$$V_z = \sqrt{2g \cdot (z + H_d + Y_z)} \quad (2-56)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot Y_z \quad (2-57)$$

$$\sqrt{2g \cdot (z + H_d + Y_z)} = \frac{Q}{Y_z \cdot L} \quad (2-58)$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Y_z}} \quad (2-59)$$

dengan :

Q = Debit banjir rencana ($m^3/detik$)

L = Lebar pelimpah (m)

V_z = Kecepatan aliran (m/detik)

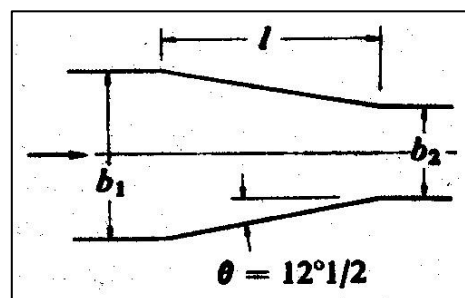
- z = Tinggi jatuh atau jarak vertikal dari permukaan pelimpah bagian hulu sampai dengan lereng hilir pelimpah
 Y_z = Kedalaman air pada titik sejauh z (m)
 F_z = Bilangan froude
 H_d = Tinggi kecepatan di sebelah hulu (m)

2.4.6. Saluran Transisi

Saluran transisi sangat besar pengaruhnya terhadap resim aliran di dalam saluran peluncur dan berfungsi pula sebagai pengatur aliran pada debit-debit banjir abnormal.

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

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit kehilir dengan inklinasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur (Gambar 2.16) (Sosrodarsono, 1981:203).



Gambar 2.16. Skema penyempitan pada saluran transisi
 Sumber : Sosrodarsono (1981:203)

Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, kadang-kadang memaksakan pembuatan dinding saluran yang melebihi sudut inklinasi tersebut. Dalam kondisi yang demikian, maka pengujian-pengujian dengan model hidrolika sangat membantu, agar dapat diperoleh bentuk yang paling sesuai dalam berbagai variasi debit yang akan melintasi bangunan pelimpah (Sosrodarsono, 1981:203).

Perhitungan hidrolika pada saluran transisi dengan rumus *Bernoulli*, adalah sebagai berikut :

$$R = \frac{A}{P} \quad (2-60)$$

$$S_f = \frac{V^2 \cdot n^2}{R^{4/3}} \quad (2-61)$$

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2-62)$$

$$hm = \overline{S_f} \cdot \Delta x \quad (2-63)$$

$$(Elevasi \text{ dasar ambang hilir}) + d_e + \frac{v_e^2}{2g} = (Elevasi \text{ dasar ambang hulu}) + d_c + \frac{v_e^2}{2g} +$$

$$\frac{K(v_e^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \quad (2-64)$$

dengan :

A = luas basah

P = keliling basah

R = radius hidrolis

n = koefisien manning

S_f = kemiringan gesek

d_e = kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi.

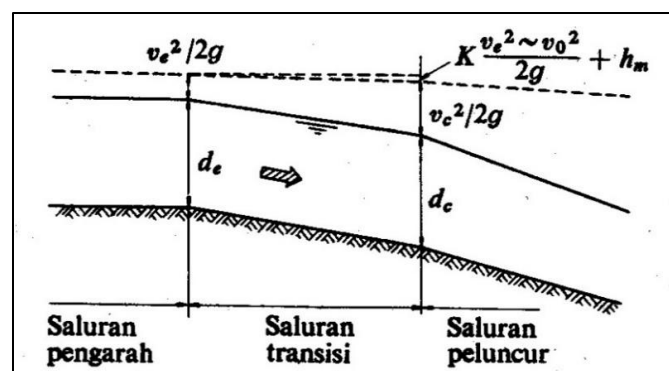
v_e = kecepatan aliran masuk ke dalam saluran transisi.

d_c = kedalaman kritis pada ujung hilir saluran transisi.

v_c = kecepatan aliran kritis pada ujung hilir saluran transisi.

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

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



Gambar 2.17. Skema aliran pada saluran transisi

Sumber : Sosrodarsono (1981:204)

Saluran transisi pada bangunan pelimpah diperlukan untuk menghubungkan perubahan penampang dari ukuran dimensi yang lebih besar ke ukuran yang lebih kecil pada ruas hilir profil pelimpah sampai ke suatu potongan sebelum menuju ke saluran peluncur.

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

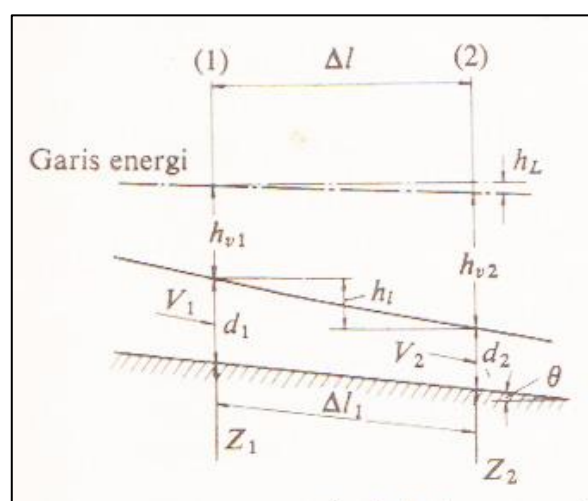
2.4.7. Saluran Peluncur

Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi atau ujung hilir ambang pelimpah (tanpa saluran transisi) sampai ke peredam energi. Saluran ini direncanakan dengan aliran superkritis dengan $F > 1$.

Dalam merencanakan saluran peluncur harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1981:205) :

1. Agar saluran pelimpah yang mengalir dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
2. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
3. Agar biaya konstruksinya diusahakan seekonomis mungkin.

Berbagai metode perhitungan telah banyak dikembangkan untuk mendapatkan garis permukaan aliran di dalam saluran peluncur, diantaranya adalah metode perhitungan yang didasarkan pada persamaan kekekalan energi, sebagai berikut (Sosrodarsono, 1981:207).



Gambar 2.18. Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur
Sumber : Sosrodarsono (1981:208)

$$h_L = \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} + \frac{n^2 \bar{V}^2}{\bar{R}^{4/3}} \times \Delta L \quad (2-65)$$

$$h_L = d_1 + \Delta L \sin \Theta - d_2 \quad (2-66)$$

dan

$$h_L = d_1 + \Delta L \tan \Theta - d_2 \quad (2-67)$$

dengan :

h_L = perbedaan elevas permukaan air pada bidang 1 dan bidang 2

V_1 = kecepatan aliran air pada bidang 1 (m/det)

V_2 = kecepatan aliran air pada bidang 2 (m/det)

$\bar{V}$ = kecepatan aliran air rata-rata (m/det)

d_1 = kedalaman air pada bidang1 (m)

d_1 = kedalaman air pada bidang1 (m)

ΔL = panjang lereng dasar di antara bidang 1 dan bidang 2 (m)

Θ = sudut lereng dasar saluran

n = koefisien manning

$\bar{R}$ = jari-jari hidraulis rata-rata pada potongan saluran yang diambil (m)

2.4.7.1. Kavitas

Titik awal terjadinya kavitas adalah suatu keadaan pengaliran pada saluran dimana tekanan yang terjadi nilainya sama sama dengan tekanan uap pada temperatur tersebut, dimana kondisi ini dicirikan oleh adanya gelembung-gelembung udara tadi tiba-tiba pecah dan disekitar cairan tersebut udara akan mengalir dengan cepat mengisi rongga-rongga yang terjadi karena pecahnya gelembung udara tersebut. Kekuatan dorong yang terjadi akibat keadaan tersebut pada umumnya berakibat pada tekanan setempat yang sangat tinggi yang dapat menyebabkan kerusakan pada konstruksi yaitu terjadinya lubang-lubang pada konstruksi.

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitas berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitas (*ambient pressure*) dan penyebab kavitas (*dynamic pressure*) disebut indeks kavitas. Perhitungan kavitas dengan persamaan berikut (Masrevaniah, 2012:58) :

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \cdot \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-68)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \cdot \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-69)$$

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

dengan :

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
- $\sigma \leq \sigma_1$: 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 berikut (Masrevaniah, 2012:60) :

Tabel 2.12. Sifat fisik air pada tekanan atmosfer

Temperatu	Massa Jenis	Tekanan Uap Air	Kekentalan Kinematis
(t)	(ρ)	(P_v)	(ν)
$^{\circ}\text{C}$	Kg/m^3	kPa	$\text{m}^2/\text{detik} \cdot 10^6$
0	999,868	0.61	7.787
5	999,992	0.87	1.519
10	999,726	1.23	1.307
15	999,125	1.7	1.14
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

Lanjutan tabel 2.12.

Temperatu	Massa Jenis	Tekanan Uap Air	Kekentalan Kinematis
(t)	(ρ)	(Pv)	(ν)
°C	Kg/m ³	kPa	m ² /detik . 10 ⁶
40	992,238	7.58	0.658
45	990,233	9.58	0.602
50	990.052	12.3	0.553
60	983.200	19.9	0.475
70	977.770	31.1	0.413
80	971.800	47.3	0.365
90	965.310	70.1	0.326
100	958.360	101.3	0.294

Sumber: Masrevaniah (2012:61)

2.4.7.2. Aliran Getar

Pada saluran miring yang panjang ada bahaya timbulnya ketidak stabilan dalam aliran yang disebut aliran getar (slug/ pulsating flow). Bila saluran miring itu panjangnya lebih dari 30 m, harus dicek dengan cara menghitung bilangan '*Vedernikov*' (V) dan bilangan '*Montuori*' (M) (Dirjen Pengairan/KP-04, 1986: 150) :

Bilangan *Vendernikov* ($\underline{V}$)

$$\underline{V} = \frac{2 \cdot b \cdot v}{3 \cdot P \cdot \sqrt{g \cdot d \cos \theta}} \quad (2-70)$$

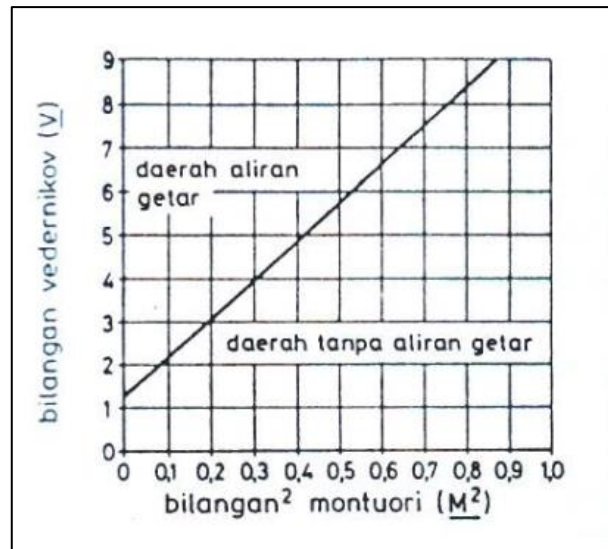
Bilangan *Montouri* ($\underline{M}^2$)

$$\underline{M}^2 = \frac{v^2}{g \cdot I \cdot L \cos \theta} \quad (2-71)$$

dengan :

- b = lebar dasar saluran (m)
- v = kecepatan aliran (m/dt)
- g = percepatan grafitasi (= 9,81 m/dt²)
- P = keliling basah (m)
- d = kedalaman hidrolis (m)
- I = kemiringan rerata gradien energi
- Θ = sudut gradien energi
- L = panjang saluran (m)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada Gambar 2.19. (Dirjen Pengairan/KP-04, 1986: 151).



Gambar 2.19. Kriteria Aliran Getar (dari USBR, 1978)

Sumber : Dirjen Pengairan/KP-04, 1986: 151

2.4.8. Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan tinggi dalam kondisi superkritis tersebut harus diperlambat dan diubah pada kondisi aliran subkritis. Dengan demikian kandungan energi dengan gaya penggerus yang sangat kuat yang timbul dalam aliran tersebut harus direduksi hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan (Sosrodarsono, 1981 : 213).

Ada 3 tipe peredam energi yang biasa digunakan, yaitu :

1. Tipe Loncatan (*Water Jump Type*)
2. Tipe Kolam Olakan (*Stilling Basin Type*)
3. Tipe Bak Pesar (*Roller Bucket Type*)

Peredam energi yang secara luas digunakan sebagai dasar perencanaan umumnya adalah peredam energi tipe “kolam olakan”, beberapa parameter dalam penentuan kolam olak adalah sebagai berikut :

- Kolam olakan datar tipe I secara teori 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 II secara teori cocok untuk keadaan sebagai berikut :
 - 1) Aliran dengan tekanan hidrostatik yang sangat tinggi ($P_w > 60\text{m}$)

- 2) Debit yang dialirkan besar (debit spesifik $q > 45 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
 - 3) Bilangan froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$
 - 4) Kecepatan aliran $V > 18 \text{ m}/\text{dt}$
- Kolam olakan datar tipe III secara teori cocok untuk keadaan sebagai berikut :
 - 1) Aliran dengan tekanan hidrostatik yang sangat tinggi ($P_w < 60 \text{ m}$)
 - 2) Debit yang dialirkan besar (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
 - 3) Kecepatan aliran $V < 18 \text{ m}/\text{dt}$
 - 4) Bilangan froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$
 - Kolam olakan datar tipe IV secara teori cocok untuk keadaan sebagai berikut :
 - 1) Aliran dengan tekanan hidrostatik yang sangat tinggi ($P_w < 60 \text{ m}$)
 - 2) Debit yang dialirkan besar (debit spesifik $q > 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
 - 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 :

- Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konjugasi) :

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \quad (2-72)$$

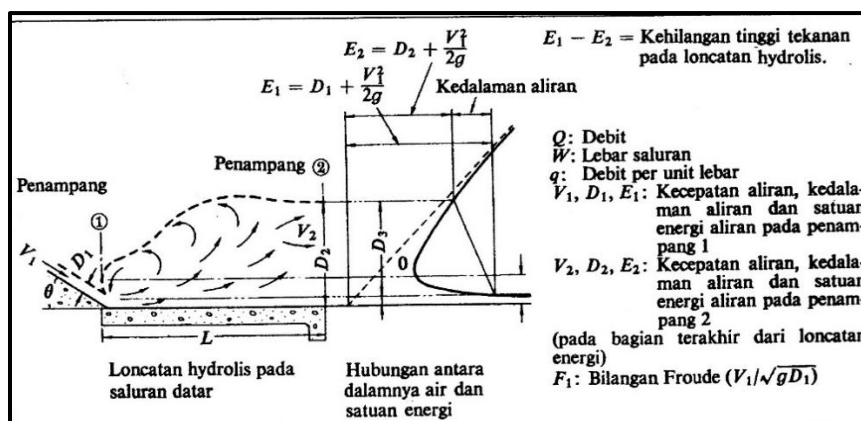
dengan :

d_1 = kedalaman aliran sebelum loncatan (m)

F_1 = bilangan Froude

d_2 = kedalaman aliran setelah loncatan (m)

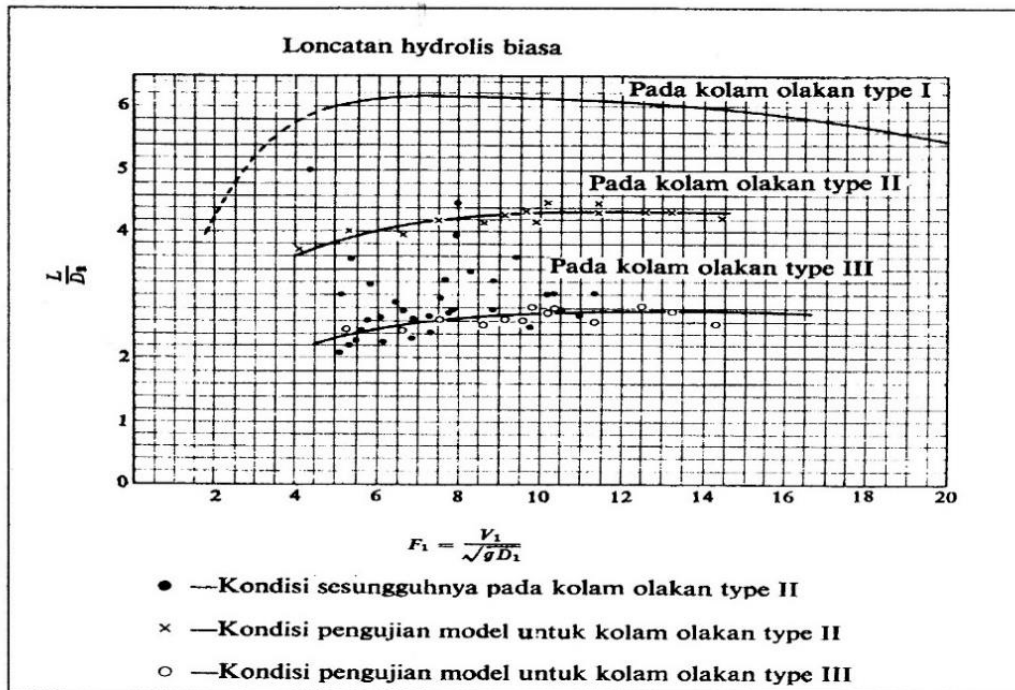
Berdasarkan perhitungan dengan menggunakan rumus di atas, bilangan froude merupakan acuan untuk perencanaan kolam olakan berdasarkan ketentuan USBR. Berikut tipe-tipe kolam olakan USBR :



Gambar 2.20. Kolam olakan datar tipe I

Sumber : Sosrodarsono (1981:217)

Untuk menentukan panjang lantai kolam olah dapat ditentukan dengan menggunakan gambar 2.24.



Gambar 2.24. Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar tipe I, II dan III
Sumber : Sosrodarsono (1981:222)

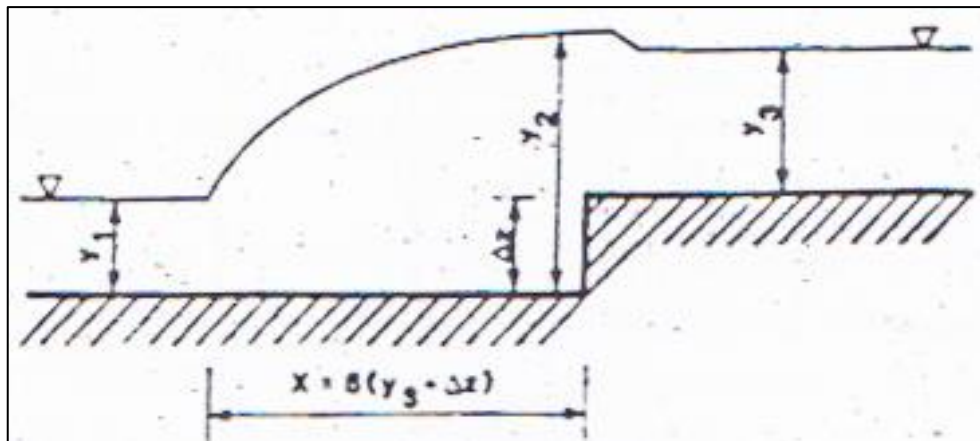
2.4.8.1. Perencanaan Ambang Pada Akhir Peredam Energi

Jika elevasi dasar saluran peredam energi lebih rendah dari pada elevasi dasar sungai asli, maka akan terjadi aliran yg naik secara tiba-tiba yang mana digunakan untuk mengontrol hasil loncatan hidrolis. Forster dan Skrinde (1950) menunjukkan sebuah analisa untuk memecahkan permasalahan tersebut, dengan persamaan (French, 1981: 430) :

$$\left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2 = 1 + 2Fr^2 \left(1 + \frac{y_1}{y_3}\right) + \frac{\Delta z}{y_1} \left(\frac{\Delta z}{y_1} - \sqrt{1 + 8Fr^2} + 1\right) \quad (2-73)$$

dengan :

- y_1 = tinggi muka air pada ujung saluran peluncur
- y_2 = tinggi muka air pada perdam energi
- y_3 = tinggi muka air pada saluran pelepasan
- Δz = tinggi ambang pada akhir peredam energi

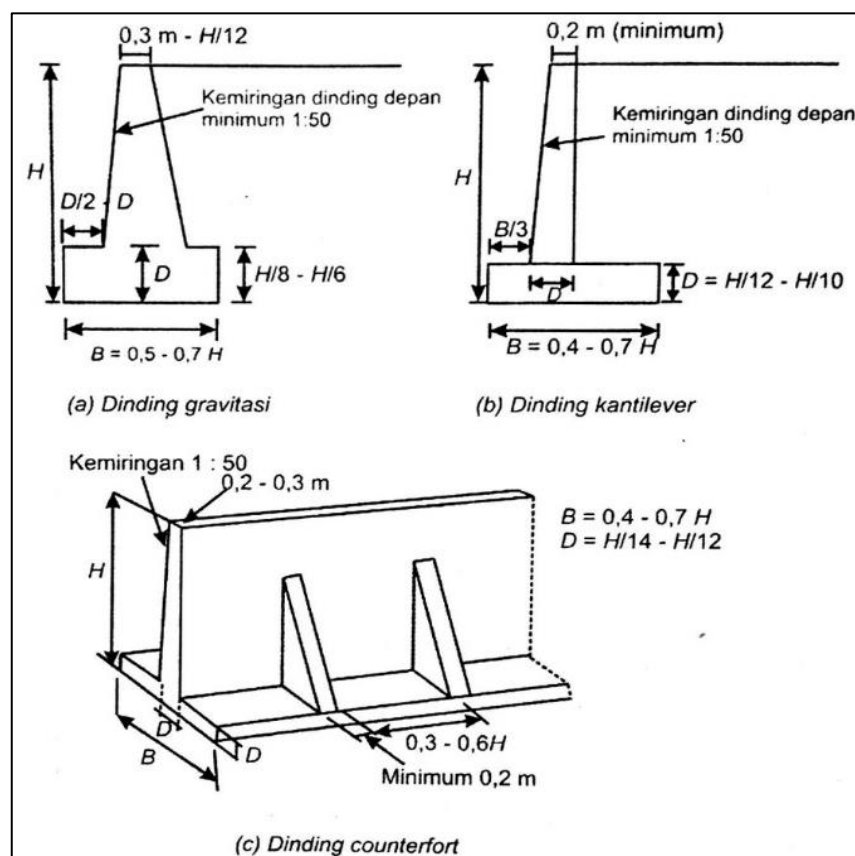


Gambar 2.25. Tinggi ambang pada akhir peredam energi untuk mengontrol loncatan hidrolik

Sumber : French (1981:430)

2.5. Perencanaan Dinding Penahan

Estimasi dimensi dinding penahan gravitasi, dinding kantilever dan dinding *counterfort* berdasarkan pengalaman diperlihatkan pada Gambar 2.26. Dimensi-dimensi yang tercantum dalam gambar tersebut hanya sebagai petunjuk awal untuk langkah perancangan.



Gambar 2.26. Estimasi awal dimensi dinding penahan
Sumber : Hardiyatmo (2014 : 494)

2.6. Analisa Stabilitas Konstruksi

Dalam perencanaan konstruksi yang kokoh dan baik harus diperhitungkan semua beban yang bekerja pada konstruksi tersebut untuk mendapatkan konstruksi yang stabil.

2.6.1. Uji Penetrasi Standar (SPT)

Uji penetrasi standar dilakukan karena sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu. Dari uji SPT kita dapat mengetahui nilai N dan kerapatan relatif tanah tersebut.

Nilai N dapat dipakai sebagai indikasi kemungkinan model keruntuhan fondasi yang akan terjadi. Kondisi keruntuhan geser lokal dapat dianggap terjadi bila $N < 5$, dan keruntuhan geser umum terjadi pada nilai $N > 30$.

Terzaghi (1943) menyarankan jika tanah mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak dibawah muka air tanah,sebelum N digunakan dalam hitungan kapasitas dukung, nilainya harus direduksi menjadi (Hardiyatmo, 2014 : 224) :

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) , \text{ untuk } N > 15 \quad (2-74)$$

dengan :

N = N setelah direduksi

N' = N pengukuran

2.6.2. Kapasitas Dukung Ijin Tanah

Kapasitas dukung fondasi yang letaknya sejajar dan dibebani secara serentak diteliti oleh Stuart (1962) dan Mandel (1963, 1965) menunjukkan bahwa jika fondasi-fondasi jaraknya berdekatan, kapasitas dukung fondasi akan saling mempengaruhi satu sama lain, yang menghasilkan kenaikan kapasitas dukungnya.

Pelaksanaan uji SPT untuk menentukan kapasitas dukung ijin dilakukan lebih dulu untuk mengestimasi secara kasar lebar fondasi yang terbesar dari bangunan. Jika hasil-hasil uji SPT dari beberapa lubang bor menunjukkan nilai N rata-rata yang berbeda, maka nilai N rata-rata terkecil yang harus digunakan untuk menghitung kapasitas dukung ijin.

Kapasitas dukung ijin netto yang dikaitkan dengan nilai SPT untuk tanah pasir akan diambil nilai N dari nilai rata-rata dari jarak 0 sampai B di bawah dasar fondasi (Hardiyatmo, 2014 : 222).

Berikut persamaan yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung ijin :

$$q_a = 20 \cdot N \cdot Kd ; \text{ untuk lebar } B \leq 1,2 \text{ m} \quad (2-75)$$

$$q_a = 12,5 \cdot N \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 Kd ; \text{ untuk lebar } B > 1,2 \text{ m} \quad (2-76)$$

dengan :

q_a = kapasitas dukung ijin netto (kN/m^2)

$K_d = (1 + 0,33 \frac{D}{B})$ = faktor kedalaman fondasi, dengan nilai maksimum $K_d = 1,33$

B = lebar fondasi (m)

D = kedalaman fondasi (m)

2.6.3. Analisa Pembebanan

Dalam perhitungan stabilitas ada gaya-gaya yang bekerja pada sebuah konstruksi, diantaranya sebagai berikut :

2.6.3.1. Berat Bangunan

Dalam perhitungan berat beban bangunan yang dibutuhkan adalah volume bangunan persatuan panjang dan berat jenis bahan yang digunakan.

$$W_c = \gamma_{\text{bahan}} \cdot V \quad (2-77)$$

Keterangan :

W_c = berat sendiri konstruksi (ton)

γ_{bahan} = berat jenis bahan (ton/m^3)

V = volume tiap satuan panjang (m^3)

2.6.3.2. Berat Air

Dalam perhitungan berat beban air yang dibutuhkan adalah volume air persatuan panjang dan berat jenis bahan yang digunakan.

$$W_w = \gamma_w \cdot V \quad (2-78)$$

Keterangan :

W_w = berat sendiri air (ton)

γ_w = berat jenis air (ton/m^3)

V = volume tiap satuan panjang (m^3)

2.6.3.3. Berat Tanah

Dalam perhitungan berat beban air yang dibutuhkan adalah volume air persatuan panjang dan berat jenis bahan yang digunakan.

$$W_s = \gamma_{\text{tanah}} \cdot V \quad (2-79)$$

Keterangan :

W_s = berat sendiri tanah (ton)

γ_{tanah} = berat jenis air (ton/m³)

V = volume tiap satuan panjang (m³)

2.6.3.4. Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*Uplift*)

Dalam teori angka rembesan Lane, diandaikan bahwa bidang horisontal memiliki daya tahan terhadap aliran (rembesan) 3 kali lebih lemah dibandingkan dengan bidang vertikal. Bidang yang membentuk sudut 45° atau lebih terhadap bidang horisontal, dianggap vertikal. Ini dapat dipakai untuk menghitung gaya tekan ke atas di bawah bangunan dengan cara membagi beda tinggi energi pada bangunan sesuai dengan panjang relatif di sepanjang fondasi seperti pada Gambar 2.27 (Dirjen Pengairan/KP-06, 1986: 25).

Untuk menghitung tekanan *uplift* dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \cdot \Delta H \quad (2-80)$$

Keterangan :

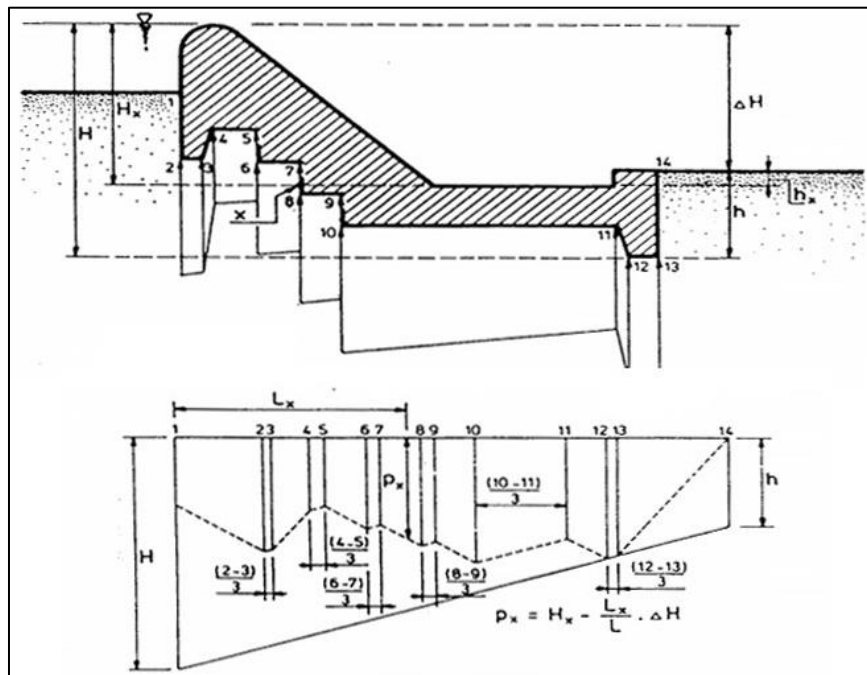
P_x = gaya angkat pada x (ton)

L = panjang total bidang kontak bangunan dan tanah bawah (m)

L_x = jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x (m)

ΔH = beda tinggi energi (m)

H_x = tinggi energi di hulu bending (m)



Gambar 2.27. Gaya tekan ke atas pada fondasi bendung
Sumber : Dirjen Pengairan/KP-06 (1986: 25)

2.6.3.5. Tekanan Air

2.6.3.5.1. Tekanan Hidrostatik

Tekanan hidrostatik merupakan tekanan air yang menekan bendungan ada atau tanpa angin (Soedibyo, 2003: 110).

Untuk tekan hidrostatik dalam kondisi air pada pelimpah penuh dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

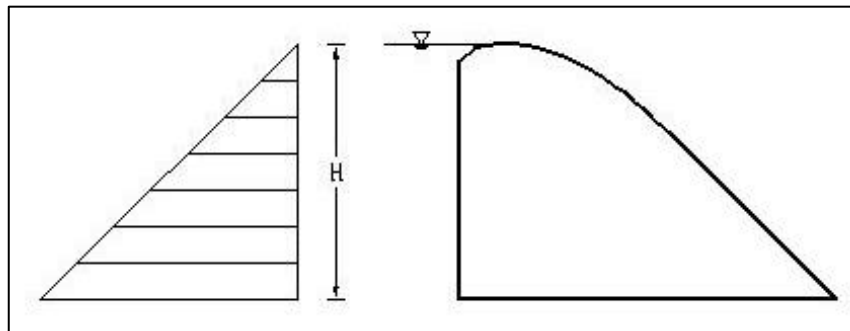
$$H_s = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma_w \quad (2-81)$$

Keterangan :

H_s = tekanan hidrostatik (ton)

H = tinggi konstruksi yang menampung tekanan air (m)

γ_w = berat jenis air (ton/m^3)



Gambar 2.28. Diagram tekanan hidrostatik pada pelimpah saat air penuh

Sumber : Sosrodarsono (1981:240)

Untuk tekan hidrostatik dalam kondisi air pada pelimpah meluber dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot (H_1^2 - H_2^2) \cdot \gamma_w \quad (2-82)$$

Keterangan :

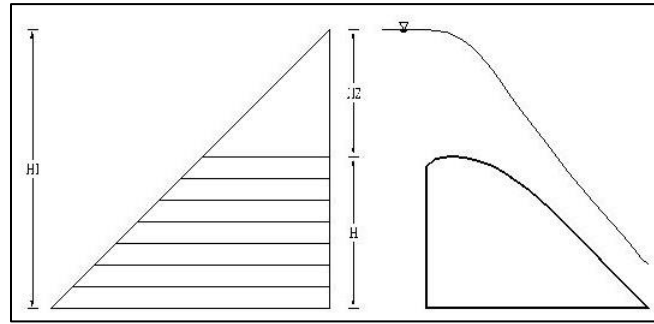
H_s = tekanan hidrostatik (ton)

H = tinggi konstruksi pelimpah yang menampung tekanan air (m)

H_1 = tinggi air dari dasar konstruksi pelimpah (m)

H_2 = tinggi air diatas konstruksi pelimpah (m)

γ_w = berat jenis air (ton/m^3)



Gambar 2.29. Diagram tekanan hidrostatik pada pelimpah saat air meluber
Sumber : Sosrodarsono (1981:240)

2.6.3.5.2. Tekanan Hidrodinamis

Tekanan hidrodinamis merupakan air yang menekan bendungan apabila terjadi gempa (Soedibyo, 2003: 111).

Untuk tekan hidrodinamis dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$Hd = C_d \cdot \gamma_w \cdot k_1 \cdot H_2^2 \cdot (1 - z^{1,5}) \quad (2-83)$$

$$Y = H_2 \cdot \left(1 - \left(\frac{3}{5}\right) \cdot \frac{1 - z^{2,5}}{1 - z^{1,5}}\right) \quad (2-84)$$

Keterangan :

H_d = tekanan hidrodinamis (ton)

C_d = koefisien yang digunakan $\frac{7}{12}$

k_1 = koefisien gempa

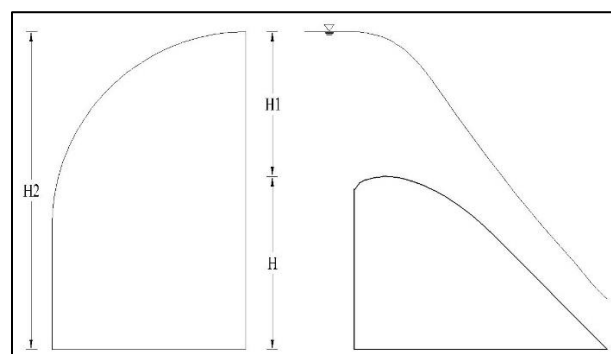
H_1 = tinggi air diatas konstruksi pelimpah (m)

H_2 = tinggi air dari dasar konstruksi pelimpah (m)

Z = rasio perbandingan untuk H_1/H_2

Y = jarak terhadap pusat tekanan (m)

γ_w = berat jenis air (ton/m³)



Gambar 2.30. Diagram tekanan hidrodinamis pada pelimpah

2.6.3.6. Tekanan Tanah

2.6.3.6.1. Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif Kondisi Normal

Tekanan tanah aktif pada kondisi normal ditentukan berdasarkan rumus sebagai berikut

:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2-85)$$

Keterangan :

P_a = tekanan tanah aktif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m³)

H = tinggi tanah (m)

ϕ = sudut geser dalam tanah (°)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif, dihitung menggunakan persamaan Coulomb

$$= \frac{\cos^2 (\Phi - \Theta)}{\cos^2 \Theta \cdot \cos (\delta + \Theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \cdot \sin(\Phi - \alpha)}{\cos(\delta + \Theta) \cdot \cos(\Theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2-86)$$

Perlu diketahui bahwa bila $\alpha = 0^\circ$, $\Theta = 0^\circ$ dan $\delta = 0^\circ$, maka koefisien tekanan tanah aktif menurut Coulomb menjadi sama dengan persamaan di bawah (DAS, 1993: 72).

$$K_a = \frac{(1 - \sin \Phi)}{(1 + \sin \Phi)} \quad (2-87)$$

Untuk tekanan tanah pasif pada kondisi normal ditentukan berdasarkan rumus sebagai berikut :

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2-88)$$

Keterangan :

P_p = tekanan tanah pasif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m³)

H = tinggi tanah (m)

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

$$= \frac{(1 + \sin \Phi)}{(1 - \sin \Phi)} = \frac{1}{K_a} \quad (2-89)$$

ϕ = sudut geser dalam tanah (°)

2.6.3.6.2. Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif Kondisi Gempa

Tekanan tanah aktif pada kondisi gempa dinyatakan sebagai berikut berikut (DAS, 1993: 83) :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - kv) \quad (2-90)$$

Keterangan :

P_{ae} = tekanan tanah aktif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m³)

H = tinggi tanah (m)

K_{ae} = koefisien tekanan tanah aktif, dihitung menggunakan persamaan Coulomb

kv = koefisien gempa dengan gaya vertikal

Untuk tekanan tanah pasif kondisi gempa dinyatakan sebagai berikut berikut:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - kv) \quad (2-91)$$

Keterangan :

P_{pe} = tekanan tanah pasif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m³)

H = tinggi tanah (m)

K_{pe} = koefisien tekanan tanah pasif

kv = koefisien gempa dengan gaya vertikal

Tekanan tanah aktif dan pasif untuk kondisi gempa dihitung dengan koefisien tekanan tanah aktif dan pasif terpengaruh gempa (K_{ae} dan K_{pe}). Perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dan pasif terpengaruh gempa ditentukan dengan persamaan Coulomb sebagai berikut (DAS, 1993: 83) :

$$K_{ae} = \frac{\cos^2 (\Phi - \theta - \beta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos \beta \cdot \cos (\delta + \theta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \cdot \sin(\Phi - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \beta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2-92)$$

$$K_{pe} = \frac{1}{K_{ae}} \quad (2-93)$$

Dengan :

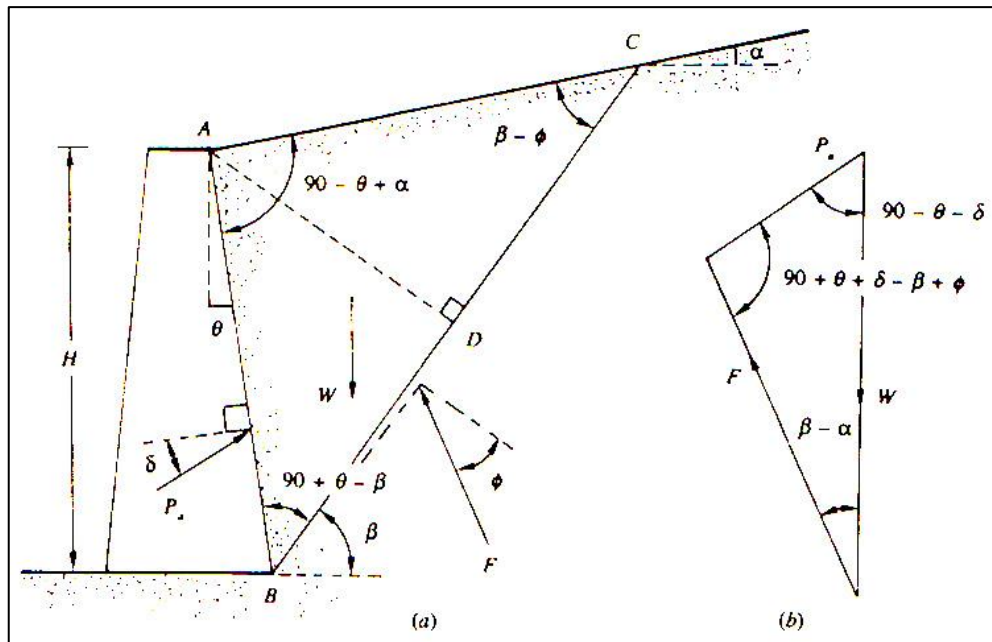
$$\beta = \text{dapat dihitung menggunakan rumus } \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (2-94)$$

kh = koefisien gempa dengan gaya horizontal

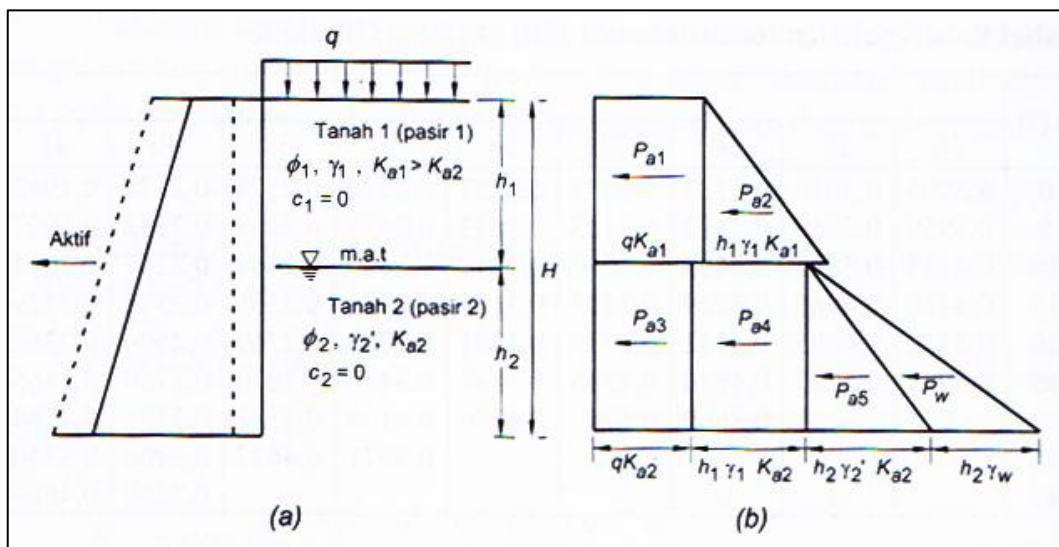
kv = koefisien gempa dengan gaya vertikal

ϕ = sudut geser dalam tanah (°)

$$\delta = \frac{1}{2} \phi \leq \delta \leq \frac{2}{3} \phi \quad (2-95)$$



Gambar 2.31. Tekanan tanah menurut Coulomb
Sumber : DAS (1993: 73)



Gambar 2.32. Diagram tekanan tanah aktif
Sumber : Hardiyatmo (2014 : 488)

Jika sudut geser dalam tanah yang didapat dari hasil laboratorium mekanika tanah mempunyai hasil yang terlalu kecil maka hal tersebut bisa sangat berpengaruh pada kestabilan konstruksi yang dapat mengakibatkan konstruksi tersebut mengalami geser. Untuk mendapatkan nilai sudut geser dalam yang lebih besar maka dapat dibantu dengan tabel sebagai berikut :

Tabel 2.13. Hubungan antara kepadatan relatif, sudut geser dalam dan nilai N dari pasir

Nilai N	Kepadatan relatif	Sudut geser dalam	
	$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$	Menurut Peck	Menurut Mayerhof
0 - 4	Sangat lepas 0,0 - 0,2	Kurang dari 28,5	Kurang dari 30
4 - 10	Lepas 0,2 - 0,4	28,5 - 30	30 - 35
10 - 30	Sedang 0,4 - 0,6	30 - 36	35 - 40
30 - 50	Padat 0,6 - 0,8	36 - 41	40 - 45
Lebih besar	Sangat padat 0,8 - 1	Lebih dari 41	Lebih dari 45

Sumber: Sosrodarsono (1994 : 58)

2.6.4. Koefisien Gempa

Koefisien gempa dapat ditentukan dengan menggunakan perhitungan atau berdasarkan peta zona gempa. Pada kesempatan kali ini penulis akan menentukan koefisien gempa berdasarkan SNI 1726 : 2012.

Pada SNI 1726 : 2012 koefisien gempa disebut dengan koefisien respon gempa atau koefisien respon seismik (C_s).

Koefisien respon seismik harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut (SNI 1726, 2012 : 54) :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2-96)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respon desain

R = faktor modifikasi respon (didapat dari tabel 9 faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa yang ada dalam SNI)

I_e = faktor keutamaan gempa (didapat dari tabel 2.14 dan tabel 2.15 berikut ini)

Tabel 2.14. Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : • Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan • Fasilitas sementara • Gudang penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : • Perumahan	II

Lanjutan tabel 2.14

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
• Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen/rumah susun • Pusat perbelanjaan/mall • Bangunan industri • Fasilitas manufaktur • Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : • Bioskop • Gedung pertemuan • Stadion • Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas penitipan anak • Penjara • Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : • Pusat pembangkit listrik biasa • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah • Pusat telekomunikasi • Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya memiliki nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi, tidak dibatasi untuk : • Bangunan-bangunan monumental • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai dan tempat perlindungan darurat lainnya	IV

Lanjutan tabel 2.14

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
• Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tanki penyimpanan bahan bakar atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Sumber : SNI 1726 (2012 : 14)

Tabel 2.15. Faktor keutamaan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa (I_e)
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI 1726 (2012 : 15)

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan (2-96) tidak perlu melebihi berikut ini (SNI 1726, 2012 : 54) :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2-97)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 sama dengan atau lebih dari 0,6 g, maka C_s harus tidak kuran dari :

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2-98)$$

Keterangan :

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode percepatan 1 detik

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum

T = periode fundamental struktur

Periode fundamental pendekatan (T), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut (SNI 1726, 2012 : 55) :

$$T = C_t \cdot h_n^x \quad (2-99)$$

Keterangan :

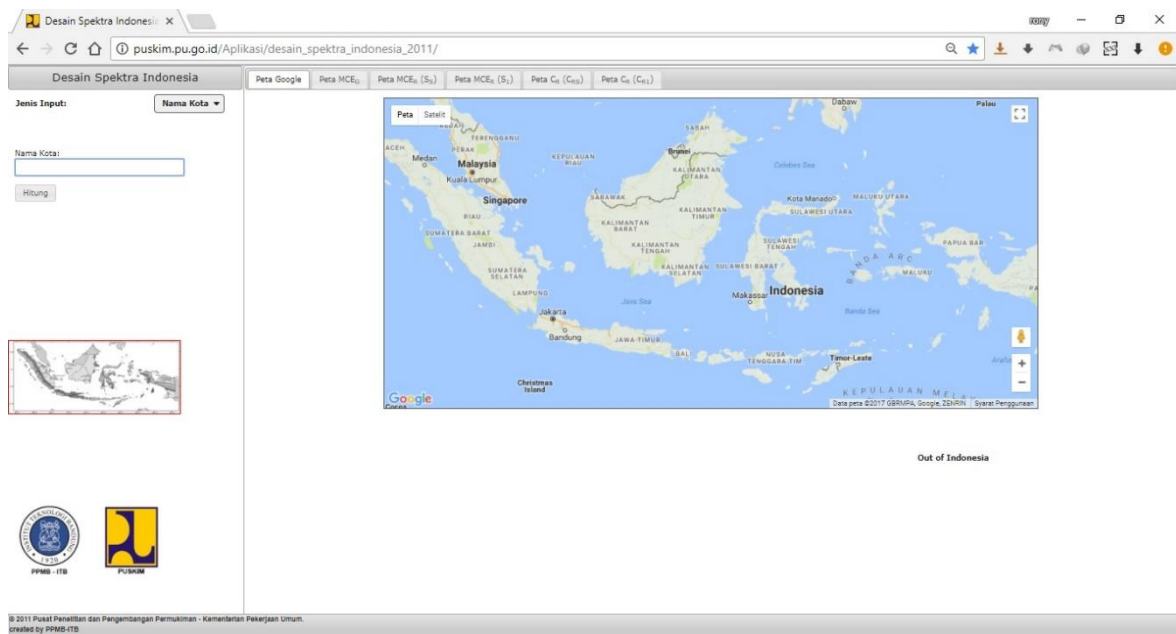
h_n = ketinggian struktur dalam meter, dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur
koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel berikut ini :

Tabel 2.16. Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x

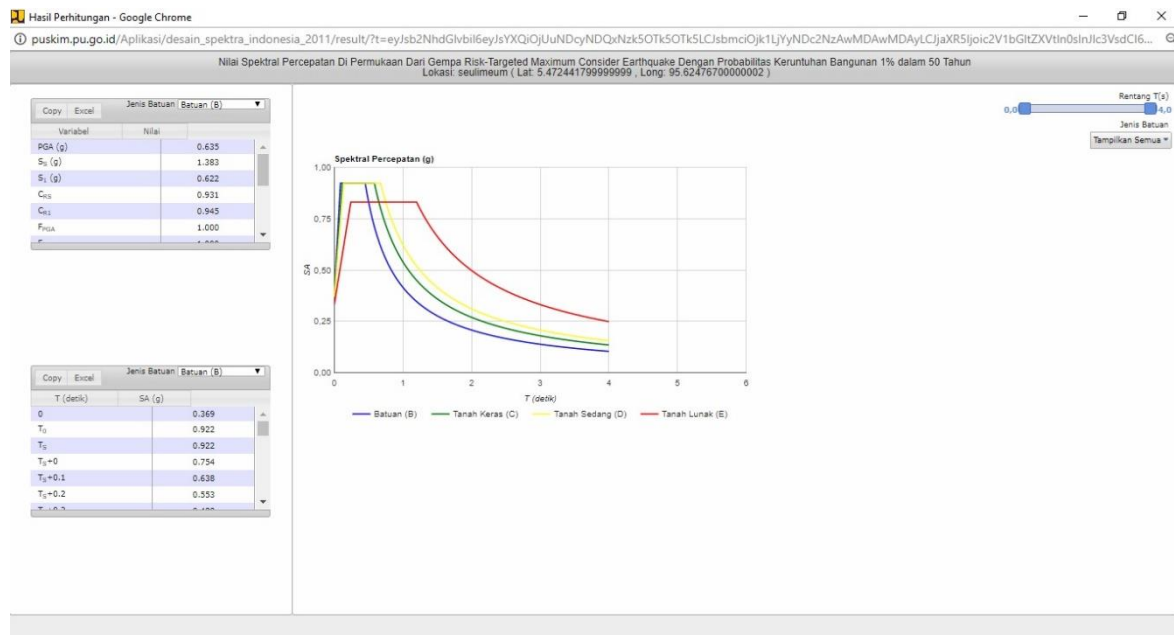
Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI 1726 (2012 : 56)

Untuk data S_{DS} , S_{D1} dan S_1 bisa didapatkan melalui melalui *website* puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011. Untuk mendapatkan data-data tersebut penulis hanya membutuhkan nama lokasi atau koordinat lokasi yang diinginkan. Seperti contoh berikut ini :



Gambar 2.33 Halaman untuk memasukkan nama atau koordinat lokasi yang akan ditinjau pada kolom



Gambar 2.34. Hasil data dari penelusuran pada lokasi yang ditinjau

2.6.5. Gaya Akibat Pegaruh Gempa

Berat bangunan :

$$W_e = W \cdot k_h \quad (2-100)$$

Keterangan :

W_e = gaya akibat pengaruh gempa (ton)

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

k_h = koefisien gempa dengan gaya horizontal

2.6.6. Faktor Keamanan (Safety Factor)

Perhitungan keamanan stabilitas konstruksi didasarkan pada 3 faktor yaitu :

2.6.6.1. Stabilitas Terhadap Guling

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh gaya tanah dibelakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat fondasi.

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}) didefinisikan sebagai (Hardiyatmo, 2014 : 488) :

$$F_{gl} = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} \quad (2-101)$$

dengan :

F_{gl} = faktor aman terhadap penggulingan

M_v = momen vertikal (ton.m)

M_h = momen horizontal (ton.m)

Dimana untuk keadaan normal $F_{gl} \geq 1,5$ dan untuk keadaan gempa $F_{gl} \geq 1,2$.

2.6.6.2. Stabilitas Terhadap Geser

Gaya-gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh :

1. Gesekan antar tanah dengan dasar fondasi
2. Tekanan tanah pasif bila didepan dinding penahan terdapat tanah tiban

Faktor aman terhadap penggeseran (F_{gs}), didefinisikan sebagai (Hardiyatmo, 2014 : 485) :

$$F_{gs} = \frac{c \cdot A + \sum V \tan \Phi}{\sum H} \quad (2-102)$$

dengan :

F_{gs} = faktor aman terhadap penggeseran

Φ = sudut geser dalam antara tanah dan fondasi dengan fondasi

c = kohesi antara dasar fondasi dengan tanah fondasi

A = luas pembebanan efektif

$\sum V$ = jumlah gaya-gaya vertikal

$\sum H$ = jumlah gaya-gaya horizontal

Dimana untuk keadaan normal $F_{gs} \geq 1,5$ dan untuk keadaan gempa $F_{gs} \geq 1,2$.

2.6.6.3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Tekanan pada tanah dasar akibat beban dinding penahan yang terjadi pada ujung-ujung pelat fondasi yang dihitung dengan cara sebagai berikut :

- Bila $e \leq \frac{B}{6}$

$$\sigma = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (2-103)$$

- Bila $e > \frac{B}{6}$

$$\sigma_{\text{mak}} = \frac{2 \cdot V}{L \cdot x} \quad (2-104)$$

dengan :

q = tekanan akibat beban struktur (ton/m²)

V = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

B = lebar fondasi (m)

e = eksentrisitas (m)

$$= \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \quad (2-105)$$

$\sum M$ = momen total (ton.m)

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

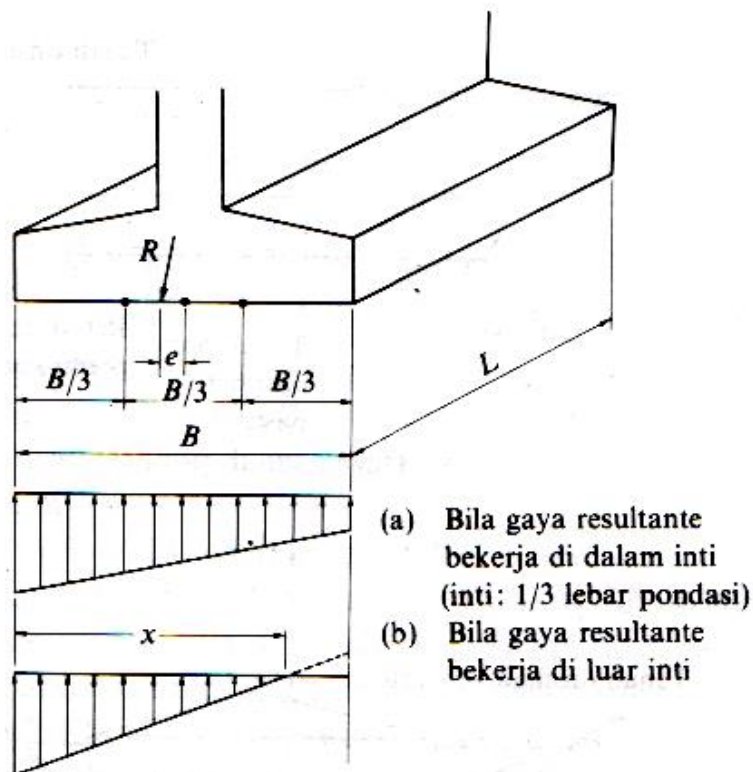
B = lebar fondasi (m)

L = panjang fondasi (m)

x = lebar efektif dari kerja reaksi dasar fondasi (m)

$$= 3 \left(\frac{B}{2} \cdot e \right) \quad (2-106)$$

Bila $e \leq \frac{B}{6}$, maka tekanan dinding ke tanah yang terjadi berbentuk trapesium, sedangkan bila $e > \frac{B}{6}$, maka diagram tekanan berupa segitiga. Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan dengan tanah urug dapat dilihat pada Gambar 2.35.



Gambar 2.35. Reaksi Tanah

Sumber : Sosrodarsono (1994 : 89)

2.7. Analisa Pembetonan Dan Penulangan Pada Konstruksi

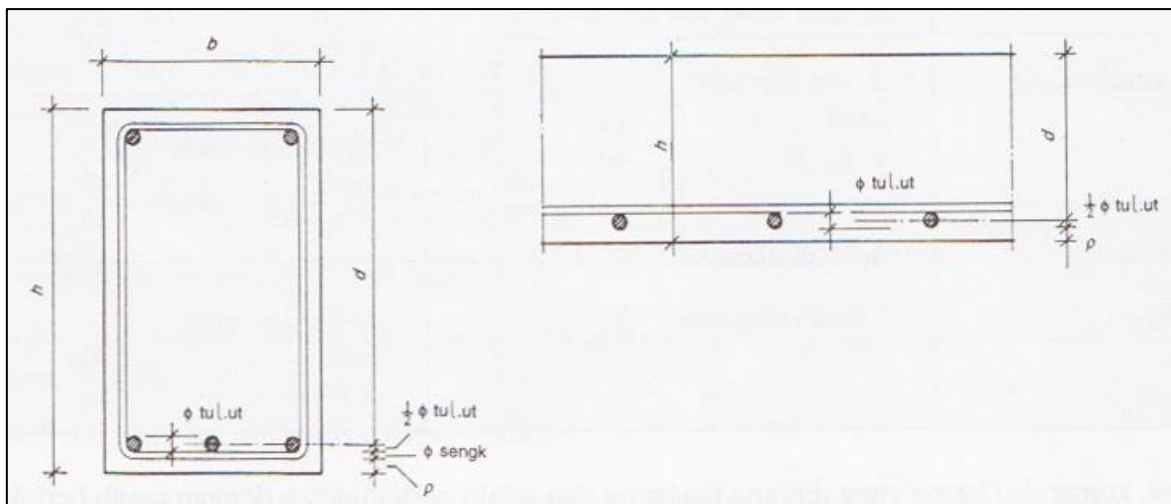
Konstruksi bangunan yang telah direncanakan dimensinya perlu dianalisa mengenai pembetonan dan penulangannya. Berikut ini merupakan hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perncanaan pembetonan dan penulangan konstruksi.

2.7.1. Kuat Tekan Beton Rencana (f_c') Dan Kuat Tarik Baja (f_y)

Beton bertulang merupakan gabungan dari dua jenis bahan yaitu beton polos yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi akan tetapi memiliki kekuatan tarik yang rendah dan batang-batang baja yang ditanamkan dalam beton dapat memberikan kekuatan tarik yang diperlukan.

2.7.2. Tebal Efektif

Dua besaran yang berperan penting pada analisis penampang beton bertulang adalah tinggi total (h) dan tinggi efektif (d). Gambar dibawah ini memberikan kedua besran ini bagi sebuah pelat dan sebuah balok (Vis, 1993 : 42).



Gambar 2.36. Hubungan antara h , d dan penutup beton p

Sumber : Vis (1993 : 43)

Untuk sebuah pelat, hubungan antara h dan d secara umum ditentukan oleh :

$$h = d + \frac{1}{2} \phi_{tul.ut} + p \quad (2-107)$$

Dengan :

d = tinggi efektif (mm)

p = tebal penutup beton untuk menutup tulangan terluar (mm)

$\phi_{tul.ut}$ = diameter tulangan utama

Hubungan antara d dan h untuk sebuah balok, secara umum ditentukan oleh :

$$h = d + \frac{1}{2} \phi_{tul.ut} + \phi_{sengk} + p \quad (2-108)$$

Dengan :

d = tinggi efektif (mm)

p = tebal penutup beton untuk menutup tulangan terluar (mm)

$\phi_{tul.ut}$ = diameter tulangan utama

ϕ_{sengk} = diameter tulangan sengkang

Salah satu faktor yang menentukan perbedaan antara d dan h , baik dalam pelat maupun dalam balok, adalah penutup beton p . Sesuai dengan namanya penutup beton ini, digunakan untuk melindungi tulangan. Lapisan pelindung yang digunakan sesuai dengan ketentuan tebal penutup beton digunakan untuk menjamin penanaman tulangan dan lekatannya dengan beton, menghindarkan korosi pada tulangan dan meningkatkan perlindungan struktur terhadap kebakaran (Vis, 1993 : 43).

Pada SNI 2847-2013 pasal 7.7 menentukan tebal penutup beton dengan pertimbangan kondisi yang telah diutarakan. Tabel berikut memberikan tebal minimum penutup beton yang diukur dari tulangan terluar .

Tabel 2.17. Tebal minimum penutup beton pada tulangan terluar

	Tebal selimut minimum (mm)
a. Batang yang dicor di atas dan selalu berhubungan dengan tanah.....	75
b. Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca: Batang tulangan D-19 hingga D-57..... Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil..	50 40
c. Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau berhubungan dengan tanah: <u>Slab, dinding, balok usuk:</u> Batang tulangan D-44 dan D-57..... Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil..... <u>Balok, kolom:</u> Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral..... <u>Komponen struktur cangkang, pelat lipat:</u> Batang tulangan D-19 dan yang lebih besar..... Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil.....	40 20 40 20 13

Sumber : SNI 2847 (2013 : 51)

Untuk konstruksi beton yang dituang langsung dan selalu berhubungan dengan tanah berlaku tebal penutup beton minimal sebesar 75 mm.

2.7.3. Perencanaan Tulangan

Apabila momen M_u pada sebuah penampang diketahui, kemudian diperkirakan ukuran beton b dan d . Selanjutnya mutu beton dan mutu baja ditentukan, maka jumlah tulangan yang diperluka dapat dihitung (Vis, 1993 : 53).

Persamaan umum untuk hubungan momen, ukuran beton dan mutu baja beton sebagai berikut :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \phi \cdot f_y \cdot (1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}) \quad (2-109)$$

Dengan :

M_u = momen lapangan (Mpa)

b = panjang persatuan lebar

ϕ = faktor reduksi kekuatan
= 0,8

d = tebal efektif pelat (m)

f'_c = kuat tekan beton rencana (Mpa)

f_y = kuat tarik baja (Mpa)

ρ = rasio tulangan

Pada persamaan ini pada ruas kanan hanya bergantung pada mutu beton dan mutu baja serta jumlah tulangan. Akan tetapi karena mutu beton dan baja telah dipilih maka ruas ini telah bernilai tertentu. Jadi yang tak diketahui hanyalah jumlah tulangan ρ . Untuk kombinasi f'_c dan f_y yang dipilih, serta pada nilai-nilai urutan dari $\frac{M_u}{b \cdot d^2}$ selanjutnya dapat dihitung harga nilai rasio tulangan ρ (Vis, 1993 : 54).

Penambahan tegangan baja yang tiba-tiba dapat mengakibatkan baja mendadak putus. Untuk mencegah terjadinya kerusakan maka penampang beton bertulang yang dibebani lentur harus diberi sejumlah tulangan minimum tertentu. Nilai tulangan minimum ini harus dipilih sedemikian rupa sehingga terdapat pembebanan yang kecil antara momen lentur yang dapat ditahan oleh penampang yang tak retak dan momen lentur yang dapat ditahan oleh penampang yang retak. Persyaratan tulang minimum dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 2.18. Tulangan minimum ρ_{min} yang disyaratkan

Seluruh mutu beton	$f_y = 250 \text{ Mpa (2500 kg/cm}^2\text{)}$	$f_y = 400 \text{ Mpa (4000 kg/cm}^2\text{)}$
Balok dan umumnya	0,0056	0,0035
Alternatif	$\frac{4}{3} \rho_{an}$	$\frac{4}{3} \rho_{an}$
Pelat	0,0025	0,0018

Sumber :Vis (1993 : 51)

Selain persyaratan tulangan minimum, terdapat persyaratan tulangan maksimum. Pada tabel dibawah ini diberikan harga-harga tulangan maksimum untuk seluruh kombinasi mutu beton dan baja. Dengan mempertahankan rasio tulangan yang lebih rendah dari ρ maksimum akan menghasilkan struktur berkapasitas deformasi yang cukup.

Tabel 2.19. Tulangan maksimum ρ_{max} yang disyaratkan

$f_y \text{ Mpa (kg/cm}^2\text{)}$	$f'_c \text{ Mpa (kg/cm}^2\text{)}$				
	15 (150)	20 (200)	25 (250)	30 (300)	35 (350)
240 (2400)	0,0242	0,0323	0,0404	0,0484	0,0538
400 (4000)	0,0122	0,0163	0,0203	0,0244	0,0271

Sumber :Vis (1993 : 52)

2.7.4. Luas Tulangan Perlu (A_{st})

Luas tulangan perlu dihitung untuk mendapatkan luasan tulangan yang diperlukan oleh konstruksi tersebut. Perhitungan luas tulangan perlu menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$A_{st} = \rho \cdot b \cdot d \quad (2-110)$$

Dengan :

A_{st} = luas tulangan perlu (mm^2)

b = panjang persatuan lebar (mm)

d = tebal efektif pelat

ρ = rasio tulangan

2.7.5. Pemilihan Tulangan Utama Dan Tulangan Pembagi

Sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 yang menjelaskan bahwa luas penampang tulangan pokok harus lebih besar dari tulangan baja untuk susut dan suhu. Dengan melihat rasio tulangan minimum, dapat dihitung pula tulangan minimum dengan menggunakan persamaan :

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad (2-111)$$

Sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.16.12, dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan susut dan suhu) (Vis, 1993 : 78).

$$\text{Untuk } f_y = 240 \text{ Mpa : } A_s = \frac{0,25 \cdot b \cdot h}{100} \quad (2-112)$$

$$\text{Untuk } f_y = 400 \text{ Mpa : } A_s = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{100} \quad (2-113)$$

