

## BAB II LANDASAN TEORI

### 2.1. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi dilakukan dalam perencanaan bangunan air bertujuan 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 Data Hujan

Data curah hujan yang digunakan untuk keperluan analisis hidrologi diperoleh dari stasiun yang terdekat dengan lokasi pekerjaan. Stasiun pencatat hujan yang mewakili masing-masing DAS (Daerah Aliran Sungai) akan dipilih dan dimasukkan ke dalam sistem data base serta diolah untuk menghitung curah hujan rancangan dan curah hujan maksimum yang mungkin terjadi.

#### 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 mm.

Curah hujan daerah ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Beberapa cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik antara lain sebagai berikut (Sosrodarsono, 2006 : 27) :

- a. Cara Rata-Rata Aljabar
- b. Cara Thiessen
- c. Cara Garis Isohiet

Pada umumnya untuk menghitung curah hujan daerah dapat digunakan standar luas daerah sebagai berikut (Sosrodarsono, 2006:51) :

1. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil, dapat diwakili oleh sebuah alat ukur curah hujan.
2. Untuk daerah tinjauan dengan luas antara 250 - 50.000 ha yang memiliki 2 atau 3 titik pengamatan dapat digunakan cara rata-rata aljabar.
3. Untuk daerah tinjauan dengan luas antara 120.000 - 500.000 ha yang mempunyai titik-titik pengamatan tersebar cukup merata dan dimana curah hujannya tidak

terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi, dapat menggunakan metode rata-rata aljabar. Jika titik-titik pengamatan itu tidak tersebar merata maka digunakan cara Thiessen.

4. Untuk daerah tinjauan dengan luas lebih dari 500.000 ha, dapat digunakan cara Isohiet atau cara potongan antara (*inter-section method*).

Berdasarkan teori tersebut karena daerah studi memiliki 2 stasiun penakar hujan dan luas DAS 324,41 km<sup>2</sup>, maka dalam penelitian ini menggunakan metode rata-rata aljabar.

Hujan rerata daerah untuk metode rata-rata aljabar dihitung dengan persamaan berikut. (Sosrodarsono, 2006:27).

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

dimana :

- $\bar{R}$  : Curah hujan rerata daerah
- n : Jumlah titik-titik (pos) pengamatan
- $R_1, R_2, R_n$  : Curah hujan di tiap titik pengamatan 1,2,..n

### 2.1.3 Analisa Curah Hujan Rancangan (*Design Rainfall*)

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 distribusi Gumbel Type I, Normal, Log Pearson Type III.

Untuk menentukan metode yang sesuai, maka terlebih dahulu harus dihitung besarnya parameter-parameter statistik seperti koefisien Cs (Koefisien kepengcangan) dan Ck (Koefisien Puncak).

Persaman yang digunakan adalah :

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

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

dimana :

- Cs = *Skewnwss*/kepengcangan
- Ck = kurtosis/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 2.1. Parameter statistik dasar pengembangan metode analisa frekuensi distribusi nilai ekstrim

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

Sumber : Sri Harto (1993:245)

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

### 2.1.3.1 Distribusi Log Pearson Tipe III

Untuk menghitung banjir perencanaan dalam praktek, *The Hydrology Committee of The Water Resources Council, USA* menganjurkan, pertama kali mentransform data ke harga-harga logaritmanya, kemudian menghitung parameter-parameter statistiknya. Karena transformasi tersebut, maka cara ini disebut Log Pearson Tipe III.

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

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

Dalam studi ini dipakai Metode Log Pearson Type III dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel dan dapat dipakai untuk semua sebaran data, dimana besar harga parameter statistiknya ( $C_s$  dan  $C_k$ ) tidak ada ketentuan.

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

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

$$\overline{\text{Log}x} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log}x_i}{n} \quad (2-4)$$

3. Menghitung harga *standard deviasi* dengan rumus berikut ini:

$$S_1 = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } x_i - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1}} \quad (2-5)$$

4. Menghitung koefisien kepeccengan dengan rumus berikut ini:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } x_i - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)S_1^3} \quad (2-6)$$

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

$$\text{Log } Q = \overline{\text{Log } X} + G.S_i \quad (2-7)$$

Harga-harga G diambil dari tabel 2.3 untuk harga-harga  $C_s$  positif. Jadi dengan harga  $C_s$  yang dihitung dan waktu balik yang dikehendaki G dapat diketahui.

6. Menghitung antilog dari log Q untuk mendapatkan debit banjir dengan waktu balik yang dikehendaki  $Q_T$

dimana :

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

Log X = rata-rata logaritma data

N = banyaknya tahun pengamatan

$S_1$  = simpangan baku data

$C_s$  = koefisien kepeccengan

G = koefisien frekuensi

### 2.1.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Untuk mengetahui apakah pemilihan distribusi yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rancangan diterima atau ditolak, maka perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi. Hal ini dapat diketahui dengan melakukan Uji Smirnov Kolmogorof dan Uji Chi-Kuadrat (*Chi Square*).

#### 2.1.4.1 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan secara horizontal, yaitu merupakan selisih simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris ( $\Delta_0$ ). 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 teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang ditentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov *Test*) dapat ditentukan harga  $\Delta_{cr}$ .

Apabila  $\Delta_o$  lebih kecil dari  $\Delta_{cr}$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila  $\Delta_o$  lebih besar dari  $\Delta_{cr}$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.2. Nilai kritis  $\Delta_{Pcr}$  untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	$\alpha$ (derajat kepercayaan)			
	0,2	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	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Soewarno (1995:199)

Tabel 2.3. Faktor Frekuensi (K) dengan fungsi dari nilai Koefisien Skew (Cs) dan Kala Ulang (T)

Skew Coefficient Cs	Kala Ulang, T (Tahun)									
	1,01	1,25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Probabilitas disamai atau dilampaui (%)									
	99	80	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,9	-0,690	-0,651	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909	7,120
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847	6,990
2,7	-0,740	-0,681	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,097	3,932	4,783	6,860
2,6	-0,769	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718	6,730
2,5	-0,799	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800	4,584	6,467
2,3	-0,867	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515	6,333
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,1	-0,946	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372	6,055
2	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,398	5,910
1,9	-1,037	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223	5,785
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,7	-1,140	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069	5,525
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,5	-1,256	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910	5,250
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,3	-1,388	-0,838	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745	4,965
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,1	-1,518	-0,848	-0,180	0,745	1,341	2,006	2,585	3,087	3,575	4,680
1	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-1,660	-0,854	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-1,806	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-1,955	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-2,104	-0,853	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-2,175	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-2,252	-0,846	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090

Sumber : Soemarto (1987:245)

#### 2.1.4.2 Uji Chi-Square

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Uji Chi-Square dapat diturunkan menjadi persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995: 194):

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_{i-E_i})^2}{E_i} \quad (2-8)$$

dimana :

$X_h^2$  = parameter Chi-Kuadrat hitung.

G = Jumlah sub - kelompok.

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

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

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

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah (Soewarno, 1995:194) :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub-group, tiap-tiap sub group minimal 4 data pengamatan
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap-tiap sub group
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
5. Tiap-tiap sub group dihitung nilai  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlah seluruh G sub group nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung
7. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$   
(nilai  $R = 2$ , untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai  $R = 1$  untuk distribusi Poisson)

Interpretasi hasilnya adalah (Soewarno, 1995:195):

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
2. Apabila peluang lebih kecil dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima
3. Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambah data.

Berdasarkan literatur di atas, pada Uji Chi-Square menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

### **2.1.5 Curah Hujan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (*Probable Maximum Precipitation, PMP*)**

Dalam tingkat kepentingan sebagai kontrol perencanaan pelimpah Bendungan Keumireu Inong, maka perlu untuk diketahui besarnya nilai PMP (*Probable Maximum Precipitation*), yang kemudian dilanjutkan dengan analisa banjir terbesar

yang mungkin terjadi (*Probable Maximum Flood*, PMF), yang nantinya dipakai sebagai kontrol terhadap analisa perencanaan kapasitas pelimpah pada kondisi ekstrem.

Untuk analisa PMP ini digunakan cara statistik dengan persamaan Hershfield (Soemarto, 1995:155) :

$$X_m = \bar{X}_n + K_m \cdot S_n \quad (2-9)$$

Dengan:

$X_m$  = curah hujan maksimum yang tercatat (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:

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

Yang menjadi bahan pertimbangan dalam analisa PMP adalah:

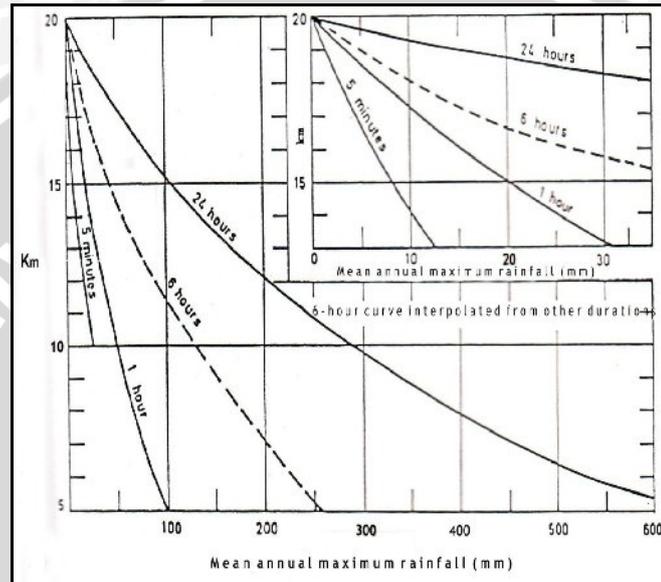
1. Data curah hujan/harian yang tersedia dari tiap stasiun harus cukup panjang ( $\geq 20$  tahun).
2. Faktor koefisien keragaman, merupakan keragaman di sekitar rata-ratanya dari data yang tersedia.

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

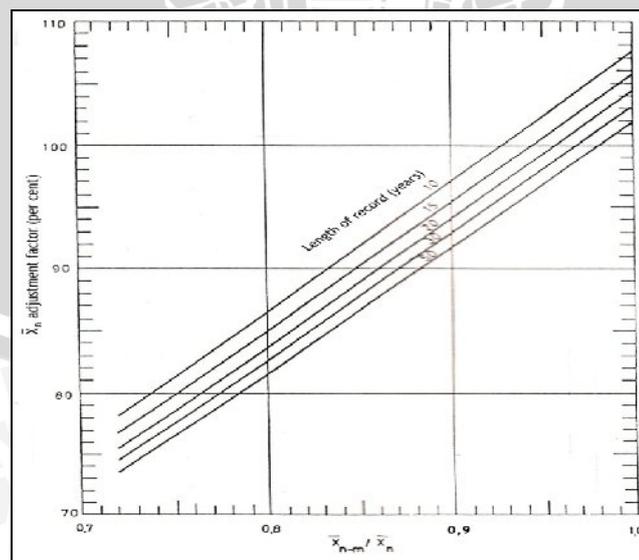
Tahapan-tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Menghitung besarnya curah hujan rata-rata ( $\bar{X}_n$ )
2. Menghitung simpangan baku ( $S_n$ )
3. Menghitung curah hujan rata-rata tanpa memasukkan data-data hujan yang maksimum ( $X_{n-m}$ )
4. Menghitung simpangan baku tanpa memasukkan data curah hujan yang maksimum ( $S_{n-m}$ )
5. Mencari harga  $K_m$  pada gambar 2.1
6. Mencari harga faktor koreksi  $X_n$  pada gambar 2.2
7. Mencari harga faktor koreksi  $S_n$  pada gambar 2.3
8. Mencari harga pada faktor koreksi  $S_n$  dan  $X_n$  pada gambar 2.4

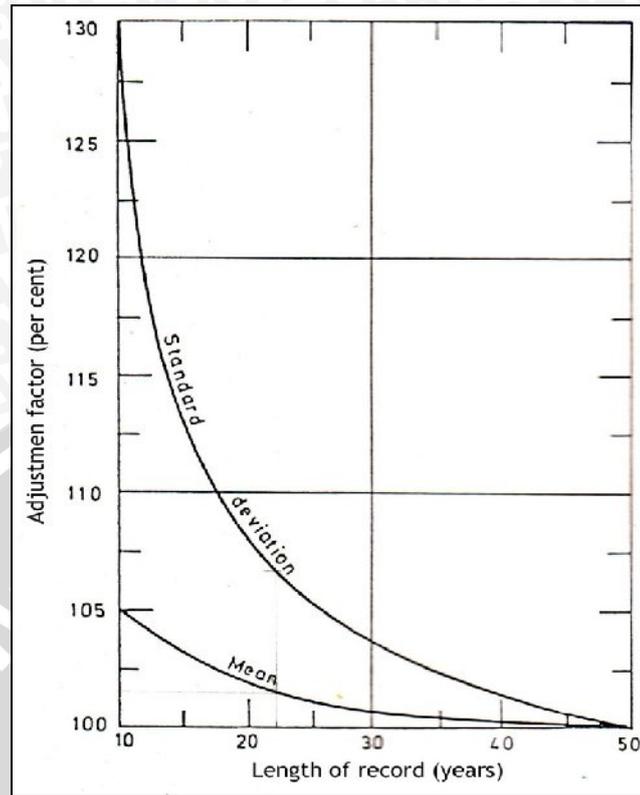
9. Menghitung  $X_n$  terkoreksi =  $X_n \times (6) \times (8)$
10. Menghitung  $S_n$  terkoreksi =  $X_n \times (7) \times (8)$
11. Menghitung PMP terpusat  $X_m = \bar{X}_n + K_m \cdot S_n$
12. Mencari faktor reduksi luas DAS pada gambar 2.5
13. Mencari faktor reduksi yang dipengaruhi oleh lamanya pencatatan curah hujan pada gambar 2.6
14. Menghitung PMP di seluruh daerah aliran PMP =  $X_m \times (12) \times (13)$



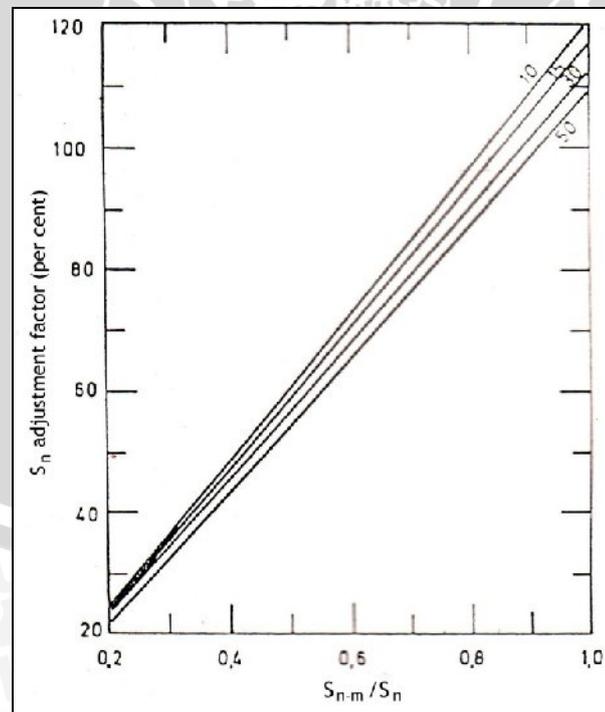
Gambar 2.1 Grafik hubungan antara  $K_m$  dengan fungsi durasi hujan dan hujan maksimum rata-rata tahunan (mm)  
Sumber : Soemarto (1995:155)



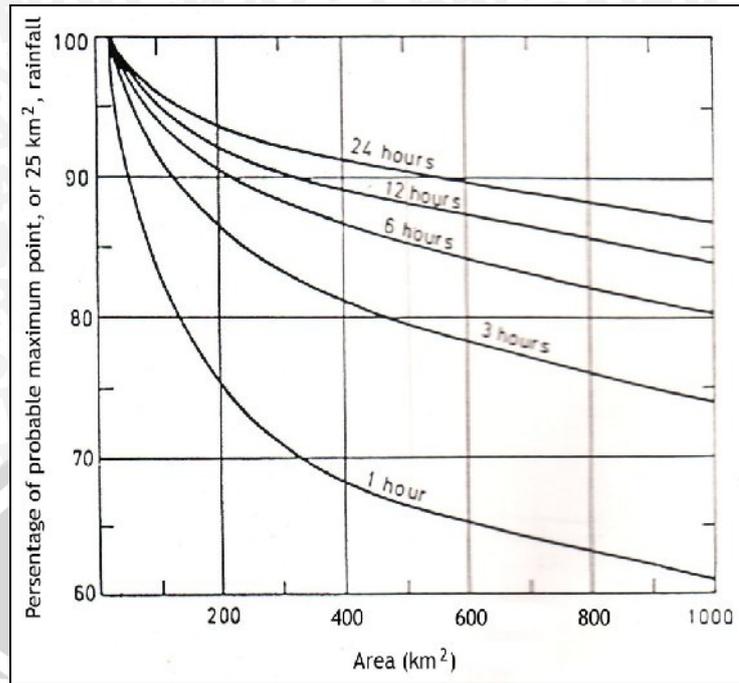
Gambar 2.2 Grafik hubungan antara faktor penyesuaian  $\bar{X}_n$  dengan panjangnya data hujan dan harga  $\bar{X}_{n-m} / \bar{X}_n$   
Sumber : Soemarto (1995:156)



Gambar 2.3 Faktor penyesuaian untuk harga rata-rata ( $\bar{X}_n$ ) dan *standart deviasi* ( $S_n$ ) sesuai dengan panjangnya data curah hujan (tahun)  
 Sumber : Soemarto (1995:156)

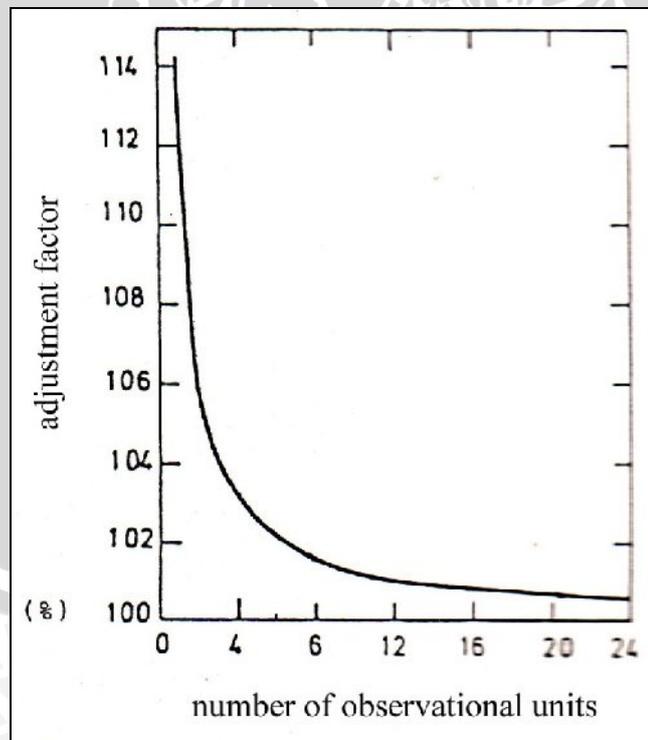


Gambar 2.4 Grafik hubungan antara faktor penyesuaian  $S_n$  dengan panjangnya data hujan dan harga  $S_{n-m} / S_n$   
 Sumber : Soemarto (1995:156)



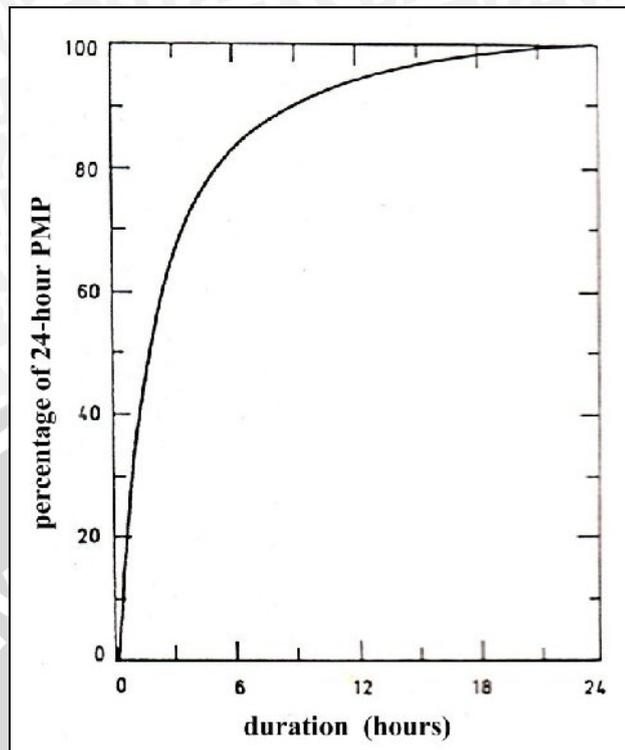
Gambar 2.5 Grafik hubungan prosentasi hujan titik (*point rainfall*) berpeluang maksimum dengan durasi hujan dan luas daerah pengaliran

Sumber : Soemarto (1995:156)



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

Sumber : Soemarto (1995:156)



Gambar 2.7 Lengkung durasi maksimum untuk prosentase PMP 24 jam  
 Sumber : Soemarto (1995:157)

**2.1.6 Distribusi Hujan Jam-jaman Model PSA 007**

Dalam perencanaan untuk menentukan debit banjir rancangan, perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan. Bila tidak tersedia data curah hujan jam-jaman di lokasi rencana proyek maka untuk perhitungan distribusi hujan mengacu pada PSA 007 sebagai berikut:

Tabel 2.4. Intensitas hujan dalam % yang disarankan PSA 007

Kala Ulang (Tahun)	Durasi Hujan (Jam) %							
	0,5	0,75	1	2	3	6	12	24
5	32	41	48	59	66	78	88	100
10	30	38	45	57	64	76	88	100
25	28	36	43	55	63	75	88	100
50	27	35	42	53	61	73	88	100
100	26	34	41	52	60	72	88	100
1000	25	32	39	49	57	69	88	100
PMP	20	27	34	45	52	64	88	100

Sumber : Anonim (1999 : 38)

Untuk mendapatkan curah jam-jaman selanjutnya sesuai dengan PSA 007, distribusi hujan disusun dalam bentuk genta, dimana hujan tertinggi ditempatkan di tengah, tertinggi kedua di sebelah kiri, tertinggi ketiga di sebelah kanan dan seterusnya.

Hujan netto DAS diperoleh dari hujan jam-jaman dikalikan dengan faktor reduksi dari luas DAS yang bersangkutan. Faktor reduksi dapat ditetapkan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 2.5. Faktor reduksi luas

Luas DAS (km <sup>2</sup> )	Faktor Reduksi Luas
10	1,000
30	0,980
100	0,935
200	0,890
300	0,858
400	0,832
500	0,819
600	0,789
700	0,770
800	0,752
900	0,735
1000	0,720
2000	0,610
3000	0,515
4000	0,435
5000	0,370

Sumber: Anonim (1999 : 35)

### 2.1.7 Koefisien Pengaliran (*Run-Off Coeffisien*)

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 perencanaan pembangunan dengan pertimbangan kondisi daerah pengaliran yang berubah, maka koefisien yang diambil harus lebih besar dari 0,7 dan koefisien yang kurang dari 0,5 tidak digunakan (Sosrodarsono, 2006 : 145). Beberapa petunjuk untuk mendapatkan angka koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel 2.6 dan 2.7.

Tabel 2.6. Koefisien limpasan/ koefisien pengaliran (oleh Dr.Mononobe)  
(koefisien pengaliran)

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 diairi	0,70-0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75-0,85
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: Sosrodarsono (2006:145)

Tabel 2.7. 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 (2002:39)

### 2.1.8 Analisa Curah Hujan Efektif

Hujan Netto adalah bagian hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*).

Dengan menganggap bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu (*linier and time invariant process*), maka hujan netto  $R_n$  dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$R_n = C \cdot R \quad (2-10)$$

dimana :

$R_n$  = Curah hujan Netto (mm/hari)

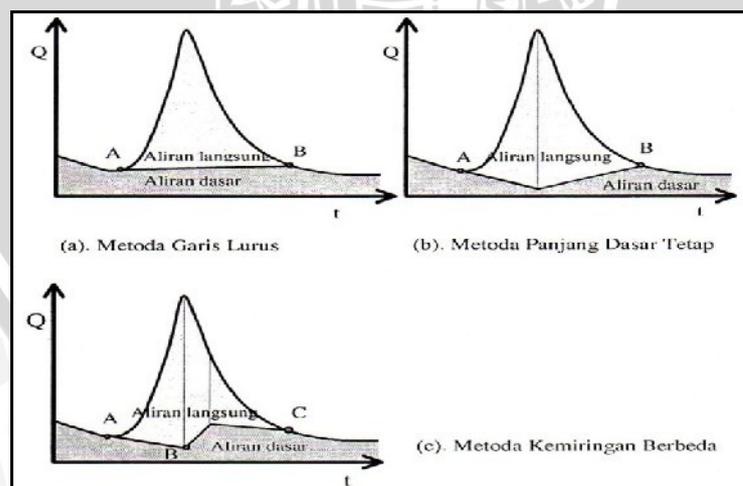
$R$  = Curah hujan atau intensitas hujan (mm/hari)

$C$  = Koefisien pengaliran

### 2.1.9 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 kedalam 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*) (Suripin, 2003:90).



Gambar 2.8 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)

$$Q_B = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \quad (2-11)$$

Dengan:

$Q_B$  = Aliran dasar ( $m^3/det$ )

$A$  = Luas DAS ( $km^2$ )

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

#### 2.1.10 Hidrograf Satuan

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

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

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

### 2.1.11 Analisa Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Hidrograf satuan sintetik Nakayasu telah berulang kali diterapkan di Jawa Timur terutama pada DAS kali Brantas dan saat ini digunakan secara luas di Indonesia, bahkan oleh Departemen Pekerjaan Umum RI telah dijadikan salah satu rujukan untuk perhitungan banjir rancangan di Indonesia (Dep.PU, 1976). Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah aliran sungai sebagai berikut:

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

Hidrograf satuan sintesis Nakayasu dihitung menggunakan persamaan (Soemarto 1995:100):

$$Q_p = \frac{CA \cdot R_o}{3,6 \left( 0,3 T_p + T_{0,3} \right)} \quad (2-12)$$

Dengan :

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

$R_o$  = Hujan satuan (mm)

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

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

CA = Luas daerah aliran sungai ( $km^2$ )

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

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \quad (2-13)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad (2-14)$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \quad (2-15)$$

$t_g$  adalah time lag yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam).  $t_g$  dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

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

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \quad (2-16)$$

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

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad (2-17)$$

dengan :

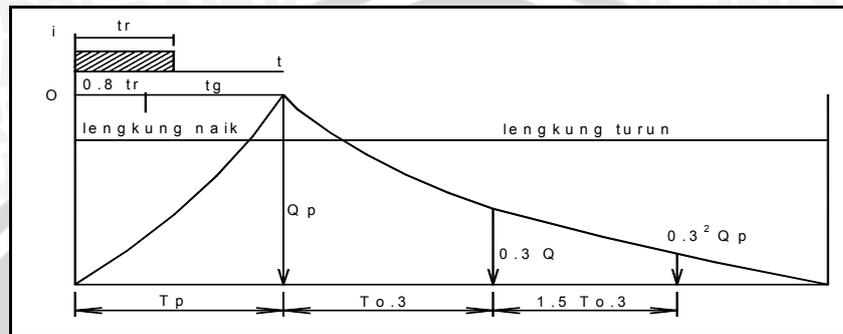
$t_r$  = Satuan Waktu hujan (jam)

$\alpha$  = Koefisien karakteristik hidrograf, untuk

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

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

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



Gambar 2.9 Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu.

Sumber : Soemarto (1987:141)

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

$$Q(t) = \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \cdot Q_p \quad (2-18)$$

Dengan :

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

$t$  = Waktu (jam)

2. Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \quad (2-19)$$

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

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{1,5 \cdot T_{0,3}}} \quad (2-20)$$

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

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+1,5T_{0,3})}{2,0 \cdot T_{0,3}}} \quad (2-21)$$

Rumus tersebut diatas merupakan rumus empiris, maka penerapannya terhadap suatu daerah aliran sungai harus didahului dengan suatu pemilihan parameter-parameter

yang sesuai yaitu  $T_p$  dan  $\alpha$ , dan pola distribusi hujan agar didapatkan suatu pola hidrograf yang sesuai dengan hidrograf banjir yang diamati.

### 2.1.12 Analisa Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Dalam permulaan tahun 1938, FF.Syder telah mengembangkan rumus dengan koefisien-koefisien empirik yang menghubungkan unsur-unsur hidrograf satuan dengan karakteristik daerah pengaliran. Hidrograf satuan tersebut ditentukan dengan cukup baik pada tinggi  $d = 1$  mm dan dengan ketiga unsur yang lain yaitu  $Q_p$  ( $m^3/dt$ ),  $T_b$  serta  $t_r$  (jam). Unsur-unsur tersebut dihubungkan dengan : (CD. Soemarto, 1995:97)

$A$  = Luas daerah pengaliran ( $km^2$ )

$L$  = Panjang aliran utama (km)

$L_c$  = Jarak antara titik berat daerah pengaliran dengan pelepasan (outlet) diukur sepanjang aliran utama.

Dengan unsur-unsur tersebut diatas Snyder membuat rumus-rumusnya sebagai berikut :

$$t_p = C_t \cdot (L \cdot L_c)^n \quad (2-22)$$

$$t_e = \frac{t_p}{5,5} \quad (2-23)$$

Bila  $t_e > t_r$ ,  $t_r = 1$  jam maka :

$$t'_p = t_p \cdot (t_e - t_r) \quad (2-24)$$

$$T_p = t'_p + 0,5 \quad (2-25)$$

Bila  $t_e < t_r$ ,  $t_r = 1$  jam maka :

$$T_p = t_p + 0,5 \quad (2-26)$$

Bila  $t_e = t_r$ ,  $t_r = 1$  jam maka :

$$T_p = t_p \quad (2-27)$$

$$q_p = 0,278 \cdot \frac{C_p}{T_p} \quad (2-28)$$

$$Q_p = q_p \cdot A \quad (2-29)$$

$$Q = f(t)$$

$$Y = \frac{Q}{Q_p} \quad (2-30)$$

$$X = \frac{t}{t_p} \quad (2-31)$$

$$Y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}} \quad (2-32)$$

$$a = 1,32\lambda^2 + 0,15\lambda + 0,045 \quad (2-33)$$

$$\lambda = \frac{Q_p \cdot T_{tp}}{h \cdot A} \quad (2-34)$$

Dimana :

$t_p$  = Waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak (time lag) dalam jam

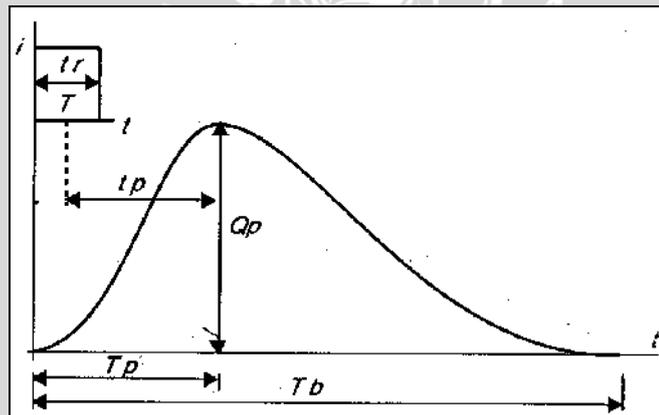
$t_e$  = Durasi curah hujan efektif

$n$  = Koefisien (0,3)

$T_p$  = Waktu yang diperlukan antara permulaan hujan hingga mencapai puncak hidrograf

$q_p$  = Puncak hidrograf satuan ( $m^3/dt/mm/km^2$ )

$Q_p$  = Debit puncak ( $m^3/dt/mm$ )



Gambar 2.10 Hidrograf Satuan Sintetik Metode Snyder  
Sumber : Soemarto (1995:98)

### 2.1.13 Hidrograf Banjir

Dengan diketahuinya hidrograf satuan suatu DAS, maka hidrograf satuan tersebut dapat dipakai untuk menghitung limpasan permukaan untuk sembarang hujan rancangan melalui proses konvolusi (*convolution*) atau proses superposisi. Gambar 2.11 memperlihatkan definisi hidrograf satuan dan konvolusinya. Proses perhitungan hidrograf banjir rancangan dapat ditabulasikan dalam bentuk matriks seperti pada Tabel 2.5.

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

$$Q_k = B_f + \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad (2-35)$$

Dimana :

$Q_k$  = Debit Banjir pada jam ke - k

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

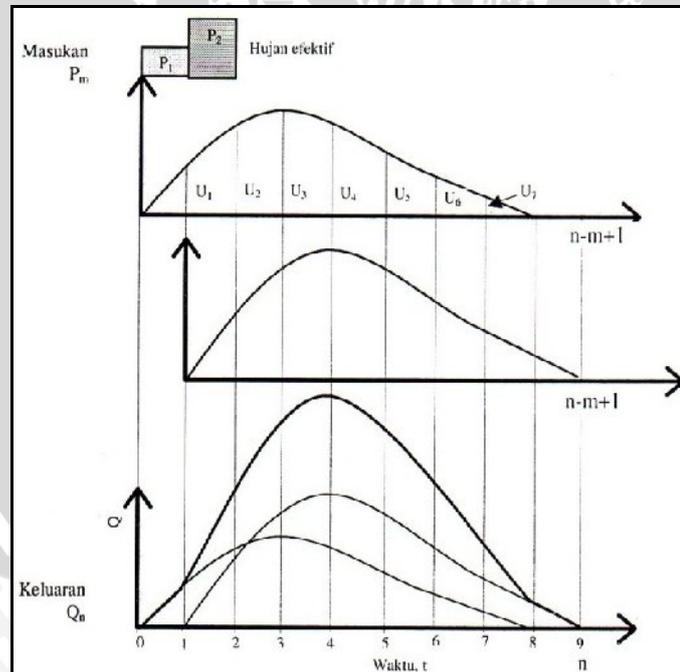
$P_n$  = Hujan netto (hujan efektif) dalam waktu yang berurutan ( $n = 1, 2, \dots n$ )

$B_f$  = Aliran dasar (*base flow*)

Tabel 2.8. Tabulasi dalam bentuk matriks untuk perhitungan hidrograf banjir

	Hidrograf satuan								Limpasan
	$U_1$	$U_2$	$U_3$	$U_4$	$U_5$	$U_6$	$U_7$	$U_8$	
1	$P_1$	$P_1 U_1$							$Q_1$
2	$P_2$	$P_2 U_1$	$P_1 U_2$						$Q_2$
3		$P_2 U_2$	$P_1 U_3$						$Q_3$
4			$P_2 U_3$	$P_1 U_4$					$Q_4$
5				$P_2 U_4$	$P_1 U_5$				$Q_5$
6					$P_2 U_5$	$P_1 U_6$			$Q_6$
7						$P_2 U_6$	$P_1 U_7$		$Q_7$
8							$P_2 U_7$	$P_1 U_8$	$Q_8$
9								$P_2 U_8$	$Q_9$

Sumber: Suripin (2003:93)



Gambar 2.11 Pemakaian proses konvolusi (superposisi) pada perhitungan hidrograf banjir

Sumber: Suripin (2003:92)

### 2.1.14 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) :

$$P = 1 - \exp\left(-\frac{L}{T}\right) \quad (2-36)$$

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 2.9. 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)

Tabel 2.10. 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

Sumber : Balai Keamanan Bendungan – Dept.PU.RI

Tabel 2.11. 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 2.12. Klasifikasi ukuran kategori bendungan (*Guidelines of the US Army Corps of Engineers*)

Kategori bendungan	Kapasitas tampungan waduk	Tinggi bendungan
	(juta m <sup>3</sup> )	(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)

## 2.2 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

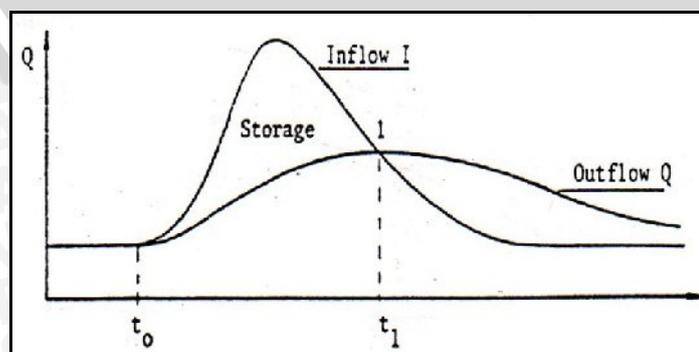
tampungannya (saluran atau waduk). Untuk memenuhi keperluan ini, penelusuran banjir dipandang sebagai prosedur yang dibutuhkan untuk menentukan hidrograf yang diketahui dari suatu titik tinjau.

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

- Dimensi lebar ambang pelimpah
- Profil ambang 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 (*surcharge storage*) yaitu tampungan yang terletak di atas ambang pelimpah. Aliran keluar melalui pelimpah akan terus mengalami kenaikan sampai elevasi tertentu hingga mencapai elevasi maksimum setara dengan debit outflow maksimumnya, walaupun peningkatan tidak setaraf dengan peningkatan aliran yang masuk. Proses ini akan terjadi sampai puncak banjir tercapai, ketika inflow dan outflow akan menjadi sama. Sesudah itu debit outflow akan berangsur-angsur mengalami pengurangan yang selanjutnya pada waktu tertentu debit outflow lebih besar dari inflow.

Selama proses penelusuran banjir berlangsung, jumlah air yang disimpan sementara di dalam waduk disebut reduksi banjir. Hidrograf outflow dari waduk akan mempunyai puncak terendah tergantung pada ukuran waduk dan besarnya kapasitas banjir yang tersedia. Berikut ini adalah penyajian gambar hidrograf inflow dan outflow dari hasil penelusuran banjir pada waduk:



Gambar 2.12 Hidrograf inflow dan outflow dari hasil penelusuran banjir pada waduk

Sumber: Raudkivi (1979:243)

## 2.2.1 Kapasitas Pelimpah

### a. Kapasitas pelimpah untuk banjir normal

Suatu pelimpah banjir merupakan katup pengaman untuk suatu bendungan. Pelimpah harus mampu mengalirkan banjir-banjir besar tanpa merusakkan bendungan atau bangunan-bangunan pelengkapannya, untuk itulah pelimpah harus mempunyai kapasitas debit yang cukup aman. Hal ini juga berguna sebagai stabilisator air di waduk yaitu menjaga air agar tetap berada di bawah ketinggian maksimum yang ditetapkan.

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

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

Sesuai dengan kriteria perencanaan yang telah direkomendasikan oleh Balai Kemanan Bendungan Indonesia, kapasitas pelimpah untuk bendungan tipe urugan dalam kondisi banjir normal direncanakan dengan kala ulang 1000 tahun atau disesuaikan dengan bahanya (*hazard classification*).

### b. Kapasitas pelimpah sebagai kontrol berdasarkan klasifikasi tingkat bahaya (*hazard classification*)

Bangunan pelimpah pada bendungan urugan disamping berfungsi sebagai pelimpah debit banjir, juga berfungsi sebagai pencegah kenaikan elevasi permukaan air waduk yang mungkin dapat mengakibatkan terjadinya limpasan-limpasan di atas mercu bendungannya.

Karena itu disamping untuk mengalirkan debit banjir-rencana, maka bangunan pelimpah agar mampu pula dilalui oleh debit banjir abnormal, yang besarnya  $\pm 1,2$  kali debit banjir rancangan, dengan memperhitungkan efek kapasitas penampung banjir waduk, tetapi supaya tidak terjadi limpasan di atas mercu bendungannya dalam keadaan yang terburuk sekalipun, yang mungkin dapat terjadi (adanya ombak yang tinggi serta

hempasan-hempasan ombak tersebut di atas permukaan lereng udik tubuh bendungan pada kondisi elevasi tertinggi permukaan air waduk) (Sosrodarsono, 1977:227).

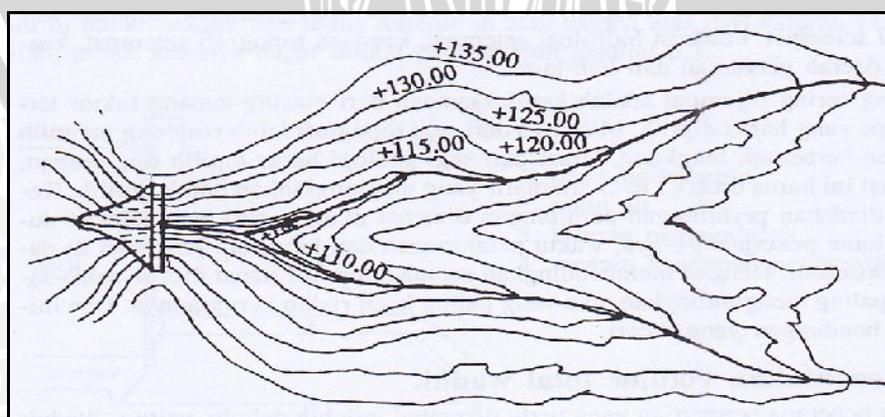
Sesuai dengan kriteria perencanaan yang telah direkomendasikan oleh Balai Kemanan Bendungan Indonesia, kontrol kapasitas pelimpah untuk bendungan tipe urugan direncanakan dengan  $Q$  PMF atau  $\frac{1}{2} Q$  PMF, dimana pertimbangan pemilihan  $Q$  PMF atau  $\frac{1}{2} Q$  PMF disesuaikan dengan klasifikasi tingkat bahaya (*hazard classification*) dari suatu bendungan.

### 2.2.2 Kurva Kapasitas Tampungan Waduk (*Storage Curve*)

Fungsi utama tampungan waduk adalah sebagai penampung air dan sebagai stabilisator aliran air yang terjadi pada suatu daerah aliran sungai. Oleh karena itu, hal yang paling penting diperhatikan dari karakteristik fisik waduk adalah berapa besar kapasitas tampungannya.

Perencanaan penentuan lokasi waduk, ditentukan dari peta kontur dan survey topografi lokasi bendungan yang dilaksanakan, seperti ditunjukkan pada gambar 2.13. Luas yang ditandai di peta kontur berikut ini adalah lokasi waduk rencana. Elevasi kontur dan area yang direncanakan di masing-masing elevasi dapat diplot dari kurva hasil hubungan antara Kapasitas Waduk dan Elevasi pada peta kontur, hubungan kapasitas waduk dan elevasi disebut kurva Kapasitas Tampungan Waduk, untuk lebih jelasnya seperti pada gambar 2.14.

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



Gambar 2.13 Peta kontur lokasi bendungan – waduk

Sumber: Soedibyo (1993:226)

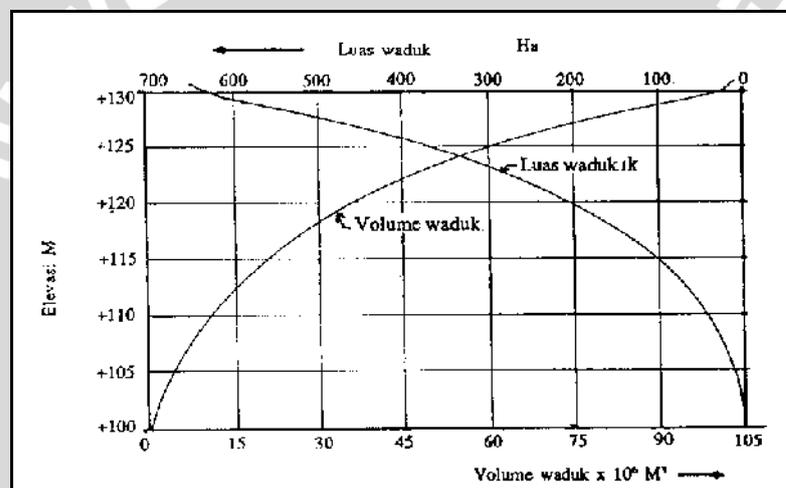
Untuk menghitung volume antar interval kontur dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Kumar, 2001 : 882):

$$\Delta S = \frac{A_1 + A_2}{2} (\Delta h) \quad (2-37)$$

Atau dengan pendekatan :

$$\Delta S = \frac{\Delta h}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \quad (2-38)$$

Dimana  $A_1, A_2, A_3, A_4, \dots$  menunjukkan luasan diantara garis elevasi berurutan yang mempunyai interval tingginya adalah  $h$ . Dari kapasitas tampungan berbagai tinggi permukaan air yang diplot dan dianalisis, akan diperoleh kurva kapasitas tampungan waduk.



Gambar 2.14 Kurva Kapasitas Tampungan Waduk

Sumber: Soedibyo (1993:227)

### 2.2.3 Persamaan Kontinuitas Aliran Untuk Perhitungan Penelusuran Banjir

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

*Inflow - outflow* = perubahan kapasitas

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (2-39)$$

Bila dinyatakan dalam finite interval waktu:

$$S_{t+1} - S_t = \frac{1}{2}(I_t + I_{t+1})\Delta t - \frac{1}{2}(O_t + O_{t+1})\Delta t \quad (2-40)$$

Atau

$$\left[ \frac{I_t + I_{t+1}}{2} \right] + \left[ \frac{S_t - O_t}{\Delta t} - \frac{O_t}{2} \right] = \left[ \frac{S_{t+1} + O_{t+1}}{\Delta t} + \frac{O_{t+1}}{2} \right] \quad (2-41)$$

$$\left[ \frac{I_t + I_{t+1}}{2} \right] + \psi = \phi \quad (2-42)$$

Dimana :

$I_t$  = Aliran masuk (*inflow* hidrograf) pada permulaan waktu  $\Delta t$

$I_{t+1}$  = Aliran masuk pada akhir waktu  $\Delta t$

$O_t$  = Aliran keluar (*outflow* hidrograf) pada permulaan waktu  $\Delta t$

$O_{t+1}$  = Aliran keluar pada akhir waktu  $\Delta t$

$S_t$  = Aliran masuk pada akhir waktu  $\Delta t$

$S_{t+1}$  = Aliran masuk pada akhir waktu  $\Delta t$

$\psi, \Phi$  = Fungsi tampungan untuk penelusuran banjir

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

### 2.3 Perencanaan Hidrolika Pelimpah

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

#### 2.3.1 Penentuan Tata Letak dan Tipe Pelimpah

Tipe pelimpah yang digunakan adalah tipe pelimpah langsung (*overflow*) agar lebih hemat dalam pembiayaan. Profil ambang yang digunakan adalah ambang *overflow* atau pelimpah bebas dengan tipe OGEE yang mercunya mengikuti lengkung Harrold.

Pelimpah direncanakan dengan debit banjir rencana  $Q_{1000}$  dan dikontrol untuk mampu menampung debit banjir  $Q_{PMF}$ .

#### 2.3.2 Saluran Pengarah Aliran

Bagian ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolis yang baik. Bentuk saluran merupakan teropong yang lebar di bagian hulu dan menyempit di bagian hilir. Kecepatan aliran pada bagian ini tidak boleh melampaui 4 m/dt, karena akan menyebabkan aliran helisoidal sehingga kapasitas alirannya akan menurun (Masrevaniah, 2008:100).

### 2.3.3 Pelimpah Langsung (*Overflow*)

Kapasitas aliran yang melalui pelimpah merupakan debit keluaran dari tampungan waduk yang telah mencapai kapasitas maksimum.

Dimensi pada pelimpah langsung dapat di hitung dengan rumus-rumus berikut.

#### a. Debit

Debit yang melalui mercu pelimpah dihitung dengan rumus (Sosrodarsono, 2002 : 181) :

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (2-43)$$

Dimana :

Q = debit (untuk perencanaan digunakan debit banjir-rencana, m<sup>3</sup>/det)

C = koefisien limpahan

L = lebar efektif ambang (m)

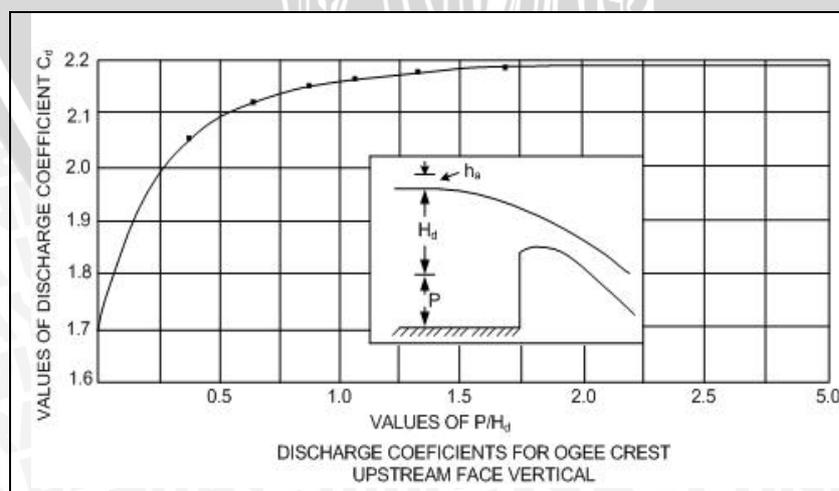
H = total tinggi tekanan air di atas ambang (termasuk tinggi tekanan kecepatan aliran pada saluran pengarah aliran) (m)

#### b. Koefisien debit

Secara teori besarnya debit akan berkrang akibat adanya gesekan. Koefisien (C) pada ambang OGEE biasanya berkisar antara 1,6 – 2,21. Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya koefisien debit “C” adalah (Masrevaniah, 2008:103) :

1. Profil asli pada puncak ambang. Ini merupakan bagian terpenting, besarnya koefisien 2,76 akan didapat jika perencanaannya sesuai.
2. Kemiringan bagian hilir setelah lengkung profil pelimpah
3. Pengaruh kedalaman bagian hulu

Semakin rendah air di atas ambang, koefisien “C” akan berkurang (gambar 2.15)



Gambar 2.15 Koefisien debit C untuk hulu vertikal (Varsney)

Sumber : Masrevaniah (2008:103)

4. Pengaruh tinggi tekan dibanding dengan tinggi tekan rencana

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

5. Pengaruh kemiringan hilir ambang

Kemiringan dinding ambang bagian hulu akan menyebabkan hal sebagai berikut :

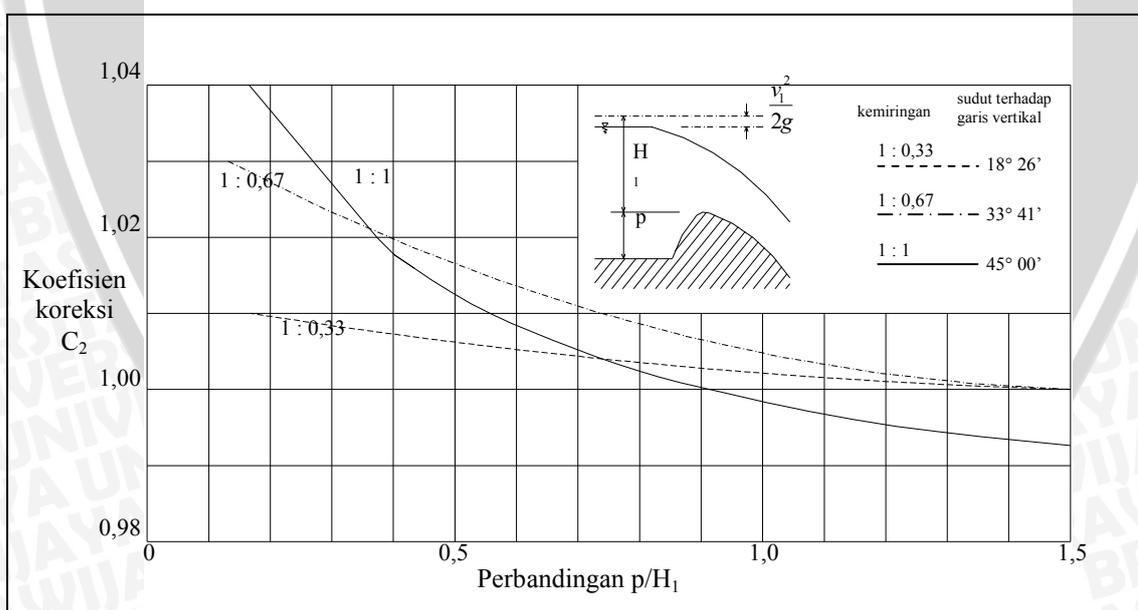
- Pada perbandingan  $P/H_1$  kecil, koefisien debit bertambah.
- Pada perbandingan  $P/H_1$  besar, koefisien debit berkurang.
- Koefisien debit pada pelimpah miring dapat dicari dengan grafik pada gambar 2.16.

6. 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.

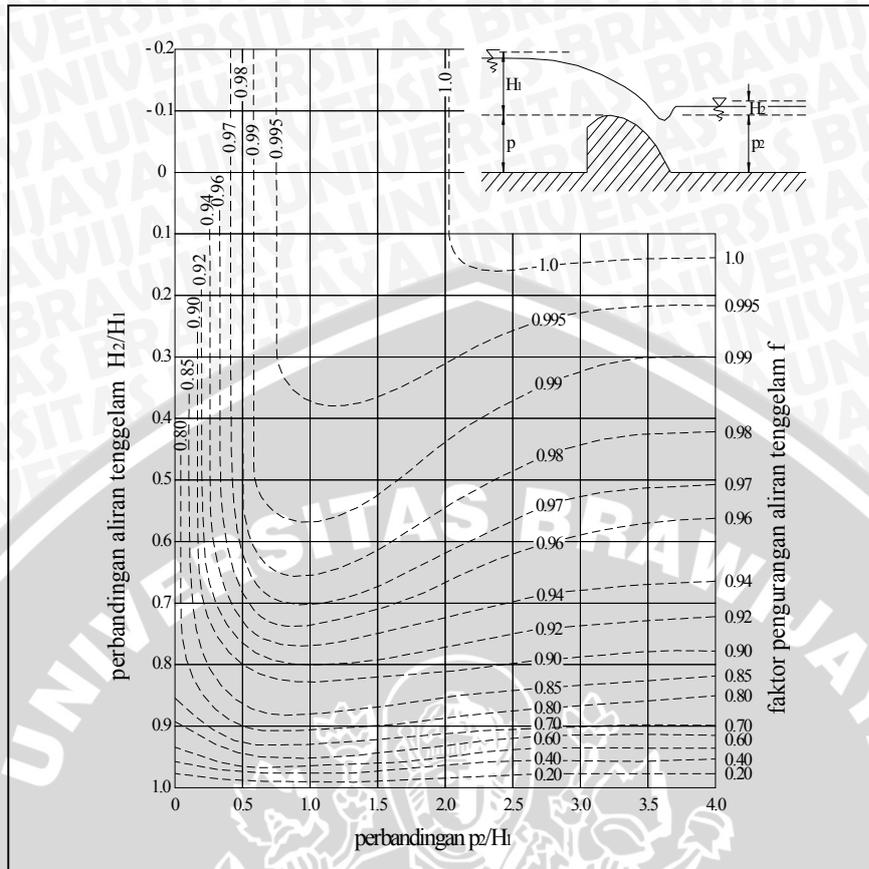
Agar aliran di hilir pelimpah tidak mempengaruhi harga "C", maka  $\frac{d + h_d}{H_d} \geq 1,7$ , hal

ini ditetapkan berdasar grafik pada gambar 2.16, berarti bagian hilir pelimpah terjadi aliran bebas (tidak tenggelam).



Gambar 2.16 Koefisien debit untuk tembok hulu miring

Sumber : Masrevaniah (2008:104)



Gambar 2.17 Perbandingan koefisien debit karena pengaruh aliran tenggelam  
Sumber : Masrevaniah (2008:105)

Koefisien debit dapat juga ditentukan berdasarkan rumus empiris *Iwasaki*. Rumus ini hanya berlaku untuk tipe standar dan dinding hulu ambang tegak (Masrevaniah, 2012:16):

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left( \frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \quad (2-44)$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a \left( \frac{h}{H_d} \right)}{1 + a \left( \frac{h}{H_d} \right)} \quad (2-45)$$

Dimana :

$C$  = 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 pelimpah ( $B_{eff}$ )

Pada saat terjadi debit outflow yang melintasi mercu ambang pelimpah akan terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping maupun pada pilar-pilarnya. Debit air yang melewati mercu ambang pelimpah didasarkan pada lebar efektifnya. Besarnya perbandingan antara  $B_{eff}$  dan  $B$  dipengaruhi oleh bentuk pilar bagian hulu, tembok tepi dan kedalaman air (Sosrodarsono, 2002:183) :

$$B_{eff} = B - 2(N.K_p + K_a)H \quad (2-46)$$

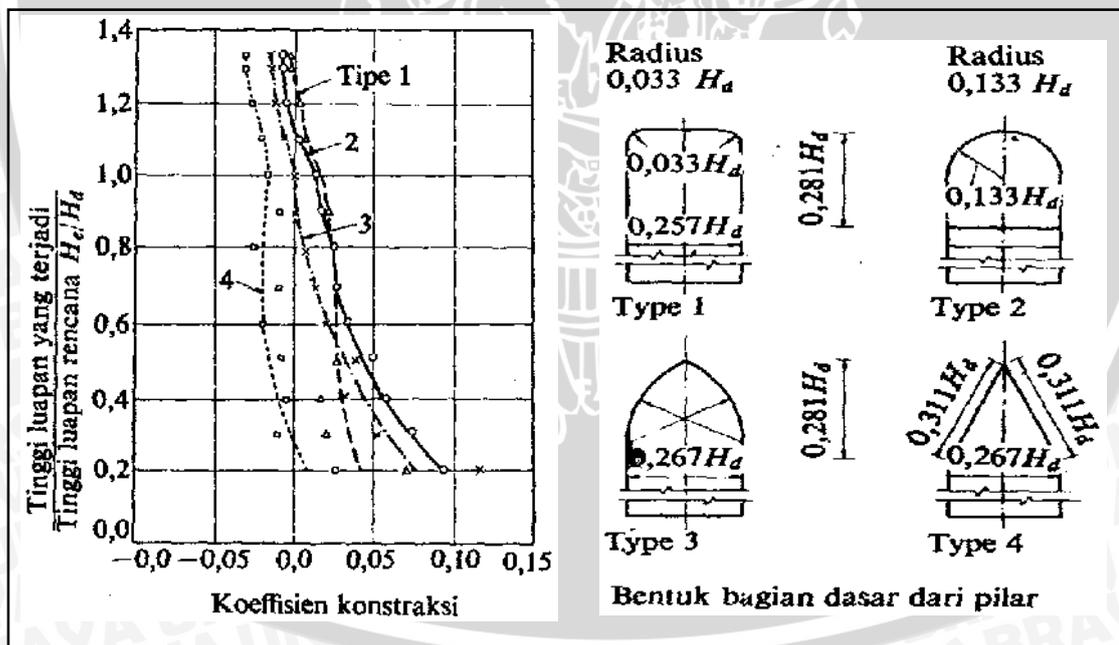
Koefisien kontraksi pilar ditentukan sebagai berikut :

- 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 :

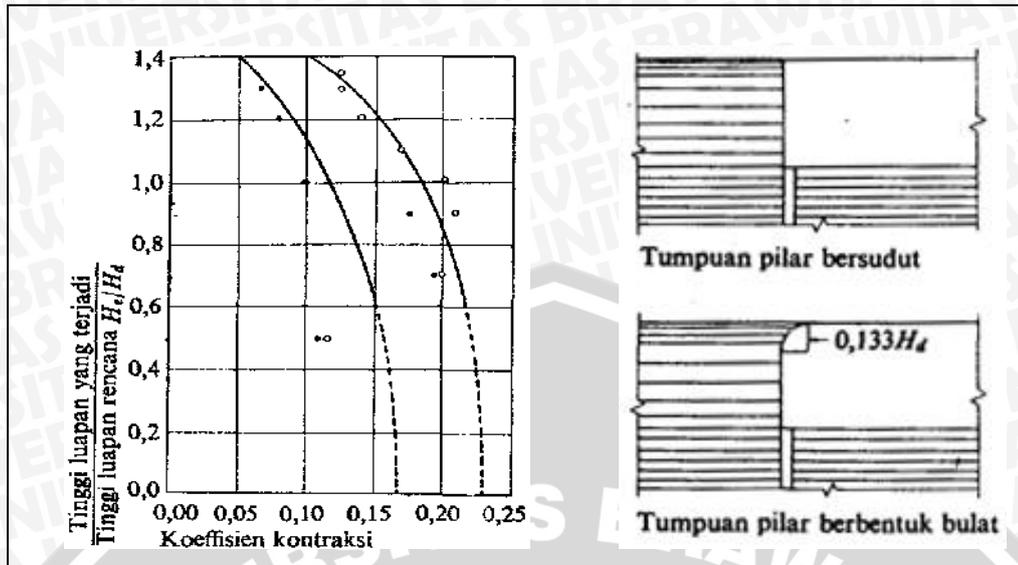
- tembok tepi bersudut runcing 0,2
- tembok tepi bersudut bulat/tumpul 0,1

Atau dengan grafik pada gambar 2.18 untuk koefisien kontraksi pilar dan 2.19 untuk kontraksi tembok tepi.



Gambar 2.18 Koeffisien kontraksi pilar

Sumber: Sosrodarsono (2002: 183)

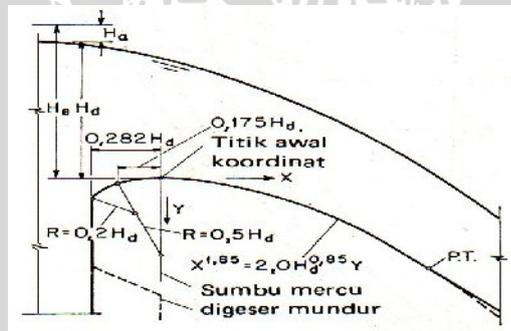


Gambar 2.19 Koeffisien kontraksi pilar sesuai dengan bentuk tumpuannya  
Sumber: Sosrodarsono (2002: 184)

### 2.3.4 Perencanaan Profil Ambang Pelimpah

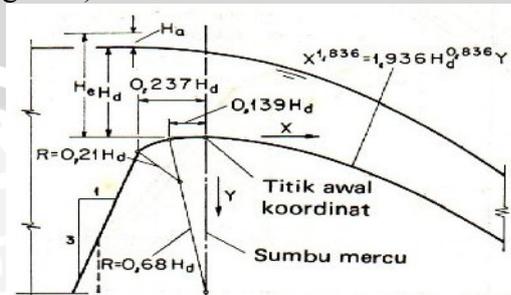
Ada banyak tipe profil ambang pelimpah Ogee modifikasi, tipe standar biasanya ditetapkan berdasarkan aliran di atas ambang rencana. Cara pembentukan tipe Ogee ini disebut metode US ARMY.

#### 1. Tipe I (Tipe Tegak)



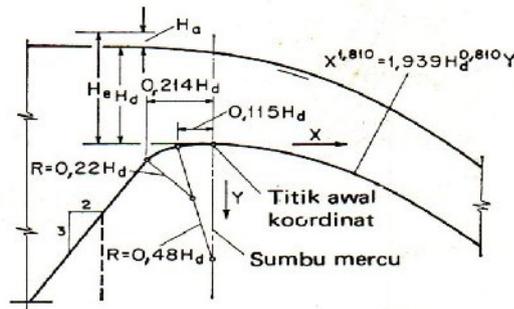
Gambar 2.20 Profil ambang tegak  
Sumber: Chow (1997: 330)

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



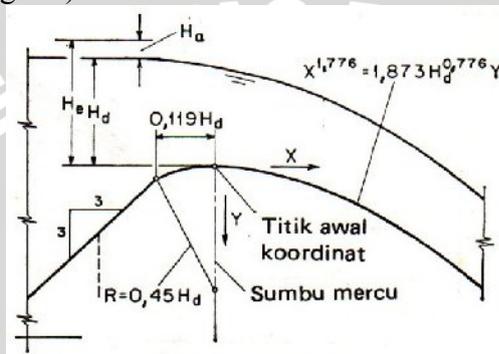
Gambar 2.21 Profil ambang pelimpah tipe II  
Sumber: Chow (1997: 330)

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



Gambar 2.22 Profil ambang pelimpah tipe III  
Sumber: Chow (1997: 330)

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



Gambar 2.23 Profil ambang pelimpah tipe IV  
Sumber: Chow (1997: 330)

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 1997: 330):

$$X^n = K \cdot H_d^{n-1} \cdot Y \quad (2-47)$$

Dengan:

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

H<sub>d</sub> = tinggi tekan rancangan tanpa tinggi kecepatan dari aliran yang masuk,

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

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.

Tabel 2.13 Nilai K dan n

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

Sumber: Chow, (1997: 330)

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 dari US Army sebagai berikut :

$$y = 0,724 \frac{(x + 0,270H_d)^{1,85}}{H_d^{0,85}} + 0,126H_d - 0,4315H_d^{0,375}(x + 0,270H_d)^{0,625} \quad (2-48)$$

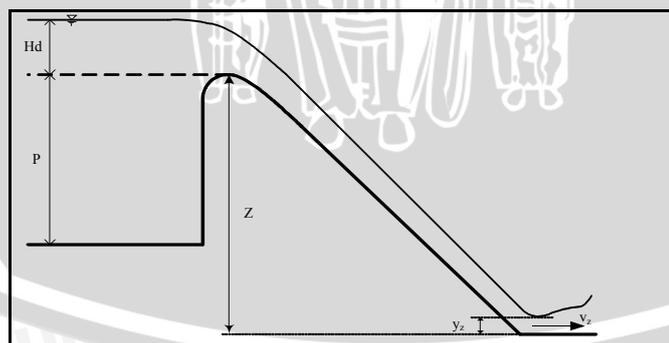
Sambungan lengkung Harrold dan garis lereng hulu bendung harus merupakan garis singgung. Titik singgung berkoordinat :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1,85x^{0,85}}{2H_d^{0,85}} = 1 : m \quad (2-49)$$

Yang mana, m adalah kemiringan lereng hulu bendung.

### 2.3.5 Profil Aliran di Atas Ambang Pelimpah

Untuk menentukan dan merencanakan konstruksi di belakang pelimpah, perlu dilakukan lebih dulu perhitungan tinggi aliran yaitu (y) di atas pelimpah.



Gambar 2.24 Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah

Sumber: Chow (1997: 347)

Kecepatan aliran teoritis pada pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Chow, 1997:345) :

$$V_1 = \sqrt{2g(Z + H_d - y_z)} \quad (2-50)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot y_z \quad (2-51)$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} \quad (2-52)$$

dengan :

$Q$  = debit aliran ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

$L$  = lebar efektif pelimpah (m)

$V_z$  = kecepatan aliran (m/dt)

$g$  = percepatan gravitasi ( $\text{m}/\text{dt}^2$ )

$Z$  = tinggi jatuh atau jarak vertikal dari permukaan hulu sampai lantai kaki hilir (m)

$H_d$  = tinggi tekan air hulu (m)

$Y_z$  = kedalaman aliran di kaki pelimpah (m)

$F_z$  = bilangan froude

Sedangkan untuk menghitung tinggi muka air di atas mercu (*crest*) pelimpah, digunakan persamaan dimana kondisi di atas mercu pelimpah dianggap kritis (nilai  $F_r = 1$ ) sehingga :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} = \frac{\left( \frac{Q}{L \cdot y_{cr}} \right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \quad (2-53)$$

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2-54)$$

dengan :

$y_{cr}$  = tinggi muka air kritis di atas mercu pelimpah (m)

$q$  = debit aliran persatuan lebar ( $\text{m}^3/\text{dt}/\text{m}'$ )

$g$  = percepatan gravitasi ( $\text{m}/\text{dt}^2$ )

### 2.3.6 Saluran Transisi

Saluran transisi pada bangunan pelimpah diperlukan untuk menghubungkan perbedaan bentuk penampang pada ruas hilir profil pelimpah sampai ke suatu potongan sebelum menuju ke saluran peluncur dan juga memberikan kondisi aliran yang menguntungkan sebelum menuju ke saluran peluncur.

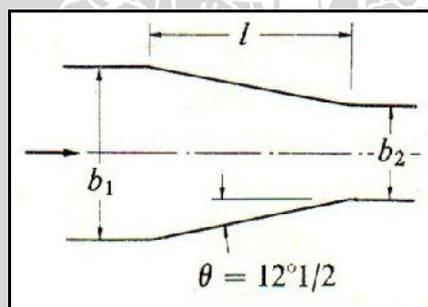
- Bentuk saluran transisi

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

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

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

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar  $12^{\circ}30'$  terhadap sumbu saluran peluncur (Gambar 2.25). Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, kadang-kadang memaksakan pembuatan dinding saluran yang melebihi sudut inklinasi tersebut. Dalam kondisi yang demikian, maka pengujian-pengujian dengan model test hidrolika sangat membantu, agar dapat diperoleh bentuk yang paling sesuai dalam berbagai variasi debit yang akan melintasi bangunan pelimpah.



Gambar 2.25 Skema untuk bagian transisi saluran pengarah bangunan pelimpah

Sumber : Sosrodarsono (2002 : 203)

- Rencana-teknis hidrolis saluran transisi

Perhitungan hidraulika saluran transisi menggunakan persamaan energi dengan rumus sebagai berikut :



Dengan  $y_1 = d_1 \cos\theta$  dan  $y_2 = d_2 \cos\theta$  maka persamaan kekekalan energi pada pias penampang saluran transisi dan peluncur adalah sebagai berikut :

$$Z_1 = S_0 \Delta x + y_1 + Z_2 \text{ dan} \quad (2-56)$$

$$Z_2 = y_2 + Z_2 \quad (2-57)$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah :

$$h_f = S_f \cdot \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \quad (2-58)$$

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

Maka persamaan di atas dapat ditulis :

$$Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (2-59)$$

Dengan  $h_e$  ditambahkan untuk kehilangan tekanan akibat pusaran. Kehilangan ini tergantung pada perubahan tinggi kecepatan dan dapat dinyatakan sebagai  $k (\Delta \alpha V^2/2g)$  dengan  $k$  suatu koefisien, Yaitu :

- Untuk saluran yang lambat laun melebar atau menyempit  $k = 0$  sampai  $k = 0,1$  dan  $0,2$
- Untuk pelebaran atau penyempitan tiba tiba  $k = 0,5$
- Untuk saluran prismatic  $k = 0$

Karena pembagian kecepatan yang tidak sama pada penampang saluran, tinggi kecepatan untuk aliran-saluran-terbuka biasanya lebih besar dari harga yang dihitung berdasarkan rumus  $v^2/2g$ , dengan  $v$  merupakan kecepatan rata-rata. Bila dalil energi diterapkan, tinggi kecepatan yang sesungguhnya dapat dinyatakan sebagai  $\alpha v^2/2g$ , dengan  $\alpha$  adalah *koefisien energi (energy coefficient)* atau *koefisien coriolis* untuk menghargai G. Coriolis yang pertama kali menetengahkannya. Data percobaan menunjukkan bahwa nilai  $\alpha$  bervariasi dari sekitar 1,03 sampai 1,36 untuk saluran prismatis yang cukup lurus. Nilai ini biasanya bertambah untuk saluran kecil dan berkurang untuk sungai besar yang cukup dalam. Untuk keperluan praktis, kolupaila menyarankan harga-harga koefisien coreolis seperti di bawah ini:

Tabel 2.14 Koefisien coriolis

Saluran	Nilai $\alpha$			Nilai $\beta$		
	Ter-kecil	Rata-rata	Ter-besar	Ter-kecil	Rata-rata	Ter-besar
Saluran biasa, talang, pelimpah .....	1,10	1,15	1,20	1,03	1,05	1,07
Sungai alam dan sungai deras .....	1,15	1,30	1,50	1,05	1,10	1,17
Sungai tertutup es .....	1,20	1,50	2,00	1,07	1,17	1,33
Lembah sungai terlompas banjir .....	1,50	1,75	2,00	1,17	1,25	1,33

Sumber : Chow (1997:25)

### 2.3.8 Kavitas

Kavitas adalah suatu kejadian yang timbul dalam aliran dengan kecepatan begitu besar, sehingga tekanan air menjadi lebih kecil dari pada tekanan uap air maksimum di temperatur itu. Proses ini menimbulkan gelembung-gelembung uap air yang dapat menimbulkan erosi pada konstruksi. (Patty,1995:99)

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 :

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-60)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-61)$$

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

$\sigma$  = indeks kavitas

$P_o$  = 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)

$\rho$  = massa jenis cairan ( $\text{kg/m}^3$ )

$V_o$  = kecepatan aliran (m/dt)

$C_p$  = koefisien kavitas

$P$  = tekanan setempat (kPa)

$\sigma_1$  = angka batas kavitas

Kriteria kavitas :

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

Untuk menghitung besarnya angka kavitas, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu pada saat

penelitian berlangsung. Adapun besarnya nilai massa jenis air dan tekanan uap berdasarkan suhu dapat dilihat pada Tabel 2.15.

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

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

Sumber : Falvey, Henry T. (1990 : 4)

### 2.3.9 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.

Guna meredusir energi yang terdapat di dalam aliran tersebut, maka di ujung hilir saluran peluncur biasanya dibangun suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan (*scour protection stilling basin*).

Disesuaikan dengan type bendungan urugan, kondisi topografi serta sistem kerjanya, maka peredam energi untuk bendungan-bendungan urugan biasanya mempunyai berbagai type (Sosrodarsono,2002 : 216). Dalam studi ini dipilih menggunakan tipe :

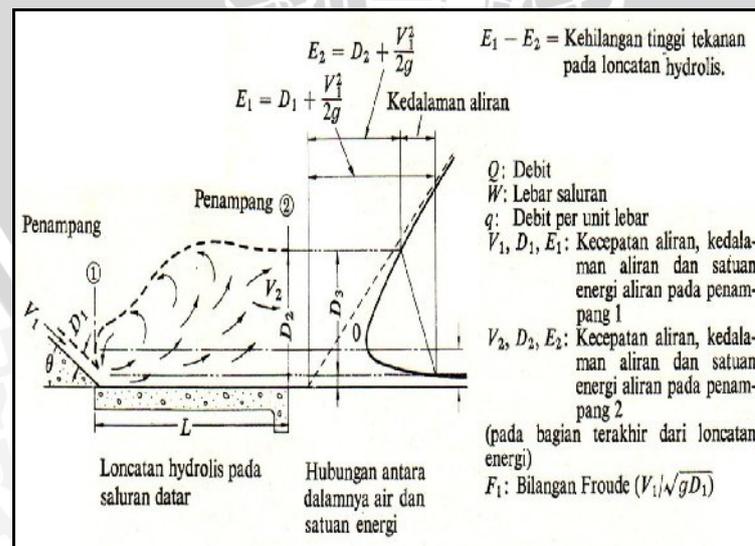
#### 1) Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)

Peredam energi yang secara luas digunakan sebagai dasar perencanaan umumnya adalah peredam energi tipe “kolam olakan”, yang prinsip peredaman energinya sebagian besar terjadi akibat gesekan 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.

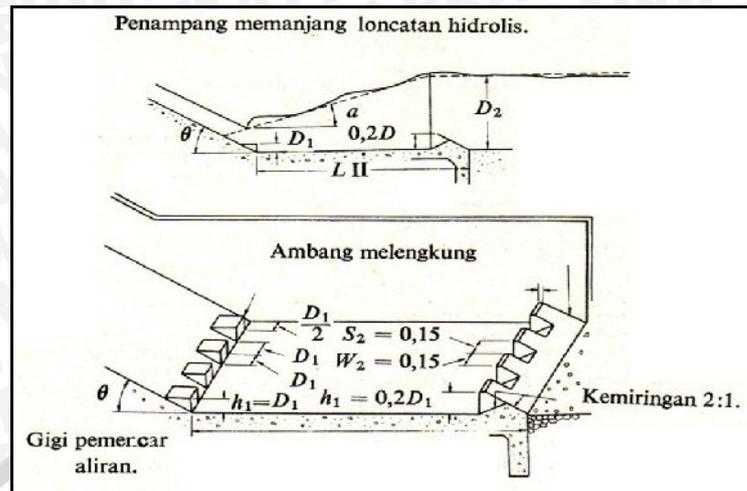
- Kolam olakan datar tipe I secara teori cocok untuk keadaan sebagai berikut:
  - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ( $P_w < 60$  m)
  - 2). Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik  $q < 18,5$  m<sup>3</sup>/det/m)
  - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur  $< 4,50$
- Kolam 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  $q > 45$  m<sup>3</sup>/det/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 ( $P_w < 60$  m)
  - 2). Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik  $q < 18,5$  m<sup>3</sup>/det/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 ( $P_w < 60$  m)
  - 2). Debit yang dialirkan relatif besar (debit spesifik  $q > 18,5$  m<sup>3</sup>/det/m)
  - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur  $2,5$  s/d  $4,50$

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



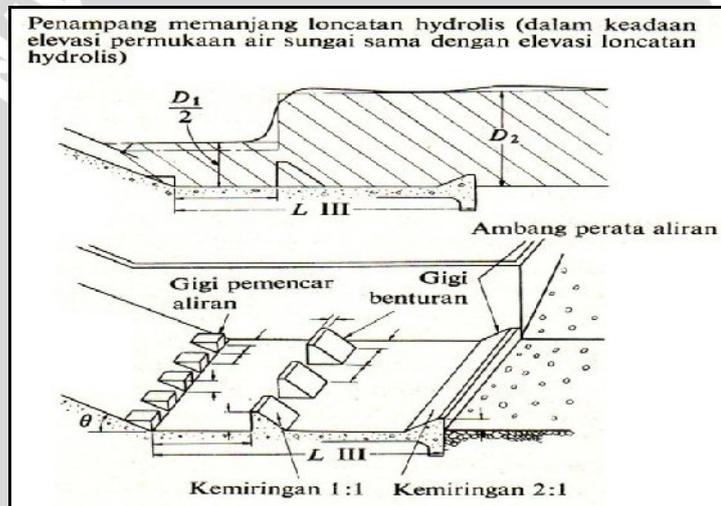
Gambar 2.27 Kolam olakan datar tipe I

Sumber: Sosrodarsono (2002:217)



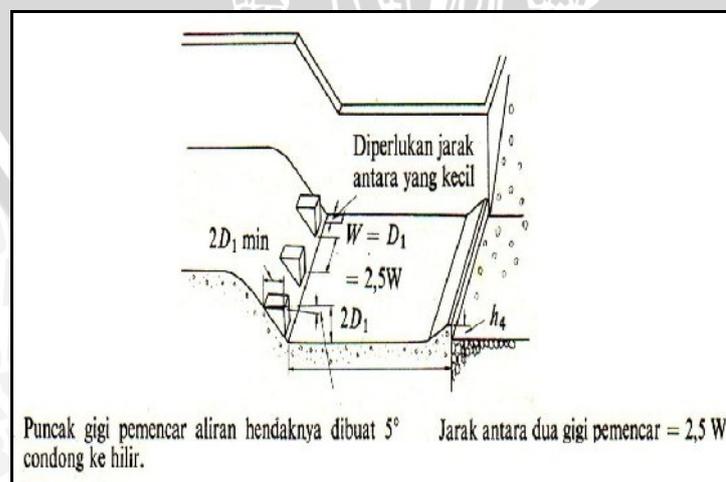
Gambar 2.28 Kolam olakan datar tipe II

Sumber: Sosrodarsono (2002:218)



Gambar 2.29 Kolam olakan datar tipe III

Sumber: Sosrodarsono (2002:218)



Gambar 2.30 Kolam olakan datar tipe IV

Sumber: Sosrodarsono (2002:219)

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

- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \quad (2-62)$$

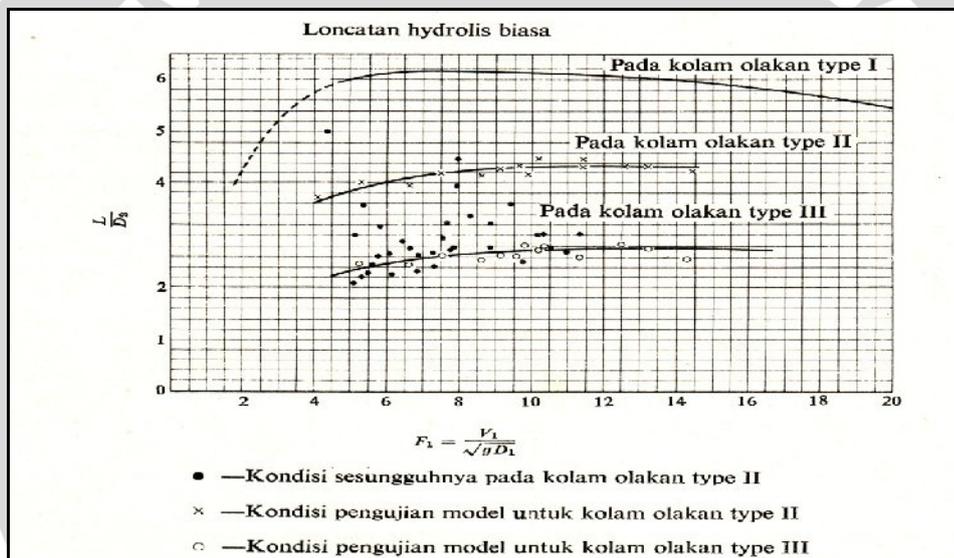
- Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konjugasi)

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \quad (2-63)$$

- Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan (Raju Rangga, 1986 : 194)

$$L = A (y_2 - y_1) \quad (2-64)$$

Dimana A bervariasi dari 5,0 sampai 6,9 , atau secara empirik dapat digunakan grafik pada Gambar 2.31 (Sosrodarsono, 2002 : 222).



Gambar 2.31 Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar tipe I, II dan III

Sumber: Sosrodarsono (2002:222)

dimana :

$V_1$  = kecepatan awal loncatan ( $\text{m}/\text{det}$ )

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

$Z$  = tinggi jatuh (m)

$q$  = debit per satuan meter lebar efektif ( $\text{m}^3/\text{dt}/\text{m}$ )

$Q$  = debit pengaliran ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

$Y_1$  = kedalaman aliran sebelum loncatan (m)

$F$  = bilangan Froude

$Y_2$  = kedalaman aliran setelah loncatan (m)

### 2.3.10 Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan pada bangunan pelimpah direncanakan untuk dapat menghindarkan terjadinya limpasan. Pada kemungkinan elevasi permukaan aliran air yang paling tinggi, ditambah tinggi ombak serta kemungkinan adanya benda-benda terapung yang terdapat pada aliran tersebut.

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

Perhitungan untuk mendapatkan tinggi jagaan pada bangunan pelimpah berlereng curam, dapat digunakan rumus empiris sebagai berikut (Sosrodarsono, 1977:227) :

$$F_b = CVd^{1/2} \quad (2-65)$$

Atau

$$F_b = 0,6 + 0,037 V d^{1/3} \quad (2-66)$$

dimana :

$F_b$  = tinggi jagaan (m)

$C$  = koefisien 0,10 untuk penampang saluran persegi panjang dan 0,13 untuk penampang saluran berbentuk trapesium.

$V$  = kecepatan aliran (m/det)

$D$  = kedalaman aliran di dalam saluran (m)

### 2.3.11 Saluran Pelepasan (*Escape Channel*)

Saluran pelepasan (*escape channel*) harus dirancang di bagian hilir peredam energi karena saluran ini dapat membuat peredam energi berfungsi dengan baik.

Saluran pelepasan dibangun untuk menghubungkan peredam energi dengan sungai. Hal ini dimaksudkan untuk mengatur kecepatan aliran di dalam saluran agar dapat dijamin ketinggian yang cukup terhadap material dasar sungai yang mudah bergerak sehingga tidak akan mengakibatkan gerusan pada sungai tersebut.

Untuk menentukan dimensi saluran pelepasan digunakan rumus Manning sebagai berikut :

$$Q = A \cdot \left(\frac{1}{n}\right) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2-67)$$

dimana :

$Q$  = debit rencana ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

$A$  = luas penampang saluran ( $\text{m}^2$ )

$n$  = koefisien kekasaran Manning

$R$  = jari-jari hidrolis (m)

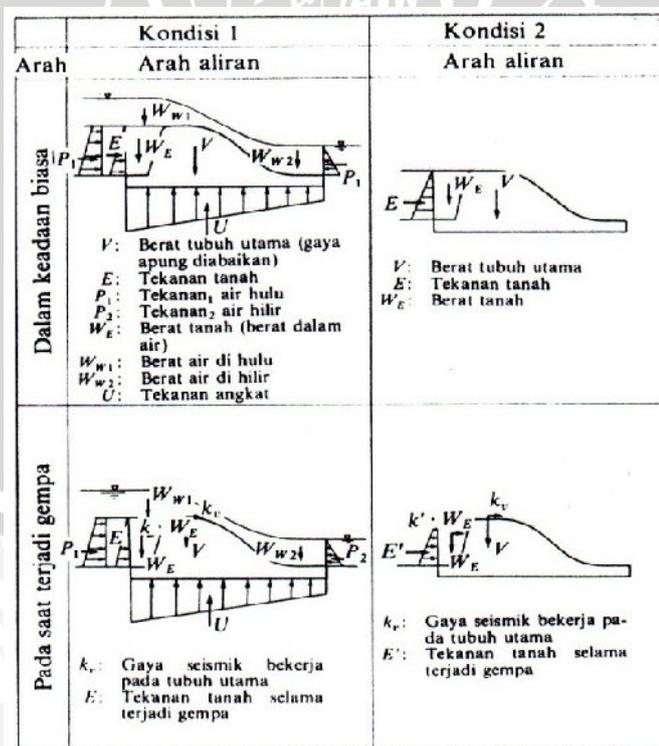
$S$  = kemiringan dasar saluran

#### 2.4 Analisa Stabilitas Konstruksi

Kokoh dan stabilnya konstruksi bangunan merupakan syarat mutlak yang harus dipenuhi, sehingga dalam perencanaan perlu diperhitungkan dimensi dari bangunan tersebut serta kondisi kekuatan tanah tempat bangunan tersebut berdiri.

Adapun dalam perhitungan stabilitas pelimpah, gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah adalah (Sosrodarsono, 1994 : 214) :

1. Beban vertikal
2. Tekanan air (hidrostatik dan hidrodinamis)
3. Tekanan tanah (aktif dan pasif)
4. Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*)
5. Kekuatan gempa yang diperhitungkan secara horisontal terhadap titik tinjauan paling kritis (*turning point*)



Gambar 2.32 Kondisi pembebanan pelimpah

Sumber : Sosrodarsono (1994:215)

### 2.4.1 Analisa Beban Vertikal

Dalam perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah secara vertikal adalah :

#### a. Berat Bangunan

$$W = \gamma_{\text{bahan}} \cdot A_n \quad (2-68)$$

Dimana :

$W$  = berat sendiri (ton)

$\gamma_{\text{bahan}}$  = berat jenis bahan ( $t/m^3$ )

$A_n$  = volume tiap satuan panjang ( $m^3$ )

#### b. Tekanan angkat atau gaya angkat air (*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 pada tubuh pelimpah dapat digunakan rumus sebagai berikut : (Sosrodarsono, 1994 : 216)

$$Up = h_1 - \left( \frac{l_p}{l_o} \right) \Delta H + d \quad (2-69)$$

Dimana :

$Up$  = tekanan uplift (ton)

$h_1$  = tinggi air di hulu (m)

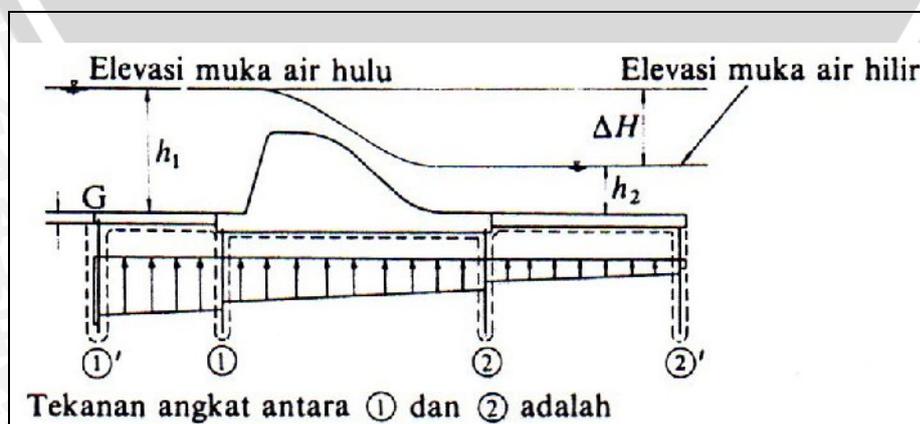
$h_2$  = tinggi air di hilir (m)

$l_p$  = panjang lintasan air rembesan (m)

$l_o$  = panjang total lintasan air rembesan dari titik G ke titik tertentu (m)

$\Delta H$  = perbedaan muka air hulu dan hilir pelimpah (m)

$d$  = tebal lantai lindung / kedalaman pondasi (m)



Gambar 2.33 Tekanan angkat (*uplift*) pada pondasi pelimpah  
Sumber: Sosrodarsono (1994:216)

c. Berat air

$$W = V \cdot \gamma_w \quad (2-70)$$

dimana :

$W$  = berat air (ton)

$V$  = volume air ( $m^3$ )

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

#### 2.4.2 Analisa Beban Horizontal

Sedangkan perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah secara horizontal yaitu :

a. Tekanan hidrostatik

Tekanan hidrostatik ( $P_w$ ) merupakan gaya tekanan air yang terbendung

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

dimana :

$P_w$  = tekanan air statis (ton)

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

$H$  = kedalaman air (m)

b. Tekanan hidrodinamis

$$P_e = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2-72)$$

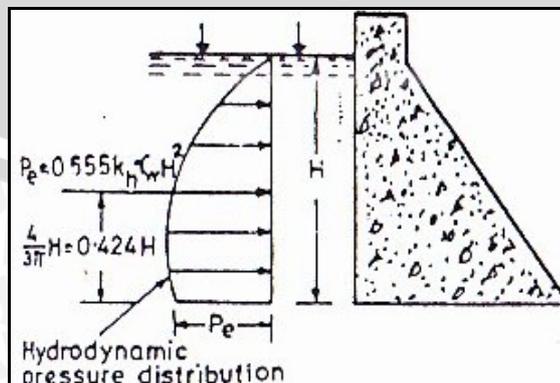
dimana :

$P_e$  = tekanan air hidrodinamis (ton)

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

$K_h$  = koefisien gempa

$H$  = tinggi muka air (m)



Gambar 2.34 Tekanan hidrodinamis

Sumber: (Kumar, 2001 : 947)

## c. Tekanan Tanah Aktif

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2c\sqrt{K_a} \cdot H \quad (2-73)$$

dimana :

 $P_a$  = tekanan tanah aktif (ton) $K_a$  = koefisien tekanan tanah aktif

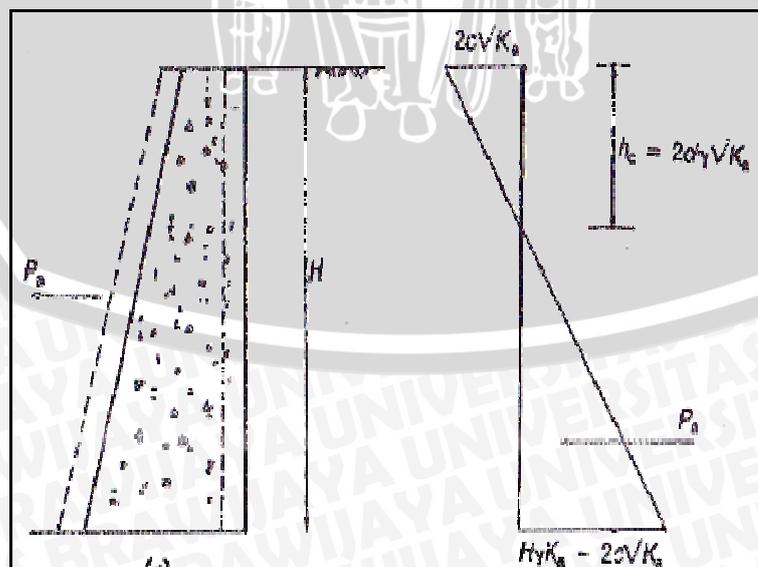
$$= \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

 $\gamma$  = berat jenis tanah ( $\text{ton}/\text{m}^3$ ) $H$  = tinggi tanah (m) $C$  = kohesi tanah ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ) $\phi$  = sudut geser dalam tanah ( $^\circ$ )

## d. Tekanan Tanah Pasif

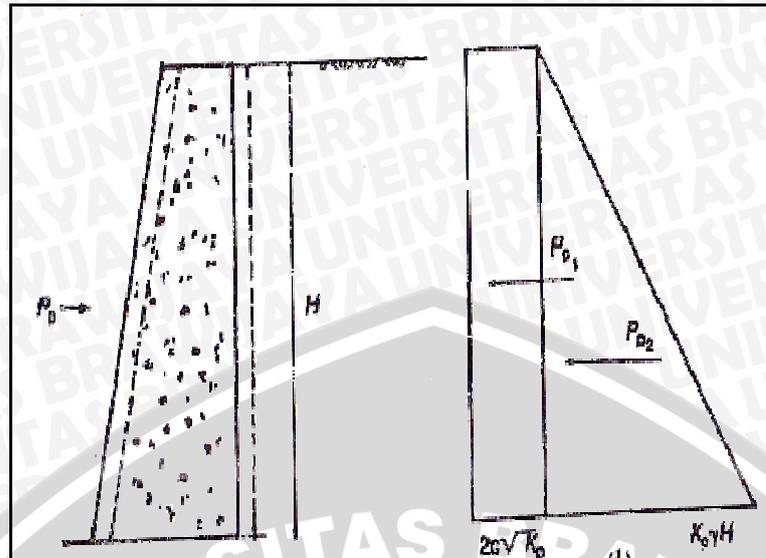
$$P_p = \gamma \cdot H \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2-74)$$

dimana :

 $P_p$  = tekanan tanah pasif (ton) $\gamma$  = berat jenis tanah ( $\text{ton}/\text{m}^3$ ) $H$  = tinggi tanah (m) $C$  = kohesi tanah ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )
 $K_p$  = koefisien tekanan tanah pasif =  $\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ 


Gambar 2.35 Tekanan tanah lateral aktif

Sumber: (Christady, 2007 : 238)



Gambar 2.36 Tekanan tanah lateral pasif  
 Sumber: (Christady, 2007 : 239)

**2.4.3 Stabilitas Terhadap Guling**

Kestabilan terhadap guling dihitung dengan rumus :

Keadaan normal,  $SF = \frac{Mv}{Mh} > 1,5$  (2-75)

Keadaan gempa,  $SF = \frac{Mv}{Mh} > 1,2$  (2-76)

Dengan:

SF = angka keamanan (*safety factor*, SF)

Mt = momen tahan (ton . m)

Mg = momen guling (ton . m)

**2.4.4 Stabilitas Terhadap Geser Atau Gelincir**

Kestabilan konstruksi terhadap geser atau gelincir yang disebabkan oleh gaya horisontal aktif atau gaya geser dihitung dengan rumus :

$$SF = \frac{C \cdot A' + \sum V \cdot \tan \phi + \sum H_{pasif}}{\sum H_{aktif}} \tag{2-77}$$

Dengan:

SF = angka keamanan

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

$\sum H_{pasif}$  = jumlah gaya horisontal pasif (ton)

$\sum H_{aktif}$  = jumlah gaya horisontal aktif (ton)

C = adhesi antara dasar pondasi dengan tanah pondasi (ton/m<sup>2</sup>)

A' = luas pembebanan efektif

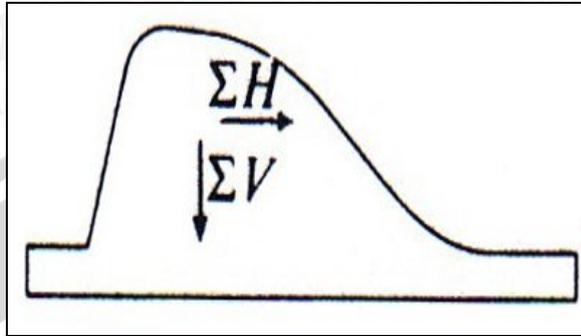
$F = \tan \phi$  = koefisien geser antara tanah dasar pondasi dengan dasar pondasi



Dalam bentuk sederhana persamaan kestabilan konstruksi terhadap geser atau gelincir adalah sebagai berikut :

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \quad (2-78)$$

Dimana untuk keadaan normal,  $SF \geq 1,50$  dan untuk keadaan gempa  $SF \geq 1,20$



Gambar 2.37 Diagram gaya geser atau gelincir  
Sumber : Sosrodarsono (1994:217)

Tabel 2.16 Koefisien geser ( $f = \tan \phi$ )

Bahan	Koefisien gesekan (f)
Pasangan batu pada pasangan pondasi	0,60 – 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,50
Pasir	0,40
Lempung	0,30

Sumber : Masrevaniah, (2008 : 59)

Selanjutnya dalam aplikasi secara praktis koefisien geser antara dasar pondasi dengan tanah pondasi dapat digunakan pendekatan sebagai berikut :

Tabel 2.17 Sudut geser serta kohesi antara dasar pondasi dengan tanah pondasi

Kondisi	Sudut geser (koefisien geser, $f = \tan \phi$ )	Kohesi $C_B$
Tanah dengan beton	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$C_B = 0$
Batuan dengan beton	$\tan \phi_B = 0,60$	$C_B = 0$
Tanah dengan tanah atau batuan dengan batuan	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

Sumber : Sosrodarsono, (2005 : 87)

#### 2.4.5 Angka Keamanan Untuk Tebal Lantai

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (2-79)$$

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

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

Dimana untuk keadaan normal,  $SF \geq 1,50$  dan untuk keadaan gempa  $SF \geq 1,20$

#### 2.4.6 Gaya Akibat Pengaruh Gempa

Berat bangunan :

$$W_e = W \cdot k_h \quad (2-80)$$

dengan:

$W_e$  = gaya akibat pengaruh gempa (ton)

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

$k_h$  = koefisien gempa horisontal

#### 2.4.7 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Letak arah resultan gaya horizontal dan gaya vertikal berpengaruh terhadap kestabilan bangunan. Bangunan akan stabil apabila arak resultan gaya terletak di dalam batas  $1/6 B$  ke kanan maupun ke kiri titik tengah panjang pondasi. Perhitungan eksentrisitas menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \quad (2-81)$$

a. Jika  $e \leq B/6$ , maka:

$$\sigma_{max/min} = \frac{\sum V}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma \quad (2-82)$$

b. Jika  $B/6 < e < B/3$ , maka:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \sum V}{L \cdot X} < \sigma \quad (2-83)$$

$$X = 3 \left( \frac{B}{2} - e \right) \quad (2-84)$$

Dimana:

$\sigma$  = besarnya reaksi daya dukung tanah ( $t/m^2$ )

$e$  = eksentrisitas pembebanan

$\sigma_{ijin}$  = daya dukung tanah ijin

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

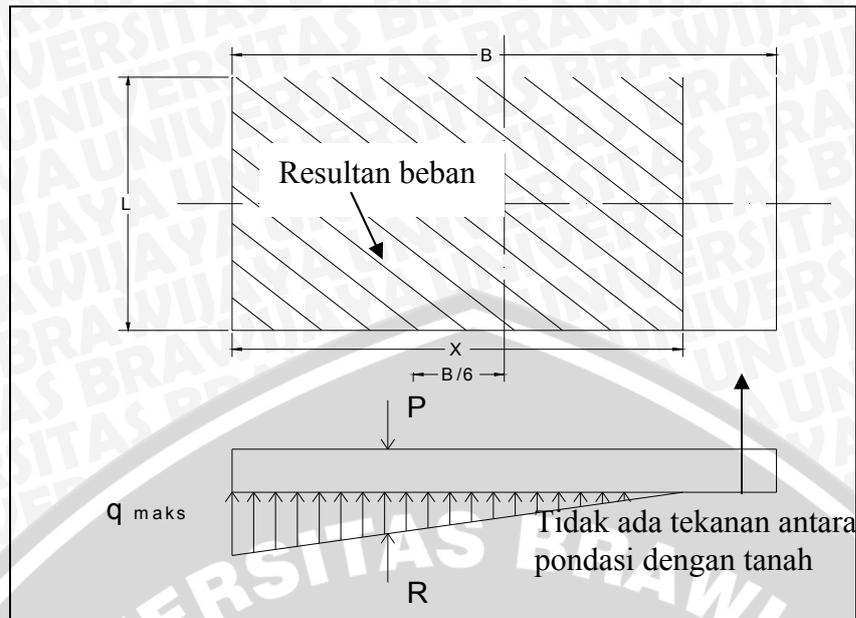
$B$  = lebar pondasi (m)

$L$  = panjang pondasi = 1 meter

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

$X$  = lebar efektif dari kerja reaksi pondasi (m)

Untuk distribusi tekanan pada dasar pondasi bila  $e > B/6$  dapat dilihat pada gambar 2.38.



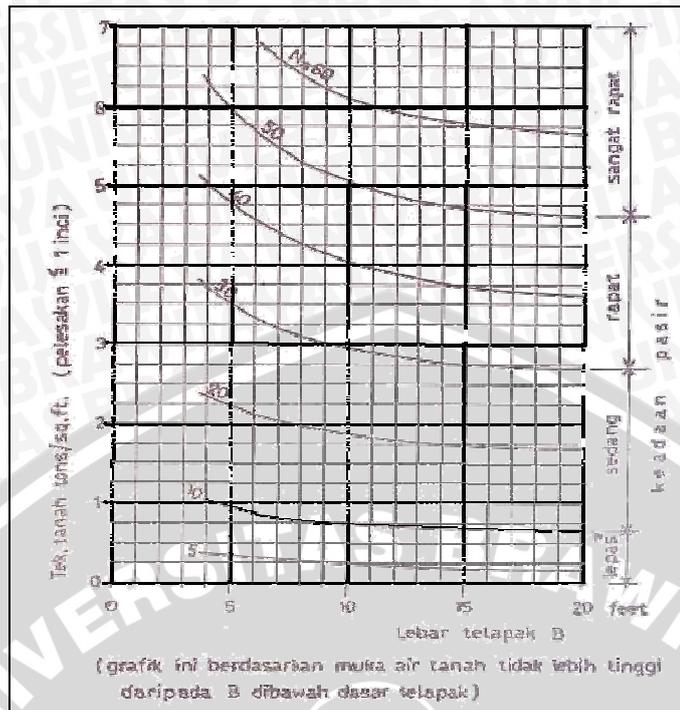
Gambar 2.38 Distribusi tekanan pada dasar pondasi bila  $e > B/6$

Sumber : Hardiyatmo, (1996 : 216)

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 yang terlibat dalam pembangunannya, tidak boleh menimbulkan pengaruh yang kurang baik terhadap struktur-struktur di sekitarnya serta fasilitas-fasilitas pelayanannya.

Dalam perencanaan konstruksi bangunan, dari aspek geoteknik dan stabilitas sangat diperlukan pemahaman terhadap interpretasi data geoteknik dari percobaan laboratorium maupun investigasi geoteknik di lapangan. Salah satu aspek investigasi geoteknik di lahan yang perlu diketahui dan dipahami adalah percobaan penetrasi standart (Standart penetration Test, N SPT) dan sondir (Cone Penetration Test, CPT) serta pembuatan lubang bor (bor log) untuk mengetahui apa sajakah jenis tanah yang ada dan berapa tebal dari jenis lapisan tanah yang dijumpai tersebut.

Pengujian SPT menghasilkan nilai kerapatan relatif yang berpengaruh terhadap faktor-faktor  $N_q$ ,  $N_\gamma$  dalam fungsi  $\phi$ . Apabila nilai N telah diketahui, besarnya daya dukung unlimit dapat diketahui. Terzaghi dan Peck menyajikan kurva hubungan antara nilai N dari pengujian SPT, lebar pondasi dan daya dukung yang diijinkan ( $q_a$ ) didasarkan pada penurunan maksimum 1" (inci) dan penurunan tak seragam 3/4" seperti pada gambar 2.39.



Gambar 2.39 Daya dukung yang diijinkan dari pengujian SPT untuk penurunan inci ( Terzaghi dan Peck, 1948)  
 Sumber : Hardiyatmo, (1996 : 133)

Menurut Bowles (1968) mengusulkan persamaan kapasitas dukung ijin neto yang dikaitkan dengan nilai SPT dinaikkan kurang lebih 50% nya, dan sekaligus memberikan faktor kedalaman pondasi, sebagai berikut:

$$q_{an} = 20 \cdot N \cdot K_d \text{ (kN/m}^2\text{); untuk lebar } B \leq 1,2 \text{ m} \quad (2-85)$$

$$q_{an} = 1,25 N \left( \frac{B+0,3}{B} \right)^2 K_d \text{ (kN/m}^2\text{); untuk lebar } B \geq 1,2 \text{ m} \quad (2-86)$$

dimana:

$q_{an}$  = kapasitas dukung ijin neto dalam satuan  $\text{kN/m}^2$ , untuk penurunan sebesar 2,54 cm (1"). ( $\text{kN/m}^2$ )

$N$  = jumlah pukulan,

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

$B$  = lebar pondasi (m)

$D$  = kedalaman pondasi (m)

Nilai  $N$  yang diambil adalah nilai rata-rata statistik dari zona  $0,5 B$  di atas dasar pondasi sampai pada paling sedikit  $2B$  di bawah dasar pondasi. Jika di bawah zona tersebut terdapat lapisan tanah dengan  $N$  sangat rendah, maka faktor penurunan menjadi perhatian jika  $N$  tidak direduksi oleh pengaruh lapisan ini.

Nilai  $N$  yang diperoleh dari pengujian SPT di lapangan, sebelum digunakan dalam hitungan-hitungan, perlu diadakan koreksi lebih dulu. Koreksi ini berhibungan dengan kondisi alat dan prosedur kerja, jenis tanah, dan tekanan *overburden*. Jika tanahnya mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak di bawah muka air tanah, sebelum nilai  $N$  digunakan dalam hitungan daya dukung, nilainya harus direduksi menjadi persamaan berikut:

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) \quad (2-87)$$

dimana:

$N'$  = nilai  $N$  yang tercatat dari hasil pengujian di lapangan. (nilai  $N > 15$  pukulan)

Koreksi ini diberikan karena tanah yang mengandung butiran halus akan mampat pada jumlah pukulan kira-kira 15. Perubahan volume akibat terlalu banyak pukulan, menimbulkan tekanan air pori yang tinggi sehingga mengakibatkan kenaikan jumlah pukulan.

Tahanan penetrasi menunjukkan kerapatan relatif dan tegangan efektif pada kedalaman tempat pengujian diadakan. Berbagai kombinasi tingkat tegangan dan kerapatan relatif akan menghasilkan nilai  $N$  yang sama.

## 2.5 Desain Penulangan dan Pembetonan Konstruksi Pelimpah

Dengan pertimbangan konstruksi pelimpah bendungan umumnya direncanakan dengan konstruksi beton tipe gravitasi yang tidak direncanakan kuat terhadap tegangan tarik yang besar, maka sebaiknya terjadinya tegangan tarik yang besar harus dihindari dengan cara merencanakan bentuk dan dimensi yang sesuai dengan gaya-gaya yang bekerja pada penampang pelimpah.

Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 bahwa dalam perencanaan tubuh pelimpah menggunakan desain plat. Dalam perencanaan plat perlu didesain pula jumlah dan diameter serta jarak antar tulangnya sehingga plat dapat menahan beban-beban yang melewatinya, baik beban mati maupun beban hidup pelimpah tersebut.

### 2.5.1 Kuat Tekan Beton Rencana ( $f'_c$ ) dan Kuat Tarik Baja ( $f_y$ ).

Kekuatan tekan beton ditentukan oleh pengaturan perbandingan semen, agregat kasar, dan halus, air, dan berbagai campuran. Perbandingan dari air terhadap semen merupakan faktor utama didalam penentuan kekuatan beton. Semakin rendah perbandingan air dan semen, semakin tinggi kekuatan tekan. Suatu jumlah tertentu air diperlukan untuk memberikan aksi kimiawi di dalam pengerasan beton. kelebihan air meningkatkan kemampuan pengerjaan (mudahnya beton untuk dicor) akan tetapi menurunkan kekuatan. Kekuatan tekan beton dilambangkan dengan  $f'_c$ .

Kekuatan tarik beton merupakan sifat yang penting yang memiliki pengaruh terhadap perambatan dan ukuran dari retak di dalam struktur. Besarnya sekitar 10 sampai 15% dari kekuatan tekan. Kekuatan tarik beton dilambangkan dengan  $f'_t$ .

Kekuatan geser beton memiliki nilai yang besar dan bervariasi. Besarnya sekitar 35 sampai 80% dari kekuatan tekan. Nilai geser hanya berarti dalam keadaan yang tidak biasa, karena geser biasanya harus dibatasi sampai ke nilai-nilai yang jauh lebih rendah supaya dapat melindungi beton terhadap tegangan-tegangan tarik diagonal.

Dalam perencanaan kekuatan beton (*strength design method*) beban kerja dinaikkan dengan beberapa faktor untuk mendapatkan beban. Metode perencanaan kekuatan beton dapat dinyatakan “kekuatan yang tersedia  $\geq$  kekuatan untuk memikul beban berfaktor”.

### 2.5.2 Analisa Pembebanan

Faktor-faktor pembebanan (*load factors*) terdiri dari beban hidup (*live load*) dan beban mati (*dead load*). Setiap konstruksi bangunan memiliki pembebanan yang berbeda sesuai dengan kegunaan dari bangunan tersebut, sehingga perlu dianalisis sesuai dengan keadaan di lapangan.

Untuk pembebanan hidup dan mati dapat dihitung dengan persamaan :

$$U = 1,2 D + 1,6 L \quad (2-88)$$

dimana:

U = kekuatan yang diperlukan (berdasarkan kemungkinan pelampauan beban)

D = beban mati pada keadaan layan

L = beban hidup pada keadaan layan

### 2.5.3 Tebal Total Beton Bertulang

Besaran yang berperan penting pada analisis penampang beton bertulang adalah tinggi atau tebal total. Pada SKSNI T15-1991-03 tebal minimum sebagai fungsi terhadap bentang. Nilai kelangsingan yang diberikan itu berlaku untuk beton normal dan tulangan dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$  (  $4000 \text{ kg/cm}^2$ ). Sedangkan untuk  $f_y$  yang lain dapat digunakan faktor pengali sebagai berikut:

$$\text{Faktor pengali} = \left[ 0,4 + \frac{f_y}{700} \right] \quad (2-89)$$

### 2.5.4 Tebal Efektif

Tebal efektif merupakan jarak dari serat tekan ke titik berat tulangan tekan. Untuk menghitung tebal efektif sebuah plat dapat menggunakan persamaan :

$$d = h - p - 1/2 \cdot \phi_s \quad (2-90)$$

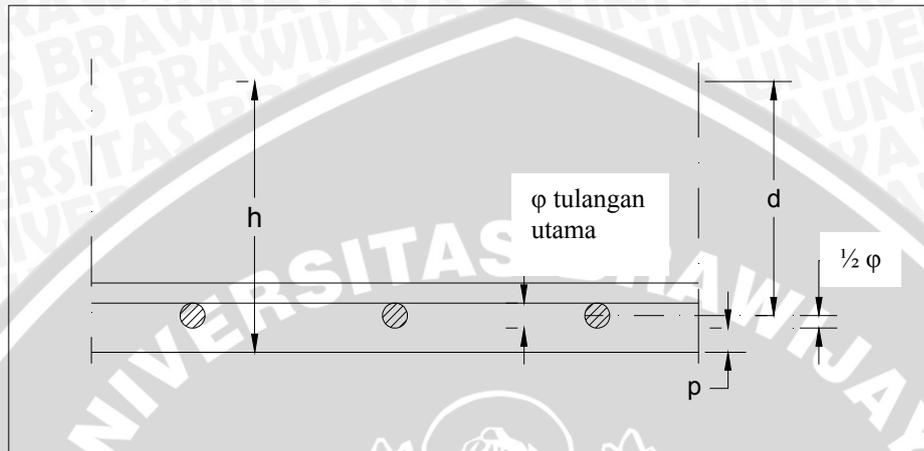
dimana:

$d$  = tebal efektif (mm)

$p$  = tebal penutup beton (mm)

$h$  = tinggi total pelat (mm)

$\phi_p$  = rencana diameter tulangan pokok (mm)



Gambar 2.40 Hubungan antara  $h$ ,  $d$ , dan penutup beton  $p$

Sumber: Vis WC, (1993:43)

Salah satu faktor yang menentukan perbedaan antara  $d$  dan  $h$ , baik dalam pelat maupun dalam balok adalah penutup beton ( $p$ ) yang berfungsi untuk melindungi baja tulangan. Untuk konstruksi beton yang dituang langsung dan selalu berhubungan dengan tanah berlaku tebal penutup beton minimal yang umum sebesar 70 mm. Lapisan pelindung yang digunakan sesuai dengan ketentuan tebal penutup beton dimaksudkan untuk menjamin penanaman tulangan dan lekatannya dengan beton, menghindari korosi pada tulangan yang mungkin dapat terjadi, dan meningkatkan perlindungan struktur terhadap kebakaran (Vis WC, 1993:43).

Pada SKSNI T-15-1991-03, telah ditetapkan standar tebal penutup beton dengan pertimbangan kondisi yang disajikan dalam Tabel 2.18.

Tabel 2.18 Tebal minimum  $h$

Komponen	Dua tumpuan		Satu ujung menerus		Kedua ujung menerus		Kantilever	
	$f_y$		$f_y$		$f_y$		$f_y$	
	400	240	400	240	400	240	400	240
Pelat mendukung satu arah	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{27}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{32}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{37}$	$\frac{l}{10}$	$\frac{l}{13}$
Balok mendukung satu arah	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{24,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{11}$

Sumber: Vis WC, (1993:61)

### 2.5.5 Perencanaan Penulangan

Jika momen ( $M_u$ ) pada sebuah penampang diketahui, kemudian ukuran lebar dan tinggi sudah diperkirakan. Selanjutnya mutu beton dan mutu baja ditentukan, maka jumlah tulangan yang diperlukan dapat dihitung (Vis WC, 1993:54).

Dengan nilai  $f'_c \leq 30$  MPa maka persamaan umum untuk hubungan momen, ukuran beton, dan mutu baja beton sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \phi \cdot f_y \left( 1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (2-91)$$

dimana:

- $M_u$  = momen lapangan (Mpa)
- $b$  = panjang per satuan lebar (m)
- $\phi$  = faktor reduksi kekuatan = 0,8
- $d$  = tebal efektif plat (m)
- $f'_c$  = Kuat Tekan Beton Rencana (MPa)
- $f_y$  = kuat tarik baja (MPa)
- $\rho$  = rasio tulangan

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 perbedaan yang kecil antara momen lentur yang dapat ditahan oleh penampang yang tak retak dan momen lentur yang dapat ditahan oleh penampang yang retak.

Dengan mempertahankan rasio tulangan yang lebih rendah dari  $\rho_{maks}$  akan menghasilkan struktur berkapasitas deformasi yang cukup. Persyaratan tulangan minimum terdapat pada tabel 2.19 sedangkan untuk persyaratan tulangan maksimum terdapat pada tabel 2.20.

Tabel 2.19 Tulangan minimum ( $\rho_{min}$ ) yang disyaratkan

Seluruh Mutu Beton	$f_y = 250$ Mpa	$f_y = 400$ Mpa
Balok dan umumnya	0,0056	0,0035
Alternatif	$\frac{4}{3} \cdot \rho_{maks}$	$\frac{4}{3} \cdot \rho_{maks}$
Pelat	0,0025	0,0018

Sumber: Vis WC, (1993:51)

Tabel 2.20 Tulangan maksimum ( $\rho_{maks}$ ) yang disyaratkan

$f_c$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )				
	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 WC, (1993:52)

Tabel 2.21 Tabel minimum penutup beton pada tulangan terluar

Beton Cor Setempat (Non-Pratekan)	Tebal Selimut Minimum (mm)
a Beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah	70
b Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca: - batang D-19 hingga D-56 - batang D-16, kawat W31 atau D31 dan yang lebih kecil	50 40
c Beton yang tidak langsung berhubungan dengan cuaca atau tanah: - Pelat dinding, pelat berusuk: Batang D-44 dan D56 Batang D-36 dan yang lebih kecil - Balok, kolom: Tulangan utama, pengikat, sengkang, lilitan - Komponen struktur cangkang, pelat lipat: Batang D-19 dan yang lebih besar Batang D-16, kawat W31 atau D31, dan yang lebih kecil	40 20 40 20 15

Sumber: Anonim, (1991:150)

### 2.5.6 Luas Tulangan Perlu ( $A_{s\ total}$ )

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

$$A_{Stotal} = \rho \cdot b \cdot d \quad (2-92)$$

dimana:

$$A_{Stotal} = \text{luas tulangan perlu (mm}^2\text{)}$$

$$b = \text{panjang per satuan lebar (mm)}$$

$$d = \text{tebal efektif plat (mm)}$$

$$\rho = \text{rasio tulangan}$$

### 2.5.7 Diameter Tulangan

Dalam memilih diameter tulangan dan jumlah tulangan harus sesuai dengan batas minimum luas tulangan perlu, dimana luas tulangan yang telah dipilih harus lebih besar dari luas tulangan perlu pada perhitungan sebelumnya ( $A_{Stotal} < A_s$ ).

Sesuai 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 luas tulangan minimum menggunakan persamaan:

$$A_{Smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad (2-93)$$

dimana :

$A_{Smin}$  = luas tulangan minimum ( $mm^2$ )

$\rho_{min}$  = rasio tulangan minimum

$b$  = panjang per satuan lebar (mm)

$d$  = tebal efektif plat (mm)

Jika persyaratan luasan tulangan tersebut telah terpenuhi maka diameter tulangan dan jumlah tulangan dapat digunakan dalam perencanaan.

Sesuai dengan SKSNI T15-1991-03 Pasal 3.16.12, dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan susut dan suhu). (*Vis, 1993:78*)

$$\text{Untuk } f_y = 240 \text{ MPa : } A_s = \frac{0.25 b h}{100} \quad (2-94)$$

$$\text{Untuk } f_y = 400 \text{ MPa : } A_s = \frac{0.18 b h}{100} \quad (2-95)$$