

BAB II KAJIAN PUSTAKA

2.1. Daerah Aliran Sungai

2.1.1. Pengertian Daerah Aliran Sungai

Suatu alur yang panjang di atas permukaan bumi tempat mengalirnya air yang berasal dari hujan disebut alur sungai dan perpaduan antara alur sungai dan aliran air didalamnya disebut sungai (Sosrodarsono, 1984:1).

Daerah dimana sungai memperoleh air merupakan daerah tangkapan air hujan yang biasanya disebut daerah aliran sungai. Dengan demikian, DAS dapat dipandang sebagai suatu unit kesatuan wilayah tempat air hujan mengumpul ke sungai menjadi aliran sungai. Garis batas antara DAS adalah punggung permukaan bumi yang dapat memisahkan dan membagi air hujan menjadi aliran permukaan di masing-masing DAS. Menurut Asdak (2002:4) daerah aliran sungai adalah suatu wilayah daratan yang secara topografik dibatasi oleh punggung-punggung gunung yang menampung dan menyimpan air hujan untuk kemudian menyalurkannya ke laut melalui sungai utama. Wilayah daratan tersebut dinamakan daerah tangkapan air (*catchment area*) yang merupakan suatu ekosistem dengan unsur utamanya terdiri atas sumber daya alam (tanah, air, dan vegetasi) dan sumber daya manusia sebagai pemanfaat sumber daya alam.

2.1.2. Bentuk Daerah Aliran Sungai

Sifat-sifat sungai sangat dipengaruhi oleh luas dan bentuk daerah alirannya. Bentuk suatu daerah aliran sungai sangat berpengaruh terhadap kecepatan terpusatnya air. Secara umum bentuk daerah aliran sungai dibedakan menjadi 4 macam (Sosrodarsono, 1976:169) :

a. Daerah aliran bulu burung (memanjang)

Jalur daerah di kiri kanan sungai utama dimana anak-anak sungai mengalir ke sungai utama dengan jarak tertentu disebut daerah aliran bulu burung. Daerah aliran yang demikian mempunyai debit banjir yang kecil, oleh karena waktu tiba banjir dari anak-anak sungai itu berbeda-beda. Sebaliknya banjir berlangsung agak lama.

b. Daerah aliran radial

Daerah aliran radial adalah daerah aliran sungai yang berbentuk seperti kipas atau lingkaran dimana anak-anak sungainya mengkonsentrasi di suatu titik secara radial.

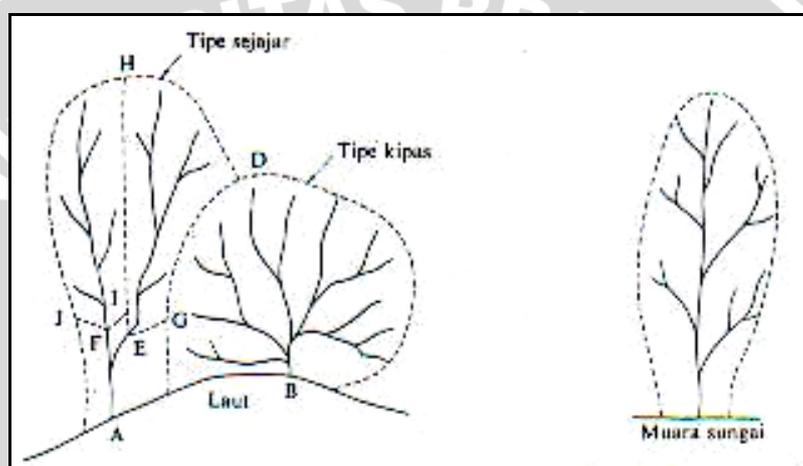
Daerah aliran sungai yang demikian mempunyai banjir yang besar di dekat titik pada pertemuan anak-anak sungai.

c. Daerah aliran sejajar

Bentuk ini mempunyai corak dimana dua jalur daerah aliran bersatu di bagian hilir. Banjir itu terjadi di sebelah hilir titik pertemuan sungai-sungai

d. Daerah aliran kompleks

Dalam keadaan yang sesungguhnya kebanyakan sungai-sungai tidaklah sesederhana sebagaimana uraian diatas, akan tetapi merupakan perpaduan dari ketiga tipe tersebut. Daerah aliran yang demikian dinamakan daerah aliran kompleks.



Gambar 2.1. Daerah aliran sungai

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 1985 : 3

Menurut bentuknya DAS Cideres Deet termasuk dalam kategori DAS memanjang (bentuk bulu burung).

2.1.3. Alur Sungai

Suatu alur sungai dapat dibagi menjadi 3 bagian yaitu :

a. Bagian Hulu

Bagian hulu sungai merupakan daerah sumber erosi karena pada umumnya alur sungai melalui daerah pegunungan, bukit, atau lereng gunung yang kadang-kadang mempunyai ketinggian yang cukup besar dari muka air laut. Alur sungai dibagian hulu ini biasanya mempunyai kecepatan yang lebih besar dari pada bagian hilir.

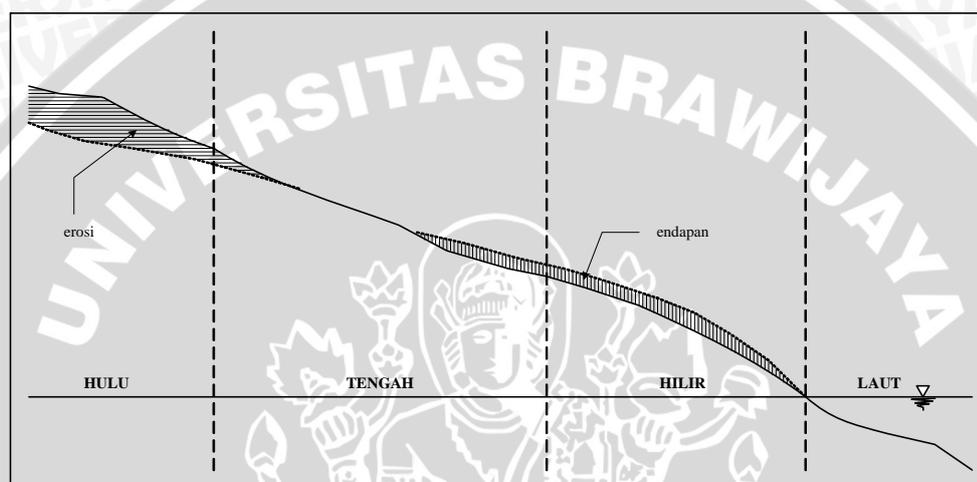
b. Bagian Tengah

Bagian ini merupakan daerah peralihan dari bagian hulu dan hilir. Kemiringan dasar sungai lebih landai sehingga kecepatan aliran relatif lebih kecil dari pada bagian

hulu. Bagian ini merupakan daerah keseimbangan antara proses erosi dan sedimentasi yang sangat bervariasi dari musim ke musim.

c. Bagian Hilir

Alur sungai dibagian hilir biasanya melalui dataran yang mempunyai kemiringan dasar sungai yang landai sehingga kecepatan alirannya lambat. Keadaan ini sangat memudahkan terbentuknya pengendapan atau sedimen. Endapan yang terbentuk biasanya berupa endapan pasir halus, lumpur, endapan organik, dan jenis endapan lain yang sangat labil.



Gambar 2.2. Sketsa profil memanjang alur sungai

2.1.4. Pola Aliran Sungai

Sungai di dalam semua DAS mengikuti suatu aturan yaitu aliran sungai dihubungkan oleh suatu jaringan satu arah dimana cabang dan anak sungai yang mengalir ke dalam sungai induk yang lebih besar dan membentuk suatu pola tertentu. Pola itu tergantung dari kondisi topografi, geologi, iklim dan vegetasi yang terdapat dalam DAS yang bersangkutan.

Di Indonesia ada beberapa pola aliran sungai, dimana pola aliran tersebut dibedakan berdasarkan jenis batuan dan sedimennya. Pola aliran tersebut antara lain (Soewarno, 1995):

a. Pola Radial

Pola ini biasanya banyak dijumpai pada daerah lereng gunung berapi atau daerah dengan topografi berbentuk kubah. Misalnya sungai di lereng Gunung Semeru, Merapi, Ijen dan Slamet.

b. Pola Rektangular

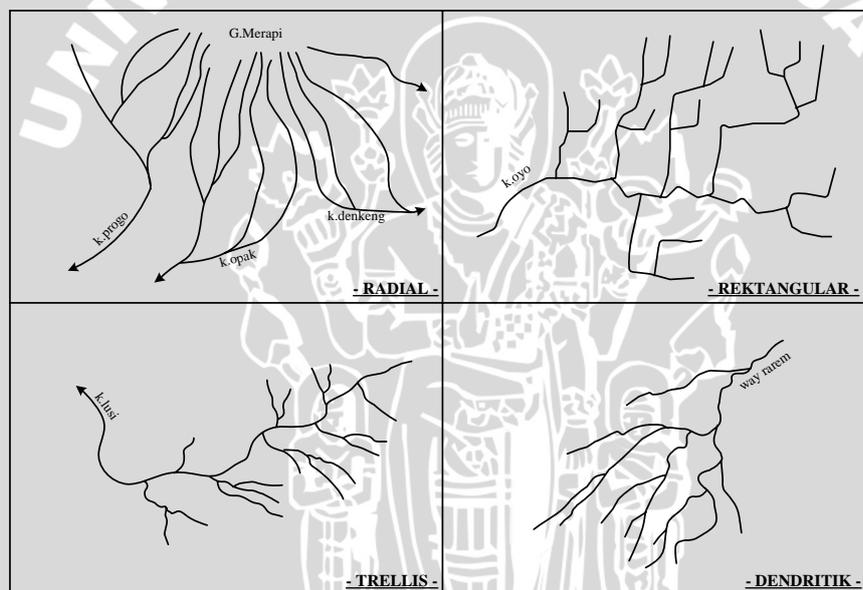
Pola ini banyak dijumpai pada daerah pegunungan kapur, misalnya Gunung Kidul.

c. Pola Trellis

Pola ini biasanya banyak dijumpai pada daerah pegunungan dengan lipatan-lipatan yang juga terdapat lapisan sedimen. Misalnya pada daerah pegunungan di Sumatera barat dan Jawa Tengah.

d. Pola Dendritik

Pola aliran sungai seperti ini banyak dijumpai di daerah dengan komposisi batuan penyusun yang sejenis dan penyebarannya luas. Misalnya pada daerah pegunungan di Sumatera dan Kalimantan.



Gambar 2.3 Sketsa pola aliran sungai di Indonesia

Sumber : Suwarno, 1995

Pola aliran sungai pada DAS Cideres Deet mengikuti pola aliran trellis.

2.2. Analisa Curah Hujan

2.2.1. Uji Konsistensi Data

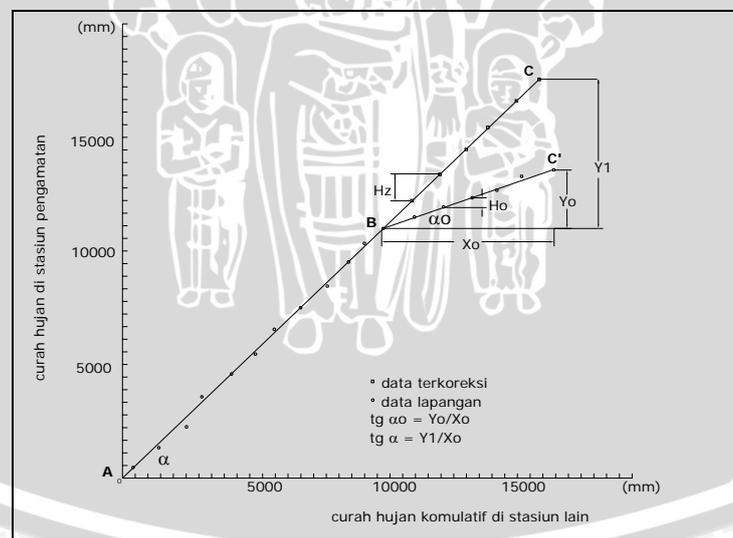
Ketelitian hasil perhitungan hidrologi dari curah hujan sangat bergantung dari konsistensi data yang tersedia. Di dalam data pengamatan hujan, bisa terdapat non homogenitas dan ketidaksesuaian yang dapat mengakibatkan penyimpangan pada hasil perhitungan. Oleh karena itu, sebelum data hidrologi dapat digunakan untuk berbagai analisa, data tersebut harus diolah terlebih dahulu menjadi data siap pakai. Untuk menjadi

data siap pakai, maka harus dilakukan pengujian tentang konsistensi (*consistency*) dan kesamaan jenis (*homogeneity*).

Uji konsistensi data hujan diperlukan untuk mengetahui kesalahan data atau penyimpangan data. Data hujan yang tidak konsisten ini disebabkan oleh :

- Perubahan mendadak pada sistem lingkungan hidrolis, misal karena adanya pembangunan gedung-gedung atau tumbuhnya pohon-pohon, karena gempa bumi, meletusnya gunung api, dan lain-lain.
- Pemindahan alat ukur.
- Perubahan cara pengukuran (misalnya berhubungan dengan adanya alat baru atau metode baru).
- Perubahan iklim.
- Perubahan letak stasiun.

Pengujian sederhana yang dilakukan untuk mendeteksi penyimpangan ini, umumnya dilakukan dengan analisa kurva massa ganda (*double mass curve analysis*). Data curah hujan tahunan jangka waktu tertentu pada stasiun yang diuji harus dibandingkan dengan besaran kumulatif rata-rata hujan dari beberapa stasiun referensi sekitarnya.



Gambar 2.4. Gambar analisa Kurva Massa Ganda

Sumber : Harto, Sri, 1993 : 46

Ketidakkonsistenan (*inconsistency*) data dapat ditunjukkan oleh penyimpangan garisnya dari garis lurus. Jika terjadi penyimpangan, maka data hujan dari stasiun yang diuji harus dikoreksi sesuai dengan kemiringan garisnya, dengan rumus berikut ini :

$$H_z = F_k \times H_o \quad (2-1)$$

$$F_k = \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \alpha_o} \right) \quad (2-2)$$

dengan :

H_z = data hujan yang diperbaiki

H_o = data hujan hasil pengamatan

F_k = faktor koreksi

$\tan \alpha$ = kemiringan garis sebelum ada perubahan

$\tan \alpha_o$ = kemiringan garis setelah ada perubahan

2.2.2. Uji Homogenitas Data

Data di luar ambang batas (*outlier*) adalah data yang menyimpang cukup jauh dari trend kelompoknya. Keberadaan outlier biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi suatu sampel data, sehingga *outlier* perlu dibuang. Uji Grubbs and Beck menetapkan dua batas ambang bawah X_L dan ambang atas X_H sebagai berikut (Chow, 1988 : 403) :

$$X_H = \bar{x} + K_n \cdot S \quad (2-3)$$

$$X_L = \bar{x} - K_n \cdot S \quad (2-4)$$

dengan :

X_H = nilai ambang atas

X_L = nilai ambang bawah

\bar{x} = nilai rata-rata

S = simpangan baku dari logaritma terhadap sampel data

K_n = besaran yang tergantung pada jumlah sampel data (tabel 2.1)

n = jumlah sampel data

Data yang nilainya diluar X_H dan X_L diklasifikasikan sebagai *outlier*.

Tabel 2.1. Harga Kn untuk Pemeriksaan *Outlier*

Jumlah Data (n)	Kn						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.65	55	2.804		

Sumber : Chow, 1988 : 404

2.2.3. Curah Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan daerah yang dinyatakan dalam satuan milimeter (Sosrodarsono, 1987:27).

Secara umum terdapat tiga metode untuk mendapatkan curah hujan rerata daerah, yaitu :

1. Metode Rata-rata Aljabar
2. Metode Poligon Thiessen
3. Metode Garis Isohyet

Data hujan yang digunakan untuk perhitungan hujan rancangan diperoleh dari Sub Dinas Pengairan Kabupaten Majalengka dalam bentuk curah hujan harian tahunan selama 9 tahun, yaitu mulai tahun 1992 sampai 2000. Jumlah stasiun hujan yang digunakan ada 4 (empat) stasiun hujan yang terletak dalam wilayah DAS Cideres Deet, yaitu stasiun hujan Jatiwangi, stasiun Kadipaten, stasiun Sukahaji, dan stasiun Majalengka.

Selain berdasarkan stasiun pengamatan, curah hujan daerah dapat dihitung dengan parameter luas daerah tinjauan sebagai berikut (Sosrodarsono, 2003: 51):

1. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil diwakili oleh sebuah stasiun pengamatan.
2. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250 - 50.000 ha yang memiliki 2 atau 3 stasiun pengamatan dapat menggunakan metode rata-rata aljabar.

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

Dalam studi ini perhitungan curah hujan rerata daerah menggunakan metode rata-rata aljabar. Hal tersebut menjadi pertimbangan karena luas DAS Cideres Deet adalah 22,179 km² atau 2217,9 ha termasuk dalam rentang luas antara 250 - 50.000 ha. Adapun cara perhitungannya menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \quad (2-5)$$

dengan :

\bar{R} = curah hujan rerata daerah (mm/hari)

n = jumlah titik pengamatan

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm/hari)

Berdasarkan metode Rata-rata Aljabar dapat dihitung curah hujan rerata maksimum daerah untuk masing-masing pengamatan.

2.2.4. Curah Hujan Rancangan

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

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

$$C_s = \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad (2-6)$$

$$C_k = \frac{n^2 \sum (x - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \quad (2-7)$$

dengan :

- Cs = *skewness* / kepengcengan
- Ck = *kurtosis* / koefisien puncak
- S = simpangan baku
- n = jumlah data

Tabel 2.2. Syarat Pemilihan Metode Frekuensi

Jenis Metode	Ck	Cs
Gumbel	5.4002	1.1396
Normal	3.000	0.0000
Log Pearson Type III	bebas	bebas

Sumber : Harto, Sri, 1993 : 245

Metode Log Pearson Type III

Distribusi Log Pearson Type III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Parameter-parameter statistik yang diperlukan oleh distribusi Log Pearson Type III adalah (CD. Soemarto, 1987:243) :

- Harga rata-rata.
- Standart deviasi.
- Koefisien kepengcengan.

Distribusi frekuensi komulatif akan tergambar sebagai garis lurus pada kertas log-normal jika koefisien asimetri Cs = 0.

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi Log Pearson Type III, adalah :

- a. Mengubah data debit banjir tahunan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$.
- b. Menghitung nilai rata-rata dengan rumus :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n} \tag{2-8}$$

dengan :

n = jumlah data.

- c. Menghitung nilai Deviasi standar dari log X, dengan rumus sebagai berikut :

$$S \log X = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{(n - 1)}} \tag{2-9}$$

d. Menghitung nilai koefisien kemencengan, dengan rumus sebagai berikut :

$$CS = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(S \log X)^3} \tag{2-10}$$

e. Menghitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus sebagai berikut :

$$\log X = \overline{\log X} + k \overline{S \log X} \tag{2-11}$$

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

f. Mencari anti log X untuk mendapatkan debit banjir dengan waktu balik yang dikehendaki.

Tabel 2.3. Nilai Cs Negatif distribusi Log Pearson Type III

T (th)	1.0101	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs:P(%)	99	50	20	10	5	4	2	1	0.5	0.1
0	-2.326	0.000	0.842	1.282	1.595	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	0.017	0.846	1.270	1.567	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	0.033	0.850	1.258	1.539	1.680	1.945	2.178	2.308	2.810
-0.3	-2.544	0.050	0.853	1.245	1.510	1.643	1.890	2.104	2.291	2.670
-0.4	-2.615	0.066	0.855	1.231	1.481	1.606	1.834	2.029	2.201	2.530
-0.5	-2.606	0.083	0.856	1.216	1.450	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	0.099	0.857	1.200	1.419	1.528	1.720	1.880	2.016	2.270
-0.7	-2.824	0.116	0.857	1.183	1.386	1.488	1.663	1.806	1.926	2.140
-0.8	-2.021	0.132	0.856	1.166	1.354	1.448	1.606	1.733	1.837	2.020
-0.9	-2.057	0.140	0.854	1.147	1.320	1.407	1.549	1.660	1.749	1.900
-1.0	-3.022	0.164	0.852	1.170	1.301	1.366	1.492	1.508	1.664	1.790

Tabel 2.4. Nilai Cs Positif distribusi Log Pearson Type III

T (th)	1.0101	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
Cs:P(%)	99	50	20	10	5	4	2	1	0.5	0.1
0.0	-2.326	0.000	0.842	1.282	1.595	1.751	2.045	2.376	2.576	3.090
0.1	-2.252	0.017	0.836	1.297	1.622	1.785	2.107	2.400	2.670	3.230
0.2	-2.170	0.033	0.830	1.301	1.646	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.3	-2.130	0.050	0.824	1.309	1.669	1.849	2.211	2.544	2.856	3.520
0.4	-2.029	0.066	0.816	1.317	1.692	1.880	2.261	2.615	2.947	3.670
0.5	-1.955	0.083	0.808	1.323	1.714	1.910	2.311	2.606	3.041	3.810
0.6	-1.880	0.079	0.800	1.328	1.735	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.7	-1.806	0.116	0.790	1.333	1.756	1.967	2.407	2.824	3.223	4.100
0.8	-1.733	0.132	0.780	1.336	1.774	1.993	2.453	2.891	3.312	4.240
0.9	-1.660	0.148	0.769	1.339	1.792	2.018	2.498	2.957	3.401	4.390
1.0	-1.588	0.164	0.758	1.340	1.809	2.043	2.542	3.022	3.489	4.530
1.1	-1.518	0.180	0.745	1.341	1.824	2.066	2.585	3.087	3.575	4.670

Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik

2.2.5. Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui apakah distribusi yang dipilih dapat digunakan atau tidak untuk serangkaian data yang tersedia. Dalam



studi ini, untuk keperluan analisis uji kesesuaian distribusi diperlukan dua metode statistik, yaitu *Uji Chi Square* dan *Uji Smirnov Kolmogorov*.

2.2.5.1. Uji Chi-Square

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

Perhitungannya dengan menggunakan persamaan (Soewarno, 1995: 194)

$$x_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2-12)$$

dengan :

- x_h^2 = parameter chi-kuadrat terhitung
- G = jumlah sub-kelompok
- O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub-kelompok ke-i
- E_i = jumlah nilai teoritis pada sub-kelompok ke-i

Prosedur perhitungannya adalah :

1. Urutkan data pengamatan dari kecil ke besar
2. Kelompokkan data menjadi G sub group
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 hitung nilai :

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

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

Tabel 2.5. Harga untuk *Chi-Kuadrat Test*

Derajat Bebas (g)	0.200	0.100	0.050	0.010	0.001
1	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	8.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	11.030	13.362	15.507	20.090	26.125
9	12.242	14.987	16.919	21.666	27.877
10	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588
11	14.631	17.275	19.675	24.725	31.264
12	15.812	18.549	21.026	26.217	32.909
13	16.985	19.812	22.362	27.688	34.528
14	18.151	21.064	23.685	29.141	36.123
15	19.311	22.307	24.996	30.578	37.697
16	20.465	23.542	26.296	32.000	39.252
17	21.615	24.769	27.587	33.409	40.790
18	22.760	25.989	28.869	34.805	42.312
19	23.900	27.204	30.144	36.191	43.820
20	25.038	28.412	31.410	37.566	45.315

Sumber : Soewarno, 1995 : 223

2.2.4.2. Uji Smirnov Kolmogorof

Uji Smirnov Kolmogorov digunakan untuk menguji kesesuaian distribusi secara horisontal dari probabilitas. Rumus yang digunakan adalah (Soewarno, 1995 : 199) :

$$D = \text{maksimum} |P(X_m) - P'(X_m)| \quad (2-13)$$

dengan :

D = selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis

P(X_m) = peluang pengamatan

P'(X_m) = peluang teoritis dari persamaan distribusi yang dipakai

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.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan juga besarnya peluang dari masing-masing data tersebut ($P(X_m)$)
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) $P'(X_m)$
3. Dari kedua nilai peluang ditentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis

$$D = \text{maksimum} |P(X_m) - P'(X_m)|$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov Test*), lihat **Tabel 2.7.** bisa tentukan harga D_0 .

Apabila $D < D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.6. Nilai kritis D_0 untuk uji Smirnov-Kolmogorov

N	a (derajat kepercayaan)			
	0.200	0.100	0.050	0.010
5				
10	0.450	0.510	0.560	0.670
15	0.320	0.370	0.410	0.490
20	0.270	0.300	0.340	0.400
25	0.230	0.260	0.290	0.360
30	0.210	0.240	0.270	0.320
35	0.190	0.220	0.240	0.290
40	0.180	0.200	0.230	0.270
45	0.170	0.190	0.210	0.250
50	0.160	0.180	0.200	0.240
	0.150	0.170	0.190	0.230
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

2.3. Analisa Debit Banjir Rancangan

2.3.1. Koefisien Pengaliran

Pada saat hujan turun sebagian akan meresap ke dalam tanah dan sebagian lagi akan menjadi limpasan permukaan. Koefisien pengaliran (C) adalah suatu variabel untuk menentukan besarnya limpasan permukaan tersebut dimana penentuannya didasarkan pada kondisi Daerah Aliran Sungai dan kondisi hujan yang jatuh di daerah tersebut. Angka koefisien pengaliran ini merupakan suatu indikator untuk menentukan apakah

suatu DAS telah mengalami gangguan (Asdak, 2001 :157). Nilai C yang besar menunjukkan bahwa lebih banyak air hujan yang menjadi air limpasan. Hal tersebut kurang menguntungkan karena besarnya air yang akan menjadi air tanah akan berkurang. Kerugian lainnya adalah dengan semakin besarnya jumlah air hujan yang melimpas, maka ancaman terjadinya erosi dan banjir menjadi lebih besar.

Besarnya nilai koefisien pengaliran pada suatu daerah aliran sungai dipengaruhi oleh kondisi karakteristik, seperti :

- a. Kondisi hujan
- b. Luas dan bentuk daerah pengaliran
- c. Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- d. Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- e. Suhu udara dan angin serta evaporasi
- f. Tata guna lahan

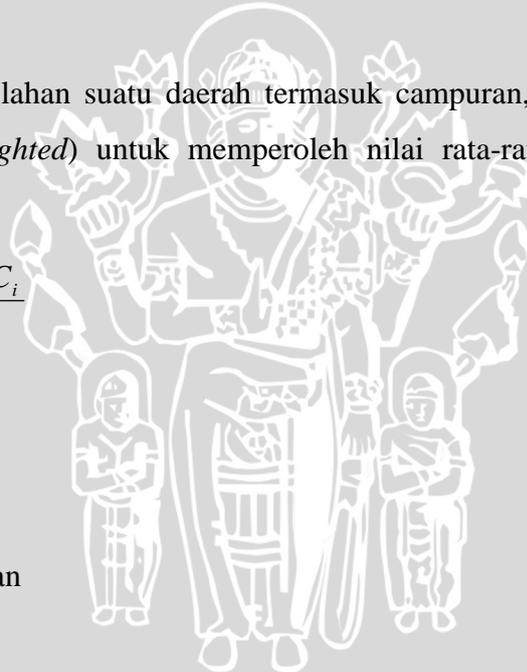
Apabila tataguna lahan suatu daerah termasuk campuran, maka nilai tetapan C harus diberi bobot (*weighted*) untuk memperoleh nilai rata-rata tertimbang (Asdak, 2001:165) :

$$C_{\text{tertimbang}} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot C_i}{A_i} \quad (2-14)$$

dengan :

A = luas daerah

c = koefisien limpasan



Tabel 2.7. Nilai Koefisien Pengaliran

Tataguna lahan	C	Tataguna lahan	C
Perkantoran		Tanah Lapang	
Daerah pusat kota	0.70 - 0.95	Berpasir, datar 2%	0.05 - 0.10
Daerah sekitar kota	0.50 - 0.70	Berpasir, agak rata, 2-7%	0.10 - 0.15
Perumahan		Berpasir, miring 7%	0.15 - 0.20
Rumah tunggal	0.30 - 0.50	Tanah berat, datar 2%	0.13 - 0.17
Rumah susun, terpisah	0.40 - 0.60	Tanah berat, agak rata 2-7%	0.18 - 0.22
Rumah susun, bersambung	0.60 - 0.75	Tanah berat, miring 7%	0.25 - 0.35
Pinggiran kota	0.25 - 0.40	Tanah Pertanian	
Daerah Industri		Tanah kosong	
Kurang padat industri	0.50 - 0.80	Rata	0.30 - 0.60
Padat industri	0.60 - 0.90	Kasar	0.20 - 0.50
Taman, Kuburan	0.10 - 0.25	Ladanga garapan	-
Tempat bermain	0.20 - 0.35	Tanah berat, tanpa vegetasi	0.30 - 0.60
Daerah stasiun KA	0.20 - 0.40	Tanah berat, dengan vegetasi	0.20 - 0.50
Daerah tak berkembang	0.10 - 0.30	Berpasir, tanpa vegetasi	0.20 - 0.25
Jalan Raya		Berpasir, dengan vegetasi	0.10 - 0.25
Beraspal	0.70 - 0.95	Padang rumput	-
Berbeton	0.80 - 0.95	Tanah berat	0.15 - 0.45
Berbatu bata	0.70 - 0.85	Berpasir	0.05 - 0.25
Trotoar	0.75 - 0.85	Hutan/bervegetasi	0.05 - 0.25
Daerah beratap	0.75 - 0.95	Tanah Tidak Produktif, >30%	0.70 - 0.90
		Rata, kedap air	0.50 - 0.70
		Kasar	-

Sumber : Asdak, 2001 : 164

2.3.2. Intensitas Hujan

2.3.2.1. Sebaran Hujan Jam-jaman

Berdasarkan hasil pengamatan data sebaran hujan di Indonesia, hujan terpusat tidak lebih dari 7 (tujuh) jam, maka dalam perhitungan ini diasumsikan hujan terpusat maksimum adalah 6 (enam) jam sehari. Sebaran hujan jam-jaman dihitung dengan menggunakan rumus Monobe sebagai berikut :

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

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

dengan :

- R_t = intensitas curah hujan rerata sampai jam ke-T (mm/jam)
- R_{24} = curah hujan harian yaitu curah hujan dalam 24 jam (mm)
- t = waktu konsentrasi hujan (jam)
- T = waktu mulai hujan sampai jam ke T (jam)
- R_T = intensitas curah hujan pada jam ke T (mm/jam)

2.3.2.2. Curah Hujan Netto Jam-jaman

Hujan netto adalah bagian hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*). Limpasan langsung ini terdiri dari limpasan permukaan (*surface run-off*) dan interflow (air yang masuk ke dalam lapisan tipis di bawah permukaan tanah dengan permeabilitas rendah yang keluar lagi di tempat yang lebih rendah dan berubah menjadi limpasan permukaan).

Besarnya curah hujan netto R_n dapat dinyatakan sebagai berikut :

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

dengan :

R_n = hujan netto (mm/hari)

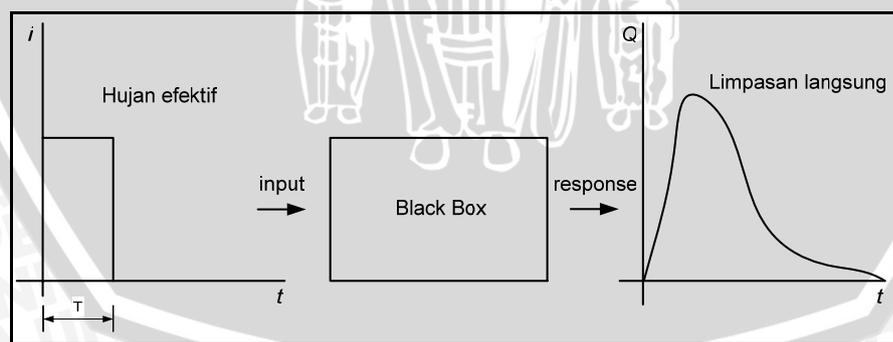
C = koefisien pengaliran

R = curah hujan harian maksimum rancangan (mm/hari)

2.3.3. Debit Banjir Rancangan

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

Hidograf satuan suatu watershed adalah suatu limpasan langsung yang diakibatkan oleh suatu satuan volume hujan efektif, yang terbagi rata dalam waktu dan ruang.



Gambar 2.5. Hubungan antara hujan efektif dengan limpasan langsung

Sumber : Soemarto, CD, 1987 : 165

Debit banjir rancangan adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir besarnya banjir rancangan dapat digunakan hidrograf satuan sintesis dengan menggunakan hidrograf banjir pada

sungai yang bersangkutan terlebih dahulu. Pada kajian ini debit banjir dihitung dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu. Nakayasu telah menurunkan rumus hidrograf satuan sintesis berdasarkan hasil pengamatan dan penelitian berulang kali diterapkan pada daerah aliran sungai di Pulau Jawa dan hingga saat ini hasilnya cukup memuaskan. Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya sebagai berikut :

- Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
- Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
- Luas daerah tangkapan air
- Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
- Koefisien pengaliran.

Besarnya nilai debit puncak hidrograf satuan dihitung dengan rumus (Soemarto, 1987 : 166) :

$$Q_p = \frac{(CA).R_o}{3,6 \left(0,3T_p + T_{0,3} \right)} \quad (2-18)$$

dengan :

Q_p = Debit puncak banjir (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

$C.A$ = Luas daerah tangkapan sampai outlet (km^2)

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

$$T_p = tg + 0,8 t_r \quad (2-19)$$

$$T_{0,3} = \alpha tg \quad (2-20)$$

$$t_r = 0,5 tg \text{ sampai } tg \quad (2-21)$$

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

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

$$tg = 0,4 + 0,058 L \quad (2-22)$$

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

$$tg = 0,21 L^{0,7} \quad (2-23)$$

dengan :

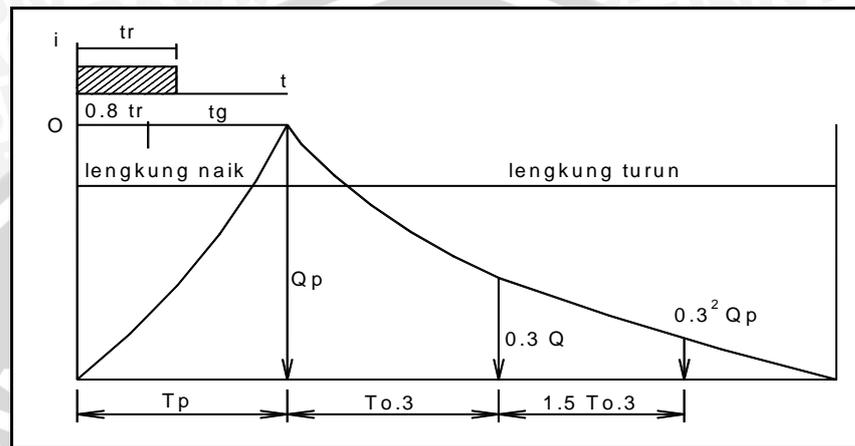
t_r = Satuan Waktu hujan (jam)

α = Parameter hidrograf, untuk

$\alpha = 2$ → Pada daerah pengaliran biasa

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

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



Gambar 2.6. Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu

Sumber : Soemarto, CD, 1987 : 168

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

$$Q_p = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q(t) \quad (2-24)$$

dengan :

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

t = Waktu (jam)

2. Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \quad (2-25)$$

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

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+1,5T_{0,3})}{1,5T_{0,3}}} \quad (2-26)$$

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

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+1,5T_{0,3})}{2,0T_{0,3}}} \quad (2-27)$$

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

Hidrograf banjir dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad (2-28)$$

dengan :

Q_k = Debit Banjir pada jam ke - k

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

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

B_f = Aliran dasar (*base flow*)

2.3.4. Penelusuran Banjir

Penelusuran banjir adalah peramalan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain. Penelusuran banjir dalam studi ini menggunakan metode Muskingum, yang hanya berlaku pada kondisi sebagai berikut :

- Tidak ada anak sungai yang masuk ke dalam bagian memanjang alur sungai yang ditinjau.
- Penambahan atau kehilangan air oleh curah hujan, aliran masuk atau keluar air tanah dan evaporasi, kesemuanya ini diabaikan.

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

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (2-29)$$

dengan :

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

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

S = besarnya tampungan (*storage*) dalam bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m^3)

dt = periode penelusuran (dt , jam, atau hari)

Jika periode penelusurannya diubah dari dt menjadi Δt maka :

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2} \quad (2-30)$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \quad (2-31)$$

$$dS = S_2 - S_1 \quad (2-32)$$

Sehingga rumus () dapat diubah menjadi :

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2} + Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = S_2 - S_1 \quad (2-33)$$

dimana indeks-indeks 1 merupakan keadaan pada saat permulaan periode penelusuran, dan indeks-indeks 2 merupakan keadaan pada akhir periode penelusuran.

Hubungan antara besarnya penampungan S dan debit Q dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$S = k.Q \quad (2-34)$$

Untuk angka perbandingan aliran masuk dan aliran keluar yang mempengaruhi besarnya penampungan itu berturut-turut x dan $(1-x)$, maka :

$$S = K[x.I + (1-x).Q] \quad (2-35)$$

Pada sungai alam $0 < x < 0,5$ biasanya harga x berkisar antara 0,1 dan 0,3.

Untuk permulaan dan akhir waktu t dan besarnya tampungan adalah S_1 dan S_2 , maka :

$$S_1 = K[x.I_1 + (1-x).Q_1] \quad (2-36)$$

$$S_2 = K[x.I_2 + (1-x).Q_2] \quad (2-37)$$

Dengan menggabungkan kedua persamaan di atas maka didapat :

$$Q_2 = c_0.I_2 + c_1.I_1 + c_2.Q_1 \quad (2-38)$$

dengan :

$$c_0 = -\frac{kx - 0,5t}{k - kx + 0,5t} \quad (2-39)$$

$$c_1 = \frac{kx - 0,5t}{k - kx + 0,5t} \quad (2-40)$$

$$c_2 = \frac{k - kx - 0,5t}{k - kx + 0,5t} \quad (2-41)$$

$$c_0 + c_1 + c_2 = 1 \quad (2-42)$$

k adalah koefisien penampungan yang besarnya kira-kira sama dengan waktu perpindahan banjir dan dinyatakan dalam rumus :

$$k = \frac{L}{V} \quad (2-43)$$

dengan :

k = waktu perpindahan banjir (jam)

L = panjang sungai (km)

V = kecepatan perambatan banjir (m/dt)

2.4. Analisa Profil Aliran

Elevasi muka air pada alur sungai perlu dianalisis untuk mengetahui pada bagian (section) manakah terjadi luapan pada alur sungai, sehingga dapat ditentukan dimensi untuk perbaikan sungai.

Sebagai alat bantu untuk menganalisa profil muka air digunakan program HEC-RAS versi 3.1.3 untuk kondisi aliran *steady* (tanpa pengaruh bangunan) dan *unsteady* (dengan pengaruh bangunan). Paket model HEC RAS adalah salah satu model yang dikeluarkan oleh U.S. Army Corps of Engineers River Analysis System (HEC-RAS) yang di susun oleh Hydrologic Engineering Center. Software ini memiliki kemampuan penggunaan : perhitungan jenis aliran *steady flow* dan *unsteady flow* satu dimensi, dan sedimen transport yang akan ditambahkan pada versi berikutnya (*new version*).

Pada software HEC-RAS ini, dapat ditelusuri kondisi air sungai dalam pengaruh hidrologi dan hidroliknya, serta penanganan sungai lebih lanjut sesuai kebutuhan. Dari hasil analisa tersebut dapat diketahui ketinggian muka air dan limpasan apabila kapasitas tampungan sungai tidak mencukupi.

Secara umum HEC-RAS dapat dipakai untuk menghitung aliran tunak berubah perlahan dengan penampang saluran prismatic atau non – prismatic, baik untuk aliran sub-kritis maupun super-kritis. Di samping itu HEC-RAS juga dapat dipakai untuk menghitung saluran gabungan (*compound channels*).

Umumnya pada beberapa lokasi di sungai atau saluran ada bangunan air seperti pilar jembatan, gorong-gorong, bendung dll. Kita sudah mengetahui bahwa aliran sungai di sekitar bangunan air mengalami perubahan dari aliran seragam, aliran berubah cepat dan aliran berubah perlahan dengan perubahan aliran tergantung dari kondisi sungai tersebut. Artinya bisa aliran dari seragam ke aliran berubah cepat, dari aliran berubah perlahan ke aliran berubah cepat, dari aliran berubah cepat ke aliran seragam atau aliran berubah perlahan yang kesemuanya ini tergantung dari situasi dan kondisi aliran sungai/saluran yang ditinjau.

Paket program HEC-RAS dapat menghitung profil muka air dengan proses iterasi dari data masukan yang sudah kita olah sesuai dengan kriteria dan standar yang diminta oleh paket program ini.

Sistem HEC-RAS meliputi tiga perhitungan analisa hidrolis satu dimensi yaitu :

- a. Perhitungan profil muka air *steady flow (steady flow water surface profile computation)*
- b. *Unsteady flow analysis*
- c. Analisa *movable boundary sediment transport*.

Element yang dibutuhkan untuk ke tiga perhitungan tersebut diatas adalah data geometri dan data hidrolis.

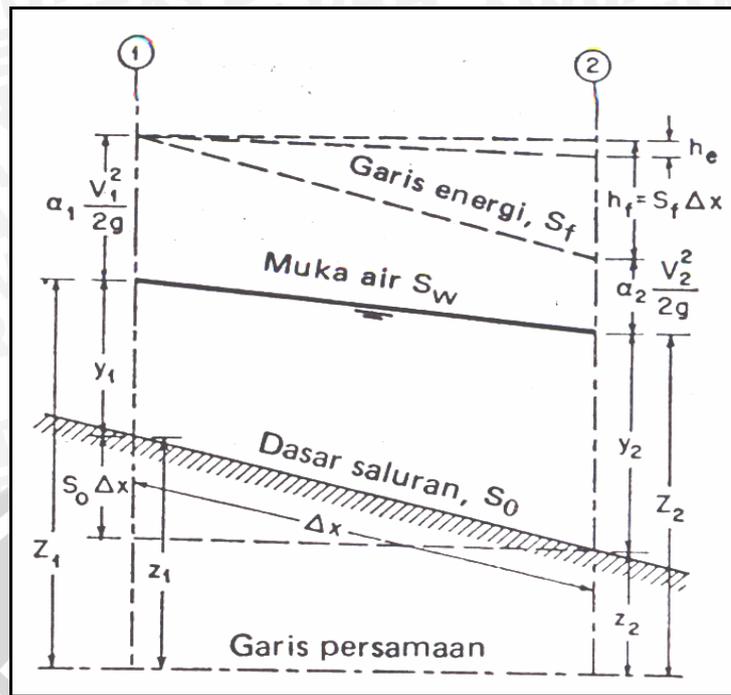
2.4.1. Persamaan Energi

Persamaan energi digunakan sebagai dasar perhitungan untuk aliran steady dalam saluran terbuka, diberikan oleh persamaan berikut ini :

$$h_1 + \alpha_1 \frac{U_1}{2g} + z_1 = h_2 + \frac{U_2^2}{2g} + z_2 + h_f + h_e \quad (2-44)$$

dengan :

- g = percepatan gravitasi (m³/dt)
- h_f = kehilangan tinggi akibat gesekan (m)
- h_e = kehilangan tinggi akibat perubahan penampang (m)
- U = kecepatan rerata (m/dt)
- α = koefisien distribusi kecepatan
- z = ketinggian air dari datum (m)
- h = kedalaman air (m)



Gambar 2.7. Energi dalam saluran terbuka

Sumber : Chow, 1997 : 239

2.4.2. Kehilangan Tinggi Energi

Kehilangan tinggi energi pada penampang sungai diakibatkan oleh gesekan dan perubahan penampang. Kehilangan akibat gesekan dievaluasi sebagai hasil dari kemiringan garis energi S_f dan panjang L , seperti terlihat pada persamaan berikut :

$$h_f = L \overline{S_f} \quad (2-45)$$

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (2-46)$$

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2-47)$$

dengan :

- h_f = kehilangan energi akibat gesekan (m)
- L = jarak antar sub bagian (m)
- S_f = kemiringan garis energi (*friction slope*)
- K = pengangkutan aliran tiap sub bagian
- Q = debit air (m^3/dt)

Adapun kehilangan tinggi energi akibat perubahan diakibatkan oleh dua kejadian, yaitu kontraksi dan ekspansi. Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat back water yang

disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran yang sangat curam sekali. Kehilangan tinggi energi akibat kontraksi dan ekspansi dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$h_c = C \left| \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \right| \quad (2-48)$$

dengan :

C = koefisien akibat kehilangan tinggi kontraksi dan ekspansi

Program ini mengasumsikan bahwa kontraksi terjadi jika kecepatan di hilir lebih tinggi jika dibandingkan dengan kecepatan di hulu, sedangkan ekspansi terjadi jika kecepatan di hilir lebih tinggi jika dibandingkan dengan kondisi di hulu.

2.4.3. Pengangkutan Aliran

Penentuan pengangkutan aliran total dan koefisien kecepatan untuk suatu penampang melintang mengharuskan aliran dibagi menjadi bagian-bagian dimana kecepatan tersebut akan didistribusikan secara merata. Pendekatan yang digunakan dalam program ini adalah membagi aliran di daerah pinggir sungai dengan menggunakan nilai kekasaran n sebagai dasar pembagian penampang melintang.

Pengangkutan aliran K_j dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$K_j = \frac{1,49}{n_j} \cdot A_j \cdot R_j^{2/3} \quad (\text{dalam satuan Inggris}) \quad (2-49)$$

$$K_j = \frac{1}{n_j} \cdot A_j \cdot R_j^{2/3} \quad (\text{dalam satuan Metrik}) \quad (2-50)$$

Dalam program ini penambahan pengangkutan di daerah pinggir sungai akan dijumlahkan untuk mendapatkan pengangkutan di bagian samping kanan dan kiri sungai. Pengangkutan di bagian utama saluran dihitung sebagai elemen pengangkutan tunggal, sedangkan pengangkutan total pada penampang melintang didapatkan dengan menjumlahkan pengangkutan di tiga bagian (kiri, tengah, dan kanan).

$$K_t = \sum_{j=1}^n K_j \quad (2-51)$$

dengan :

n = jumlah sub bagian pada suatu penampang melintang sungai

2.4.4. Koefisien Kekasaran

Aliran pada suatu penampang melintang tidak dibagi menjadi beberapa sub bagian, kecuali terjadi perubahan pada area saluran utama. Program ini akan menerapkan dalam perhitungan penampang melintang. Jika tidak dapat diterapkan, maka akan dihitung satu nilai kekasaran untuk seluruh bagian sungai. Untuk perhitungan n komposit, saluran utama dibagi menjadi beberapa bagian (n), dimana pada setiap sub bagian diketahui parameter basah P_i dan koefisien kekasarannya n_i .

$$n_c = \frac{\sum_{i=1}^n P_i n_i^{1.5}}{P}^{2/3} \quad (2-52)$$

dengan :

- n_c = koefisien kekasaran komposit
- P = parameter basah untuk saluran utama
- P_i = parameter basah untuk sub bagian ke- i
- n_i = koefisien kekasaran untuk sub bagian ke- i

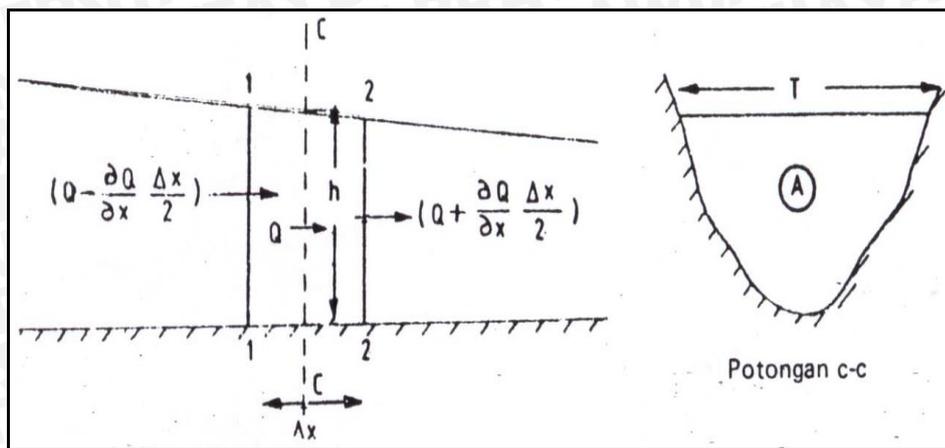
2.4.5. Persamaan Kontinuitas

Dasar persamaan kontinuitas *unsteady flow* pada saluran terbuka diturunkan pada persamaan berikut (Raju, Rangga, K.G, 1986 : 9) :

$$\frac{dQ}{dx} + \frac{dA}{dt} = 0 \quad (2-53)$$

dengan :

- Q = debit (m^3/dt)
- x = panjang pias (m)
- A = luas penampang (m^2)
- t = waktu (detik)



Gambar 2.8. Kontinuitas aliran tak tetap
 Sumber : Raju, Rangga, K.G, 1986 : 9

2.4.6. Persamaan Momentum

Persamaan momentum menyatakan bahwa pengaruh dari semua gaya luar terhadap volume kontrol dari cairan dalam setiap arah sama dengan besarnya perubahan momentum dalam arah tersebut (Raju, 1986 : 11) :

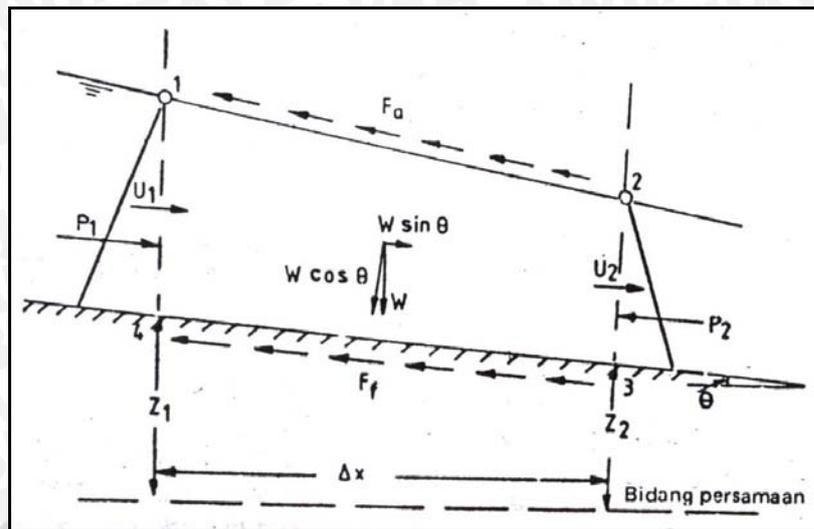
$$\sum F_x = \rho.Q.\Delta U \tag{2-54}$$

$$W \sin \theta + P_1 - P_2 - F_f - F_a = \rho.Q(U_2 - U_1) \tag{2-55}$$

dengan :

- P_1 dan P_2 = muatan hidrostatis pada potongan 1 dan 2
- W = berat volume kontrol
- θ = kemiringan dasar terhadap garis mendatar
- F_f = gesekan batas terhadap panjang Δx
- F_a = tahanan udara pada permukaan bebas





Gambar 2.9. Prinsip momentum pada saluran terbuka
Sumber : Raju, 1986 : 10

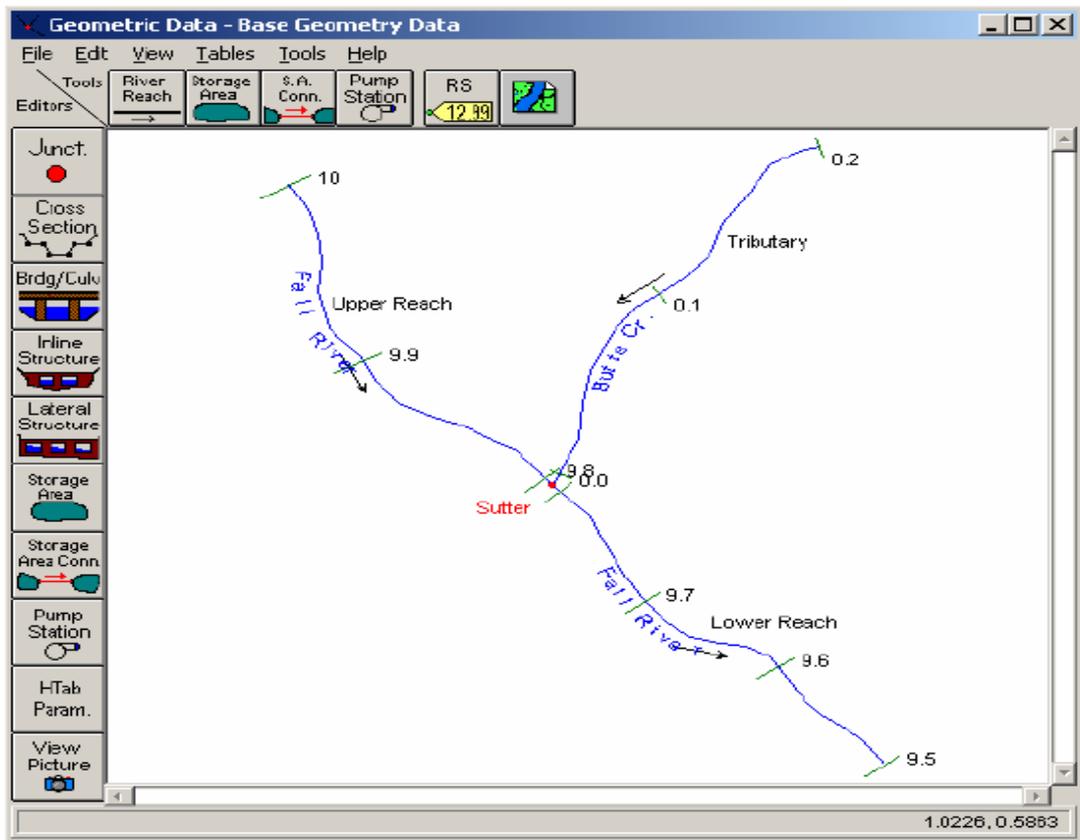
2.4.7. Geometri Data

Data utama yang dibutuhkan pada suatu sistem sungai antara lain data potongan melintang sungai, jarak antara potongan melintang (panjang jangkauan), koefisien kehilangan energi, dan data pada percabangan sungai.

2.4.7.1. Skema Sistem Sungai

Skema sungai menggambarkan berbagai variasi jangkauan sungai yang saling berhubungan. Pada program ini, skema sistem sungai merupakan data awal yang dibutuhkan sebelum data lain dimasukkan.

Setiap penampang sungai pada skema sistem sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi yang dapat berupa nama sungai dan nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada.



Gambar 2.10. Data geometri pada HEC-RAS

a. Koefisien Kekasaran Manning

Untuk menentukan angka kekasaran Manning dihitung berdasarkan kondisi sungai. Angka kekasaran Manning tersebut ditentukan berdasarkan rumus COWAN (Chow, 1997 : 96)

$$n = m (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (2-56)$$

dengan :

n_b = nilai dasar untuk saluran lurus, seragam dan alamiah menurut bahan-bahan alamiah yang dikandungnya

n_1 = nilai untuk koreksi efek ketidakteraturan permukaan

n_2 = nilai untuk variasi bentuk dan ukuran penampang saluran

n_3 = nilai untuk hambatan

n_4 = nilai untuk kondisi tetumbuhan dan aliran

m = faktor koreksi untuk belokan-belokan saluran

Tabel 2.8. Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Keadaan Saluran		Nilai-nilai	
Bahan pembentuk	Tanah	nb	0.020
	Batu pecah		0.025
	Kerikil Halus		0.024
	Kerikil Kasar		0.028
Derajat ketidakteraturan	Sangat kecil	n1	0.000
	Sedikit		0.005
	Sedang		0.010
	Besar		0.020
Variasi penampang melintang saluran	Bertahap	n2	0.000
	Kadang berganti		0.005
	Sering berganti		0.010-0.015
Efek relatif dari hambatan	Dapat diabaikan	n3	0.000
	Kecil		0.010-0.015
	Cukup		0.020-0.030
	Besar		0.040-0.050
Tetumbuhan	Rendah	n4	0.005-0.010
	Sedang		0.010-0.025
	Tinggi		0.025-0.050
	Sangat tinggi		0.050-0.100
Derajat kelokan	Kecil	m	1.000
	Cukup		1.150
	Besar		1.300

Sumber : Chow, 1997 : 98

b. Jarak jangkauan

Ukuran jarak antara potongan melintang diberikan dengan jarak jangkauan. Jarak jangkauan antar potongan melintang untuk saluran kiri, utama, dan kanan memiliki jarak yang sama pada sungai lurus. Namun ada beberapa kondisi dimana ketiga saluran tersebut memiliki jarak yang berbeda, misalnya pada belokan sungai.

c. Koefisien Kontraksi dan Ekspansi

Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat back water yang disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran yang sangat curam sekali. Angka koefisien kontraksi dan ekspansi yang digunakan pada studi ini adalah angka koefisien untuk aliran subkritis dengan kondisi berubah berangsur-angsur (*gradual transition*) yaitu sebesar 0,1 dan 0,3.

Tabel 2.9. Koefisien Kontraksi dan Ekspansi untuk aliran Subkritis

Kondisi	Kontraksi	Ekspansi
<i>No Transition Loss Computed</i>	0.0	0.0
<i>Gradual Transitions</i>	0.1	0.3
<i>Typical Bridge Section</i>	0.2	0.5
<i>Abrupt Transitions</i>	0.3	0.8

2.4.7.2. Data Aliran Tetap (*Steady Flow*)

Data aliran ini diberikan untuk menampilkan perhitungan profil muka air. Data aliran ini terdiri dari : kondisi batas dan informasi debit puncak.

a. Kondisi Batas (*Boundary Condition*)

Kondisi batas diperlukan untuk menetapkan permukaan air pada akhir dari sistem sungai (hulu dan hilir). Terdapat empat macam kondisi batas :

1. Elevasi muka air yang diketahui

Kondisi batasnya merupakan elevasi muka air yang diketahui untuk setiap potongan melintang yang akan dihitung.

2. Kedalaman kritis

Jika kondisi batas ini yang dipilih, maka program akan menghitung kedalaman kritis untuk setiap potongan melintang dengan sendirinya dan akan menggunakannya sebagai kondisi batas.

3. Kedalaman normal

Untuk tipe kondisi batas ini, harus diketahui energi kemiringan yang akan digunakan pada perhitungan kedalaman kritis (menggunakan persamaan Manning). Pada umumnya energi kemiringan didapat dengan pendekatan rata-rata kemiringan saluran atau rata-rata kemiringan muka air pada penampang potongan melintang sungai.

4. Rating kurva

Kondisi batas yang digunakan adalah kurva hubungan antara debit dengan elevasi. Untuk setiap penampang melintang elevasi diperoleh dengan cara menginterpolasi dari rating kurva dengan memasukkan besarnya debit.

b. Informasi Debit Puncak

Informasi debit ini digunakan untuk menghitung profil muka air. Data debit yang dimasukkan mulai dari daerah hulu sampai daerah hilir untuk setiap jangkauan. Nilai

debit yang dimasukkan pada bagian hulu diasumsi akan konstan untuk penampang berikutnya kecuali nilai debit berubah untuk penampang tertentu.

2.4.7.3. Data Aliran Tak Tetap (Unsteady Flow)

Data aliran ini diberikan untuk menampilkan perhitungan profil muka air. Data aliran tak tetap ini terdiri dari : kondisi batas (*boundary conditions*) dan kondisi awal (*initial conditions*).

a. Kondisi Batas (*Boundary Condition*)

Kondisi batas diperlukan untuk menetapkan permukaan air pada akhir dari sistem sungai (bagian hulu dan hilir). Terdapat beberapa macam kondisi batas yang digunakan dalam analisa ini yaitu :

1. *Flow Hydrograph*

Kondisi batas ini dapat digunakan untuk dua kondisi baik kondisi batas hulu maupun kondisi batas hilir, akan tetapi pada umumnya digunakan kondisi batas hulu. Data yang dimasukkan berupa data debit.

2. *Stage Hydrograph*

Kondisi batas ini dapat digunakan untuk dua kondisi baik kondisi batas hulu maupun kondisi batas hilir. Data yang dimasukkan berupa data tinggi muka air.

3. *Lateral Inflow Hydrograph*

Hidrograf aliran lateral digunakan untuk kondisi batas internal. Kondisi batas ini dapat digunakan sebagai informasi adanya perubahan debit pada titik tertentu, yaitu dengan memasukkan hidrograf aliran lateral tepat pada bagian hulu sebelum aliran masuk.

b. Kondisi Awal (*Initial Conditions*)

Sebagai tambahan untuk kondisi batas, kita harus menetapkan suatu kondisi awal dari sistem pada saat akan memulai simulasi perhitungan unsteady flow. Kondisi awal terdiri atas informasi data aliran dan dalam versi ini kita hanya perlu memasukkan satu aliran untuk semua jangkauan (*reach*).

2.5. Sistem Pengendalian Banjir

2.5.1. Umum

Banjir merupakan suatu peristiwa meluapnya air dari badan sungai yang diakibatkan oleh kelebihan limpasan sehingga sungai tidak dapat lagi menampung seluruh air yang datang. Pengurangan kerugian akibat banjir dapat dilakukan jika penyebab banjir telah diketahui. Beberapa penyebab banjir antara lain dapat berupa :

- a. Intensitas curah hujan yang tinggi, sehingga kapasitas sungai tidak mampu lagi menampung debit dari air hujan tersebut.
- b. Adanya pertemuan anak-anak sungai dengan sungai utama.
- c. Morfologi sungai yang berkelok-kelok mengakibatkan air sungai tidak dapat segera mengalir ke hilir.
- d. Lokasi daerah aliran sungai yang terletak di daerah cekungan.
- e. Faktor kerusakan lingkungan, misalnya penggundulan hutan di daerah hulu, yang berfungsi sebagai daerah resapan air.

Upaya pengendalian banjir (*flood control*) untuk mengurangi pengaruh air yang berlebihan pada sungai tersebut dapat dilakukan dengan beberapa metode di bawah ini :

- a. Pengurangan puncak banjir dengan waduk (*retarding basin*).
- b. Pengurangan aliran dalam suatu alur yang ditetapkan dengan tanggul, dinding penahan (*parafet*) banjir, atau suatu aliran tertutup.
- c. Penurunan muka air banjir dengan perbaikan alur sungai.
- d. Pengaliran air banjir melalui saluran banjir (*floodway*) ke dalam alur sungai lain atau bahkan DAS lain.

Namun, untuk menentukan suatu metode yang sesuai untuk suatu jenis pengendalian banjir harus disesuaikan dengan lokasi dan sifat dari banjir yang terjadi. Sebagaimana halnya dengan banjir di bagian hulu biasanya arus banjirnya deras, daya gerusnya besar, tetapi durasinya pendek. Sedangkan di bagian hilir arusnya tidak deras (karena landai) tetapi durasi banjirnya panjang. (Sosrodarsono, 1985 : 384). Agar penanggulangan banjir dapat dilaksanakan secara efektif maka penyebab banjir dan kondisi di sepanjang sungai harus dipelajari dengan seksama supaya metode yang diterapkan sesuai.

2.5.2. Perbaikan Alur Sungai

Perencanaan perbaikan alur sungai adalah untuk menetapkan beberapa karakteristik alur sungai yaitu formasi trase alur sungai, formasi penampang sungai (lebar rencana sungai, bentuk rencana penampang sungai), kemiringan memanjang sungai dan rencana penempatan bangunan-bangunan sungai (Sosrodarsono, 1985 : 328).

a. Debit banjir rencana

Debit banjir (Q_0) dapat dihitung menggunakan beberapa metode yang ada, seperti menggunakan Hidrograf Satuan Sintesis dan *Flood Routing*. Selanjutnya untuk memperoleh debit banjir rencana (Q_p), maka debit banjir hasil perhitungan ditambahkan dengan kandungan sedimen yang terdapat dalam aliran sebesar 10%, sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$Q_p = 1,1.Q_0 \quad (2-57)$$

Dalam perhitungan tersebut, kecepatan aliran banjir dianggap konstan, walaupun konsentrasi sedimennya tinggi.

b. Lebar rencana sungai

Seandainya lebar sungai diperkecil, maka kemungkinan terjadinya limpasan atau jebolnya tanggul akan semakin besar, karena daya tampung sungai akan berkurang. Disamping itu kemungkinan dapat terjadi penurunan dasar sungai yang membahayakan pondasi bangunan-bangunan sungai, mengingat sungai yang semakin dalam mempunyai daya tarik yang semakin besar. Sebaliknya apabila lebar sungai diperbesar, maka lintasan aliran air sungai semakin tidak teratur, sehingga lintasan aliran banjir tidak dapat dipastikan. Berdasarkan hal-hal tersebut, maka penentuan lebar rencana sungai adalah merupakan salah satu tahap perencanaan perbaikan dan pengaturan sungai yang paling penting.

Rumus Altunin's, mengemukakan pengaruh dari lebar sungai (B) pada rentang belokan tergantung pada besarnya debit aliran (Q) dan slope (I) pada bagian belokan tersebut, rumusan dari Altunin ini umumnya sesuai dan dapat diterapkan pada kebanyakan sungai.

$$B = \frac{AQ^{0,5}}{I^{0,2}} \quad (2-58)$$

dengan :

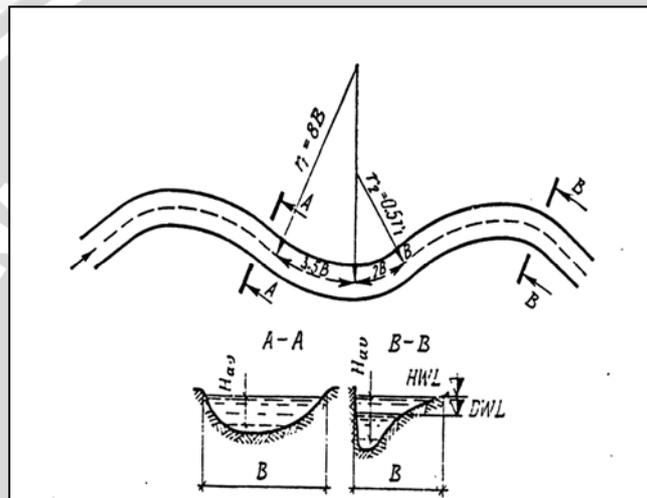
A = koefisien, untuk arus deras A : 0,7-0,9

untuk arus rendah dengan dasar berupa pasir dan tanah liat A = 1,1-1,7

Menurut S.T. Altunin, dasar sungai yang stabil adalah seperti diperlihatkan pada gambar meander sungai berikut (gambar 2.11). Kestabilan sungai dibentuk berdasarkan kurva dengan radius yang bervariasi berdasarkan lebar penampang sungainya, yaitu :

$$r_{\max} \geq 8B \quad (2-59)$$

$$r_{\min} \geq 4,5B \quad (2-60)$$



Gambar 2.11. Alinyemen suatu sungai yang stabil

Sumber : Kolykhatov, V : Hydraulic Structures Vol. 2 : 222-223

c. Bentuk penampang sungai

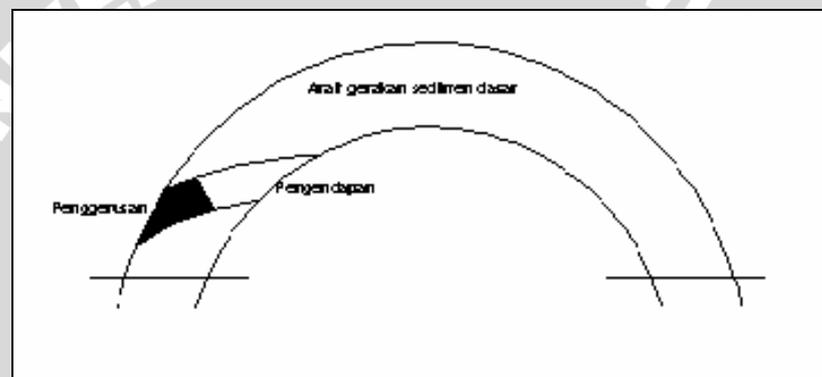
Dimensi penampang melintang didasarkan atas besarnya debit banjir maksimum yang direncanakan. Bentuk penampang sungai yang digunakan pada studi ini adalah penampang berbentuk trapesium, karena mudah dalam pelaksanaannya juga akan memberikan efisiensi yang cukup tinggi dalam mengalirkan debit.

d. Kemiringan memanjang

Sebaiknya kemiringan dasar sungai di daerah kipas pengendapan tidak perlu dirubah. Walaupun harus diadakan perubahan seyogyanya tidak dilaksanakan secara drastis, tetapi sedikit demi sedikit. Selanjutnya apabila secara mendadak kemiringan dasar sungai menjadi lebih landai, maka pada titik transisinya (TB) terjadi proses pengendapan dan tentulah akan diikuti dengan penyempitan penampang basah sungai

serta di waktu banjir dapat terjadi luapan-luapan yang dapat menimbulkan genangan-genangan di sekitar lokasi tersebut. (Sosrodarsono, 1985 : 332).

Pada umumnya meander sungai akan mempunyai kemiringan dasar yang sangat landai. Dasar sungai pada sisi luar belokan umumnya akan lebih dalam karena adanya kecepatan yang lebih besar pada sisi luar belokan tersebut. Besarnya kecepatan arus melintang ini bekisar antara 10-15% dari kecepatan pada arah utama aliran, dengan ciri bahwa di dekat permukaan arus melintang bergerak ke arah belokan luar dan di dekat dasar arus tersebut bergerak ke arah belokan dalam. Dengan demikian akan mudah dipahami bahwa pada sungai yang bermeander, gerusan akan terjadi pada sisi luar belokan dan pengendapan akan terjadi pada sisi dalam belokan. (Legono, Djoko, 1988:35)



Gambar 2.12. Kondisi alur sungai pada belokan

Sumber : Suprijanto, Heri : Diktat Kuliah

e. Perhitungan kecepatan maksimum di belokan

$$V_0 = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2-61)$$

Dari grafik 2.13 dan 2.14 diperoleh :

$$\Delta x 10^2 \text{ dan } \frac{2x}{B} = a, \text{ sehingga}$$

$$\frac{V_b}{V_0} = a \quad (2-62)$$

dengan :

V_b = Kecepatan maksimum pada belokan luar

V_0 = Kecepatan pada bagian sungai yang lurus

a = Dari grafik 2.13 dan 2.14

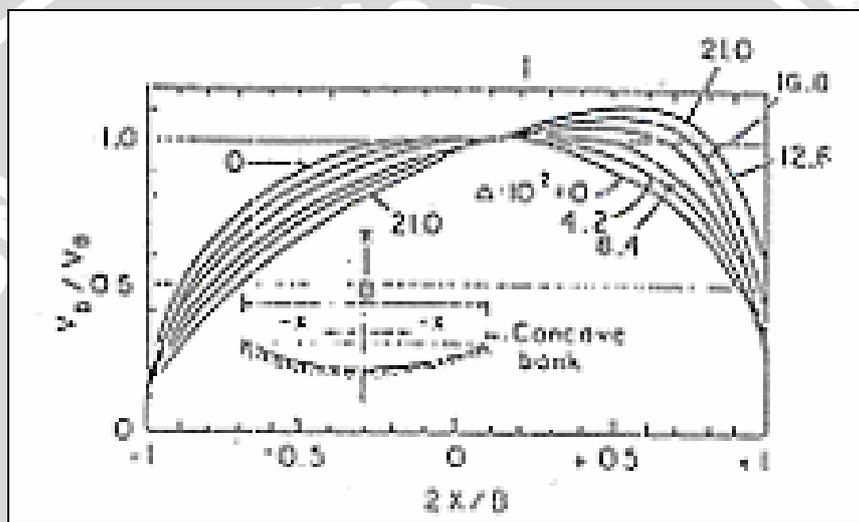
Tegangan geser merupakan fungsi kuadrat dari kecepatan

$$\frac{\tau_b}{\tau_o} = \frac{Vb^2}{Vo^2} \tag{2-63}$$

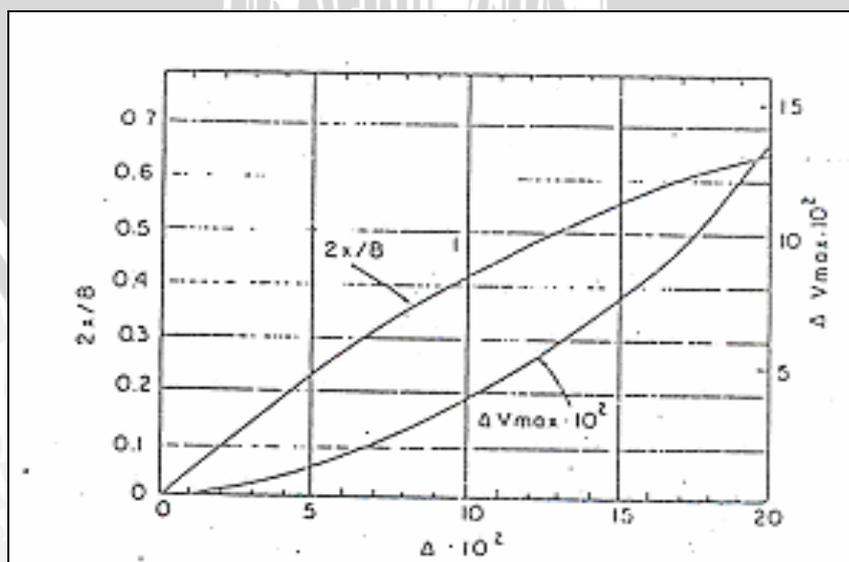
dengan :

- τ_b = Tegangan geser pada belokan luar
- τ_o = Tegangan geser pada bagian sungai yang lurus

Jika kecepatan dan tegangan geser pada belokan luar mengalami peningkatan, maka akan terjadi gerusan. (Legono, Djoko, 1988:40)



Gambar 2.13. Grafik koefisien kecepatan (a) pada belokan luar
 Sumber : Legono, Djoko : Teknik Sungai :38



Gambar 2.14. Grafik koefisien kecepatan (b) pada belokan luar
 Sumber : Legono, Djoko : Teknik Sungai :38

f. Metode perhitungan kedalaman gerusan pada penampang sungai

Metode ini berasumsi bahwa gerusan terjadi pada bagian melintang sungai sampai kecepatan rata-rata berkurang atau menjadi kecil dan tidak menimbulkan perpindahan material dasar pada dasar sungai. Metode ini memberi batas maksimum untuk gerusan eksisting pada kedalaman yang terjadi pada penampang melintang sungai.

Rumus kecepatan pada belokan (V_b) berhubungan dengan kecepatan geser (*shear velocity*). Pertambahan kedalaman gerusan pada penampang sungai dipengaruhi oleh pertambahan kedalaman dan kecepatan yang mempengaruhinya (V_o). Kecepatan rata-rata aliran (V_o) ditentukan oleh kekasaran material pada dasar maupun tebing sungai. Hubungan antara kecepatan pada belokan (V_b), kecepatan rata-rata (V_o), kedalaman muka air, dan kedalaman gerusan dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$d_s = H \left(\frac{V_b}{V_o} - 1 \right) \quad (2-64)$$

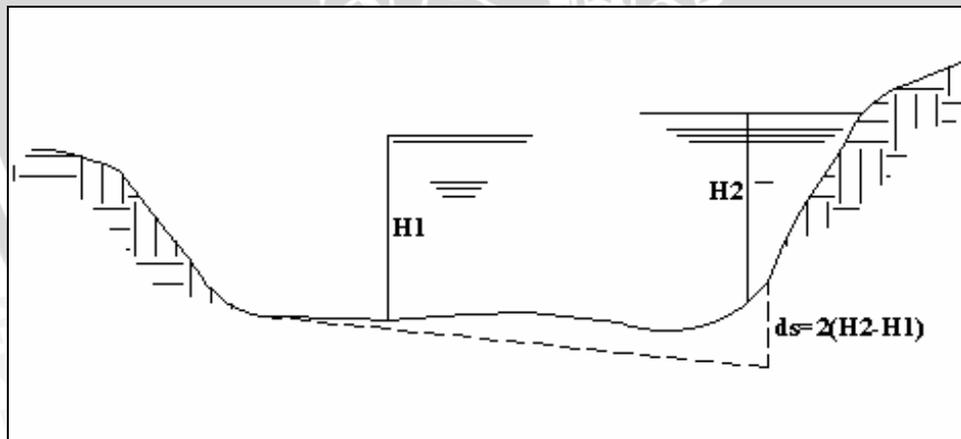
dengan :

d_s = Kedalaman gerusan (m)

H = Kedalaman aliran (m)

V_b = Kecepatan rata-rata pada belokan (m/dt)

V_o = Kecepatan yang sesuai dengan material dasar (m/dt)



Gambar 2.15. Penentuan kedalaman gerusan dengan mempertimbangkan koefisien kekasaran pada tebing dan dasar sungai

Sumber: *Computing degradation and local Scour* (USBR) : 39

Perhitungan kedalaman gerusan dengan mempertimbangkan nilai koefisien kekasaran pada tebing dan dasar sungai :

$$d_s = 2(H_2 - H_1) \quad (2-65)$$

dengan :

d_s = Kedalaman gerusan (m)

H_2 = Kedalaman muka air dengan nilai n pada tebing sungai (m)

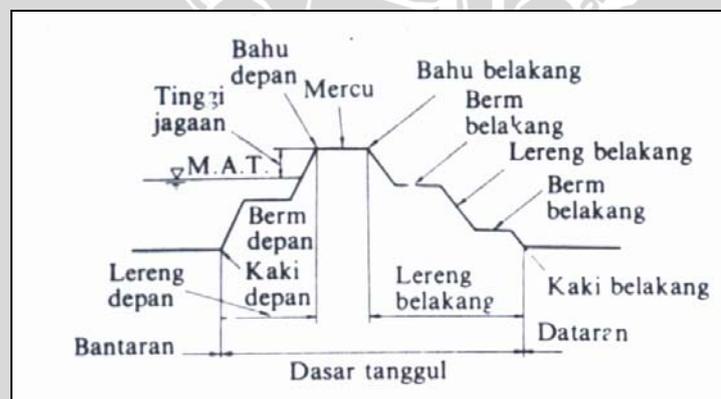
H_1 = Kedalaman muka air dengan nilai n pada dasar sungai (m)

2.5.3. Tanggul

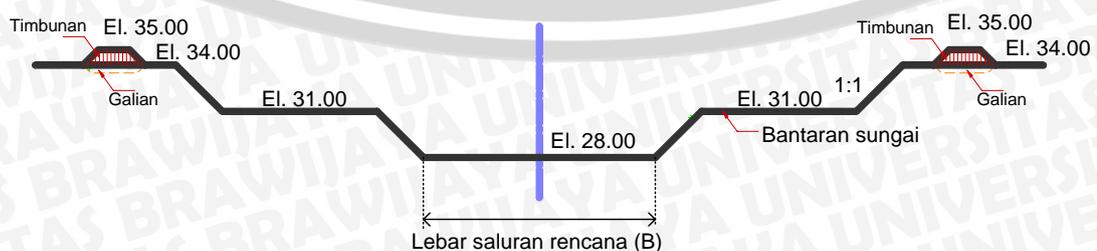
Tanggul disepanjang sungai adalah salah satu bangunan yang paling utama dan paling penting dalam usaha melindungi kehidupan dan harta benda masyarakat terhadap genangan-genangan yang disebabkan oleh banjir. Tanggul dibangun dengan konstruksi menerus yang sangat panjang serta membutuhkan bahan urugan yang volumenya sangat besar. (Sosrodarsono, 1985 : 83)

Bahan urugan untuk tanggul haruslah merupakan bahan yang sangat mudah penggarapannya dan setelah menjadi tanggul mudah untuk menyesuaikan diri dengan kemungkinan yang tidak rata. Oleh karena itu, biasanya tanggul dibuat dari bahan tanah. Tanah merupakan bahan bangunan yang sangat stabil dan tidak akan rusak dalam waktu yang lama. Apabila di beberapa tempat terjadi kerusakan tanggul, perbaikannya sangat mudah dan cepat menggunakan tanah yang tersedia di sekitar lokasi kerusakan.

Jenis tanggul yang direncanakan untuk pengendalian banjir.



Gambar 2.16. Bagian-bagian tanggul



Gambar 2.17. Tipe tanggul tanah

a. Ketinggian tanggul dan tinggi jagaan

Tinggi tanggul akan ditentukan berdasarkan tinggi muka air rencana pada kala ulang 25 tahun dengan penambahan jagaan yang diperlukan. *Jagaan* adalah tinggi tambahan dari tinggi muka air rencana dimana air tidak diijinkan melimpah. Tabel di bawah ini memperlihatkan standar hubungan antara besarnya debit banjir rencana dengan tinggi jagaan yang disarankan.

Tabel 2.10. Hubungan antara Debit Banjir Rencana dengan Tinggi Jagaan

No	Debit Banjir Rencana (m ³ /dt)	Jagaan (m)
1	Kurang dari 200	0.6
2	200-500	0.8
3	500-2000	1.0
4	2000-5000	1.2
5	5000-10000	1.5
6	10000 atau lebih	2.0

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 1985:87

b. Lebar mercu tanggul

Pada daerah yang padat dimana perolehan areal tanah untuk tempat kedudukan tanggul sukar untuk didapatkan sangat sukar dan mahal, pembangunan tanggul dengan mercu yang tidak lebar dan dengan lerengnya yang agak curam kelihatannya cukup memadai, khususnya apabila hanya ditinjau dari segi stabilitas tanggulnya. Akan tetapi mercu yang cukup lebar (3 – 7 m) biasanya diperlukan apabila ditinjau dari keperluan untuk perondaan di waktu banjir dan sebagai jalan-jalan inspeksi serta logistik untuk pemeliharaan tanggul. Berikut merupakan lebar standar mercu tanggul berdasarkan debit banjir rencana.

Tabel 2.11. Lebar Standar Mercu Tanggul

No	Debit Banjir Rencana (m ³ /dt)	Lebar Mercu (m)
1	Kurang dari 500	3.0
2	500-2000	4.0
3	2000-5000	5.0
4	5000-10000	6.0
5	10000 atau lebih	7.0

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 1985:88

c. Kemiringan lereng tanggul

Penentuan kemiringan lereng tanggul merupakan tahapan yang paling penting dalam perencanaan tanggul dan sangat erat kaitannya dengan infiltrasi air dalam tubuh tanggul serta karakteristik mekanika tanah tubuh tanggul tersebut. Dalam keadaan biasa

tanpa perkuatan lereng, tanggul direncanakan dengan kemiringan 1 : 2 atau lebih kecil. Berm dan elevasi kemiringan talud dasar mempunyai hubungan yang sangat erat satu sama lain dan keduanya harus ditentukan melalui pengujian terhadap bahan badan tanggul, durasi banjir, stabilitas terhadap kebocoran dari air tinggi dan pondasi *subsoil* dari pada tanggul tersebut. Hal tersebut dapat ditunjukkan sebagai berikut :

- Berm harus disediakan tiap 3 – 5 m dari puncak pada sisi bagian air bila tinggi tanggul 6 m atau lebih, dan tiap-tiap dari sampai 3 m dari puncak pada sisi bagian tanah bila tinggi tanggul 4 m atau lebih.
- Lebar 3 m atau lebih. Miring talud tanggul harus merupakan kemiringan landai bandingan 1:2 atau lebih, namun hal itu tidak perlu bila alud permukaan dilapisi dengan beton atau bahan serupa.

d. Bahan tanah urugan tanggul

Bahan utama untuk pembangunan tanggul adalah tanah dan karakteristik bahan tanah tersebut merupakan faktor penting dalam penentuan bentuk penampang lintang tanggul. Pada hakikatnya tanah yang baik untuk tanggul adalah bahan tanah yang mempunyai sifat-sifat antara lain kekedapannya tinggi, nilai kohesinya tinggi, dalam keadaan jenuh air sudut geser dalamnya cukup tinggi, pekat dan angka porinya rendah. Memperhatikan hal-hal tersebut di atas, maka tanah yang terdiri dari campuran pasir dan lempung dengan proporsi $\pm 1/3$ bagian pasir dan $\pm 2/3$ bagian lempung, merupakan bahan tanggul yang cukup memadai, ditinjau dari segi baik mekanika tanah maupun pelaksanaan pembangunannya.

Bahan yang sangat cocok untuk pembangunan tanggul adalah tanah dengan karakteristik sebagai berikut (Sosrodarsono, Suyono, 1985: 90) :

- Dalam keadaan jenuh air mampu bertahan terhadap gejala gelincir dan longsor.
- Pada waktu banjir yang lama tidak rembes atau bocor.
- Penggalian, transportasi dan pematatannya mudah.
- Tidak terjadi retak-retak yang membahayakan kestabilan tubuh tanggul.
- Bebas dari bahan-bahan organis, seperti akar-akaran, pohon-pohonan dan rumput-rumputan.

Kekurangan atau kelebihan dari setiap bahan tanah untuk urugan tubuh tanggul sebelumnya haruslah dianalisa secara teliti dengan memperhatikan hal-hal yang penting antara lain kekedapannya dan kemudian pengerjaannya.

Akan tetapi amatlah sukar untuk memperoleh bahan tanah dengan kualitas yang baik untuk tanggul yang sangat panjang dari lokasi yang berlainan yang berdekatan

dengan trase tanggul yang akan dibangun. Sedangkan pengambilannya dari lokasi yang sama, tetapi jaraknya jauh akan meningkatkan biaya transportasinya. Jadi tidaklah dapat dihindarkan pengambilan bahan tanah dari lokasi di sekitar tanggul, walaupun dengan resiko kualitasnya kurang memenuhi persyaratan. Dalam keadaan demikian, biasanya bahan yang kurang baik dipergunakan untuk urugan bagian dalam tubuh tanggul, sedangkan untuk bagian luarnya dipergunakan bahan yang lebih baik kualitasnya.

2.5.4. Sempadan Sungai

Dalam mewujudkan pemanfaatan sungai serta mengendalikan daya rusak sungai, perlu ditentukan garis sempadan sungai yaitu garis batas perlindungan sungai. Garis sempadan sungai ini akan menjadi acuan pokok dalam kegiatan pemanfaatan dan perlindungan sungai serta pengembangan permukiman di wilayah sekitar sungai.

Dalam penentuan garis sempadan sungai, ada tiga aspek penting yang harus dipertimbangkan, antara lain :

1. Aspek Legal/Hukum
2. Aspek Teknis
3. Aspek Sosial

Selain mempertimbangkan ketiga aspek di atas , perencanaan sempadan sungai ini juga harus berpedoman pada :

1. UU No.7 tahun 2004 tentang Sumber Daya Air
2. PP No. 35 Tahun 1991 tentang Sungai
3. Keppres No. 32 Tahun 1990 tentang pengelolaan Kawasan Lindung
4. Permen No. 63/KPR/1993 tentang Garis Sempadan Sungai, Daerah Manfaat Sungai dan Bekas Sungai.

Dalam UU No. 7 Tahun 2004 tentang Sumber Daya Air, dinyatakan bahwa sungai merupakan salah satu bentuk air permukaan yang harus dikelola secara menyeluruh, terpadu berwawasan lingkungan hidup dengan mewujudkan kemanfaatan sumber daya air yang berkelanjutan untuk sebesar-besarnya kemakmuran rakyat. Dengan demikian sungai harus dilindungi dan dijaga kelestariannya, ditingkatkan fungsi dan kemanfaatannya, dan dikendalikan daya rusaknya terhadap lingkungan.

Sedangkan dalam Permen No. 63/KPR/1993 ini dijelaskan tentang pengertian dan ketentuan garis sempadan sungai. Garis sempadan sungai adalah garis batas luar pengamanan sungai. Penetapan garis sempadan sungai dimaksudkan sebagai upaya agar kegiatan perlindungan, penggunaan dan pengendalian atas sumber daya yang ada pada sungai termasuk danau dan waduk dapat dilaksanakan sesuai dengan tujuannya.

Kriteria penetapan garis sempadan sungai terdiri dari :

1. Sungai bertanggung di luar kawasan perkotaan.
2. Sungai bertanggung di dalam kawasan perkotaan.
3. Sungai tidak bertanggung di luar kawasan perkotaan.
4. Sungai tidak bertanggung di dalam kawasan perkotaan.

Berdasarkan kriteria di atas penetapan garis sempadan sungai ditentukan sebagai berikut :

1. Penetapan garis sempadan sungai bertanggung ditetapkan sebagai berikut :
 - a. Garis sempadan sungai bertanggung di luar kawasan perkotaan ditetapkan sekurang-kurangnya 5 (lima) meter di sebelah luar sepanjang kaki tanggul.
 - b. Garis sempadan sungai bertanggung di dalam kawasan perkotaan ditetapkan sekurang-kurangnya 3 (tiga) meter di sebelah luar sepanjang kaki tanggul.
2. Penetapan garis sempadan sungai tidak bertanggung di luar kawasan perkotaan.
 - a. Sungai besar yaitu sungai yang mempunyai daerah pengaliran sungai seluas 500 (lima ratus) km² atau lebih.
 - b. Sungai kecil yaitu sungai yang mempunyai daerah pengaliran sungai seluas kurang dari 500 (lima ratus) km².



Gambar 2.18. Potongan melintang sempadan sungai

2.6. Stabilitas Tanggul

2.6.1. Daya Dukung Tanah

Tanah selalu mempunyai peranan penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Bahan tanah urugan untuk tanggul dapat memanfaatkan tanah-tanah sekitar bantaran sungai-sungai yang akan dibangun tanggul, yang pada umumnya berupa lempung kelanauan dengan plastisitas tinggi. Beberapa parameter tanah yang dibutuhkan untuk menghitung daya dukung dan kestabilan lereng antara lain berat isi tanah, kohesi, dan sudut geser dalam.

Untuk menghitung daya dukung tanah digunakan rumus Terzaghi :

$$q_{ur} = c.N_c + \gamma.D_f.N_q + 1/2\gamma.B.N_\gamma \quad (2-66)$$

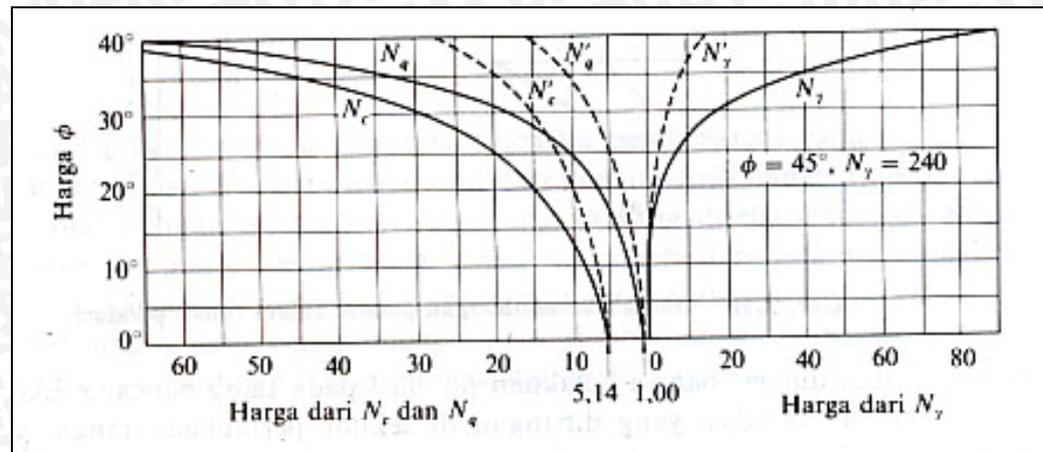
dengan :

γ = berat isi

c = kohesi tanah

N_c, N_q, N_γ = fungsi yang tergantung dari sudut geser dalam dari tanah tersebut

Rumus dia atas digunakan untuk pasir padat kerakal, dan lempung keras. Untuk dimana keadaan tanah pondasi adalah pasir lepas atau lempung kelanauan, maka sebagai pengganti N_c , N_q , dan N_γ pada persamaan (2-66) digunakan N_c' , N_q' , dan N_γ' , karena nilai c dan ϕ pada keadaan ini adalah lebih kecil dari yang tersebut di atas. (Sosrodarsono, 2000:32).



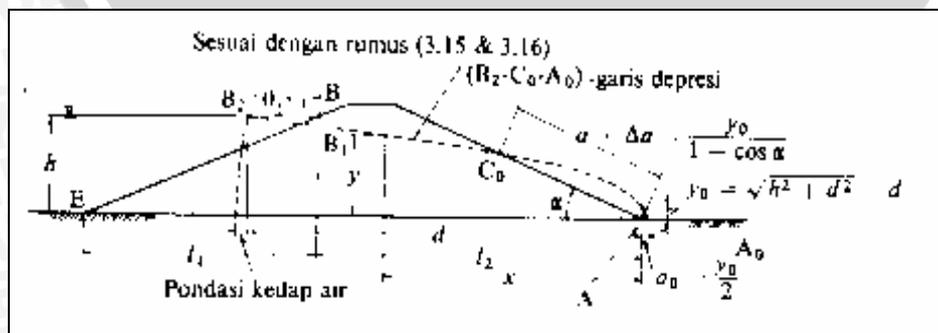
Gambar 2.19. Koefisien kapasitas daya dukung

Tabel 2.12. Koefisien daya dukung dari Terzaghi

ϕ°	N_c	N_q	N_y	N_c'	N_q'	N_y'
0	5.71	1.00	0.00	3.81	1.00	0.00
5	7.32	1.64	0.00	4.48	1.39	0.00
10	9.64	2.70	1.20	5.34	1.94	0.00
15	12.80	4.44	2.40	6.46	2.73	1.20
20	17.70	7.43	4.60	7.90	3.88	2.00
25	25.10	12.70	9.20	9.86	5.60	3.30
30	37.20	22.50	20.00	12.70	8.32	5.40
35	57.80	41.40	44.00	16.80	12.80	9.60
40	95.60	81.20	114.00	23.20	20.50	19.10
45	172.00	173.00	320.00	34.10	35.10	27.00

2.6.2. Formasi Garis Depresi

Bila terdapat aliran rembesan di dalam tubuh tanggul, maka untuk menganalisa aliran rembesan diperlukan suatu formasi garis depresi dengan menggunakan metode Casagrande. (Sosrodarsono, 1981 :156)



Gambar 2.20. Garis depresi pada bendungan homogen (sesuai dengan garis parabola)

Pada gambar tumit hilir lereng dianggap sebagai titik permulaan koordinat dengan sumbu-sumbu x dan y, maka garis depresi diperoleh dengan persamaan parabola bentuk dasar sebagai berikut :

$$L_1 = \frac{(H_o + H_f)}{\tan \alpha} \quad (2-67)$$

$$L_2 = B + L_1 \quad (2-68)$$

$$d = 0,3 L_1 + L_2 \quad (2-69)$$

$$a + \Delta a = \frac{Y_o}{1 - \cos \alpha} \quad (2-70)$$

$$x = \frac{y^2 - y_o^2}{2 y_o} \quad (2-71)$$

$$y = \sqrt{2yox + yo^2} \quad (2-72)$$

$$yo = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2-73)$$

dengan :

h = jarak vertikal antara titik A dan B

d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A

l₁ = jarak horisontal antara titik B dan E

l₂ = jarak horisontal antara titik B dan A

A = ujung tumit hilir bendungan

B = titik perpotongan antara muka air waduk dan lereng udik bendungan

A₁ = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis

B₂ = vertikal melalui titik B

titik yang terletak sejauh 0,3 l, horisontal ke arah udik dari titik B

2.6.3. Stabilitas Lereng Tanggul dengan Program Geoslope Versi Study

Runtuhnya suatu tanggul biasanya dimulai dengan terjadinya longsoran, baik di lereng bagian dalam maupun di bagian luar. Sehingga dalam perencanaan lereng tanggul perlu dilakukan pengujian stabilitas sehingga didapatkan lereng yang stabil.

Ada beberapa metode yang dapat digunakan untuk pengujian stabilitas lereng, antara lain metode irisan Bishop. Dalam studi ini analisa stabilitas lereng dilakukan dengan metode irisan bidang luncur menurut metode Bishop dengan menggunakan program Geoslope Versi Study.

Dalam metode ini, permukaan runtuh potensial pada potongan diasumsikan berbentuk busur lingkaran dengan pusat O dan jari-jari r. Massa tanah (ABCD) di atas permukaan runtuh coba-coba (AC) dibagi oleh bidang-bidang vertikal menjadi sejumlah irisan dengan lebar b, seperti diperlihatkan pada gambar 2.17. Dasar dari setiap irisan diasumsikan sebagai garis lurus. Untuk setiap irisan, sudut yang dibentuk oleh dasar irisan dan sumbu horisontal adalah α dan tingginya, yang diukur pada garis sumbu adalah h. Faktor keamanan didefinisikan sebagai rasio kekuatan geser yang ada (τ_f) terhadap kekuatan geser (τ_m) yang harus dikerahkan untuk mempertahankan syarat batas keseimbangan, yaitu

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (2-74)$$

Gaya (per satuan ukuran yang tegak lurus terhadap potongan) yang bekerja pada irisan adalah :

1. Berat total irisan, $W = \gamma bh$ (γ_{sat} bila diperlukan).
2. Gaya normal total pada dasar, N (sama dengan σl). Umumnya, gaya ini memiliki dua batas komponen, yaitu gaya normal efektif N' (sama dengan $\sigma' l$) dan gaya air batas U (*boundary water force*), (sama dengan ul), dimana u adalah tekanan air pori pada pusat dasar dan l adalah panjang dasar.
3. Gaya geser pada dasar, $T = \tau_m l$.
4. Gaya normal total pada sisi-sisi E_1 dan E_2 .
5. Gaya geser pada sisi-sisi, x_1 dan x_2 .

Setiap gaya luar harus diperhitungkan dalam analisis.

Dengan meninjau momen terhadap O, maka jumlah momen akibat gaya-gaya geser T pada busur keruntuhan AC harus sama dengan momen akibat berat massa tanah ABCD. Untuk setiap irisan, lengan momen W adalah $r \sin \alpha$, sehingga

$$\sum Tr = \sum Wr \sin \alpha \quad (2-75)$$

$$\therefore F = \frac{\sum \tau_f l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2-76)$$

Penyelesaian Penyederhanaan menurut Bishop

Dalam penyelesaian ini diasumsikan bahwa resultan gaya pada sisi irisan adalah horisontal, yaitu

$$x_1 - x_2 = 0 \quad (2-77)$$

untuk keseimbangan gaya geser pada dasar setiap irisan adalah

$$T = \frac{1}{f}(c'l + N'\tan\phi') \quad (2-78)$$

dengan menyelesaikan kembali gaya-gaya dalam arah vertikal :

$$W = N'\cos\alpha + ul\cos\alpha + \frac{c'l}{F}\sin\alpha + \frac{N'}{F}\tan\phi'\sin\alpha \quad (2-79)$$

$$\therefore N' = \left(W - \frac{c'l}{F}\sin\alpha - ul\cos\alpha \right) / \left(\cos\alpha + \frac{\tan\phi'\sin\alpha}{F} \right) \quad (2-80)$$

dengan substitusi $l = b.\sec\alpha$

$$F = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \left[\left\{ c'b + (W - ub)\tan\phi' \right\} \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F}} \right] \quad (2-81)$$

Tekanan air pori dapat dihubungkan dengan 'tekanan pengisian total' (*total fill pressure*) pada setiap titik dengan menggunakan rasio tekanan pori yang tak berdimensi, yang didefinisikan sebagai

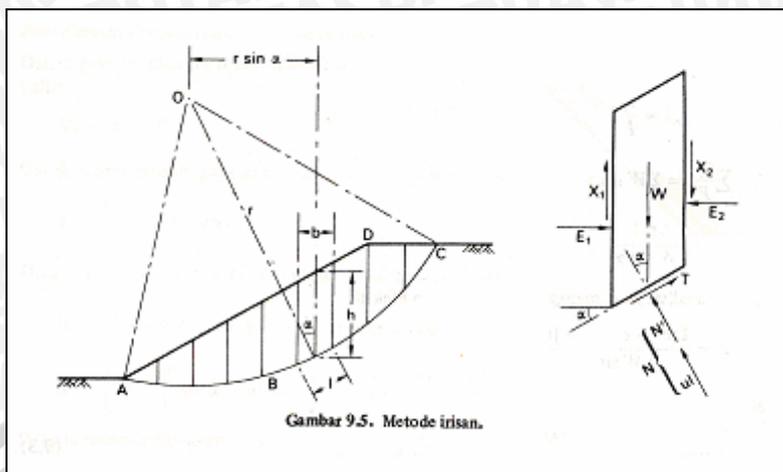
$$r_u = \frac{u}{\gamma h} = \frac{u}{W/b} \quad (2-82)$$

$$F = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \left[\left\{ c'b + W(1 - r_u)\tan\phi' \right\} \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F}} \right] \quad (2-83)$$

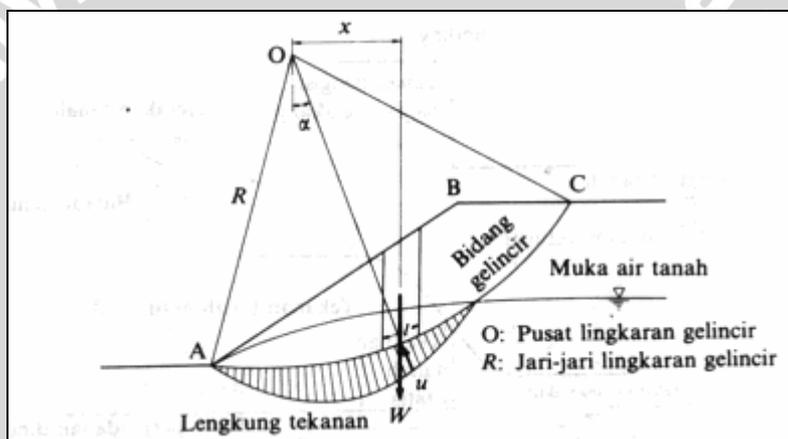
Diperlukan pemilihan sejumlah permukaan keruntuhan coba-coba yang tepat, maka metode irisan biasanya diselesaikan dengan menggunakan perhitungan geometri lereng yang lebih kompleks dan lapisan tanah yang berbeda akan dapat diselesaikan dengan metode ini.

$$F_s = \frac{\text{gayapenahan}}{\text{gayayangmenggelincirkn}} = \frac{\sum (c.l + W_i.\cos\alpha_i.\tan\theta)}{\sum W_i.\sin\alpha_i} \quad (2-84)$$

Untuk angka keamanan biasanya digunakan $F_s > 1,2$ karena jika 1 maka lereng sudah dalam bahaya keruntuhan. (Sosrodarsono, 2000 : 35).



Gambar 2.21. Stabilitas lereng tanggul dengan metode Irisan



Gambar 2.22. Stabilitas lereng tanggul dengan aliran air rembesan