

BAB II

DASAR TEORI

2.1. Erosi dan Sedimentasi

Proses-proses hidrologis, langsung atau tidak langsung, mempunyai kaitan dengan terjadinya erosi, transpor sedimen dan deposisi sedimen di daerah hilir. Perubahan tata guna lahan dan praktek pengelolaan DAS juga mempengaruhi terjadinya erosi, sedimentasi, dan pada gilirannya, akan mempengaruhi kualitas air (Asdak, 1995).

2.1.1. Proses Terjadinya Erosi dan Sedimentasi

Erosi adalah suatu proses atau peristiwa hilangnya lapisan permukaan tanah atas, baik disebabkan oleh pergerakan air maupun angin (Suripin, 2004). Erosi merupakan tiga proses yang berurutan, yaitu pelepasan (*detachment*), pengangkutan (*transportation*), dan pengendapan (*deposition*) bahan-bahan tanah oleh penyebab erosi (Asdak, 1995).

Di daerah-daerah tropis yang lembab seperti di Indonesia maka air merupakan penyebab utama terjadinya erosi, sedangkan untuk daerah-daerah panas yang kering maka angin merupakan faktor penyebab utamanya. Erosi tanah yang disebabkan oleh air meliputi 3 tahap (Suripin, 2004), yaitu:

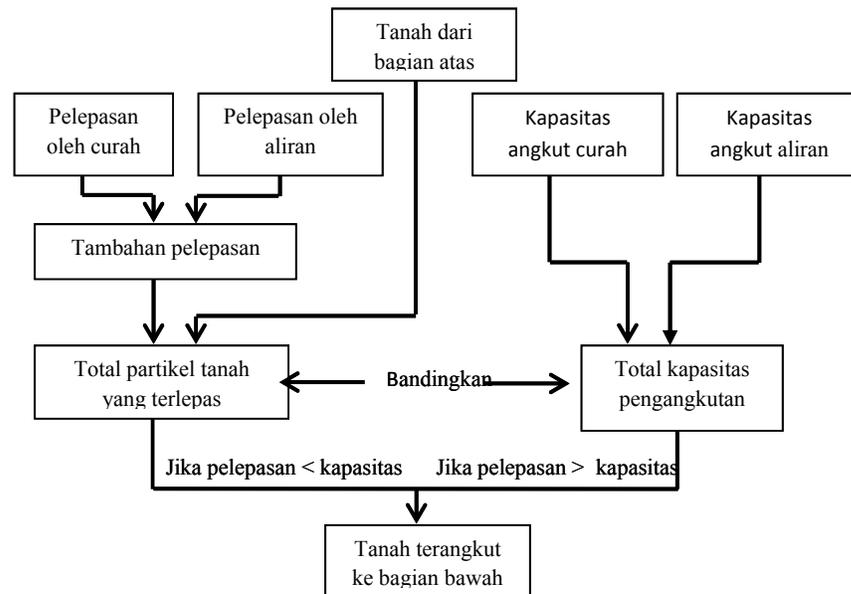
- a. Tahap pelepasan partikel tunggal dari massa tanah.
- b. Tahap pengangkutan oleh media yang erosif seperti aliran air dan angin.
- c. Tahap pengendapan, pada kondisi dimana energi yang tersedia tidak cukup lagi untuk mengangkut partikel.

Percikan air hujan merupakan media utama pelepasan partikel tanah pada erosi yang disebabkan oleh air. Pada saat butiran air hujan mengenai permukaan tanah yang gundul, partikel tanah terlepas dan terlempar ke udara. Karena gravitasi bumi, partikel tersebut jatuh kembali ke bumi. Pada lahan miring partikel-partikel tanah tersebar ke arah bawah searah lereng. Partikel-partikel tanah yang terlepas akan menyumbat pori-pori tanah. Percikan air hujan juga menimbulkan pembentukan lapisan tanah keras pada lapisan permukaan. Hal ini

mengakibatkan menurunnya kapasitas dan laju infiltrasi tanah. Pada kondisi dimana intensitas hujan melebihi laju infiltrasi, maka akan terjadi genangan air di permukaan tanah, yang kemudian akan menjadi aliran permukaan. Aliran permukaan ini menyediakan energi untuk mengangkut partikel-partikel yang terlepas baik oleh percikan air hujan maupun oleh adanya aliran permukaan itu sendiri. Pada saat energi aliran permukaan menurun dan tidak mampu lagi mengangkut partikel tanah yang terlepas, maka partikel tanah tersebut akan mengendap baik untuk sementara atau tetap (Suripin, 2004).

Proses pengendapan sementara terjadi pada lereng yang bergelombang, yaitu bagian lereng yang cekung akan menampung endapan partikel yang hanyut untuk sementara dan pada hujan berikutnya endapan ini akan terangkut kembali menuju dataran rendah atau sungai. Pengendapan akhir terjadi pada kaki bukit yang relatif datar, sungai dan waduk. Pada daerah aliran sungai, partikel dan unsur hara yang larut dalam aliran permukaan akan mengalir dan mengendap ke sungai dan waduk sehingga menyebabkan pendangkalan.

Besarnya erosi tergantung pada kuantitas suplai material yang terlepas dan kapasitas media pengangkut. Jika media pengangkut mempunyai kapasitas lebih besar dari suplai material yang terlepas, proses erosi dibatasi oleh pelepasan (*detachment limited*). Sebaliknya jika kuantitas suplai materi melebihi kapasitas, proses erosi dibatasi oleh kapasitas (*capacity limited*).



Gambar 2.1

Bagan Alir Model Proses Erosi oleh Air (Suripin, 2004)

2.1.1.1. Tipe-Tipe Erosi

Berdasarkan bentuknya erosi dibedakan menjadi 7 tipe, diantaranya yaitu:

- Erosi percikan (*splash erosion*) adalah terlepas dan terlemparnya partikel-partikel tanah dari massa tanah akibat pukulan butiran air hujan secara langsung
- Erosi aliran permukaan (*overland flow erosion*) akan terjadi hanya dan jika intensitas dan/atau lamanya hujan melebihi kapasitas infiltrasi atau kapasitas simpan air tanah
- Erosi alur (*rill erosion*) adalah pengelupasan yang diikuti dengan pengangkutan partikel-partikel tanah oleh aliran air larian yang terkonsentrasi di dalam saluran-saluran air
- Erosi parit/selokan (*gully erosion*) membentuk jajaran parit yang lebih dalam dan lebar dan merupakan tingkat lanjutan dari erosi alur
- Erosi tebing sungai (*streambank erosion*) adalah erosi yang terjadi akibat pengikisan tebing oleh air yang mengalir dari bagian atas tebing atau oleh terjangan arus sungai yang kuat terutama pada tikungan-tikungan

- f. Erosi internal (*internal or subsurface erosion*) adalah proses terangkutnya partikel-partikel tanah ke bawah masuk ke celah-celah atau pori-pori akibat adanya aliran bawah permukaan
- g. Tanah longsor (*land slide*) merupakan bentuk erosi dimana pengangkutan atau gerakan massa tanah yang terjadi pada suatu saat dalam volume yang relatif besar.

(Sumber : Suripin, 2004)

2.1.1.2. Erosi yang Diijinkan

Erosi tidak bisa dihilangkan sama sekali atau tingkat erosinya nol, khususnya untuk lahan-lahan pertanian. Tindakan yang dilakukan adalah dengan mengusahakan supaya erosi yang terjadi masih di bawah ambang batas yang maksimum (*soil loss tolerance*), yaitu besarnya erosi yang tidak melebihi laju pembentukan tanah. Apabila besarnya erosi, untuk lahan pertanian khususnya, masih lebih kecil dari 10 ton/ha/tahun, maka erosi yang terjadi masih dapat dibiarkan selama pengolahan tanah dan penambahan bahan organik terus dilakukan (Suripin, 2004). Besarnya erosi tanah yang masih dapat dibiarkan (*soil loss tolerance*) berdasarkan keadaan tanah yang dikeluarkan oleh SCS-USDA diberikan pada Tabel 2.1

Tabel 2.1

Batas Maksimum Laju Erosi yang Dapat Diterima untuk Berbagai Macam Kondisi Tanah

KONDISI TANAH	Laju Erosi (kg/m ² /th)
Skala makro (misal DAS)	0,2
Skala meso (misal lahan pertanian):	
- Tanah berlempung tebal dan subur (Mid-West, USA)	0,6 – 1,1
- Tanah dangkal yang mudah tererosi	0,2 – 0,5
- Tanah berlempung tebal, yang berasal dari endapan vulkanik	1,3 – 1,5
Tanah yang mempunyai kedalaman:	
- 0 -25 cm	0,2
- 25 – 50 cm	0,2 – 0,5
- 50 – 100 cm	0,5 – 0,7
- 100 – 150 cm	0,7 – 0,9
- > 150 cm	1,1
Tanah tropika yang sangat mudah tererosi	2,5

KONDISI TANAH	Laju Erosi (kg/m ² /th)
Skala mikro (misal daerah terbangun)	2,5
Tanah dangkal di atas batuan	0,112
Tanah dalam di atas batuan	0,224
Tanah lapisan dalam padat di atas batuan lunak	0,448
Tanah dengan permeabilitas lambat di atas batuan lunak	1,121
Tanah yang permeabel di atas batuan lunak	1,341

(Sumber : Suripin, 2004)

2.1.1.3. Model Prediksi Erosi

Model erosi tanah dapat diklasifikasikan menjadi tiga, yaitu model empiris, model fisik dan model konseptual. Model empiris didasarkan pada variabel-variabel penting yang diperoleh dari penelitian dan pengamatan selama proses erosi terjadi. Model prediksi erosi secara umum menggunakan model empiris, terutama model-model kotak kelabu. Model-model kotak kelabu yang sangat penting adalah:

- Model regresi ganda (*multiple regression*)
- Universal Soil Loss Equation* (USLE), dan
- Modifikasi USLE (MUSLE)

Model regresi ganda digunakan untuk memprediksi yil sedimen jangka panjang atau tahunan pada suatu DAS. Model regresi ganda merupakan persamaan regresi ganda yang mengkorelasikan antara yil sedimen dan beberapa variabel yang tersedia untuk DAS-DAS tertentu telah banyak dikembangkan. Tetapi hasil dari regresi ganda tidak dapat digunakan untuk DAS lain, pemakaiannya terbatas pada lokasi dimana model itu dikembangkan. Suripin (2004) dalam studinya untuk anak-anak sungai di Solo Hulu, setelah menganalisis sembilan parameter DAS mendapatkan persamaan yang paling tepat dengan melibatkan tiga variabel sebagai berikut:

$$SY = 6,38 \times 10^{-4} \times Q_{wa}^{0,995} \times S^{1,582} \times D_d^{0,431} \quad (2.1)$$

Dimana:

SY = yil sedimen tahunan (ton/ha/tahun)

Q_{wa} = debit tahunan (mm)

S = kemiringan rata-rata DAS (%)

D_d = kerapatan drainase (panjang total sungai per luas DAS)

Model USLE adalah metode yang paling umum digunakan. Metoda USLE dapat dimanfaatkan untuk memprakirakan besarnya erosi untuk berbagai macam kondisi tataguna lahan dan kondisi iklim yang berbeda. USLE memungkinkan perencana memprediksi laju erosi rata-rata lahan tertentu pada suatu kemiringan dengan pola hujan tertentu untuk setiap jenis tanah dan penerapan pengelolaan lahan (tindakan konservasi lahan). USLE dirancang untuk memprediksi erosi jangka panjang dari erosi lembar (*sheet erosion*) dan erosi alur di bawah kondisi tertentu. Persamaan tersebut juga dapat memprediksi erosi pada lahan-lahan *non* pertanian, tapi tidak dapat untuk memprediksi pengendapan dan tidak memperhitungkan hasil sedimen dari erosi parit, tebing sungai dan dasar sungai (Suripin, 2004). Persamaan USLE adalah sebagai berikut:

$$E_a = R \times K \times LS \times C \times P \quad (2.2)$$

Dimana:

E_a = banyaknya tanah tererosi per satuan luas per satuan waktu (ton/ha/tahun)

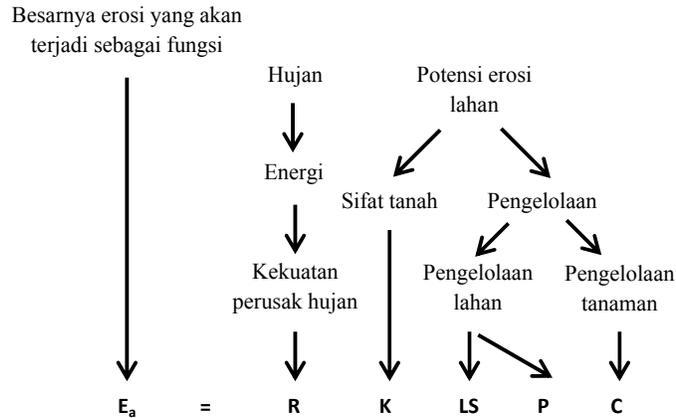
R = faktor erosivitas hujan dan aliran permukaan

K = faktor erodibilitas tanah

LS = faktor panjang-kemiringan lereng

C = faktor tanaman penutup lahan dan manajemen tanaman

P = faktor tindakan konservasi praktis



Gambar 2.2

Skema Persamaan USLE (Arsyad 1989 dalam Suripin 2004)

a. Faktor erosivitas hujan (*R*)

Faktor erosivitas hujan didefinisikan sebagai jumlah satuan indeks erosi hujan dalam setahun. Nilai *R* yang merupakan daya rusak hujan, dapat ditentukan dengan persamaan yang dilaporkan oleh Wischmeier, 1959 (dalam Renard, et.al, 1996) sebagai berikut (Suripin, 2004):

$$R = \sum_{i=1}^n EI_{30} \tag{2.3}$$

Dimana:

R = faktor erosivitas hujan (KJ/ha/tahun)

n = jumlah kejadian hujan dalam setahun

*EI*₃₀ = interaksi energi dengan intensitas maksimum 30 menit

Dalam penelitian Bols pada tahun 1978 untuk menentukan besarnya erosivitas hujan berdasarkan penelitian di Pulau Jawa dan Madura (Suripin 2004), didapatkan persamaan sebagai berikut:

$$EI_{30} = 6,119 \times P_b^{1,211} \times N^{-0,747} \times P_{max}^{0,526} \tag{2.4}$$

Dimana:

*EI*₃₀ = indeks erosi hujan bulanan (Kj/ha)

P_b = curah hujan bulanan (cm)

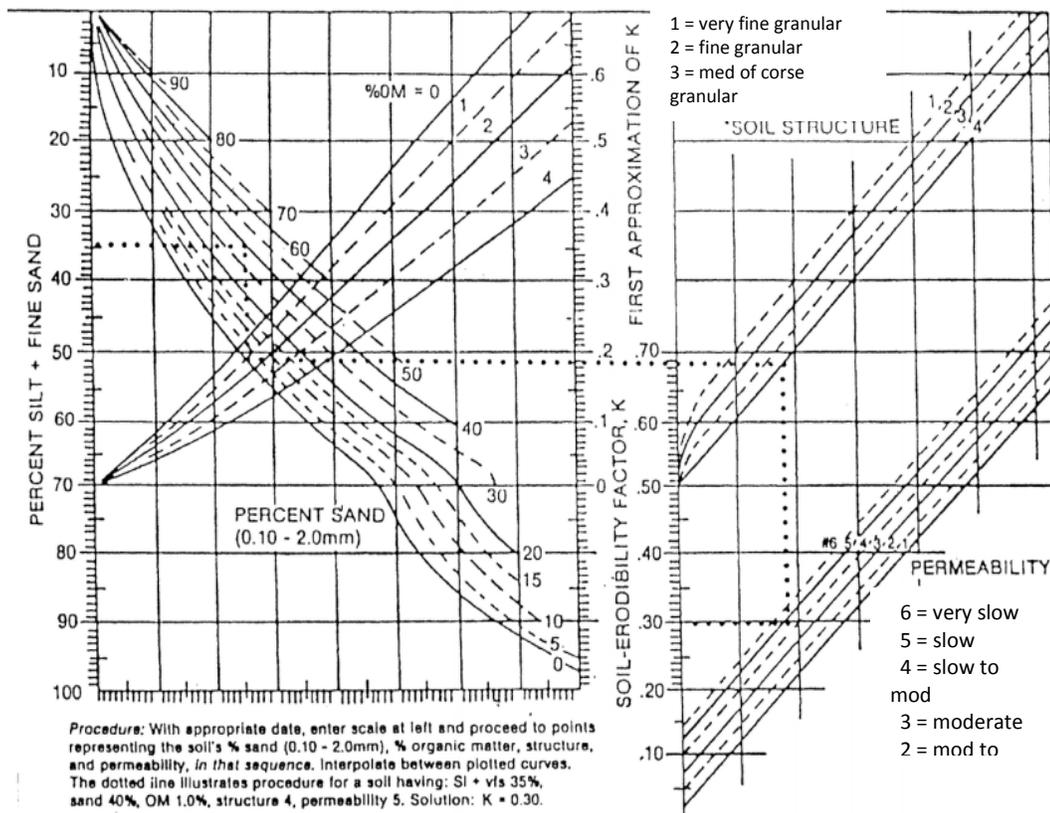
N = jumlah hari hujan per bulan

P_{max} = jumlah hujan maksimum harian (24 jam) dalam bulan yang bersangkutan

EI_{30} tahunan adalah jumlah EI_{30} bulanan (persamaan 2.2)

b. Faktor erodibilitas tanah (K)

Faktor erodibilitas tanah (K) atau faktor kepekaan erosi tanah merupakan daya tahan tanah baik terhadap penglepasan maupun pengangkutan, terutama tergantung pada sifat-sifat tanah, seperti tekstur, stabilitas agregat, kekuatan geser, kapasitas infiltrasi, kandungan bahan organik dan kimiawi. Disamping itu juga tergantung pada posisi topografi, kemiringan lereng dan gangguan oleh manusia. Faktor erodibilitas tanah dapat diestimasi dengan nomograf K seperti pada Gambar 2.3 (Asdak, 1995).



Gambar 2.3

Nomograf K yang Dikembangkan Wischmeier (Asdak, 1995)

Sebagai keterangan untuk menghitung nilai K dengan nomograf, berikut disajikan tabel pelengkapya yaitu tipe Struktur Tanah pada Tabel 2.2, Klasifikasi Butir-butir Primer Tanah pada Tabel 2.3, dan Penilaian Permeabilitas Tanah pada Tabel 2.4.

Tabel 2.2. Penilaian Struktur Tanah

Tipe struktur tanah (diameter)	Kode penilaian
Granular sangat halus (< 1 mm)	1
Granular halus (1-2 mm)	2
Granular sedang dan besar (2-10 mm)	3
Berbentuk gumpal, lempeng, pejal	4

(Sumber: Suripin, 2004)

Tabel 2.3. Klasifikasi Butir-Butir Primer Tanah

Fraksi tanah	Diameter (mm)
Kerikil	> 2
Pasir kasar	2,0 – 0,2
Pasir halus	0,2 – 0,02
Debu	0,002 -0,02
Liat	<0,002

(Sumber: Roth, 1994)

Tabel 2.4. Penilaian Permeabilitas Tanah

Kelas permeabilitas tanah (kecepatan)	Kode penilaian
Sangat lambat (< 0,5 cm/jam)	1
Lambat (0,5-2,0)	2
Lambat sampai sedang (2,0-6,3)	3
Sedang (6,3-12,7)	4
Sedang sampai cepat (12,7-25,4)	5
Cepat (> 25,4)	6

(Sumber: Suripin, 2004)

Bahan organik tanah terdiri dari sisa makhluk hidup, baik yang berasal dari manusia, hewan maupun tumbuhan termasuk mikroorganisme yang telah melapuk. Bahan organik sangat berperan pada proses pembentukan, pengikatan, dan penstabilan agregat tanah. Pengaruh utamanya adalah memperlambat aliran permukaan, meningkatkan infiltrasi, memantapkan agregat tanah dan relatif tidak merusak (Arsyad, 2000). Bahan organik umumnya di permukaan tanah berkisar antara 3%-5% (Indoskripsi.com/Kepekaan Tanah Terhadap Erosi).

c. Faktor panjang-kemiringan lereng (LS)

Faktor LS , kombinasi antara faktor panjang lereng (L) dan kemiringan lereng (S) merupakan nisbah besarnya erosi dari suatu lereng dengan panjang dan kemiringan tertentu terhadap besarnya erosi dari plot lahan dengan panjang 22,13 m dan kemiringan 9 %. Nilai LS untuk sembarang panjang dan kemiringan lereng dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$LS = \left(\frac{L}{22} \right)^z (0,006541S^2 + 0,0456S + 0,065) \quad (2.5)$$

Dimana :

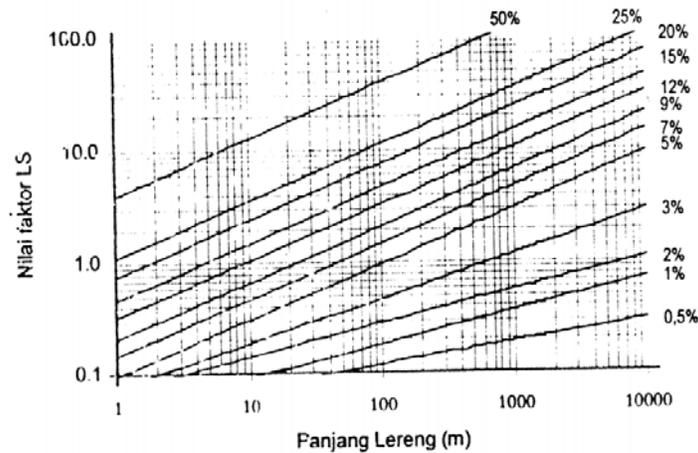
- L = panjang lereng (m) yang diukur dari tempat mulai terjadinya aliran air di atas permukaan tanah sampai tempat mulai terjadinya pengendapan disebabkan oleh berkurangnya kecuraman lereng atau dari tempat aliran air di permukaan tanah masuk ke badan air/saluran
- S = kemiringan lereng (%)
- z = konstanta yang besarnya bervariasi tergantung besarnya S (lihat Tabel 2.5)

Tabel 2.5. Hubungan Nilai z dan S

Nilai S	Nilai z
$S < 1\%$	0,2
$1\% \leq S < 3\%$	0,3
$3\% \leq S < 4,5\%$	0,4
$S \geq 5\%$	0,5

(Sumber : Suripin, 2004)

Faktor LS dapat juga diperoleh dengan menggunakan nomograf seperti terlihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4

Nomograf untuk Menghitung Faktor *LS* (Suripin, 2004)

d. Faktor tanaman penutup lahan dan manajemen tanaman (*C*)

Faktor ini menggambarkan nisbah antara besarnya erosi dari lahan yang bertanaman tertentu dan dengan manajemen (pengelolaan) tertentu terhadap besarnya erosi tanah yang tidak ditanami dan diolah bersih. Pada tanah gundul (petak baku) nilai $C = 1,0$. Faktor ini mengukur kombinasi pengaruh tanaman dan pengelolaannya. Penentuan nilai C sangat sulit, dikarenakan banyaknya ragam cara bercocok tanam untuk suatu jenis tanaman tertentu dalam lokasi tertentu. Berhubung berbagai lokasi tersebut memiliki iklim yang berbeda dengan berbagai ragam cara bercocok tanam sehingga penentuan nilai C diperlukan banyak data. Besarnya angka C tidak selalu sama dalam waktu satu tahun.(Asdak, 2002). Sehingga faktor C dapat dirumuskan :

$$C = \sum_i \sum_j C_{i,j} A_{i,j} P_{i,j} \quad (2.6)$$

Dimana :

C = koefisien penutupan lahan

$C_{i,j}$ = koefisien penutupan lahan dengan pengolahan i , dan umur j

$A_{i,j}$ = luas lahan dengan pengolahan i , dan umur j

$P_{i,j}$ = hujan pada luas daerah $A_{i,j}$ dengan pengolahan i , dan umur j

Nilai faktor C untuk berbagai pengelolaan tanaman disajikan dalam Tabel 2.6.

Tabel 2.6

Nilai Faktor C (Pengelolaan Tanaman)

No	Jenis Pertanaman	Nilai C
1.	Tanah terbuka, tanpa tanaman	1,0
2.	Hutan atau semak belukar	0,001
3.	Savanna dan prairie dalam kondisi baik	0,01
4.	Savanna dan prairie yang rusak untuk gembalaan	0,1
5.	Sawah	0,01
6.	Tegalan tidak dispesifikasi	0,7
7.	Ubi kayu	0,8
8.	Jagung	0,7
9.	Kedelai	0,399
10.	Kentang	0,4
11.	Kacang tanah	0,2
12.	Padi gogo	0,561
13.	Tebu	0,2
14.	Pisang	0,6
15.	Akar wangi (sereh wangi)	0,4
16.	Rumput bede (tahun pertama)	0,287
17.	Rumput Bede (tahun kedua)	0,002
18.	Kopi dengan penutup tanah buruk	0,2
19.	Talas	0,85
20.	Kebun campuran	
	- Kerapatan tinggi	0,1
	- Kerapatan sedang	0,2
	- Kerapatan rendah	0,5
21.	Perladangan	0,4

TUGAS AKHIR I RENCANA ANGGARAN BIAYA

No	Jenis Pertanaman	Nilai C
22.	Hutan alam	
	- Serasah banyak	0,001
	- Serasah sedikit	0,005
23.	Hutan produksi	
	- Tebang habis	0,5
	- Tebang pilih	0,2
24.	Semak belukar, padang rumput	0,3
25	Ubu kayu + kedelai	0,181
26	Ubi kayu + kacang tanah	0,195
27	Padi – Sorghum	0,345
28	Padi – Kedelai	0,417
29.	Kacang tanah – Gude	0,495
30.	Kacang tanah – kacang tunggak	0,571
31.	Kacang tanah + mulsa jerami 4t/ha	0,049
32.	Padi + mulsa jerami 4t/ha	0,096
33.	Kacang tanah + mulsa jagung 4t/ha	0,128
34.	Kacang tanah + mulsa Crotalaria 3t/ha	0,136
35.	Kacang tanah + mulsa kacang tunggak	0,259
36.	Kacang tanah + mulsa jerami 2t/ha	0,377
37.	Padi + mulsa Crotalaria 3t/ha	0,387
38.	Pola tanaman gilir + mulsa jerami	0,079
39.	Pola tanaman berurutan + mulsa sisa tanaman	0,357
40.	Alang-alang murni subur	0,001
41.	Padang rumput (stepa) dan savanna	0,001
42.	Rumput Brachiaria	0,002

(Sumber : Arsyad 1989 dalam Suripin 2004)

e. Faktor konservasi praktis (P)

Nilai faktor tindakan manusia dalam konservasi tanah (P) adalah nisbah antara besarnya erosi dari lahan dengan suatu tindakan konservasi tertentu terhadap besarnya erosi pada lahan tanpa tindakan konservasi. Nilai dasar $P = 1$ yang diberikan untuk lahan tanpa tindakan konservasi.

Beberapa nilai faktor P untuk berbagai tindakan konservasi disajikan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7
Nilai Faktor P pada Beberapa Teknik Konservasi Tanah

No	Jenis Teknik Konservasi	Nilai P
1	Teras bangku	
	- Baik	0,20
	- Jelek	0,35
2	Teras bangku: jagung-ubi kayu/kedelai	0,06
3	Teras bangku: sorghum-sorghum	0,02
4	Teras tradisional	0,40
5	Teras gulud: padi jagung	0,01
6	Teras gulud: ketela pohon	0,06
7	Teras gulud: jagung kacang + mulsa tanaman	0,01
8	Teras gulud: kacang kedelai	0,11
9	Tanaman dalam kontur:	
	- Kemiringan 0-8%	0,050
	- Kemiringan 9-20%	0,75
	- Kemiringan >20%	0,90
11	Tanaman dalam jalur-jalur: jagung-kacang tanah + mulsa	0,05
12	Mulsa limbah jerami	
	- 6 ton/ha/tahun	0,30

No	Jenis Teknik Konservasi	Nilai P
	- 3 ton/ha/tahun	0,50
	- 1 ton/ha/tahun	0,80
13	Tanaman perkebunan	
	- Disertai penutup tanah rapat	0,10
	- Disertai penutup tanah sedang	0,50
14	Padang rumput	
	- Baik	0,04
	- Jelek	0,40

(Sumber : Asdak, 1995)

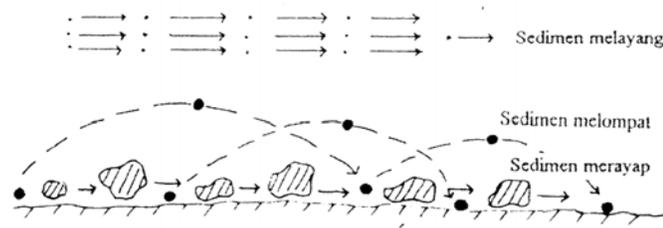
2.1.2 Sedimentasi

Sedimentasi dapat didefinisikan sebagai pengangkutan, melayangnya (suspensi) atau mengendapnya material fragmentasi oleh air. Sedimentasi merupakan akibat adanya erosi, dan memberi banyak dampak di sungai, saluran, waduk, bendungan atau pintu-pintu air, dan di sepanjang sungai (Soemarto, 1995).

2.1.2.1. Proses Pengangkutan Sedimen

Sedimen di dalam sungai, terlarut atau tidak terlarut, merupakan produk dari pelapukan batuan induk yaitu partikel-partikel tanah. Begitu sedimen memasuki badan sungai, maka berlangsunglah pengangkutan sedimen. Kecepatan pengangkutan sedimen merupakan fungsi dari kecepatan aliran sungai dan ukuran partikel sedimen. Partikel sedimen ukuran kecil seperti tanah liat dan debu dapat diangkut aliran air dalam bentuk terlarut (*wash load*). Pasir halus bergerak dengan cara melayang (*suspended load*), sedang partikel yang lebih besar antara lain, pasir kasar cenderung bergerak dengan cara melompat (*saltation load*). Partikel yang lebih besar dari pasir, misalnya kerikil (*gravel*) bergerak dengan cara merayap atau menggelinding di dasar sungai (*bed load*) seperti tampak pada Gambar 2.5. Karena *bed load* senantiasa bergerak, maka permukaan dasar sungai kadang-kadang naik (agradasi), tetapi kadang-kadang turun (degradasi) dan naik turunnya dasar sungai disebut alterasi dasar sungai (*river bed alteration*). *Wash*

load dan *suspended load* tidak berpengaruh pada alterasi dasar sungai, tetapi dapat mengendap di dasar-dasar waduk atau muara-muara sungai. Penghasil sedimen terbesar adalah erosi permukaan lereng pegunungan, erosi sungai (dasar dan tebing alur sungai) dan bahan-bahan hasil letusan gunung berapi yang masih aktif (Asdak, 1995).



Gambar 2.5

Macam-Macam Pengangkutan Sedimen (Asdak, 1995)

Besarnya ukuran sedimen yang terangkut aliran air ditentukan oleh interaksi faktor-faktor sebagai berikut: ukuran sedimen yang masuk ke badan sungai, karakteristik saluran, debit dan karakteristik fisik partikel sedimen. Besarnya sedimen yang masuk sungai dan besarnya debit ditentukan oleh faktor iklim, topografi, geologi, vegetasi dan cara bercocok tanam di daerah tangkapan air yang merupakan asal datangnya sedimen. Sedang karakteristik sungai yang penting, terutama bentuk morfologi sungai, tingkat kekasaran dasar sungai dan kemiringan sungai. Interaksi dari masing-masing faktor tersebut akan menentukan jumlah dan tipe sedimen serta kecepatan pengangkutan sedimen (Asdak, 1995).

2.1.2.2. Hasil Sedimen

Hasil sedimen (*sedimen yield*) adalah besarnya sedimen yang berasal dari erosi yang terjadi di daerah tangkapan air yang diukur pada periode waktu dan tempat tertentu. Hasil sedimen tergantung pada besarnya erosi total di DAS dan tergantung pada transport partikel-partikel tanah yang tererosi tersebut keluar dari daerah tangkapan air DAS. Produksi sedimen umumnya mengacu pada besarnya laju sedimen yang mengalir melewati satu titik pengamatan tertentu dalam suatu DAS. Besarnya hasil sedimen biasanya bervariasi mengikuti karakteristik fisik

DAS. Satuan yang biasa digunakan adalah ton per ha² per tahun. Hasil sedimen biasanya diperoleh dari pengukuran sedimen terlarut dalam sungai (*suspended sediment*) atau dengan pengukuran langsung di dalam waduk. Cara lain yang dapat dilakukan untuk memprakirakan besarnya hasil sedimen dari suatu daerah tangkapan air adalah melalui perhitungan Nisbah Pelepasan Sedimen (*Sediment Delivery Ratio*) atau cukup dikenal dengan singkatan SDR.

Perhitungan besarnya SDR dianggap penting dalam menentukan prakiraan besarnya hasil sedimen total yang realistis berdasarkan perhitungan erosi total yang berlangsung di daerah tangkapan air. Tergantung dari faktor-faktor yang mempengaruhi, hubungan antara besarnya hasil sedimen dan besarnya erosi total yang berlangsung di daerah tangkapan air umumnya bervariasi. Variabilitas angka SDR dari suatu DAS akan ditentukan oleh pengaruh salah satu atau kombinasi dari faktor-faktor seperti sumber sedimen, jumlah sedimen yang tersedia untuk proses transport sedimen dan jarak antara sumber sedimen dan sungai/anak sungai, sistem transpor, tekstur partikel tanah yang tererosi, lokasi deposisi sedimen, karakteristik DAS.

Cara memprakirakan besarnya hasil sedimen dengan menghitung besarnya SDR suatu daerah tangkapan air kurang begitu akurat mengingat bahwa erosi total yang ditentukan berdasarkan rumus USLE tidak memperhitungkan besarnya erosi parit dan deposisi hasil erosi (sedimen) di cekungan-cekungan permukaan tanah antara daerah sumber erosi dan saluran air (sungai) yang dikaji besarnya hasil sedimen. Namun demikian, cara ini lazim dilakukan di daerah yang kurang memungkinkan dilakukannya pengukuran hasil sedimen secara langsung, di lapangan. Menurut *SCS National Engineering Handbook* (DPMA,1984) besarnya prakiraan hasil sedimen dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$SY = Ea \times SDR \quad (2.7)$$

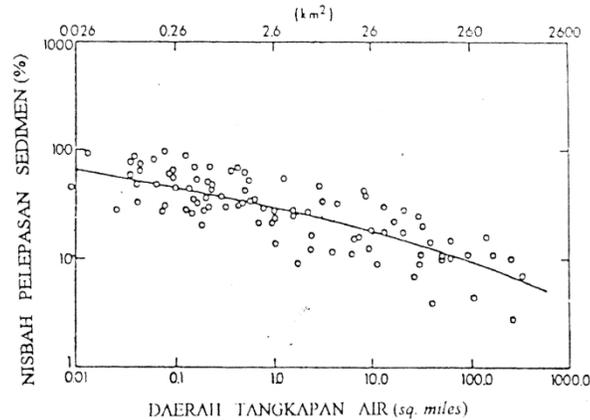
Dimana:

SY = Jumlah sedimen (ton/tahun)

SDR = *sediment delivery ratio*

Ea = erosi total (ton/ha/tahun)

Nilai SDR dapat dihitung dari nomograf SDR, seperti terlihat pada Gambar 2.6



Gambar 2.6

Nomograf untuk menghitung nilai SDR (Asdak, 1995)

2.1.3. Upaya Pengendalian Erosi dan Sedimentasi

Tindakan-tindakan praktis yang dapat dilakukan untuk mengendalikan erosi antara lain sebagai berikut:

- a. Pengaturan penggunaan lahan
- b. Usaha-usaha pertanian, antara lain:
 1. Pengolahan tanah menurut kontur
 2. Cocok tanam pias (*strip cropping*)
 3. Memperkuat ujung alur sungai erosi atau polongan (*gully*)
 4. Penutupan alur erosi
 5. Sumuran penampung air

Cara pengendalian sedimen yang terbaik adalah pengendalian sedimen yang dimulai dari sumbernya, yang berarti merupakan pengendalian erosi. Upaya pengendalian sedimen untuk memperkecil akibat-akibatnya antara lain berupa:

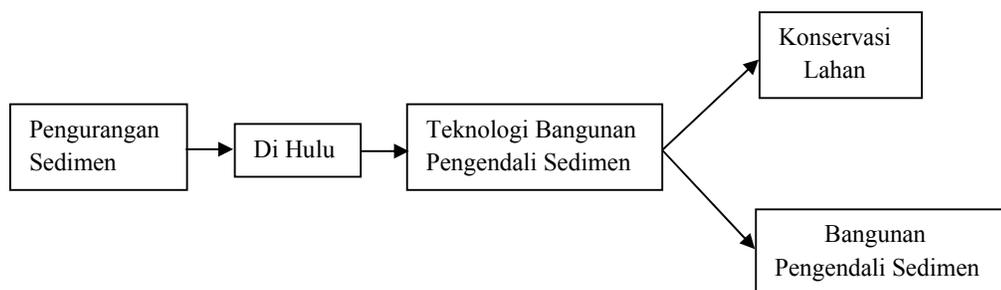
- a. Pengendalian sungai (*river training*)
- b. Perencanaan bangunan *inlet* yang baik untuk penyesuaian air ke saluran
- c. Pemilihan lokasi bendungan yang tepat
- d. Pembangunan Bangunan Pengendali Sedimen (*check dam*) di hulu waduk

- e. Membuat alur pintas atau sudetan
- f. Perencanaan *outlet* waduk yang baik
- g. Perencanaan bangunan (*structures*) yang baik

(Sumber: Soemarto, 1995)

Secara umum, teknik konservasi lahan seperti penataan lahan pertanian dengan teras sering dan reboisasi lebih disarankan sebagai langkah penanganan erosi dan sedimentasi. Selain lebih menguntungkan dari segi ekonomi, langkah konservasi juga bisa dilaksanakan secara berkesinambungan tergantung dari keseriusan berbagai pihak dalam menangani masalah ini. Namun teknik konservasi lahan tidak dapat terlihat hasilnya secara signifikan dalam waktu singkat, hal ini dapat mengurangi optimalisasi penanganan masalah ini, karena laju erosi dan sedimentasi umumnya lebih cepat daripada teknik konservasi lahan seperti reboisasi.

Dalam hal ini Bangunan Pengendali sedimen bukan merupakan pilihan utama dalam usaha penanggulangan erosi dan sedimentasi di suatu Daerah Aliran Sungai. Namun pembuatan Bangunan Pengendali Sedimen merupakan langkah penunjang utama dalam melakukan usaha konservasi lahan, dimana Bangunan Pengendali Sedimen dapat meminimalisasi jumlah sedimen selama proses konservasi lahan berlangsung (BBWS Serayu-Opak).



Gambar 2.7 Langkah Konservasi Lahan

2.2. Analisis Data Hidrologi

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi (*hydrologic phenomenon*), seperti: besarnya curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai (Soewarno, 1995).

Salah satu tujuan dalam analisis data hidrologi adalah menentukan periode ulang (*return period* atau *recurrence interval*) dari suatu kejadian hidrologi (Soewarno, 1995).

2.2.1. Perhitungan Curah Hujan Maksimum Harian Rata-rata

Ada beberapa macam cara yang dapat digunakan untuk menghitung curah hujan rata-rata wilayah DAS dari catatan hujan lokal pada stasiun-stasiun pengukur curah hujan di DAS tersebut, yaitu:

- a. Cara perhitungan rata-rata Aritmatik
- b. Cara *Isohyet*
- c. Cara poligon *Thiessen*

Dari ketiga cara diatas, metode poligon *Thiessen* merupakan cara terbaik dan paling banyak digunakan saat ini, walau masih memiliki kekurangan karena tidak memasukkan pengaruh topografi. Cara poligon *thiessen* ini dipakai apabila daerah pengaruh dan curah hujan rata-rata tiap stasiun berbeda-beda, dipakai stasiun hujan minimum 3 buah dan tersebar tidak merata. Cara ini memperhitungkan luas daerah yang mewakili dari pos-pos hujan yang bersangkutan, untuk digunakan sebagai faktor bobot dalam perhitungan curah hujan rata-rata (Dirjen Pengairan, 2002).

Metode poligon *Thiessen*:

Metode ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien *Thiessen*. Untuk pemilihan stasiun hujan yang akan dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun.

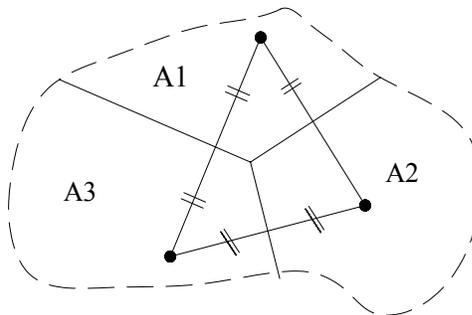
Besarnya koefisien *Thiessen* tergantung dari luas daerah pengaruh stasiun hujan yang dibatasi oleh poligon-poligon yang memotong tegak lurus pada

tengah-tengah garis penghubung stasiun. Setelah luas pengaruh tiap-tiap stasiun didapat, maka curah hujan rata-rata wilayah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \bar{R} &= \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + \dots + A_n.R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \\ &= \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + \dots + A_n.R_n}{A} \\ &= W_1R_1 + W_2R_2 + \dots + W_nR_n \end{aligned} \tag{2.8}$$

Dimana :

- \bar{R} = curah hujan wilayah (mm)
- R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan dan n adalah jumlah titik-titik pengamatan (mm)
- n = jumlah titik-titik pengamatan curah hujan
- A_1, A_2, \dots, A_n = luas bagian yang mewakili tiap titik pengamatan (m²)
- A = luas total wilayah (m²)
- W_1, W_2, \dots, W_n = bobot luas bagian pengaruh yang mewakili titik pengamatan (%)



Gambar 2.8 Poligon Thiessen

Cara untuk mendapatkan curah hujan maksimum rata-rata dapat dilakukan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Tentukan disalah satu pos hujan saat terjadi curah hujan harian maksimum

2. Dicari besarnya curah hujan pada tanggal yang sama untuk stasiun yang lain
3. Dicari koefisien *Thiessen* untuk masing-masing stasiun hujan
4. Dengan metode *Thiessen* hitung rata-rata curah hujan tersebut
5. Tentukan curah hujan maksimum harian pada tahun yang sama untuk pos yang lain
6. Ulangi langkah no. 2 sampai no. 3 untuk setiap tahun
7. Dari hasil rata-rata *Thiessen* pilih salah satu yang tertinggi pada setiap tahun
8. Data curah hujan yang terpilih setiap tahun merupakan curah hujan maksimum rata-rata.

(Sumber : Loebis, 1987)

2.2.2. Aplikasi Distribusi Peluang untuk Analisis Frekuensi Curah Hujan

Distribusi peluang (*probability distribution*) adalah suatu distribusi yang menggambarkan peluang dari sekumpulan variat sebagai pengganti frekuensinya (Soewarno, 1995).

Analisis frekuensi curah hujan memerlukan seri data hujan yang diperoleh dari pos penakar hujan, baik yang manual maupun yang otomatis. Analisis frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik data kejadian yang telah lalu untuk memperoleh probabilitas besaran hujan yang akan datang. Analisis frekuensi dimaksudkan untuk menentukan besar debit rancangan yaitu debit yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu. Debit rancangan yang dihasilkan dari analisis frekuensi ini merupakan hasil prakiraan untuk digunakan sebagai dasar dalam melakukan perhitungan-perhitungan perancangan detail konstruksi. Sebelum melakukan perhitungan debit rancangan, besarnya hujan rancangan untuk berbagai periode ulang dihitung terlebih dahulu.

2.2.3. Parameter Statistik

Parameter statistik (*statistical parameters*) adalah parameter yang digunakan dalam analisis susunan data dari sebuah variabel. Susunan data itu dapat berupa distribusi (*distribution*) atau deret berkala (*time series*). Parameter statistik yang meliputi data tendensi sentral dan data dispersi selanjutnya digunakan sebagai data dasar dalam analisis hidrologi menggunakan metode statistik. Dalam

penerapan metode statistik minimal selalu digunakan dua atau lebih parameter statistik (Soewarno, 1995). Parameter statistik yang digunakan diantaranya adalah:

a. Nilai Rata-Rata Hitung (\bar{X})

Rumusnya adalah:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (2.9)$$

$$\bar{X} = \text{curah hujan rata-rata (mm)}$$

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

$$X_i = \text{curah hujan di stasiun hujan ke } i \text{ (mm)}$$

b. Deviasi Standar (Sd)

Apabila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rata-rata maka nilai standar deviasi akan besar, akan tetapi apabila penyebaran data sangat kecil terhadap nilai rata-rata maka standar deviasi akan kecil. Rumusnya adalah:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2.10)$$

Dimana :

$$\bar{X} = \text{curah hujan rata-rata (mm)}$$

$$X_i = \text{curah hujan di stasiun hujan ke } i \text{ (mm)}$$

$$Sd = \text{standar deviasi}$$

c. Koefisien Variasi (Cv)

Koefisien variasi (*variation coefficient*) adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata-rata hitung dari suatu distribusi. Rumusnya adalah:

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}} \quad (2.11)$$

Dimana:

- C_v = koefisien variasi
 S_d = standar deviasi
 \bar{X} = curah hujan rata – rata (mm)

d. Koefisien kemencengan/*skewness* (C_s)

Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi. Pengukuran kemencengan adalah mengukur seberapa besar suatu kurva frekuensi dari suatu distribusi tidak simetri atau menceng. Persamaannya adalah:

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S_d^3} \quad (2.12)$$

Dimana :

- C_s = koefisien kemencengan/*skewness*
 S_d = standar deviasi
 \bar{X} = curah hujan rata – rata (mm)
 X_i = curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)

e. Koefisien Kurtosis (C_k)

Pengukuran kurtosis berfungsi untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi. Koefisien kurtosis dirumuskan sebagai berikut:

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times S_d^4} \quad (2.13)$$

Dimana :

- C_k = koefisien kurtosis
 X_i = curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)
 \bar{X} = curah hujan rata – rata (mm)
 S_d = standar deviasi

Dari parameter statistik di atas, kemudian dilakukan pemilihan jenis analisa frekuensi yang akan digunakan untuk menentukan hujan rencana yaitu dengan membandingkan persyaratan-persyaratan seperti terlihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Syarat Pemilihan Distribusi

Jenis Distribusi	Syarat
<i>Normal</i>	$C_s \sim 0$ $C_k \sim 3$
<i>Gumbel</i>	$C_s \sim 1,1396$ $C_k \sim 5,4002$
<i>Log Pearson</i>	$C_s (\log X) \sim 0$ $C_v \sim 0.3$
<i>Log Normal</i>	$C_v (\log X) \sim 0.06$ $C_s (\log X) \sim 3C_v + C_v^2 = 0.209$

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.4. Distribusi Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi Normal banyak digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan dan sebagainya. Data variabel hidrologi yang telah dihitung besarnya periode ulangnya, selanjutnya digambarkan pada kertas grafik peluang (*probability paper*), umumnya akan membentuk persamaan garis lurus. Persamaan umum yang digunakan adalah:

$$X = \bar{X} + k \cdot S \quad (2.14)$$

Dimana:

X = hujan rencana dengan periode ulang T tahun

\bar{X} = nilai rata-rata hitung variat

S = standar deviasi nilai variat

k = faktor frekuensi, nilai variabel reduksi *Gauss* (lihat Tabel 2.9)

Tabel 2.9 Nilai Variabel Reduksi *Gauss*

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	K
2	0,5	0
5	0,2	0,84
10	0,1	1,28
20	0,05	1,64
50	0,02	2,05
100	0,01	2,33

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.5. Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal, merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah variat X menjadi nilai logaritmik variat X . Distribusi Log Pearson Tipe III akan menjadi distribusi Log Normal apabila nilai koefisien kemencengan $C_s = 0,00$. Data variabel hidrologi yang telah dihitung besarnya periode ulangnya, selanjutnya digambarkan pada kertas grafik peluang logaritmik (*logarithmic probability paper*), umumnya akan membentuk persamaan garis lurus, dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan:

$$\overline{\text{Log}X} = \overline{\text{Log}\bar{X}} + k \cdot \overline{S\text{Log}\bar{X}} \quad (2.15)$$

Dimana:

 $\overline{\text{Log}X}$ = nilai variat X yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu $\overline{\text{Log}\bar{X}}$ = rata-rata hitung nilai X hasil pengamatan $\overline{S\text{Log}\bar{X}}$ = standar deviasi logaritmik nilai X hasil pengamatan k = karakteristik distribusi peluang log normal, nilai variabel reduksi *Gauss* (lihat Tabel 2.9)**2.2.6. Distribusi Gumbel Tipe I**

Distribusi Tipe I Gumbel atau Distribusi Extrim Tipe I (*extreme type I distribution*) umumnya digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekuensi banjir. Persamaan garis lurus untuk distribusi frekuensi Tipe I Gumbel dapat menggunakan persamaan empiris sebagai berikut:

$$X = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y - Y_n) \quad (2.16)$$

Dimana:

X = nilai varian yang diharapkan terjadi

\bar{X} = nilai rata-rata hitung variat

S = standar deviasi

Y = nilai reduksi variat dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu (Tabel 2.10)

Y_n = nilai rata-rata dari reduksi variat/*mean of reduced variate* (Tabel 2.11)

S_n = deviasi standar dari reduksi variat/*standard deviation of the reduced variate* (Tabel 2.12)

Tabel 2.10 Nilai Variabel Reduksi Gumbel

T	Peluang	Y
2	0,50	0,3065
5	0,80	1,4999
10	0,90	2,2504
20	0,95	2,9702
50	0,98	3,9019
100	0,99	4,6001

(Sumber : Soewarno, 1995)

Tabel 2.11

Hubungan Reduksi Variat Rata-rata (Y_n) dengan Jumlah Data (n)

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0,4952	33	0,5388	56	0,5508	79	0,5567
11	0,4996	34	0,5396	57	0,5511	80	0,5569
12	0,5035	35	0,5402	58	0,5515	81	0,5570
13	0,5070	36	0,5410	59	0,5518	82	0,5572
14	0,5100	37	0,5418	60	0,5521	83	0,5574
15	0,5128	38	0,5424	61	0,5524	84	0,5576
16	0,5157	39	0,5430	62	0,5527	85	0,5578
17	0,5181	40	0,5439	63	0,5530	86	0,5580
18	0,5202	41	0,5442	64	0,5533	87	0,5581
19	0,5220	42	0,5448	65	0,5535	88	0,5583
20	0,5236	43	0,5453	66	0,5538	89	0,5585
21	0,5252	44	0,5458	67	0,5540	90	0,5586
22	0,5268	45	0,5463	68	0,5543	91	0,5587
23	0,5283	46	0,5468	69	0,5545	92	0,5589
24	0,5296	47	0,5473	70	0,5548	93	0,5591
25	0,5309	48	0,5477	71	0,5550	94	0,5592
26	0,5320	49	0,5481	72	0,5552	95	0,5593
27	0,5332	50	0,5485	73	0,5555	96	0,5595

n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn
28	0,5343	51	0,5489	74	0,5557	97	0,5596
29	0,5353	52	0,5493	75	0,5559	98	0,5598
30	0,5362	53	0,5497	76	0,5561	99	0,5599
31	0,5371	54	0,5501	77	0,5563	100	0,5600
32	0,5380	55	0,5504	78	0,5565		

(Sumber : Soewarno, 1995)

Tabel 2.12

Hubungan antara Deviasi Standar dari Reduksi Variat (s_n)
dengan Jumlah Data (n)

n	S_n	n	S_n	n	S_n	n	S_n
10	0,9496	33	11,226	56	11,696	79	11,930
11	0,9676	34	11,255	57	11,708	80	11,938
12	0,9833	35	11,285	58	11,721	81	11,945
13	0,9971	36	11,313	59	11,734	82	11,953
14	10,095	37	11,339	60	11,747	83	11,959
15	10,206	38	11,363	61	11,759	84	11,967
16	10,316	39	11,388	62	11,770	85	11,973
17	10,411	40	11,413	63	11,782	86	11,980
18	10,493	41	11,436	64	11,793	87	11,987
19	10,565	42	11,458	65	11,803	88	11,994
20	10,628	43	11,480	66	11,814	89	12,001
21	10,696	44	11,499	67	11,824	90	12,007
22	10,754	45	11,519	68	11,834	91	12,013
23	10,811	46	11,538	69	11,844	92	12,020
24	10,864	47	11,557	70	11,854	93	12,026
25	10,915	48	11,574	71	11,863	94	12,032
26	10,961	49	11,590	72	11,873	95	12,038
27	11,004	50	11,607	73	11,881	96	12,044
28	11,047	51	11,623	74	11,890	97	12,049
29	11,086	52	11,638	75	11,898	98	12,055
30	11,124	53	11,658	76	11,906	99	12,060
31	11,159	54	11,667	77	11,915	100	12,065
32	11,193	55	11,681	78	11,923		

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.7. Distribusi Log Pearson Tipe III

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

nilai logaritmik. Bentuk kumulatif dari distribusi Log Pearson Tipe III dengan nilai variatnya X apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik (*logarithmic probability paper*) akan merupakan model matematik persamaan garis lurus. Persamaannya adalah:

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + k(\overline{S\text{Log}X}) \quad (2.17)$$

Dimana :

$\text{Log} X$ = nilai variat X yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu

$\overline{\text{Log}X}$ = rata-rata hitung nilai X hasil pengamatan

$\overline{S\text{Log}X}$ = standar deviasi logaritmik nilai X hasil pengamatan

k = karakteristik dari distribusi Log Pearson tipe III (lihat Tabel 2.13)

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

a. tentukan logaritma dari semua nilai variat X

b. hitung nilai rata-ratanya:

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum \text{Log}X}{n} \quad (2.18)$$

n = jumlah data

c. hitung nilai deviasi standarnya dari $\log X$:

$$\overline{S\text{Log}X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^2}{n-1}} \quad (2.19)$$

d. hitung nilai koefisien kemencengan/*skewness*

$$CS = \frac{n \sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S\text{Log}X})^3} \quad (2.20)$$

e. tentukan anti log dari $\log X$, untuk mendapat nilai X yang diharapkan terjadi pada periode tertentu sesuai dengan nilai Cs -nya.

Tabel 2.13

Nilai k Distribusi Log Pearson Tipe III untuk Setiap Nilai CS (Koefisien *kewness*)

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,054	4,976	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,454	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,386	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,721	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,019	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,874	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
-1,8	0,282	0,799	0,945	0,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.8. Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter.

Pengujian parameter dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu:

- Chi - Kuadrat (*chi - square*)
- Smirnov - Kolmogorov.

Pada penggunaan uji Smirnov – Kolmogorov, meskipun perhitungan matematis namun kesimpulan hanya berdasarkan bagian tertentu (sebuah variant) yang mempunyai penyimpangan terbesar, sedangkan uji Chi – kuadrat menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya. Dengan demikian uji Chi – kuadrat lebih teliti dibanding dengan uji Smirnov – Kolmogorov (Soewarno, 1995).

Uji Chi - kuadrat

Uji Chi – kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Penentuan parameter ini menggunakan X^2 yang dihitung dengan rumus:

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.21)$$

Di mana :

X_h^2 = parameter Chi Kuadrat terhitung

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

G = jumlah sub kelompok

Prosedur perhitungan uji *Chi Kuadrat* adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup, dimana jumlah kelas yang ada $(G) = 1 + 3,322 \times \log n$.
 n = jumlah data
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .

$$E_i = \left[\frac{n}{G} \right]$$

5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai

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

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

Kuadrat hitung

7. Tentukan derajat kebebasan

$$DK = G - R - 1 \quad (2.22)$$

Dimana :

DK = derajat kebebasan

G = sub grup

R = banyaknya keterikatan (biasanya diambil $R = 2$ untuk distribusi normal dan binomial dan $R = 1$ untuk distribusi *Poisson* dan *Gumbel*)

8. Persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima apabila derajat kepercayaan lebih dari 5 % dengan parameter derajat kebebasan

Tabel 2.14
 Nilai Kritis untuk Uji Kecocokan Chi Kuadrat

DK	α (Derajat Kepercayaan)							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000928	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,1000	0,021	0,05806	0,103	5,991	7,378	9,210	10,579
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,4848	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	0,1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	0,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.9. Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah Aliran Sungai (DAS) merupakan daerah dimana semua airnya mengalir ke dalam suatu sungai. Daerah ini umumnya dibatasi oleh batas topografi, yang berarti ditetapkan berdasar aliran air permukaan. Dari peta topografi, ditetapkan titik-titik tertinggi disekeliling sungai utama (*main stream*), dan masing-masing titik tersebut dihubungkan satu dengan lainnya sehingga membentuk garis utuh yang bertemu ujung pangkalnya. Garis tersebut merupakan batas DAS dititik kontrol tertentu (Dirjen Pengairan, 1992).

Nama sebuah DAS ditandai dengan nama sungai yang bersangkutan dan dibatasi oleh titik kontrol, yang umumnya merupakan stasiun hidrometri. Memperhatikan hal tersebut berarti sebuah DAS dapat merupakan bagian dari DAS lain. Dalam sebuah DAS kemudian dibagi dalam area yang lebih kecil menjadi sub-DAS. Penentuan batas-batas sub-DAS berdasarkan kontur, jalan dan rel KA yang ada di lapangan untuk menentukan arah aliran air (Dirjen Pengairan, 1992). Karakteristik DAS yang berpengaruh besar pada aliran permukaan :

- a. Luas dan bentuk DAS
- b. Topografi: kemiringan lahan, kerapatan parit atau saluran, dan bentuk-bentuk cekungan lainnya
- c. Panjang sungai
- d. Kelandaian sungai
- e. Tata guna lahan.

2.2.10. Periode Ulang

Perencanaan periode ulang (*return period* atau *recurrence interval*) suatu banjir rencana pada prinsipnya berlandaskan pada teori kemungkinan lebih, sehingga bila terjadi banjir tertentu melebihi banjir rencana tersebut maka prasarana yang dibangun tidak akan mampu berfungsi seperti yang diharapkan (Dirjen Pengairan, 1993). Beberapa aspek perlu dipertimbangkan dalam penentuan periode ulang prasarana pengairan, meliputi aspek teknis dan non teknis antara lain sebagai berikut:

- a. Kepentingan, manfaat utama dan masa guna prasarana
- b. Tingkat resiko yang mungkin terjadi berkaitan dengan kepentingan pengguna
- c. Pertimbangan biaya berdasarkan analisa ekonomi
- d. Pengelompokan pelaksanaan konstruksi, bangunan baru, rehabilitasi, perbaikan
- e. Penduduk dan daerah yang mendapatkan manfaat atau diproteksi

Bangunan Pengendali Sedimen (BPS) dapat dikelompokkan kedalam prasarana pengendalian daya rusak air (*flood control*), maka penentuan periode ulang dapat memakai kriteria dasar sebagaimana yang tertuang dalam Tabel 2.15

Tabel 2.15

Kriteria Dasar Penentuan Periode Ulang Prasarana Pengendalian Banjir

Sistem Utama	Tipe Proyek Pengendalian Banjir Berdasarkan Penduduk, Tingkat Strategis Kewilayahan dan Tingkat Kepentingan	Tahap Awal (Tahun)	Tahap Akhir (Tahun)
Sungai	Proyek yang mendesak	5	10
	Proyek baru	10	25
	Proyek peningkatan		
	- Desa/kota penduduk < 2,000,000	25	50
	- Perkotaan penduduk > 2,000,000	25	100

Sistem Utama	Tipe Proyek Pengendalian Banjir Berdasarkan Penduduk, Tingkat Strategis Kewilayahan dan Tingkat Kepentingan	Tahap Awal (Tahun)	Tahap Akhir (Tahun)
Drainage primer (catchement area > 500 ha)	Pedesaan	2	5
	Perkotaan < 500,000	5	10
	500,000 < Perkotaan < 2,000,000	5	15
	Perkotaan > 2,000,000	10	25
Drainage primer (catchement area < 500 ha)	Pedesaan	1	2
	Perkotaan < 500,000	2	5
	500,000 < Perkotaan < 2,000,000	2	5
	Perkotaan > 2,000,000	5	10
Catatan			
<ol style="list-style-type: none"> Banjir rencana yang lebih besar dapat diterapkan bila bencana banjir mengancam keselamatan manusia dan menimbulkan kerugian harta berdasarkan analisa ekonomi. Bersifat mendesak dalam pengertian akan mengakibatkan kematian manusia bila tidak segera ditangani meskipun tanpa didahului dengan studi kelayakan dan pra rencana. 			

(Sumber : PU, 1993)

2.2.11. Metode Perhitungan Debit Banjir Rencana

a. Metode Haspers

Metode ini pada dasarnya merupakan metode empiris dengan persamaan umum:

$$Q_n = \alpha x \beta x q x A \quad (2.23)$$

1. Koefisien aliran α di hitung dengan rumus:

$$\alpha = \frac{1 + 0,0012A^{0.7}}{1 + 0,0075A^{0.7}} \quad (2.24)$$

Dimana:

A = Luas DAS (km²)

2. Koefien reduksi (β) dihitung dengan rumus:

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3.7 \cdot 10^{0.41}) A^{0.75}}{(t^2 + 0,15)12} \quad (2.25)$$

Dimana:

β = koefisien reduksi

t = waktu konsentrasi (jam)

A = Luas DAS (km^2)

3. Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus:

$$t = 0.1 L^{0.8} i^{-0.3} \quad (2.26)$$

Dimana:

t = waktu konsentrasi / lama hujan terpusat (jam)

L = panjang sungai (km)

i = gradien sungai atau kemiringan rata-rata sungai (10% bagian hulu dari panjang sungai tidak dihitung. Beda tinggi dan panjang diambil dari suatu titik 0,1 L dari batas hulu DAS).

4. Model banjir maksimum menurut Haspers dirumuskan:

$$q = \frac{R_t}{3,6 \cdot t} \quad (2.27)$$

$$R_t = R + S_x U \quad (2.28)$$

Dimana:

q = hujan maksimum ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{det}$).

t = waktu konsentrasi / lama hujan terpusat (jam)

R = curah hujan maksimum rata-rata (mm)

S_x = simpangan baku (standar deviasi)

U = variabel simpangan untuk kala ulang T tahun

Rt = curah hujan dengan kala ulang T tahun (mm)

5. Intensitas Hujan

- a. Lama hujan $t < 2$ jam:

$$R_t = \frac{t \cdot R_{24}}{t + 1 - 0,0008(260 - R_{24})(2 - t)^2} \text{ (mm/jam)} \quad (2.29)$$

b. Lama hujan 2 jam $< t < 19$ jam:

$$R_t = \frac{t \cdot R_{24}}{t + 1} \text{ (mm/jam)} \quad (2.30)$$

c. Lama hujan 19 jam $< t < 30$ hari:

$$R_t = 0,707 t R_{24} + 1 \text{ (mm/jam)} \quad (2.31)$$

Dimana:

A = luas daerah aliran sungai (km^2)

R_t = curah hujan maksimum rata-rata selama t (mm)

R_{24} = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

S_x = standar deviasi

U = variabel standar deviasi untuk kala ulang T tahun

b. Metode Weduwen

Analisa metode ini hampir sama dengan metode Haspers hanya saja rumusan koefisiennya yang berbeda.

$$Q_n = \alpha \times \beta \times q \times A \quad (2.32)$$

1. Koefisien aliran α dihitung dengan rumus:

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7} \quad (2.33)$$

Dimana:

β = koefisien reduksi

q_n = hujan maksimum ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{det}$).

2. Koefisien reduksi β dihitung dengan rumus:

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} A}{120 + A} \quad (2.34)$$

Dimana:

t = waktu konsentrasi (jam)

A = Luas DAS (km²)

3. Hujan maksimum dirumuskan:

$$q_n = \frac{67,65}{t + 1,45} \quad (2.35)$$

Dimana:

q_n = hujan maksimum (m³/km²/det)

t = waktu konsentrasi / lama hujan terpusat (jam)

4. Waktu konsentrasi (t) dihitung dengan rumus:

$$t = 0,25LQ_n^{-0,125} i^{-0,25} \quad (2.36)$$

Dimana:

t = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang sungai (km)

Q_n = debit banjir rencana (m³/det).

i = kemiringan sungai rata-rata

Metode ini harus dihitung dengan *trial and error* sehingga ketepatan antara waktu konsentrasi dengan debit sama atau mendekati sama.

c. Metode Rasional

1 Rumus Umum:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3,60} \quad (2.37)$$

Di mana:

Q = debit banjir rencana (m³/dtk)

C = koefisien *run off* (koefisien limpasan)

I = intensitas maksimum selama waktu konsentrasi (mm/jam)

A = luas daerah aliran (km²)

Tabel 2.16Nilai Koefisien Larian (α) Untuk Persamaan Rasional (U.S. Forest Service, 1980)

Tata guna lahan	α	Tata guna lahan	α
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, 0-30%	
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
		Ladang garapan	
Taman, Kuburan	0,10-0,25	- Tanah berat, tanpa vegetasi	0,30-0,60
Tempat bermain	0,20-0,35	- Tanah berat, dengan vegetasi	0,20-0,50
Daerah stasiun KA	0,20-0,40	- Berpasir, tanpa vegetasi	0,20-0,25
Daerah tak berkembang	0,10-0,30	- Berpasir, dengan vegetasi	0,10-0,25
Jalan raya		Padang rumput	
- Beraspal	0,70-0,95	- Tanah berat	0,15-0,45
- Berbeton	0,80-0,95	- Berpasir	0,05-0,25
- Berbatu bata	0,70-0,85	Hutan/bervegetasi	0,05-0,25
- Trotoar	0,75-0,85	Tanah tidak produktif, >30%	
		- Rata, kedap air	0,70-0,90
Daerah beratap	0,75-0,95	- Kasar	0,50-0,70

(Sumber: Asdak, 1995)

2 Waktu Konsentrasi (*Time of Concentration*)

a. Rumus Kraven:

$$T_p = \frac{L}{V_p} \text{ (jam)} \quad (2.38)$$

Dimana:

 L = panjang sungai (m) V_p = kecepatan rambat aliran (m/dt)

b. Rumus Doken:

$$T_p = 1,67 \times 10^{-3} (L / \sqrt{S})^{0.7} \text{ (jam)} \quad (2.39)$$

Dimana:

 L = panjang palung air dari titik terjauh sampai titik tangkap (m) S = rata-rata kemiringan palung air

c. Rumus Fukushima:

$$T_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \text{ (menit)} \quad (2.40)$$

Dimana:

 r_e = curah hujan efektif (mm/jam) C = 120 (konstanta) A = luas DAS (km²)

d. Rumus Kirpich:

$$t_c = 0,0133L \times i^{-0,6} \quad (2.41)$$

Dimana:

 t_c = Waktu konsentrasi L = Panjang sungai utama (km)

i = kemiringan sungai

3 Intensitas Hujan

a. Talbot:

$$R_1 = f \frac{a}{t + b} \quad (\text{mm/jam}) \quad (2.42)$$

$$R_1 = \frac{f \cdot a}{(C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}) / 60 + b} \quad (\text{mm/jam}) \quad (2.43)$$

Dimana:

t = lama hujan (dapat diganti dengan T_p) (jam)

a, b = konstanta

b. Mononobe:

$$R_1 = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t_c} \right)^{2/3} \quad (\text{mm/jam}) \quad (2.44)$$

Dimana:

t_c = waktu konsentrasi aliran permukaan (jam)

R_{24} = hujan harian maksimum (mm/hari)

d. Metode Melchior

1. Rumus umum

$$Q = \alpha x \beta x q x A \quad (2.45)$$

2. Koefisien reduksi (β) dihitung dengan rumus:

$$A = \frac{1970}{\beta - 0,12} - 3960 + 1720 \quad (2.46)$$

3. Koefisien aliran (α) :

$\alpha = 0,52$ (ketentuan Melchior)

4. Waktu konsentrasi (t) dihitung dengan rumus:

$$t = 0,186 \times L \times Q^{-0,2} \times i^{-0,4} \quad (2.47)$$

5. Modul banjir maksimum dirumuskan:

$$q = \frac{R_{24}}{3,6xt} \quad (2.48)$$

Dimana:

A = luas DAS (km^2)

i = kemiringan sungai rata-rata

L = panjang sungai (km)

R_{24} = hujan maksimum harian

Metode ini harus dihitung dengan *trial and error* sehingga ketepatan antara waktu konsentrasi dengan debit sama atau mendekati sama(Loebis, 1987)

2.3. Perencanaan Konstruksi

2.3.1. Prosedur Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen

Bendung penahan sedimen adalah bangunan di sungai berbentuk bendung dengan kelengkapannya, yang berfungsi untuk mengendalikan kecepatan, debit, dan arah aliran sedimen di palung sungai. Persyaratan dan informasi dalam perencanaan teknis bendung penahan sedimen:

1. Parameter desain meliputi parameter desain topografi, hidrologi, dan geoteknik yang merupakan hasil analisis data.
2. Data lain yang diperlukan seperti bahan bangunan tersedia, sarana prasarana, serta tenaga kerja tersedia.

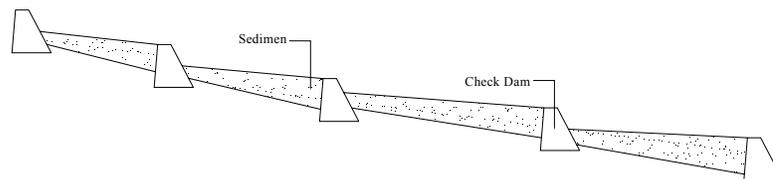
Hasil desain bendung penahan sedimen harus menghasilkan bangunan yang memenuhi syarat sebagai berikut :

1. Bangunan tidak boleh mengguling,
2. Bangunan tidak boleh menggeser,
3. Tekanan pada tanah pondasi akibat bangunan tidak boleh lebih besar daripada daya dukung tanah hasil penyelidikan laboratorium,
4. Tidak boleh terjadi tegangan tarik pada tanah dan tubuh bangunan,
5. Peluap bendung sedimen harus mampu melewati debit desain,
6. Mercu dan tubuh bendung harus aman terhadap abrasi dan benturan,
7. Sayap bendung harus aman terhadap gerusan dan benturan,
8. Lantai kolam olak harus aman terhadap terjunan dan benturan,
9. Bendung penahan harus aman terhadap gerusan lokal, dan rembesan,
10. Tembok tepi harus terhindar dari terjunan.

Tata letak bendung penahan harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Lokasi ditetapkan agar dapat menghasilkan bangunan paling ekonomis sehingga biaya pembuatan perdaya tampungnya menghasilkan nilai paling kecil,
2. Sumbu bendung penahan sedimen harus tegak lurus arah aliran di bagian hilirnya,
3. Apabila lokasi bendung penahan pada tikungan sungai, harus dilakukan tinjauan hidraulik terhadap kemungkinan limpasan dan gerusan pada tebing luar baik di hulu maupun hilir bangunan.

(Sumber : SNI 03-2851-1991)



Gambar 2.9. Rangkaian *Check Dam*

Urutan perencanaan *check dam* adalah:

- perencanaan pelimpah, letak arah, lebar dan dalam
- perencanaan *main dam*, tebal mercu, tinggi, penampang melintang dan stabilitas
- perencanaan pondasi, daya dukung, geser, piping, rembesan
- perencanaan sayap, tebal, tinggi dan pondasi
- perencanaan *sub dam* dan lantai, jarak dan tinggi, tebal lantai, ruang olakan
- Bangunan pelengkap

2.3.2. Perencanaan Pelimpah

Bagian pelimpah supaya dirancang cukup lebar untuk dapat dilalui debit banjir rencana dengan aman. Lokasi, formasi dan bentuk pelimpah ditetapkan dengan memperhitungkan arah aliran air, bentuk dan formasi lembah serta kondisi geologi tanah pondasi. Rumus yang digunakan adalah:

$$Q = m_2 \times \frac{2}{15} \times C \sqrt{2g(3B_1 + 2B_2) \times h_3^{3/2}} \quad (2.49)$$

Di mana :

Q = debit rencana ($m^3/detik$)

C = koefisien debit (0,6 - 0,68)

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

B_1 = lebar peluap bagian bawah (m)

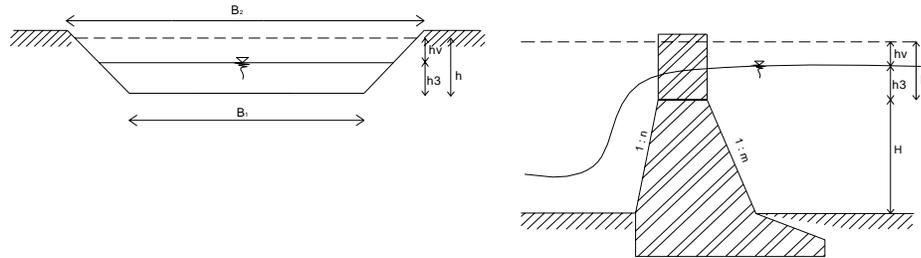
B_2 = lebar muka air di atas pelimpah (m) = $B_1 + (2 \times m_2 \times h_3)$ (2.50)

h_3 = tinggi muka air di atas pelimpah (m)

m_2 = kemiringan tepi pelimpah

Jika $m_2 = 0,5$ dan $C = 0,6$, maka rumus di atas menjadi :

$$Q = (0,71 \times h_3 + 1,77 \times B_1) \times h_3^{3/2} \quad (2.51)$$



a. Potongan Melintang Pelimpah

b. Potongan Memanjang Pelimpah

Gambar 2.10. Penampang Peluang

Dalam perencanaan pelimpah, memperhitungkan:

a. Kecepatan aliran di atas mercu

Rumus:

$$A_1 = \frac{1}{2}(B_1 + B_2) \times h_3 \quad (2.52)$$

$$v_1 = \frac{Q}{A_1} \quad (2.53)$$

$$h_v = \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.54)$$

$$h = h_3 + h_v \quad (2.55)$$

b. Kedalaman air di atas mercu

$$d = \frac{2}{3} h \quad (2.56)$$

$$A_2 = \frac{1}{2}(B_1 + m \times d) \times d \quad (2.57)$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} \quad (2.58)$$

$$v = \frac{v_1 + v_2}{2} \quad (2.59)$$

Di mana :

h = tinggi muka air di atas pelimpah + tinggi kecepatan (m)

h_v = tinggi kecepatan (m)

d = kedalaman air di atas mercu (m)

A_1 = luas penampang basah pada ketinggian air setinggi *check dam* (m)

A_2 = luas penampang basah pada air diatas *check dam* (m)

v = kecepatan aliran di atas mercu (m/det)

c. Tinggi jagaan (*Free Board*)

Untuk mencegah terjadinya limpasan di atas sayap pada saat terjadi debit rencana, maka diperlukan adanya ruang bebas yang besarnya tergantung dari debit rencana (Q). Besarnya tinggi jagaan ditetapkan berdasarkan debit rencana, seperti terlihat pada Tabel 2.17

Tabel 2.17. Tinggi Jagaan

Debit Rencana (m ³ /detik)	Tinggi Jagaan (m)
$Q < 200$	0,6
$200 < Q < 500$	0,8
$500 < Q < 2000$	1,0
$2000 < Q < 5000$	1,2

(Sumber : DPU, *Sabo Design*, 1983)

2.3.3. Perencanaan *Main Dam*

a. Penampang *main dam*

Kemiringan badan *main dam* di hulu 1 : m digunakan rumus :

Untuk $H < 15$ m :

$$(1 + \alpha)m^2 + [2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma)]m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta \\ (4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad (2.60)$$

$$\alpha = \frac{h_3}{H} \quad (2.61)$$

$$\beta = \frac{b_1}{H} \quad (2.62)$$

$$\gamma = \frac{\gamma_c}{\gamma_w} \quad (2.63)$$

Untuk $H \geq 15$ m :

$$[(1 + \alpha - \omega)(1 - \mu) + \partial(2\zeta^2 - \omega^2)]m^2 + \\ [2(n + \beta)\{1 + \partial\zeta^2 - \mu(1 + \alpha - \omega) - \omega\} - n(\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta]m - \\ (1 - 3\alpha) - \mu(1 + \alpha - \omega)(n + \beta)^2 - \partial 2\zeta^2 + \alpha\beta(4n + \beta) + \\ \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(n + \beta)^2 = 0$$

$$\delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (2.64)$$

$$\zeta = \frac{h_c}{H} \quad (2.65)$$

$$\omega = \frac{h_2}{H} \quad (2.66)$$

Dimana :

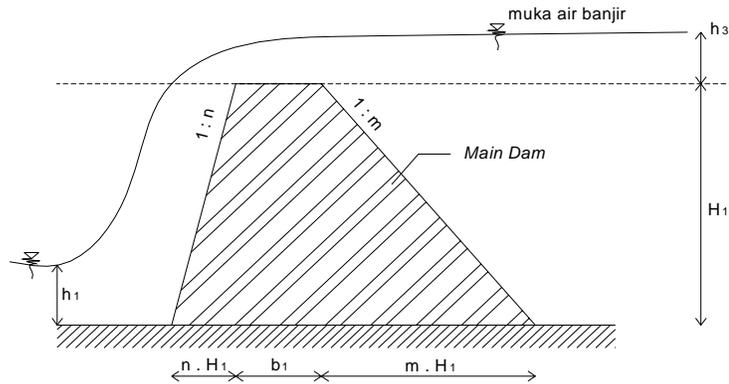
γ_c = berat volume bahan (t/m^3)

γ_w = berat volume air ($1 t/m^3$)

γ_s = berat volume sedimen dalam air ($1,5 - 1,8 t/m^2$)

H = tinggi konstruksi (m)

Kemiringan badan *dam* bagian hilir 1 : 0,2 atau $n = 0,2$ (JICA, 1985)



Gambar 2.11. Perencanaan Main Dam

b. Lebar mercu pelimpah

Mercu pelimpah *check dam* harus kuat menahan aliran debris/aliran sedimen, jadi harus kuat menahan benturan dan abrasi dari batu-batu yang melintasinya. Lebar mercu dapat cari dengan rumus sebagai berikut:

$$Bm = \frac{1}{2,4n} \left[0,06 \times v^2 + h_3 \times \frac{1}{2} d \right] \quad (2.67)$$

Dimana:

- Bm = lebar mercu pelimpah
- n = faktor keamanan (2)
- v = kecepatan air di atas pelimpah
- h_3 = tinggi air di atas pelimpah
- d = tinggi air + tinggi energi di atas mercu

Hubungan antara lebar mercu dengan material dapat dilihat pada Tabel 2.18.

Tabel 2.18. Lebar Mercu Peluap

Lebar Mercu	$b = 1,5 - 2,5 \text{ m}$	$b = 3,0 - 4,0 \text{ m}$
Material	Pasir dan kerikil atau Kerikil dan batu	Batu-batu besar
Hidrologis	Kandungan sedimen sedikit sampai dengan sedimen banyak	Debris flow kecil sampai debris flow besar

(Sumber : Sosrodarsono, 1985)

c. Gaya-gaya yang bekerja pada *main dam*:

1. Berat sendiri (W)

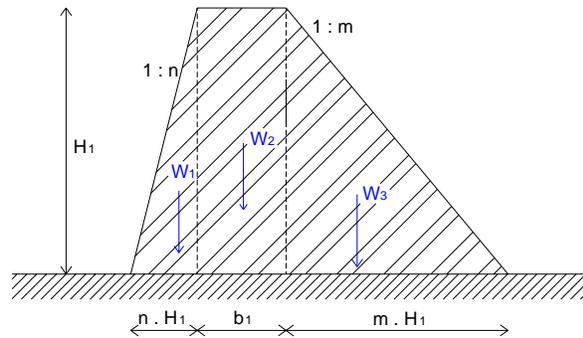
$$W = \gamma_c \times A \quad (2.68)$$

Dimana :

W = berat sendiri per meter

γ_c = berat volume bahan yang digunakan (beton $2,4 \text{ t/m}^3$, pasangan batu $2,2 \text{ t/m}^3$)

A = volume per meter



Gambar 2.12. Gaya Berat Sendiri *Main Dam*

2. Gaya tekan air statik (P)

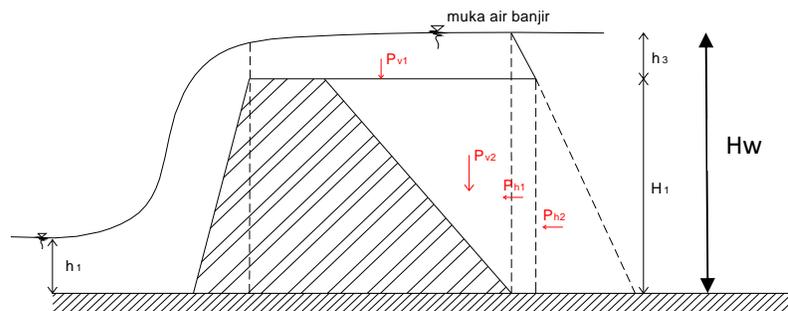
$$P = \gamma_w \times h_w \quad (2.69)$$

Dimana :

P = tekanan air statik horizontal pada titik sedalam h_w (t/m^3)

γ_w = berat volume air (1 t/m^3)

h_w = kedalaman air (m)



Gambar 2.13. Gaya Tekan Air Statik

3. Tekanan sedimen (P_e)

$$P_{ev} = \gamma_s \times h_e \quad (2.70)$$

$$P_{eh} = C_e \times \gamma_s \times h_e \quad (2.71)$$

Dimana :

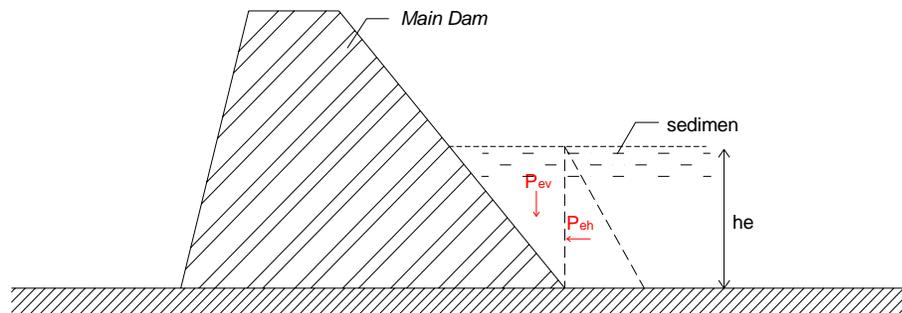
P_{ev} = gaya tekan vertikal sedimen (t/m^2)

P_{eh} = gaya tekan horizontal sedimen (t/m^2)

γ_s = berat volume sedimen dalam air ($1,5 - 1,8 t/m^3$)

C_e = koefisien gaya tekan tanah aktif (diambil 0,3) (JICA)

h_e = tinggi sedimen (m)



Gambar 2.14. Gaya Tekan Akibat Sedimen

4. Gaya angkat (U)

$$U_x = H_x - \frac{L_x}{\Sigma L} \times \Delta H \quad (2.72)$$

Dimana :

U_x = gaya angkat pada titik x (t/m^2)

H_x = tinggi muka air hulu sampai dengan titik x (m)

L_x = jarak ke titik x (m)

ΔH = beda tinggi antara muka air hulu dengan muka air hilir (m)

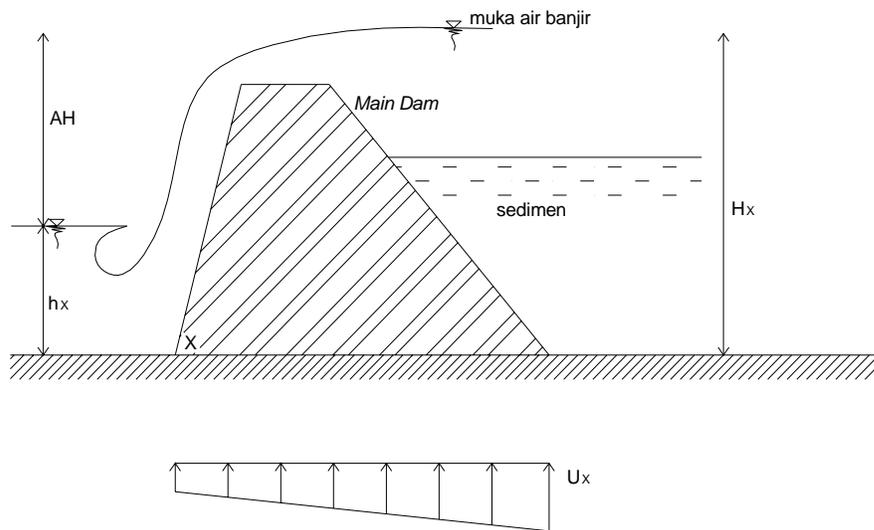
ΣL = panjang rembesan (m)

untuk Lane :

$$\Sigma L = \frac{1}{3} \Sigma H + \Sigma V \quad (2.73)$$

untuk Bligh :

$$\Sigma L = \Sigma H + \Sigma V \quad (2.74)$$



Gambar 2.15. Gaya Angkat pada Main Dam

5. Gaya inersia saat gempa (I)

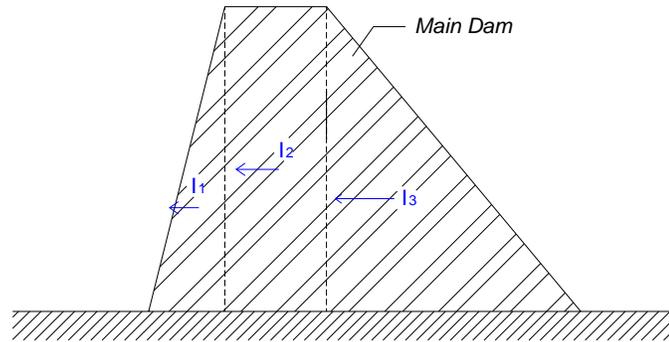
$$I = k \times W \quad (2.75)$$

Dimana :

I = gaya inersia oleh gempa (t/m^2)

k = koefisien gempa (0,10 – 0,12)

W = berat sendiri dam per meter (t)



Gambar 2.16. Gaya Inersia Saat Gempa

6. Gaya tekan air dinamik (P_d)

$$P_x = C \times \gamma_w \times K \times h_0 \quad (2.76)$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} \right] \quad (2.77)$$

$$P_d = \eta \times \frac{C_m}{2} \times \gamma_w \times K \times h_0^2 \times \sec \theta \quad (2.78)$$

$$h_d = \lambda \times h_x \quad (2.79)$$

Dimana:

P_x = gaya tekan air dinamik pada titik x (t/m^2)

P_d = gaya tekan air dinamik total dari muka air sampai titik x (t/m^2)

γ_w = berat volume air ($1 t/m^3$)

K = koefisien seismik (0,12)

h_0 = kedalaman air dari muka air sampai dasar pondasi (m)

h_x = kedalaman air dari muka air sampai titik x (m)

h_d = jarak vertikal x sampai P_d (m)

C_m = diperoleh dari Tabel 2.19, fungsi dari sudut θ

θ = sudut antara kemiringan check dam dan sisi tegak

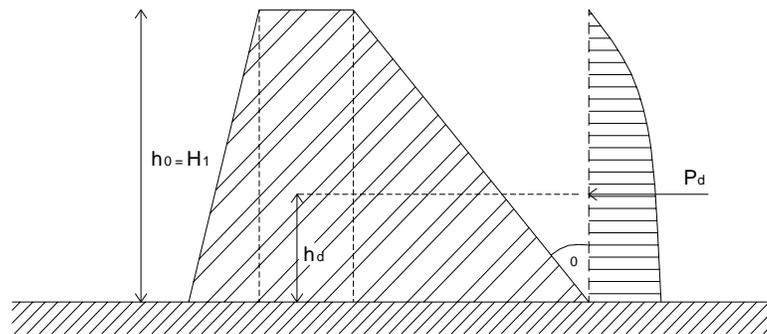
η, λ = koefisien yang diperoleh dari grafik

C = koefisien tekanan air dinamik

Tabel 2.19. Nilai C_m

θ	30°	35°	40°	50°	60°	70°
C_m	0,54	0,50	0,45	0,38	0,30	0,20

(Sumber : JICA, 1983, *Design of Sabo Facilities*)



Gambar 2.17. Gaya Tekan Air Dinamik

d. Analisa stabilitas *main dam*

Stabilitas *main dam* dihitung dengan berbagai beban-beban rencana seperti terlihat pada Tabel 2.20

Tabel 2.20

Gaya-Gaya yang Ditinjau untuk Keadaan Normal dan Banjir

Tipe	Normal	Banjir
Dam rendah, $H < 15$ m	-	W, P
Dam tinggi, $H > 15$ m	W, P, P_s, U, I, P_d	W, P, P_s, U

(Sumber : JICA, 1985)

1. Resultan gaya-gaya (R) harus berada pada inti

$$e = \frac{b_2}{2} - x \tag{2.80}$$

$$x = \frac{M}{V} \tag{2.81}$$

$$M = M_v - M_h$$

Syarat:

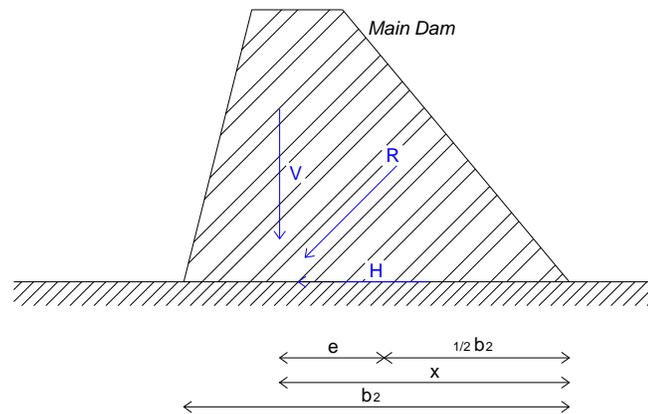
$$1/3b_2 < x < 2/3b_2$$

$$e < 1/6 b_2$$

Dimana:

M_v = jumlah momen gaya vertikal (tm)

M_h = jumlah momen gaya horizontal (tm)



Gambar 2.18. Resultan Gaya pada *Main Dam*

2. Stabilitas terhadap geser

$$SF = \frac{V \times \operatorname{tg} \phi + C \times b_2}{H} \quad (2.82)$$

Syarat:

$$SF > 1,5$$

Dimana:

SF = faktor keamanan

V = total gaya vertikal (ton)

H = total gaya horisontal (ton)

ϕ = sudut geser dalam tanah dasar

C = kohesi tanah

b_2 = panjang bidang geser (m)

3. Stabilitas terhadap guling

$$SF = \frac{M_v}{M_h} \quad (2.83)$$

Syarat:

$$SF > 1,2$$

Dimana :

SF = faktor keamanan

M_v = jumlah momen gaya vertikal (tm)

M_h = jumlah momen gaya horizontal (tm)

4. Tegangan pada dasar pondasi

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \quad (2.84)$$

Syarat:

$$\sigma_1 < \sigma_{ijin} \text{ (60 ton/m}^2\text{)}$$

Di mana :

V = total gaya vertikal (ton)

b_2 = panjang bidang geser (m)

σ_1 = tegangan maksimum pada dasar pondasi (t/m^2)

σ_2 = tegangan minimum pada dasar pondasi (t/m^2)

e = jarak dari titik tengah sampai R ($b_2/2-x$) (m)

2.3.4. Perencanaan Pondasi

Yang utama dalam perencanaan pondasi adalah daya dukung tanah terhadap gaya yang bekerja pada dam dan gaya geser.

a. Dasar pondasi

Sebaiknya pondasi ditempatkan pada batuan dasar. Jika keadaan tidak memungkinkan, dibuat pondasi terapung pada sedimen sungai.

b. Daya dukung dasar pondasi

Daya dukung keseimbangan tanah dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$q_{ult} = C \times N_c + \gamma \times D \times N_\gamma + 0,4 \times \gamma \times N_q \quad (2.85)$$

Dimana :

q_{ult} = daya dukung tanah (t/m^2)

C = kohesi tanah (t/m^2)

γ = berat isi tanah (t/m^3)

D = kedalaman pondasi (m)

B = lebar pondasi (m)

N_c, N_γ, N_q adalah faktor daya dukung tanah yang tergantung dari besarnya sudut geser (ϕ), didapat dari faktor *Terzaghi* (Tabel 2.21).

Tabel 2.21

Nilai-Nilai Faktor Daya Dukung Tanah Terzaghi

ϕ	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5	1	0	1.57	1	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19	8,3	5,7
34	52,6	38,5	35	23,7	11,7	9
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

(Sumber: Braja. M. Das)

Tegangan yang terjadi pada dasar pondasi harus lebih kecil dari tegangan yang diperkenankan. Daya dukung yang diperkenankan dapat dilihat di Tabel 2.22.

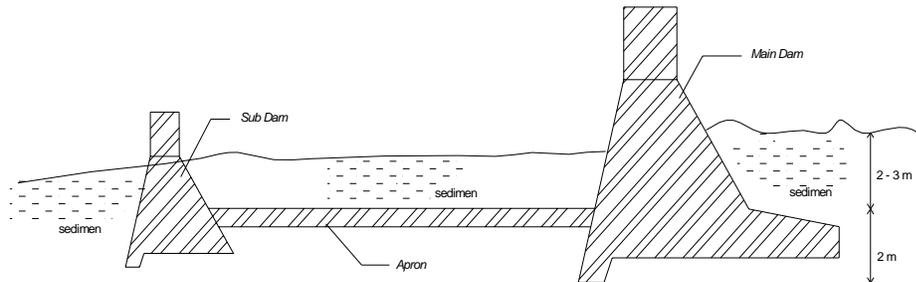
Tabel 2.22 Daya Dukung yang Diijinkan

Klasifikasi pondasi		Daya dukung tanah (t/m^3)	Koefisien geser	Catatan	
				Pengujian desak (<i>unconfined</i>)	Nilai N
Batuan dasar	Batuan keras sedikit	100	0,7	$> 1.000 t/m^2$	-
	Batuan keras banyak retak	60	0,7	$> 1.000 t/m^2$	-
	Batuan lunak <i>mudstone</i>	30	0,7	$> 1.000 t/m^2$	-
Lapisan kerikil	Kompak	60	0,6	-	-
	Tidak kompak	30	0,6	-	-
Lapis pasir	Kompak	30	0,6	-	30-50
	Kurang kompak	20	0,5	-	15-30
Lapis tanah liat	Keras	10	0,45	$10 - 20 t/m^2$	8-15
	Kurang keras	5	-	$5 - 10 t/m^2$	4-8
	Sangat keras	20	0,5	$20 - 40 t/m^2$	15-30

(Sumber : JICA, 1985)

c. Penetrasi pondasi

Pada dasar pondasi berupa batuan, dasar *dam* harus ditempatkan minimal 1,0 meter dari permukaan batuan. Pada dasar pondasi berupa sedimen sungai, dasar harus ditempatkan minimal 2,0 meter dari dasar sungai.



Gambar 2.19. Penetrasi Pondasi pada *Main Dam*

d. Kedalaman pondasi

Rumus yang digunakan

$$d_1 = \frac{1}{3}(H_{eff} + h_3) \quad (2.86)$$

Dimana :

d_1 = kedalaman pondasi (m)

H_{eff} = tinggi efektif *main dam* (m)

h_3 = tinggi muka air di atas peluap (m)

e. Pemeriksaan piping

Pada dasar pondasi bangunan berupa sedimen sungai harus diperiksa terhadap kemungkinan terjadinya piping. Pemeriksaan dengan Formula *Lane*.

$$C_c < \frac{\frac{1}{3}L_H + L_v}{\Delta h} \quad (2.87)$$

Dimana :

C_c = Angka *creep* untuk *lane* (lihat Tabel 2.24)

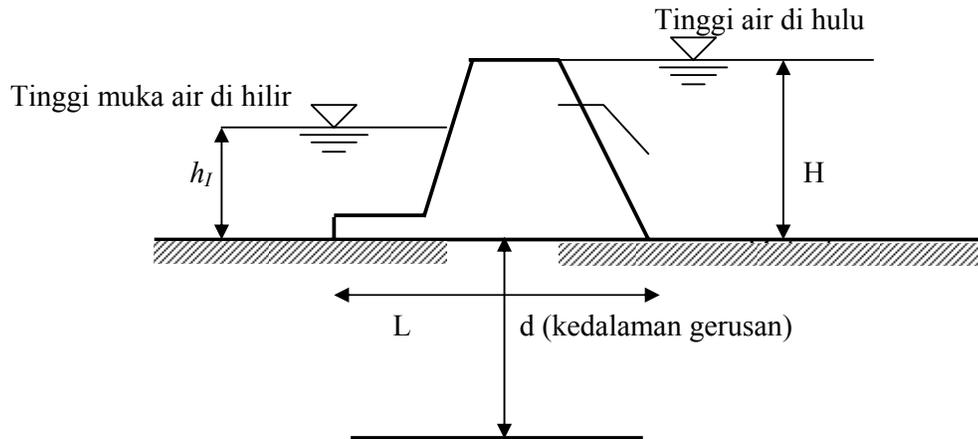
L_H = panjang lintasan horizontal (m)

L_V = panjang lintasan vertikal (m)

Δh = tinggi *head* (m) = $H - h_1$

h_1 = tinggi muka air di hilir

H = Tinggi air di hulu



Gambar 2.20. Pemeriksaan Bahaya Piping

Tabel 2.23 Angka *Creep* untuk *Lane*

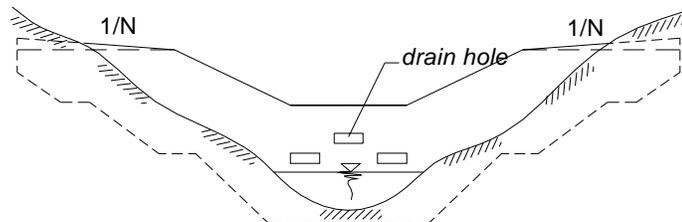
Bahan pondasi	Cv	Cw
Pasir dan lanau sangat halus	18	8,5
Pasir halus	15	7,0
Pasir	-	6,0
Pasir kasar	12	5,0
Kerikil Halus	-	4,0
Kerikil	-	3,5
Campuran pasir dan kerikil	9	-
Kerikil kasar bercampur dengan	4 –	3,0
Batu dan kerikil	-	2,5

(Sumber: JICA, 1985)

2.3.5. Perencanaan Sayap

a. Kemiringan sayap

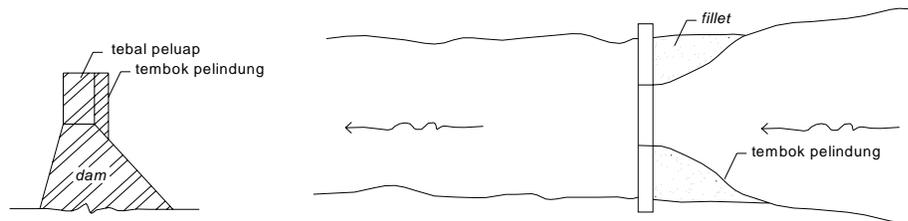
Agar tidak ada limpasan pada sayap, maka ke arah tebing sayap dibuat lebih tinggi dengan kemiringan $1/N >$ kemiringan dasar sungai.



Gambar 2.21. Kemiringan sayap 1 : N

b. Lebar sayap

Lebar sayap diambil sama dengan lebar mercu peluap atau sedikit lebih sempit. Lebar sayap harus aman terhadap gaya luar. Bangunan pengendali sedimen yang dibangun di daerah di mana aliran sedimen yang terjadi perlu diteliti keamanan sayapnya terhadap tegangan yang disebabkan oleh gaya tumbukan, maka perlu dipertimbangkan untuk menambah lebar sayap atau memasang tembok pelindung dibagian hulunya.



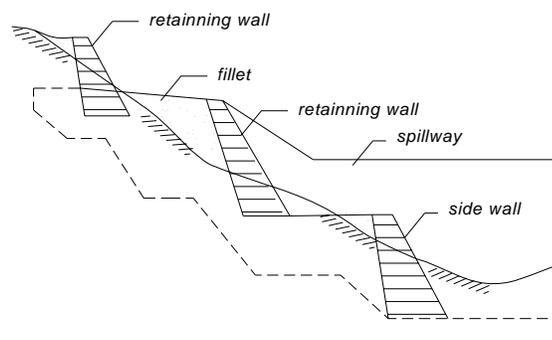
Gambar 2.22. Lebar Sayap

c. Tinggi sayap

Tinggi sayap ditetapkan dari besarnya tinggi muka air di atas pelimpah dan tinggi jagaan (lihat Tabel 2.18)

d. Penetrasi sayap

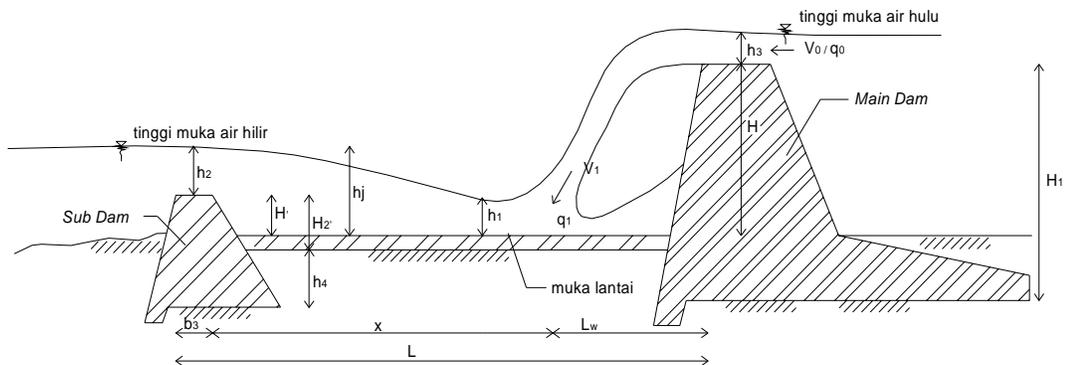
Pusaran atau aliran yang berputar biasanya mudah terjadi pada lokasi di sekitar sudut-sudut *chekdam*. Sudut *chekdam* ini merupakan pertemuan antara sayap-sayap *chekdam* dengan tebing sungai. Pada sungai arus deras, biasanya lereng gunung juga merupakan tebing sungai. Karena itu sayap *chekdam* harus diperkuat dengan konstruksi perkuatan lereng.



Gambar 2.23. Penetrasi Sayap

2.3.6. Perencanaan *Sub Dam* dan Lantai Lindung

Jika tanah pondasi terdiri dari batuan yang lunak, maka gerusan tersebut dapat dicegah dengan pembuatan *sub dam*. Keruntuhan bendung-bendung yang dibangun di atas lapisan pondasi pasir kerikil biasanya disebabkan terjadinya piping pada lapisan pondasi tersebut dan pencegahannya adalah dengan pembuatan lantai lindung antara bendung dengan *sub dam*nya. *Sub dam* dan lantai lindung berfungsi untuk mencegah pondasi *dam* dan dasar sungai di hilir dari gerusan dan penurunan yang disebabkan oleh terjunan air dan sedimen.



Gambar 2.24. Letak *Sub Dam*

a. Penampang *sub dam*

Standar perencanaan *sub dam* mengikuti standar perencanaan *main dam*, antara lain sebagai berikut:

1. Lebar mercu *sub dam* sama dengan lebar mercu *main dam*.
2. Kemiringan badan *sub dam* di bagian hilir ditetapkan sama dengan *main dam*.
3. Perhitungan stabilitas *sub dam* dibuat dengan prosedur yang sama dengan perhitungan stabilitas *main dam*.

b. Jarak *sub dam* dari *main dam*

1. Jika *main dam* tidak begitu tinggi, rumus yang digunakan:

$$L = 1,5 \text{ s/d } 2,0 (H + h_3) \quad (2.88)$$

2. Jika *main dam* cukup tinggi, rumus yang digunakan:

$$L = L_w + x + b_3 \quad (2.89)$$

$$L_w = V_0 \times \left(\frac{2(H + \frac{1}{2}h_3)}{g} \right)^{1/2} \quad (2.90)$$

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3} \quad (2.91)$$

$$q_0 = \frac{Q}{B_1} \quad (2.92)$$

$$x = \beta \times h_j \quad (2.93)$$

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left[\left(\sqrt{1 + 8 \times Fr^2} \right) - 1 \right] \quad (2.94)$$

$$h_1 = \frac{q_1}{v_1} \quad (2.95)$$

$$q_1 = \frac{Q}{0,5(B_1 + B_2)} \quad (2.96)$$

$$v_1 = \sqrt{2g(H + h_3)} \quad (2.97)$$

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} \quad (2.98)$$

Dimana:

L = jarak *main dam* – *sub dam* (m)

H = tinggi dari muka lantai permukaan batuan dasar sampai mercu *main dam* (m)

h_3 = tinggi muka air di atas peluap (m)

L_w = panjang terjunan (m)

x = panjang loncatan air (m)

b_3 = lebar puncak *sub dam* (m)

q_0 = debit per meter lebar peluap (m³/detik)

Q = debit rencana (m³/detik)

B_1 = lebar peluap bagian bawah (m)

B_2 = lebar muka air di atas peluap (m)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/detik²)

β = koefisien (4,5 s/d 5)

h_j = tinggi dari permukaan lantai sampai muka air di atas mercu *sub dam*

h_1 = tinggi air (*jet*) pada titik jatuhnya terjunan (m)

q_1 = debit per meter lebar pada titik jatuhnya terjunan (m³/detik)

v_1 = kecepatan terjunan pada titik jatuhnya terjunan (m/detik)

Fr = angka *Froude* dari aliran jet pada titik jatuh

c. Tinggi *sub dam*

1. Jika *main dam* tidak begitu tinggi, rumus yang digunakan:

$$H_2 = H_{sb} + h_4 \quad (2.99)$$

$$H_{sb} = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{4}\right)H \quad (2.100)$$

2. Jika *main dam* cukup tinggi, rumus yang digunakan:

$$H_2 = H' + t + h_4 \quad (2.101)$$

$$H_2' = h_j - h_2 \quad (2.102)$$

Dimana :

H_2 = tinggi *sub dam* (m)

H_2' = tinggi *overlapping* (m)

H = tinggi *main dam* (m)

H' = tinggi *sub dam* dari permukaan apron (m)

t = tebal *apron* (m)

h_4 = kedalaman pondasi *sub dam* (m)

h_2 = tinggi muka air di atas *sub dam* (m)

h_j = tinggi dari permukaan lantai sampai muka air di atas mercu *sub dam*

d. Tebal lantai lindung/*Apron*

1. Bila tidak ada kolam olak, rumus yang digunakan:

$$t = 0,2 \times (0,6H + 3h_3 - 1) \quad (2.103)$$

2. Bila ada kolam olak, rumus yang digunakan:

$$t = 0,1 \times (0,6H + 3h_3 - 1) \quad (2.104)$$

Dimana :

 t = tebal lantai lindung (m) H = tinggi dari muka lantai permukaan batuan dasar sampai mercu *main dam* (m) h_3 = tinggi muka air di atas peluap (m)**2.3.7. Perencanaan Bangunan Pelengkap**Bangunan pelengkap pada *check dam* terdiri dari:

a. Dinding lantai lindung

Dinding lantai lindung berfungsi untuk menahan gerusan dan longsoran di tebing sungai pada kedua sisi lantai lindung yang berada antara *main dam* dan *sub dam* yang disebabkan oleh hempasan air yang terjun melalui mercu peluap.

Perencanaan tembok tepi meliputi:

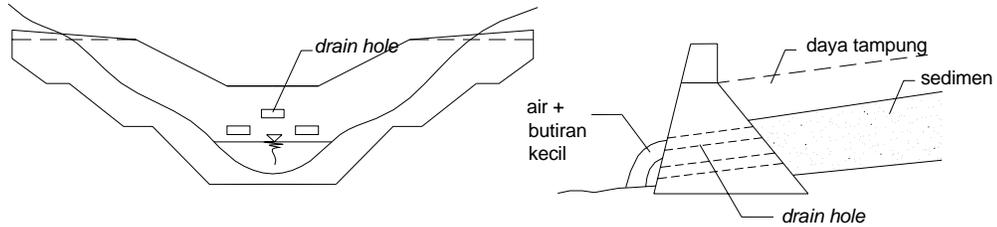
1. Elevasi pondasi tembok tepi direncanakan sama dengan elevasi lantai terjun, tetapi harus terletak di luar titik jauh dari *main dam*
2. Ketinggian tembok tepi direncanakan sama dengan atau sedikit lebih tinggi dari ketinggian sayap *sub dam*

b. Lubang drainase (*Drain Hole*)

Lubang drainase memiliki fungsi sebagai berikut:

1. Sebagai saluran pengelak pada waktu pelaksanaan pekerjaan
2. Mengurangi tekanan air pada *main dam* setelah tempat endapan sedimen di hulu penuh
3. Mengalirkan material endapan berbutir kecil agar dam tetap mempunyai daya tampung dalam menghadapi aliran debris yang akan datang

Umumnya lebar lubang drainase diambil 0,5 s/d 1 meter.



Gambar 2.25. Lubang Drainase/*Drain Hole*

c. Pasangan batu bronjong

Selain aman dari longsor, kaki talud pada perkuatan tebing luar setelah *check dam* harus aman terhadap gerusan lokal, supaya tidak melorot. Maka perkuatan pada talud bagian bawah diberi semacam kaki sebagai pondasi sedalam 1,25 D.

$$D = 0,47 * (q/f)^{(1/3)} \quad (2.105)$$

(Theory and design of irrigation structures, News Chand and Bros; Rodrhee, India, 1979 dalam buku ' *Banjir, beberapa penyebab dan metode pengendaliannya dalam perspektif lingkungan* ', Kodoatie, R.J, dan Sugiyanto)

$$f = 1,59 (Dm)^{1/2} \quad (2.106)$$

keterangan :

D : dalamnya gerusan di bawah muka air

f : *Lacey's silt factor*

Dm : diameter median butiran ddasar sungai

q : debit sungai persatuan lebar.

2.3.8. Daya Tampung *Check Dam*

Dalam menentukan daya tampung bangunan pengendali sedimen digunakan rumus berikut:

$$V_s = \frac{B_1 * H_1^2}{2(I_o - I_s)} \quad (2.107)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.108)$$

$$V = \frac{1}{c} R^{2/3} I_0^{1/2} \quad (2.109)$$

c adalah koefisien kekasaran *manning*, dalam menentukan besarnya koefisien *manning* ini banyak faktor yang berpengaruh seperti kekasaran permukaan, tetumbuhan, ketidakteraturan saluran, bentuk saluran, debit, dan lainnya.

Namun oleh Cowan dikembangkan suatu cara memperkirakan nilai c , nilai c dapat dihitung dengan rumus

$$c = (c_0 + c_1 + c_2 + c_3 + c_4) m_5 \quad (2.110)$$

dengan c_0 nilai untuk saluran lurus dan seragam, c_1 yaitu nilai koreksi untuk efek ketidakteraturan permukaan, c_2 nilai untuk variasi bentuk dan ukuran penampang saluran, c_3 nilai untuk hambatan, c_4 nilai untuk kondisi tetumbuhan dan m_5 nilai faktor koreksi untuk belokan saluran. Nilai-nilai $c_0, c_1, c_2, c_3, c_4, m_5$ dicocokkan pada lampiran tabel nilai koefisien kekasaran *manning* (Ven te Chao, Suyatman ;1985).

$$Q = V * A \quad (2.111)$$

$$U^{*2} = R * g * I_s \quad (2.112)$$

$$U^{*2}_{cr} = 0,05 \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} * g * D_{50} \right) \quad (2.113)$$

Kondisi dasar sungai yang stabil :

$$U^{*2} = U^{*2}_{cr} \quad (2.114)$$

Di mana :

V_s = volume sedimen yang ditampung (m^3)

B_1 = lebar rata-rata sungai = 40 m

H_1 = tinggi efektif dam pengendali sedimen

I_s = kemiringan dasar sungai stabil

Q = debit banjir rencana

B = lebar sungai rata-rata

I_0 = kemiringan dasar sungai asli

ρ_s = berat volume sedimen

ρ_w = berat volume air

D_{50} = diameter butiran rata-rata