BAB II
DASAR TEORI

2.1 Tinjauan Umum

Dalam pekerjaan perencanaan suatu embung diperlukan bidang-bidang ilmu pengetahuan yang saling mendukung demi kesempurnaan hasil perencanaan. Bidang ilmu pengetahuan itu antara lain geologi, hidrologi, hidrolika dan mekanika tanah.

Setiap daerah aliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda dari daerah aliran sungai yang satu terhadap daerah aliran sungai yang lain. Hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada suatu daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi embung, perlu mengacu pada spesifikasi-spesifikasi yang berbeda dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut. Dalam bab ini dipaparkan secara singkat mengenai dasar-dasar teori perencanaan embung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapnya.

2.2 Hidrologi

Hidrologi adalah suatu ilmu tentang kehadiran dan gerakan air di alam kita ini. Secara khusus menurut SNI No. 1724-1989-F, hidrologi didefiniskan sebagai ilmu yang mempelajari sistem kejadian air di atas, pada permukaan, dan di dalam tanah. Definisi tersebut terbatas pada hidrologi rekayasa. Secara luas hidrologi meliputi pula berbagai bentuk air termasuk transformasi antara keadaan cair, padat, dan gas dalam atmosfir, di atas dan di bawah permukaan tanah. Di dalamnya tercakup pula air laut yang merupakan sumber dan penyimpan air yang mengaktifkan kehidupan di planet bumi ini (CD.Soemarto, 1999).

Faktor hidrologi yang berpengaruh pada wilayah hulu adalah curah hujan (*presipitasi*). Curah hujan pada suatu daerah merupakan salah satu faktor yang menentukan besarnya debit banjir yang terjadi pada daerah yang menerimanya. Analisis hidrologi dilakukan untuk mendapatkan karakteristik hidrologi dan meteorologi daerah aliran sungai. Tujuannya adalah untuk mengetahui karakteristik hujan, debit air yang ekstrim maupun yang wajar yang akan digunakan sebagai dasar analisis selanjutnya dalam pelaksanaan detail desain.

2.2.1 Daerah Aliran Sungai

Daerah Aliran Sungai (*catchment area, basin, watershed*) adalah semua daerah dimana semua airnya yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju ke dalam suatu sungai yang dimaksudkan. Aliran air tersebut tidak hanya berupa air permukaan yang mengalir di dalam alur sungai, tetapi termasuk juga aliran di lereng - lereng bukit yang mengalir menuju alur sungai sehingga daerah tersebut dinamakan daerah aliran sungai. Daerah ini umumnya dibatasi oleh batas topografi, yang berarti ditetapkan berdasarkan air permukaan. Batas ini tidak ditetapkan berdasarkan air bawah tanah karena permukaan air tanah selalu berubah sesuai dengan musim dan tingkat kegiatan pemakaian (Sri Harto, 1993).

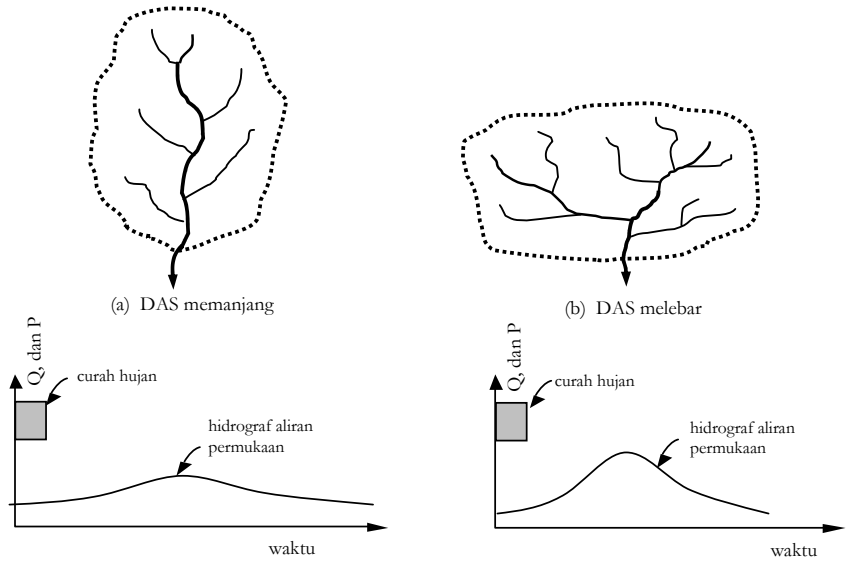
Konsep Daerah Aliran Sungai (DAS) merupakan dasar dari semua perencanaan hidrologi. Mengingat DAS yang besar pada dasarnya tersusun dari DAS-DAS kecil, dan DAS kecil ini juga tersusun dari DAS - DAS yang lebih kecil lagi. Secara umum DAS dapat didefinisikan sebagai suatu wilayah yang dibatasi oleh batas alam seperti punggung bukit - bukit atau gunung, maupun batas buatan seperti jalan atau tanggul dimana air hujan yang turun di wilayah tersebut memberi kontribusi aliran ke titik kontrol (*outlet*). Menurut kamus Webster, DAS adalah suatu daerah yang dibatasi oleh pemisah topografi yang menerima hujan, menampung, menyimpan dan mengalirkan ke sungai dan seterusnya ke danau atau ke laut. Komponen masukan dalam DAS adalah curah hujan, sedangkan keluarannya terdiri dari debit air dan muatan sedimen (Suripin, 2004).

Karakteristik DAS yang berpengaruh besar pada aliran permukaan meliputi (Suripin, 2004) :

1. Luas dan bentuk DAS

   Laju dan volume aliran permukaan makin bertambah besar dengan bertambahnya luas DAS. Tetapi apabila aliran permukaan tidak dinyatakan sebagai jumlah total dari DAS, melainkan sebagai laju dan volume per satuan luas, besarnya akan berkurang dengan bertambahnya luasnya DAS. Ini berkaitan dengan waktu yang diperlukan air untuk mengalir dari titik terjauh sampai ke titik kontrol (waktu konsentrasi) dan juga penyebaran atau intensitas hujan.

   Bentuk DAS mempunyai pengaruh pada pola aliran dalam sungai. Pengaruh bentuk DAS terhadap aliran permukaan dapat ditunjukkan dengan memperhatikan hidrograf - hidrograf yang terjadi pada dua buah DAS yang bentuknya berbeda namun mempunyai luas yang sama dan menerima hujan dengan intensitas yang sama.



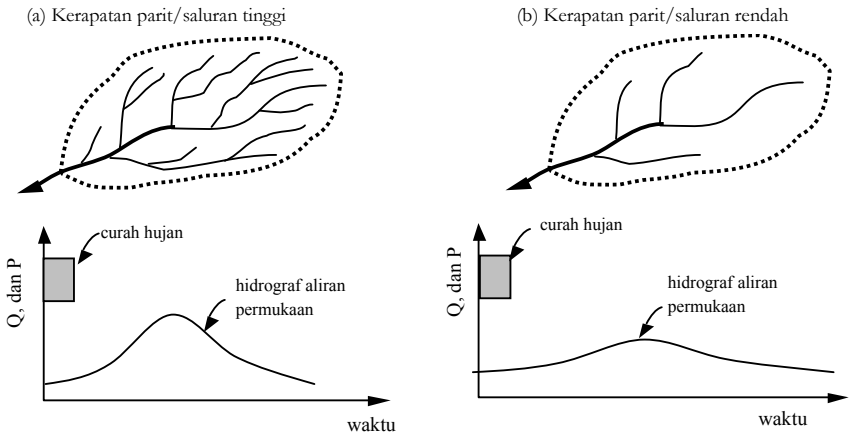
Gambar 2.1. Pengaruh bentuk DAS pada aliran permukaan

Bentuk DAS yang memanjang dan sempit cenderung menghasilkan laju aliran permukaan yang lebih kecil dibandingkan dengan DAS yang berbentuk melebar atau melingkar. Hal ini terjadi karena waktu konsentrasi DAS yang memanjang lebih lama dibandingkan dengan DAS yang melebar, sehingga terjadinya konsentrasi air dititik kontrol lebih lambat yang berpengaruh pada laju dan volume aliran permukaan. Faktor bentuk juga dapat berpengaruh pada aliran permukaan apabila hujan yang terjadi tidak serentak diseluruh DAS, tetapi bergerak dari ujung yang satu ke ujung lainnya. Pada DAS memanjang laju aliran akan lebih kecil karena aliran permukaan akibat hujan di hulu belum memberikan kontribusi pada titik kontrol ketika aliran permukaan dari hujan di hilir telah habis, atau mengecil. Sebaliknya pada DAS melebar, datangnya aliran permukaan dari semua titik di DAS tidak terpaut banyak, artinya air dari hulu sudah tiba sebelum aliran di titik kontrol mengecil atau habis.

2. Topografi

Tampakan rupa muka bumi atau topografi seperti kemiringan lahan, keadaan dan kerapatan parit dan atau saluran, dan bentuk-bentuk cekungan lainnya mempunyai pengaruh pada laju dan volume aliran permukaan. DAS dengan kemiringan curam disertai parit atau saluran yang rapat akan menghasilkan laju dan volume aliran permukaan yang lebih tinggi dibandingkan dengan DAS yang landai dengan parit yang jarang dan adanya cekungan-cekungan. Pengaruh kerapatan parit, yaitu panjang parit per

satuan luas DAS, pada aliran permukaan adalah memperpendek waktu konsentrasi, sehingga memperbesar laju aliran permukaan.



Gambar 2.2. Pengaruh kerapatan parit atau saluran pada hidrograf aliran permukaan

3. Tata guna lahan

Pengaruh tata guna lahan pada aliran permukaan dinyatakan dalam koefisien aliran permukaan (C), yaitu bilangan yang menunjukkan perbandingan antara besarnya aliran permukaan dan besarnya curah hujan. Angka koefisien aliran permukan ini merupakan salah satu indikator untuk menentukan kondisi fisik suatu DAS. Nilai C berkisar antara 0 sampai 1. Nilai C = 0 menunjukkan bahwa semua air hujan terintersepsi dan terinfiltrasi ke dalam tanah, sebaliknya untuk nilai C = 1 menunjukkkan bahwa semua air hujan mengalir sebagai aliran permukaan.

Nama sebuah DAS ditandai dengan nama sungai yang bersangkutan dan dibatasi oleh titik kontrol, yang umumnya merupakan stasiun hidrometri. Dalam praktek, penetapan batas DAS sangat diperlukan untuk menetapkan batas-batas DAS yang akan dianalisis. Penetapan ini mudah dilakukan dari peta topografi. Peta topografi merupakan peta yang memuat semua keterangan tentang suatu wilayah tertentu, baik jalan, kota, desa, sungai, jenis tumbuh - tumbuhan, tata guna lahan lengkap dengan garis - garis kontur. Dari peta ditetapkan titik-titik tertinggi di sekeliling sungai utama (*main stream*) yang dimaksud, dan masing-masing titik tersebut dihubungkan satu dengan yang lainnya sehingga membentuk garis utuh yang bertemu ujung pangkalnya. Garis tersebut merupakan batas DAS di titik kontrol tertentu (Sri Harto, 1993).

2.2.2 Curah Hujan Rencana

1. Curah Hujan Area

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan pembuatan embung. Ketetapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir rencana. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada waktu yang sama. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan area dan dinyatakan dalam mm (Sosrodarsono, 2003).

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat atau titik saja (*point rainfall*). Mengingat hujan sangat bervariasi terhadap tempat (*space*), maka untuk kawasan yang luas, satu alat penakar hujan belum dapat menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan hujan area yang diperoleh dari harga rata-rata curah hujan beberapa stasiun penakar hujan yang ada di dalam dan atau di sekitar kawasan tersebut (Suripin, 2004).

Curah hujan area ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Cara-cara perhitungan curah hujan area dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut :

Metode Poligon Thiessen

Metode ini berdasarkan rata-rata timbang (*weighted average*). Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh stasiun hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun hujan terdekat. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa variasi hujan antara stasiun hujan yang satu dengan lainnya adalah linear dan stasiun hujannya dianggap dapat mewakili kawasan terdekat (Suripin, 2004).

Metode ini cocok jika stasiun hujan tidak tersebar merata dan jumlahnya terbatas dibanding luasnya. Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien *Thiessen*. Untuk

pemilihan stasiun hujan yang dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun. Besarnya koefisien *Thiessen* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$C = \frac{A_i}{A_{total}} \quad \text{.....} \quad (2.01)$$

dimana :

C = Koefisien *Thiessen*

A_i = Luas daerah pengaruh dari stasiun pengamatan i (Km^2)

A_{total} = Luas total dari DAS (Km^2)

Prosedur penerapan metode ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut :

1. Lokasi stasiun hujan di plot pada peta DAS. Antar stasiun dibuat garis lurus penghubung.
2. Tarik garis tegak lurus di tengah-tengah tiap garis penghubung sedemikian rupa, sehingga membentuk poligon Thiessen (Gambar 2.3). Semua titik dalam satu poligon akan mempunyai jarak terdekat dengan stasiun yang ada di dalamnya dibandingkan dengan jarak terhadap stasiun lainnya. Selanjutnya, curah hujan curah hujan pada stasiun tersebut dianggap representasi hujan pada kawasan dalam poligon yang bersangkutan.
3. Luas areal pada tiap-tiap poligon dapat diukur dengan planimeter dan luas total DAS (A) dapat diketahui dengan menjumlahkan luas poligon.
4. Hujan rata-rata DAS dapat dihitung dengan rumus :

$$\bar{R} = \frac{A_1R_1 + A_2R_2 + ... + A_nR_n}{A_1 + A_2 + ... + A_n} \quad \text{.....} \quad (2.02)$$

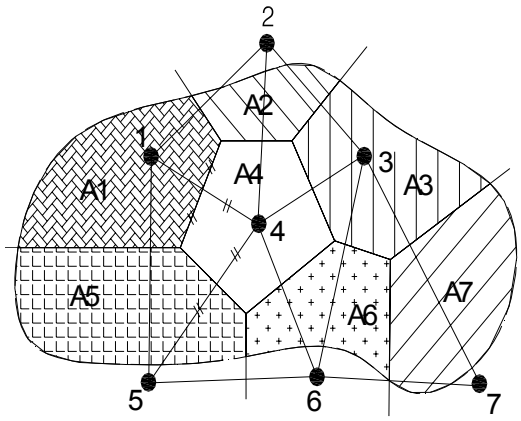
dimana :

$\bar{R}$ = Curah hujan rata-rata DAS (mm)

$A_1, A_2, ..., A_n$ = Luas daerah pengaruh dari setiap stasiun hujan (Km^2)

$R_1, R_2, ..., R_n$ = Curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

n = Banyaknya stasiun hujan



Gambar 2.3. Metode poligon Thiessen

2. Curah Hujan Maksimum Harian Rata - Rata

Cara yang ditempuh untuk mendapatkan hujan maksimum harian rata - rata DAS adalah sebagai berikut :

- Tentukan hujan maksimum harian pada tahun tertentu di salah satu pos hujan.
- Cari besarnya curah hujan pada tanggal-bulan-tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
- Hitung hujan DAS dengan salah satu cara yang dipilih.
- Tentukan hujan maksimum harian (seperti langkah 1) pada tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
- Ulangi langkah 2 dan 3 setiap tahun.

Dari hasil rata-rata yang diperoleh (sesuai dengan jumlah pos hujan) dipilih yang tertinggi setiap tahun. Data hujan yang terpilih setiap tahun merupakan hujan maksimum harian DAS untuk tahun yang bersangkutan (Suripin, 2004).

2.2.3 Analisis Frekuensi

Analisis Frekuensi adalah kejadian yang diharapkan terjadi, rata - rata sekali setiap N tahun atau dengan perkataan lain tahun berulangnya N tahun. Kejadian pada suatu kurun waktu tertentu tidak berarti akan terjadi sekali setiap 10 tahun akan tetapi terdapat suatu kemungkinan dalam 1000 tahun akan terjadi 100 kali kejadian 10 tahunan.

Data yang diperlukan untuk menunjang teori kemungkinan ini adalah minimum 10 besaran hujan atau debit dengan harga tertinggi dalam setahun jelasnya diperlukan data minimum 10 tahun.

Analisis frekuensi dapat dilakukan dengan seri data yang diperoleh dari rekaman data baik data hujan maupun data debit. Analisis ini sering dianggap sebagai cara analisis yang paling baik, karena dilakukan terhadap data yang terukur langsung yang tidak melewati pengalihragaman terlebih dahulu. Lebih lanjut, cara ini dapat dilakukan oleh siapapun, walaupun yang bersangkutan tidak sepenuhnya memahami prinsip - prinsip hidrologi. Dalam kaitan yang terakhir ini, kerugiannya adalah apabila terjadi kelainan dalam analisis yang bersangkutan tidak akan dapat mengetahui dengan tepat.

Analisis frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik data yang tersedia untuk memperoleh probabilitas besaran debit banjir di masa yang akan datang. Berdasarkan hal tersebut maka berarti bahwa sifat statistik data yang akan datang diandaikan masih sama dengan sifat statistik data yang telah tersedia. Secara fisik dapat diartikan bahwa sifat klimatologis dan sifat hidrologi DAS diharapkan masih tetap sama. Hal terakhir ini yang tidak akan dapat diketahui sebelumnya, lebih – lebih yang berkaitan dengan tingkat aktivitas manusia (*human activities*) (Sri Harto, 1993).

Hujan rencana merupakan kemungkinan tinggi hujan yang terjadi dalam periode ulang tertentu sebagai hasil dari suatu rangkaian analisis hidrologi yang biasa disebut analisis frekuensi .Analisis frekuensi merupakan prakiraan *(forecasting)* dalam arti probabilitas untuk terjadinya suatu peristiwa hidrologi dalam bentuk hujan rencana yang berfungsi sebagai dasar perhitungan perencanaan hidrologi untuk antisipasi setiap kemungkinan yang akan terjadi. Analisis frekuensi ini dilakukan dengan menggunakan sebaran kemungkinan teori *probability distribution* dan yang biasa digunakan adalah sebaran Normal, sebaran Log Normal, sebaran Gumbel tipe I dan sebaran Log Pearson tipe III.

Secara sistematis metode analisis frekuensi perhitungan hujan rencana ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut :

a. Parameter statistik
b. Pemilihan jenis sebaran
c. Uji kecocokan sebaran
d. Perhitungan hujan rencana

a) Parameter Statistik

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata ($\overline{X}$), standar deviasi (S_d), koefisien variasi (Cv), koefisien kemiringan (Cs) dan koefisien kurtosis (Ck).

Perhitungan parameter tersebut didasarkan pada data catatan tinggi hujan harian rata - rata maksimum 15 tahun terakhir. Untuk memudahkan perhitungan, maka proses analisisnya dilakukan secara matriks dengan menggunakan tabel. Sementara untuk memperoleh harga parameter statistik dilakukan perhitungan dengan rumus dasar sebagai berikut :

- Nilai rata-rata

$$\overline{X} = \frac{\sum X_i}{n} \quad \text{.....} \quad (2.03)$$

dimana :

$\overline{X}$ = nilai rata-rata curah hujan

X_i = nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke-i

n = jumlah data curah hujan

- Standar deviasi

Apabila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rata-rata, maka nilai standar deviasi (Sd) akan besar, akan tetapi apabila penyebaran data sangat kecil terhadap nilai rata-rata, maka Sd akan kecil. Standar deviasi dapat dihitung dengan rumus :

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left\{X_i - \overline{X}\right\}^2}{n-1}} \quad \text{.....} \quad (2.04)$$

dimana :

S_d = standar deviasi curah hujan

$\overline{X}$ = nilai rata-rata curah hujan

X_i = nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke-i

n = jumlah data curah hujan

- Koefisien variasi

Koefisien variasi (*coefficient of variation*) adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata dari suatu sebaran.

$$Cv = \frac{S_d}{\overline{X}} \quad \text{.....} \quad (2.05)$$

dimana :

Cv = koefisien variasi curah hujan

S_d = standar deviasi curah hujan

$\overline{X}$ = nilai rata-rata curah hujan

- Koefisien kemencengan

Koefisien kemencengan (*coefficient of skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi.

Besarnya koefisien kemencengan (*coefficient of skewness*) dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini :

Untuk populasi : $C_s = \frac{\alpha}{\sigma^3}$ .....(2.06)

Untuk sampel : $C_s = \frac{a}{S_d{}^3}$ .....(2.07)

$$\alpha = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(X_i - \mu\right)^3 \quad \text{.....(2.8)}$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)}\sum_{i=1}^{n}\left(X_i - \overline{X}\right)^3 \quad \text{.....(2.9)}$$

dimana :

C_s = koefisien kemencengan curah hujan

σ = standar deviasi dari populasi curah hujan

S_d = standar deviasi dari sampel curah hujan

μ = nilai rata-rata dari data populasi curah hujan

$\overline{X}$ = nilai rata-rata dari data sampel curah hujan

X_i = curah hujan ke i

n = jumlah data curah hujan

a, α = parameter kemencengan

Kurva distribusi yang bentuknya simetris maka C_s = 0,00, kurva distribusi yang bentuknya menceng ke kanan maka C_s lebih besar nol, sedangkan yang bentuknya menceng ke kiri maka C_s kurang dari nol.

- Koefisien kurtosis

Koefisien kurtosis adalah suatu nilai yang menunjukkan keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien kurtosis digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi, dan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$C_k = \frac{MA(4)}{S_d{}^4} \quad \text{.....} \quad (2.10)$$

dimana :

C_k = koefisien kurtosis

$MA(4)$ = momen ke-4 terhadap nilai rata-rata

S_d = standar deviasi

Untuk data yang belum dikelompokkan, maka :

$$C_k = \frac{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(X_i - \overline{X}\right)^4}{S_d{}^4} \quad \text{.....} \quad (2.11)$$

dan untuk data yang sudah dikelompokkan

$$C_k = \frac{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(X_i - \overline{X}\right)^4 f_i}{S_d{}^4} \quad \text{.....} \quad (2.12)$$

dimana :

C_k = koefisien kurtosis curah hujan

n = jumlah data curah hujan

X_i = curah hujan ke i

$\overline{X}$ = nilai rata-rata dari data sampel

f_i = nilai frekuensi variat ke i

S_d = standar deviasi

b) Pemilihan jenis sebaran

Dalam analisis frekuensi data hidrologi baik data hujan maupun data debit sungai terbukti bahwa sangat jarang dijumpai seri data yang sesuai dengan sebaran normal. Sebaliknya, sebagian besar data hidrologi sesuai dengan jenis sebaran yang lainnya.

Masing-masing sebaran memiliki sifat-sifat khas sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing sebaran tersebut. Pemilihan sebaran yang tidak benar dapat mengundang kesalahan perkiraan yang cukup besar. Dengan demikian pengambilan salah satu sebaran secara sembarang untuk analisis tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan.

Analisis frekuensi atas data hidrologi menuntut syarat tertentu untuk data yang bersangkutan, yaitu harus seragam (*homogeneous*), *independent* dan mewakili (*representative*) (Haan,1977). Data yang seragam berarti bahwa data tersebut harus berasal dari populasi yang sama. Dalam arti lain, stasiun pengumpul data yang bersangkutan, baik stasiun hujan maupun stasiun hidrometri harus tidak pindah, DAS tidak berubah menjadi DAS perkotaan (*urban catchment*), maupun tidak ada gangguan-gangguan lain yang menyebabkan data yang terkumpul menjadi lain sifatnya. Batasan '*independence*' di sini berarti bahwa besaran data ekstrim tidak terjadi lebih dari sekali. Syarat lain adalah bahwa data harus mewakili untuk perkiraan kejadian yang akan datang, misalnya tidak akan terjadi perubahan akibat ulah tangan manusia secara besar-besaran, tidak dibangun konstruksi yang mengganggu pengukuran, seperti bangunan sadap, perubahan tata guna tanah. Pengujian statistik dapat dilakukan untuk masing-masing syarat tersebut (Sri Harto, 1993).

Tabel 2.1. Tabel Pedoman Pemilihan Sebaran

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$Cs \approx 0$ $Ck = 3$
Gumbel Tipe I	$Cs \leq 1{,}1396$ $Ck \leq 5{,}4002$
Log Pearson Tipe III	$Cs \neq 0$
Log normal	$Cs \approx 3Cv + Cv^2 = 3$ $Ck = 5{,}383$

(*Sumber : CD. Soemarto, 1999*)

Penentuan jenis sebaran yang akan digunakan untuk analisis frekuensi dapat dipakai beberapa cara sebagai berikut :

- Sebaran Gumbel Tipe I
- Sebaran Log Pearson tipe III
- Sebaran Normal
- Sebaran Log Normal

Sebaran Gumbel Tipe I

Umumnya digunakan untuk analisis data maksimum, misal untuk analisis frekuensi banjir. Fungsi kerapatan peluang sebaran (*Probability Density Function*) dari sebaran Gumbel Tipe I adalah :

$$P(X \le x) = e^{(-e)^{-y}} \quad \text{.....} \quad (2.13)$$

dengan $-\infty < X < +\infty$

dimana :

$P(X \le x)$ = *Probability Density Function* dari sebaran Gumbel Tipe I

X = variabel acak kontinyu

e = 2,71828

Y = faktor reduksi Gumbel

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode sebaran Gumbel Tipe I digunakan persamaan distribusi frekuensi empiris sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$X_T = \overline{X} + \frac{S}{Sn}(Y_T - Yn) \quad \text{.....} \quad (2.14)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \overline{X})^2}{n-1}} \quad \text{.....} \quad (2.15)$$

Hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dapat dihitung dengan rumus :

untuk $T \ge 20$, maka : $Y = \ln T$

$$Y_T = -\ln\left[-\ln\frac{T-1}{T}\right] \quad \text{.....} \quad (2.16)$$

dimana :

X_T = nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun.

$\overline{X}$ = nilai rata - rata hujan

S = standar deviasi (simpangan baku)

Y_T = nilai reduksi variat (*reduced variate)* dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang T tahun. Tabel 2.4.

Y_n = nilai rata-rata dari reduksi variat (*reduce mean*) nilainya tergantung dari jumlah data (n). Tabel 2.2.

S_n = deviasi standar dari reduksi variat (*reduced standart deviation*) nilainya tergantung dari jumlah data (n). Tabel 2.3.

Tabel 2.2. Reduced mean (Y_n) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5300	0,5820	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0.5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									

(Sumber:CD. Soemarto,1999)

Tabel 2.3. Reduced Standard Deviation (S_n) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0315	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1923	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2046	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									

(Sumber:CD.Soemarto, 1999)

Tabel 2.4. Reduced Variate (Y_T) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

Periode Ulang (Tahun)	*Reduced Variate*
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985

50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

(Sumber : CD.Soemarto,1999)

Sebaran Log-Pearson Tipe III

Sebaran Log-Pearson tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk sebaran Log-Pearson tipe III merupakan hasil transformasi dari sebaran Pearson tipe III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik. *Probability Density Function* dari sebaran Log-Pearson tipe III adalah :

$$P(X) = \frac{1}{(a)\Gamma(b)}\left[\frac{X-c}{a}\right]^{b-1} \cdot e^{-\left[\frac{X-c}{a}\right]} \quad \text{.....} \quad (2.17)$$

dimana :

$P(X)$ = *Probability Density Function* dari sebaran Log-Pearson tipe III dari variat X

X = nilai variat X

a = parameter skala

b = parameter bentuk

c = parameter letak

Γ = fungsi gamma

Metode Log-Pearson tipe III apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$Y = \overline{Y} + K.S \quad \text{……..….} \quad (2.18)$$

dimana :

Y = nilai logaritmik dari X atau log (X)

X = data curah hujan

$\bar{Y}$ = rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Y

S = deviasi standar nilai Y

K = karakteristik distribusi peluang Log-Pearson tipe III (Tabel 2.5)

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Mengubah data curah hujan sebanyak n buah $X_1,X_2,X_3,...X_n$ menjadi log (X_1), log (X_2), log (X_3),...., log (X_n)

2. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\overline{\log(X)} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \log(Xi)}{n} \quad \text{…….....……...} \quad (2.19)$$

dimana :

$\overline{\log(X)}$ = harga rata-rata logaritmik

n = jumlah data

Xi = nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R_{24} maks)

3. Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left\{\log(Xi) - \overline{\log(X)}\right\}^2}{n-1}} \quad \text{…….....……....} \quad (2.20)$$

dimana :

Sd = standar deviasi

4. Menghitung koefisien skewness (Cs) dengan rumus :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left\{\log(Xi) - \overline{\log(X)}\right\}^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \quad \text{…..……....……} \quad (2.21)$$

dimana :

Cs = koefisien *skewness*

5. Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus :

$$\text{Log } (X_T) = \overline{\log(X)} + K \text{ .Sd} \quad \text{…….....……..} \quad (2.22)$$

dimana :

X_T = curah hujan rencana periode ulang T tahun

K = harga yang diperoleh berdasarkan nilai Cs yang didapat (Tabel 2.5)

6. Menghitung koefisien kurtosis (Ck) dengan rumus :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^{n} \left\{\log(Xi) - \overline{\log(X)}\right\}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \quad \text{.....} \quad (2.23)$$

dimana :

Ck = koefisien kurtosis

7. Menghitung koefisien variasi (Cv) dengan rumus :

$$Cv = \frac{Sd}{\overline{\log(X)}} \quad \text{.....} \quad (2.24)$$

dimana :

Cv = koefisien variasi

Sd = standar deviasi

Tabel 2.5. Harga K untuk Metode Sebaran Log Pearson III

Koefisien 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	4,051	4,970	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	4,444	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	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	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	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,525

0.2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	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
-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 : CD. Soemarto,1999)

Sebaran Normal

Sebaran normal banyak digunakan dalam analisis hidrologi, misal dalam analisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi rata-rata curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan dan sebagainya. Sebaran normal atau kurva normal disebut pula sebaran Gauss. *Probability Density Function* dari sebaran normal adalah :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} \quad \text{.....} \quad (2.25)$$

di mana :

$P(X)$ = nilai logaritmik dari X atau log (X)

π = 3,14156

e = 2,71828

X = variabel acak kontinu

μ = rata-rata nilai X

σ = deviasi standar nilai X

Untuk analisis kurva normal cukup menggunakan parameter statistik μ dan σ. Bentuk kurvanya simetris terhadap X = μ dan grafiknya selalu di atas sumbu datar X, serta

mendekati (berasimtot) sumbu datar X, dimulai dari X = $\mu + 3\sigma$ dan X-3σ. Nilai mean = modus = median. Nilai X mempunyai batas -∞<X<+∞.

Luas dari kurva normal selalu sama dengan satu unit, sehingga :

$$P(-\infty < X < +\infty) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} dx = 1{,}0 \quad \text{.....} \quad (2.26)$$

Untuk menentukan peluang nilai X antara X = x_1 dan X = x_2, adalah :

$$P(X_1 < X < X_2) = \int_{x1}^{x2} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} dx \quad \text{.....} \quad (2.27)$$

Apabila nilai X adalah standar, dengan kata lain nilai rata-rata μ = 0 dan deviasi standar σ = 1,0, maka Persamaan 2.28 dapat ditulis sebagai berikut :

$$P(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}t^2} \quad \text{.....} \quad (2.28)$$

dengan $t = \frac{X-\mu}{\sigma}$ ..... (2.29)

Persamaan 2.29 disebut dengan sebaran normal standar (*standard normal distribution*).

Tabel 2.6 menunjukkan wilayah luas di bawah kurva normal, yang merupakan luas dari bentuk kumulatif (*cumulative form*) dan sebaran normal.

Tabel 2.6. Wilayah Luas Di bawah Kurva Normal

1	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0094	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,01119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294

-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,01093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,50470	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8505	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9541	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9891	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9896	0,9901	0,999904	0,999906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981

2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

(Sumber : Soewarno,1995)

Sebaran Log Normal

Sebaran log normal merupakan hasil transformasi dari sebaran normal, yaitu dengan mengubah nilai variat *X* menjadi nilai logaritmik variat *X*. Sebaran log-Pearson III akan menjadi sebaran log normal apabila nilai koefisien kemencengan CS = 0,00. Secara matematis *Probability Density Function* dari sebaran log normal ditulis sebagai berikut :

$$P(X) = \frac{1}{(\log X)(S)(\sqrt{2\pi})} \cdot \exp\left\{\frac{1}{2}\left(\frac{\log X - \overline{X}}{S}\right)^2\right\} \quad \text{.....} \quad (2.30)$$

di mana :

$P(X)$ = *Probability Density Function* dari sebaran log normal

X = nilai variat pengamatan

$\overline{X}$ = nilai rata-rata dari logaritmik variat *X*, umumnya dihitung nilai rata-rata geometriknya

$X = \{(X_1)(X_2)(X_3)...(X_n)\}^{\frac{1}{n}}$

S = deviasi standar dari logaritmik nilai variat *X*

Metode log normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dangan persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995):

$$X_T = \bar{X} + Kt.S \quad \text{.....} \quad (2.31)$$

dimana :

X_T = besarnya curah hujan dengan periode ulang T tahun.

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

S = Standar Deviasi data hujan harian maksimum

Kt = *Standard Variable* untuk periode ulang t tahun yang besarnya diberikan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7. *Standard Variable* (Kt) untuk Metode Sebaran Log Normal

T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt
1	-1.86	20	1.89	90	3.34
2	-0.22	25	2.10	100	3.45
3	0.17	30	2.27	110	3.53
4	0.44	35	2.41	120	3.62
5	0.64	40	2.54	130	3.70
6	0.81	45	2.65	140	3.77
7	0.95	50	2.75	150	3.84
8	1.06	55	2.86	160	3.91
9	1.17	60	2.93	170	3.97
10	1.26	65	3.02	180	4.03
11	1.35	70	3.08	190	4.09
12	1.43	75	3.60	200	4.14
13	1.50	80	3.21	221	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33
15	1.63	90	3.33	260	4.42

(Sumber : CD.Soemarto,1999)

c) Uji Kecocokan Sebaran

Uji kecocokan sebaran dilakukan untuk mengetahui jenis sebaran yang paling sesuai dengan data hujan. Uji sebaran dilakukan dengan uji kecocokan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan sebaran peluang yang telah dipilih dapat menggambarkan atau mewakili dari sebaran statistik sample data yang dianalisis tersebut (Soemarto, 1999).

Jenis uji kecocokan (*Goodness of fit test*) yang dipakai untuk uji kecocokan dengan data hujan dibawah 15 data yaitu uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof*. Umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara mengambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya (Soewano, 1995).

Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorof

Uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametrik test*) karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

Rumus yang dipakai (Soewarno, 1995)

$$\alpha = \frac{P_{\max}}{P_{(x)}} - \frac{P_{(xi)}}{\Delta_{Cr}} \quad \text{.....} \quad (2.32)$$

Prosedur uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* adalah :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya nilai masing-masing data tersebut :

   $X_1 \rightarrow P(X_1)$

   $X_2 \rightarrow P(X_2)$

   $X_m \rightarrow P(X_m)$

   $X_n \rightarrow P(X_n)$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

   $X_1 \rightarrow P'(X_1)$

   $X_2 \rightarrow P'(X_2)$

   $X_m \rightarrow P'(X_m)$

   $X_n \rightarrow P'(X_n)$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

   D = maksimum [P(Xm) – P`(Xm)]

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*), tentukan harga D0 (Tabel 2.8).

Tabel 2.8. Nilai D0 kritis untuk uji kecocokan Smirnov-Kolmogorof

Jumlah data n	α derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29

35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

(Sumber : Soewarno,1995)

Dimana α = derajat kepercayaan

2.2.4 Intensitas Curah Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya. Hubungan antara intensitas, lama hujan dan frekuensi hujan biasanya dinyatakan dalam lengkung Intensitas – Durasi - Frekuensi (*IDF = Intensity – Duration – Frequency Curve*). Diperlukan data hujan jangka pendek, misalnya 5 menit, 10 menit, 30 menit, 60 menit dan jam-jaman untuk membentuk lengkung IDF. Data hujan jenis ini hanya dapat diperoleh dari pos penakar hujan otomatis. Selanjutnya, berdasarkan data hujan jangka pendek tersebut lengkung IDF dapat dibuat (Suripin, 2004).

Untuk menentukan debit banjir rencana (*design flood*) perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan terutama bila digunakan metoda rational. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu di mana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau (Loebis, 1987). Untuk menghitung intensitas curah hujan dapat digunakan rumus empiris sebagai berikut :

Menurut Dr. Mononobe

Seandainya data curah hujan yang ada hanya curah hujan harian, maka intensitas curah hujannya dapat dirumuskan (Loebis, 1987) :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left[\frac{24}{t}\right]^{\frac{2}{3}} \quad \text{.....} \quad (2.33)$$

dimana :

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (jam)

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

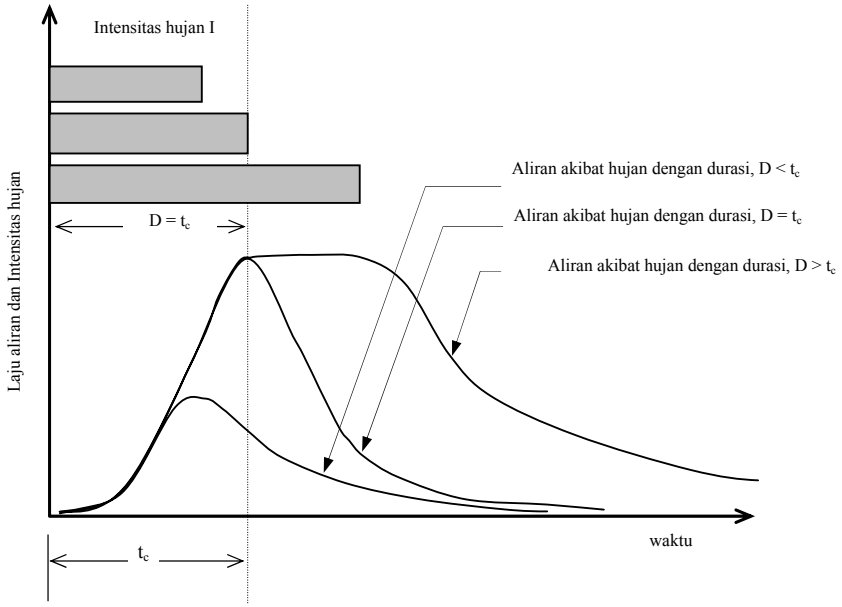
2.2.5 Debit Banjir Rencana

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode.

2.2.5.1 Metode Rasional

Metode untuk memperkirakan laju aliran permukaan puncak yang umum dipakai adalah metode Rasional USSCS (1973). Metode ini sangat sederhana dan mudah penggunaanya, namun pemakaiannya terbatas untuk DAS-DAS dengan ukuran kecil, yaitu kurang dari 300 ha (Goldman et al.,1986).

Metode rasional dikembangkan berdasarkan asumsi bahwa hujan yang terjadi mempunyai intensitas seragam dan merata di seluruh DAS selama paling sedikit sama dengan waktu konsentrasi (t_c) DAS.



Gambar 2.4. Hubungan curah hujan dengan aliran permukaan untuk durasi hujan yang berbeda

Gambar diatas menunjukkan bahwa hujan dengan intensitas seragam dan merata seluruh DAS berdurasi sama dengan waktu konsentrasi (t_c). Jika hujan yang terjadi lamanya kurang dari t_c maka debit puncak yang terjadi lebih kecil dari Q_p, karena seluruh DAS tidak dapat memberikan konstribusi aliran secara bersama pada titik kontrol (*outlet*). Sebaliknya jika hujan yang terjadi lebih lama dari t_c, maka debit puncak aliran permukaan akan tetap sama dengan Q_p.

Rumus yang dipakai:

$$Qp = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6} = 0,278.C.I.A \quad \text{.....} \quad (2.34)$$

$$I = \frac{R_{24}}{24}\left(\frac{24}{t_c}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{.....} \quad (2.35)$$

Menurut Kirpich :

$$t_c = \left(\frac{0{,}87xL^2}{1000xS}\right)^{0{,}385} \quad \text{.....} \quad (2.36)$$

dimana :

Qp = Laju aliran permukaan (debit) puncak (m^3/dtk)

C = Koefisien pengaliran atau limpasan

I = Intensitas hujan (mm/jam)

A = Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) (km^2)

R_{24} = Curah hujan maksimum harian (selama) 24 jam (mm)

t_c = Waktu konsentrasi (jam)

L = Panjang sungai (km)

S = Kemiringan rata-rata sungai (m/m)

Waktu konsentrasi (t_c) suatu DAS adalah waktu yang diperlukan oleh air hujan yang jatuh untuk mengalir dari titik terjauh sampai ke tempat keluaran DAS (titik kontrol) setelah tanah menjadi jenuh dan depresi-depresi kecil terpenuhi. Dalam hal ini diasumsikan bahwa jika durasi hujan sama dengan waktu konsentrasi, maka setiap bagian DAS secara serentak telah menyumbangkan aliran terhadap titik kontrol.

Koefisien aliran permukaan (C) didefinisikan sebagai nisbah antara puncak aliran permukaan terhadap intensitas hujan. Faktor ini merupakan variabel yang paling menentukan hasil perhitungan debit banjir. Pemilihan harga C yang tepat memerlukan pengalaman hidrologi yang luas. Faktor utama yang mempengaruhi C adalah laju infiltrasi tanah atau prosentase lahan kedap air, kemiringan lahan, tanaman penutup tanah, dan intensitas hujan.

Koefisien limpasan juga tergantung pada sifat dan kondisi tanah. Laju infiltrasi menurun pada hujan yang terus menerus dan juga dipengaruhi oleh kondisi kejenuhan air sebelumnya. Faktor lain yang mempengaruhi nilai C adalah air tanah, derajat kepadatan tanah, porositas tanah, dan simpanan depresi. Harga C untuk berbagai tipe tanah dan penggunaan lahan disajikan dalam Tabel 2.9.

Harga C yang ditampilkan dalam Tabel 2.9 belum memberikan rincian masing-masing faktor yang berpengaruh terhadap besarnya nilai C. Oleh karena itu, Hassing (1995) menyajikan cara penentuan faktor C yang mengintegrasikan nilai yang merepresentasikan beberapa faktor yang mempengaruhi hubungan antara hujan dan aliran, yaitu topografi, permeabilitas tanah, penutup lahan, dan tata guna tanah. Nilai koefisien C merupakan kombinasi dari beberapa faktor yang dapat dihitung berdasarkan Tabel 2.10.

Tabel 2.9. Koefisien pengaliran (C)

Type Daerah Aliran		Harga C
Halaman	Tanah berpasir, datar 2%	0,05-0,10
	Tanah berpasir, rata-rata 2-7%	0,10-0,15
	Tanah berpasir, curam 7%	0,15-0,20
	Tanah berat, datar 2%	0,13-0,17
	Tanah berat, rata-rata 2-7%	0,18-0,22
	Tanah berat, curam 7%	0,25-0,35
Business	Perkotaan	0,70-0,95
	Pinggiran	0,50-0,70
Perumahan	Rumah tunggal	0,30-0,50
	Multiunit, terpisah	0,40-0,60
	Multiunit, tergabung	0,60-0,75
	Perkampungan	0,25-0,40
	Apartemen	0,50-0,70
Industri	Ringan	0,50-0,80
	Berat	0,60-0,90
Perkerasan	Aspal dan beton	0,70-0,95
	Batu bata, paving	0,50-0,70
hutan	Datar, 0-5%	0,10-0,40
	Bergelombang, 5-10%	0,25-0,50
	Berbukit, 10-30%	0,30-0,60
Atap		0,75-0,95
Taman, perkuburan		0,10-0,25
Tempat tempat bermain		0,20-0,35
Halaman kereta api		0,10-0,35

(Sumber : McGuen, 1989)

Tabel 2.10. Koefisien aliran untuk metode rasional (dari Hassing, 1995)

Koefisien aliran $C = C_t + C_s + C_v$					
Topografi, C_t		Tanah, C_s		Vegetasi, C_v	
Datar (<1%)	0,03	Pasir dan gravel	0,04	Hutan	0,04
Bergelombang (1-10%)	0,08	Lempung berpasir	0,08	Pertanian	0,11
Perbukitan (10-20%)	0,16	Lempung dan lanau	0,16	Padang rumput	0,21
Pegunungan (>20%)	0,26	Lapisan batu	0,26	Tanpa tanaman	0,28

Metode rasional juga dapat dipergunakan untuk DAS yang tidak seragam (homogen), di mana DAS dapat dibagi-bagi menjadi beberapa sub DAS yang seragam atau pada DAS dengan sistem saluran yang bercabang-cabang. Metode rasional dipergunakan untuk menghitung debit dari masing-masing sub-DAS.

Perhitungan dilakukan dengan menggunakan dua aturan berikut :

1. Metode rasional dipergunakan untuk menghitung debit puncak pada tiap-tiap daerah masukan (*inlet area*) pada ujun hulu sub-DAS.
2. Pada lokasi di mana drainase berasal dari dua atau lebih daerah masukan, maka waktu konsentrasi terpanjang yang dipakai untuk intensitas hujan rencana, koefisien dipakai C_{DAS} dan total area drainase dari daerah masukan.

Asumsi-asumsi metode ini (Chow dkk.,1988 ; Loebis, 1984) :

1. Curah hujan mempunyai intensitas yang merata di seluruh daerah aliran untuk durasi tertentu.
2. Debit yang terjadi (debit puncak) bukan hasil dari intensitas hujan yang lebih tinggi dengan durasi yang lebih pendek dimana hal ini berlangsung hanya pada sebagian DPS yang mengkontribusi debit puncak tersebut.
3. Lamanya curah hujan = waktu konsentrasi dari daerah aliran. Dengan kata lain waktu konsentrasi merupakan waktu terjadinya *run off* dan mengalir dari jarak antara titik terjauh dari DPS ke titik *inflow* yang ditinjau.
4. Puncak banjir dan intensitas curah hujan mempunyai tahun berulang yang sama.

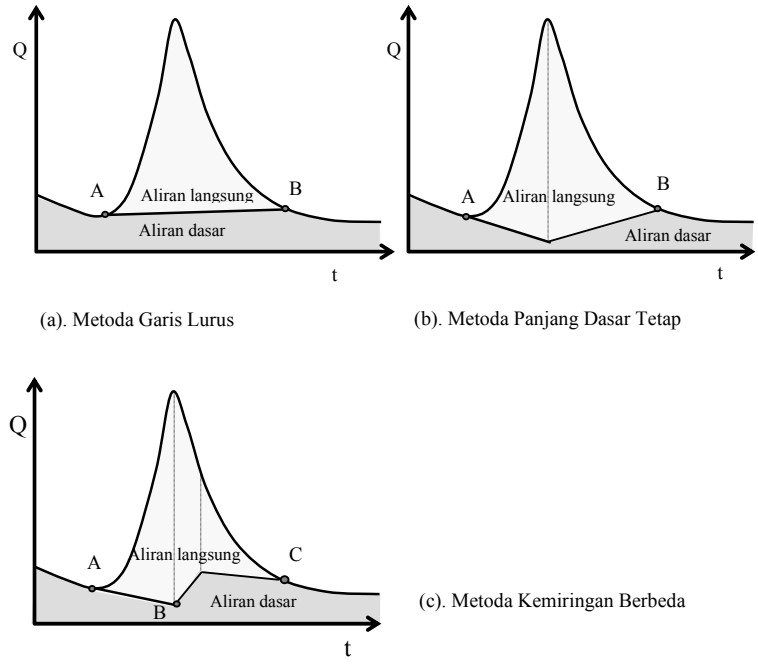
2.2.5.2 Metode Hidrograf

Hidrograf dapat didefinsikan sebagai hubungan antara salah satu unsur aliran terhadap waktu. Berdasarkan definisi tersebut dikenal ada dua macam hidrograf, yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air adalah data atau grafik hasil

rekaman AWLR (*Automatic Water Level Recorder*), sedangkan hidrograf debit disebut hidrograf.

Hidrograf tersusun dari dua komponen, yaitu aliran permukaan yang berasal dari aliran langsung air hujan dan aliran dasar (*base flow*). Aliran dasar berasal dari air tanah yang pada umumnya tidak memberikan respon yang tepat terhadap hujan. Hujan juga dapat dianggap terbagi dalam dua komponen, yaitu hujan efektif dan kehilangan (*losses*). Hujan efektif adalah bagian hujan yang menyebabkan terjadinya aliran permukaan. Kehilangan hujan merupakan bagian hujan yang menguap, masuk kedalam tanah, kelembaban tanah dan simpanan air tanah.

Hidrograf aliran langsung dapat diperoleh dengan memisahkan hidrograf dari aliran dasarnya. Ada beberapa cara yang dapat dilakukan, diantaranya adalah metode garis lurus (*straight line method*), metode panjang dasar tetap (*fixed based method*) dan metode kemiringan berbeda (*variable slope method*).

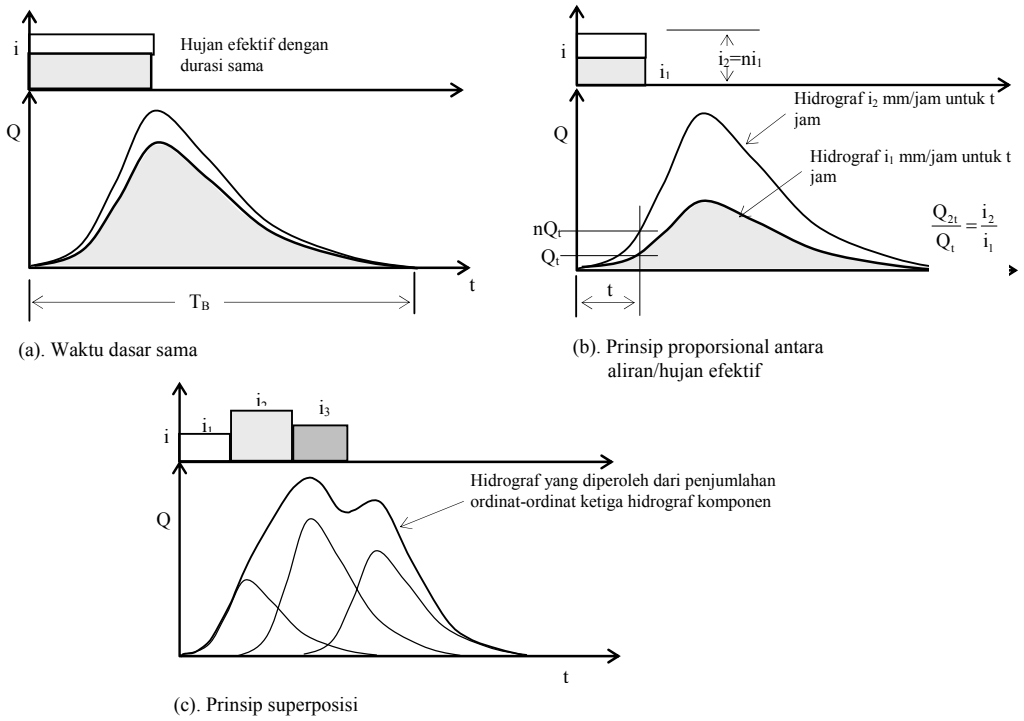


Gambar 2.5. Berbagai metode pemisahan aliran langsung

2.2.5.2.1 Hidrograf Satuan

Hidrograf satuan adalah hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan oleh hujan efektif yang terjadi merata di seluruh DAS dan dengan intensitas tetap selama satu satuan

yang ditetapkan. Hujan satuan adalah curah hujan yang lamanya sedemikian rupa sehingga lamanya limpasan permukaan tidak menjadi pendek, meskipun curah hujan ini menjadi pendek. Jadi hujan satuan yang dipilih adalah yang lamanya sama atau lebih pendek dari periode naik hidrograf (waktu dan titik permulaan aliran permukaan sampai puncak). Periode limpasan dari hujan satuan semuanya adalah kira-kira sama dan tidak ada hubungannya dengan intensitas hujan.



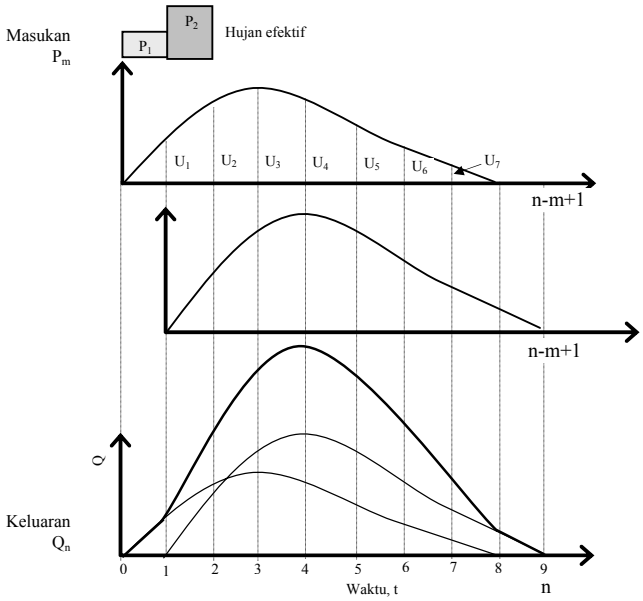
Gambar 2.6. Prinsip-prinsip hidrograf satuan

Hidrograf satuan merupakan model sederhana yang menyatakan respon DAS terhadap hujan. Tujuan dari hidrograf satuan adalah untuk memperkirakan hubungan antara hujan efektif dan aliran permukaan. Konsep hidrograf satuan pertama kali dikemukakan oleh *Sherman* pada tahun 1932. Dia menyatakan bahwa suatu sistem DAS mempunyai sifat khas yang menyatakan respon DAS terhadap suatu masukan tertentu yang berdasarkan pada tiga prinsip :

1. Pada hujan efektif yang berintensitas seragam pada suatu daerah aliran tertentu, intensitas hujan yang berbeda tetapi memiliki durasi sama, akan menghasilkan limpasan dengan durasi sama, meskipun jumlahnya berbeda.

2. Pada hujan efektif yang berintensitas seragam pada suatu daerah aliran tertentu, intensitas hujan yang berbeda tetapi memiliki durasi sama, akan menghasilkan hidrograf limpasan dimana ordinatnya pada sembarang waktu memiliki proporsi yang sama dengan proporsi intensitas hujan efektifnya. Dengan kata lain, ordinat hidrograf satuan sebanding dengan volume hujan efektif yang menimbulkannya. Hal ini berarti bahwa hujan sebanyak n kali lipat dalam suatu waktu tertentu akan menghasilkan suatu hidrograf dengan ordinat sebesar n kali lipat.

3. Prinsip superposisi dipakai pada hidrograf yang dihasilkan oleh hujan efektif berintensitas seragam yang memiliki periode-periode yang berdekatan dan atau tersendiri. Jadi hidrograf yang merepresentasikan kombinsi beberapa kejadian aliran permukaan adalah jumlah dari ordinat hidrograf tunggal yang memberi kontribusi



Gambar 2.7. Pemakaian proses konvolusi pada hidrograf satuan

2.2.5.2.2 Hidrograf Satuan Sintetik

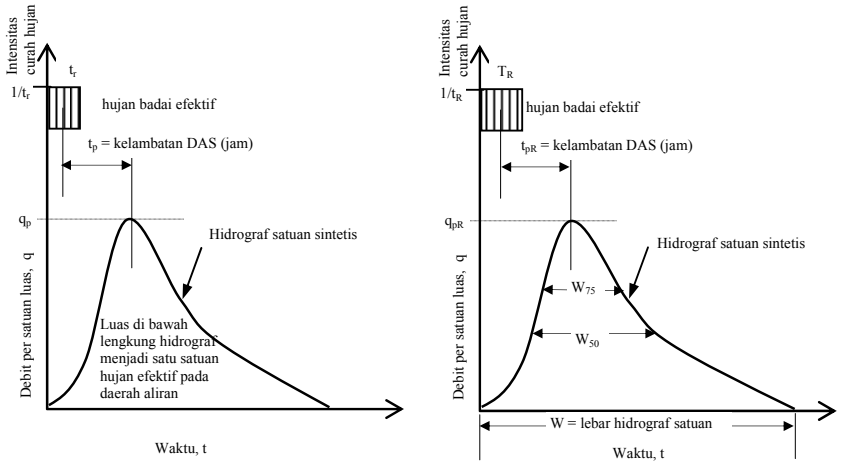
Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan obsevasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf *(Time to Peak Magnitude),* lebar dasar hidrograf, luas DAS, kemiringan DAS, panjang alur terpanjang *(Length of the Longest Channel),* koefisien limpasan *(Run of coefisien)* dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya digunakan hidrograf sintetik yang telah

dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameternya harus disesuaikan terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau (CD. Soemarto, 1987).

Hidrograf satuan sintetik terdiri dari beberapa macam. Namun dalam laporan ini akan dikemukakan satu macam hidrograf satuan sintetik yaitu :

- Hidrograf satuan sintetik Snyder

Pada tahun 1938, F.F. Snyder yang berasal dari Amerika, telah mengembangkan rumus empiris dengan koefisien empiris yang menghubungkan unsur-unsur hidrograf satuan dengan karakteristik daerah pengaliran. (CD. Soemarto, 1987). Unsur-unsur tersebut adalah luas daerah pengaliran, panjang aliran utama, jarak antara titik berat daerah pengaliran dengan pelepasan *(outlet)* yang diukur sepanjang aliran utama.



Gambar 2.8. HSS Snyder

Snyder merumuskan hubungan tersebut yang menghasilkan beberapa formula, diantaranya :

$$\tau_p = C_t (L * L_c)^{0,3}$$

$$tr = \frac{\tau p}{5,5}$$

$$Qp = 2,78\left(\frac{Cp.A}{\tau p}\right)$$

$$Tb = \frac{72 + 3Tp}{24}$$

Koefisien C_t dan C_p harus ditentukan secara empirik, karena besarnya berubah-ubah antara daerah satu dengan yang lainnya. Dalam sistem metrik besarnya C_t antara 0,75 dan

3, sedangkan C_p berada antara 0,90 hingga 1,40. Penggunaan hidrograf sintetis Snyder di Indonesia mengalami beberapa modifikasi, hal ini dikarenakan untuk menyesuaikan kondisi daerah di Indonesia dengan kondisi daerah penelitian. Modifikasi yang dilakukan diantaranya adalah :

1. Pangkat 0,3 pada rumus diatas diganti dengan n, sehingga menjadi :

   $$tp = C_t \left(L.L_c\right)^n$$

2. tr pada rumus diatas diganti dengan te yang merupakan durasi curah hujan efektif, sedangkan tr = 1 jam

   $$te = \frac{t_p}{5{,}5}$$

3. Hubungan te, tp, tr dan Tp adalah sebagai berikut :

   Bila te > tr maka t'p = tp + 0,25 (tr – te), sehingga Tp = t'p + 0,5 dan bila te < tr maka Tp = tp + 0,5

4. $q_p = 0{,}278\frac{C_p}{T_p}$ dan $Q_p = q_p.A$ untuk hujan 1 mm/jam

   dimana :

   q_p = puncak hidrograf satuan (m^3/det/mm/km^2)

   Q_p = debit puncak (m^3/det/mm)

   t_p = waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak *(Time Lag)* dalam jam

   T_p = waktu yang diperlukan antara permulaan hujan hingga mencapai puncak hidrograf (CD. Soemarto, 1995)

2.2.5.3 Analisa Perhitungan Besarnya Laju Erosi

Perkembangan mengenai perumusan persamaan erosi dimulai sejak tahun 1940-an, diawali dengan prediksi kehilangan tanah di suatu lahan pertanian. Perkiraan besarnya erosi terkait oleh faktor-faktor topografi, geologi, vegetasi dan meteorologi. Persamaan perhitungan erosi dikembangkan lagi agar memperoleh suatu metode yang bersifat umum. *Universal Soil Loss Equation* (USLE) dikembangkan pertama kali di USDA-SCS *(United State Department of Agriculture-Soil Conversation Services)* bekerjasama dengan Universitas Purdue oleh Wischmeier and smith, 1965 (dalam Morgan, 1988). USLE memungkinkan perencana memprediksi laju erosi rata-rata lahan tertentu pada suatu

kemiringan dengan pola hujan tertentu untuk setiap macam jenis tanah dan penerapan pengelolaan tanah (tindakan konservasi lahan). USLE dirancang untuk memprediksi erosi jangka panjang dari erosi lembar (*sheet erosion*) dan erosi alur dibawah kondisi tertentu (Suripin, 2002).

Selain USLE, terdapat beberapa model perhitungan laju erosi. Diantara model-model tersebut adalah sebagai berikut (dalam Sandra, David, Thomas,1995):

1. *Sediment Delivery Ratio (SDR)*

Pada kasus tertentu seperti terutama untuk daerah tangkapan air yang belum diketahui besarnya komponen-komponen rumus USLE, perlu dilakukan perkiraan nilai erosi yang lebih sederhana tetapi masih bisa dipertanggungjawabkan hasilnya. Cara perkiraan besarnya erosi yang dimaksud adalah dengan memanfaatkan data debit, muatan sedimen, berat jenis tanah dan nisbah pelepasan sedimen (*Sediment Delivery Ratio*, SDR). Motede ini kemudian dikenal sebagai metode SDR.

2. *Revised Universal Soil Loss Equation* (RUSLE)

Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE) dikembangkan oleh USDA Agricultural research service. Model ini meningkatkan keakuratan dari model sebelumnya yaitu Teori USLE. Dalam mengestimasi atau memperkirakan efek yang timbul akibat berbagai sistem konservasi tanah pada lahan rawan erosi. Sampai sekarang model RUSLE masih belum sepenuhnya sempurna.

3. *Nonpoint Source Pollutant Models* (NPS)

Model NPS dikembangkan untuk menyediakan metode simulasi erosi tanah dan transportasi polusi *nonpoint* yang konsisten. Pada bulan Juli tahun 1976, sebuah model dikembangkan oleh Anthoni S. Donigian dan Norman H. Crawford. Hasil dari model yang mereka kembangkan itulah yang disebut NPS. NPS menggunakan beberapa program untuk mempresentasikan respon hidrologi dari *watershed* atau areal aliran air dan hal lain seperti akumulasi salju dan lelehan, proses akumulasi, perkembangan dan musnahnya polutan di permukaan tanah. Pada dasarnya model ini digunakan untuk memprediksi polusi yang terjadi pada sebuah *watershed*, namun demikian juga dapat digunakan untuk memprediksi erosi sedimen.

NPS terdiri atas tiga komponen utama, diantaranya menggunakan program LANDS dan QUAL. LANDS sendiri merupakan sebuah modul yang diambil dari *stanford watershed model.* Sedangkan QUAL merupakan sebuah *subroutine* yang mensimulasi proses erosi, akumulasi sedimen serta pemusnahan sedimen dan polutan pada permukaan tanah. Model ini dapat mensimulasikan run off sedimen tetapi membutuhkan beragam data dan cukup kompleks dalam aplikasinya.

4. *Watershed Erotion and Sediment Transport Model* (WEST / ARM)

Model WEST dikembangkan untuk mensimulasi dan memprediksi perpindahan air dan sedimen dari permukaan tanah yang melalui sistem aliran dari *watershed*. Perkembangan model WEST pada tahun 1979 merupakan gabungan antara model ARM yang dikembangkan tahun 1976 dan model CHANL. Model WEST ini merupakan kombinasi dari kedua model tersebut yang dihubungkan oleh sistem manajemen data yang sederhana. Model ARM sendiri mensimulasikan *land paths process* atau proses pembentukan alur daratan, sedangkan model CHANL mensimulasikan *in stream / channel process* atau proses aliran masuk pada saluran air.

Model WEST ini merupakan model simulasi yang sangat kompleks dengan perhitungan matematis yang sangat rumit. Hal lain yang menjadi kekurangan adalah bahwa model ini tidak dapat diaplikasikan dengan SIG. Namun demikian model ini memberikan hasil dengan tingkat ketepatan dan akurasi yang tinggi untuk memprediksi erosi dan yild sedimen.

5. *Storm Water Models* (SWM)

Storm Water Models (SWM) merupakan sebuah model yang dikembangkan untuk mendeskripsikan kualitas dan kuantitas dari *storm water* atau hujan lebat. Pada akhir-akhir ini model SWM banyak dikenal dalam bentuk model-model lain seperti *Stormwater Management Models* (SWMM), *Storage Treatment Overflow Runoff Model* (STORM) dan *Hydrologyc Simulation Program Fortran* (HSPF). Model-model tersebut pada dasarnya memiliki tiga komponen utama, yaitu:

a) Overland Flow atau aliran permukaan, yaitu berupa kualitas dan kuantitas air pada aliran permukaan.
b) Sistem drainase, seperti channel atau pipa saluran, dan *storage routing***.**

c) Receiving Water atau aliran masuk, yaitu kuantitas dan kualitas air yang masuk termasuk kadar polusinya.

Model SWM ini pada dasarnya lebih berorientasi pada lingkungan kota, yaitu khususnya pada prediksi perencanaan *stormwater*. Sedangkan untuk penggunaan pada prediksi erosi model ini kurang efektif. Model SWM ini dapat digunakan untuk menghitung *yield sediment*, akan tetapi model ini lebih membutuhkan waktu dan biaya yang besar dibandingkan dengan menggunakan model lain.

Teori USLE sendiri dalam aplikasinya memiliki enam variable. Kombinasi enam variabel tesebut adalah sebagai berikut :

$$E_a = R.K.LS.C.P \qquad \text{……..……..……(2.37)}$$

dimana :

E_a = banyaknya tanah tererosi per satuan luas per satuan waktu, yang dinyatakan sesuai dengan satuan K dan periode R yang dipilih, dalam praktek dipakai satuan ton/ha/tahun.

R = merupakan faktor erosivitas hujan dan aliran permukaan, yaitu jumlah satuan indeks erosi hujan, yang merupakan perkalian antara energi hujan total (E) dengan intensitas hujan maksimum 30 menit (I_{30}) untuk suatu tempat dibagi 100, biasanya diambil energi hujan tahunan rata-rata sehingga diperoleh perkiraan tanah tahunan dalam N/h dengan menggunakan model matematis yang dikembangkan oleh Utomo dan Mahmud (dalam Suresh, 1997), dalam satuan KJ/ha.

K = faktor erodibilitas tanah, yaitu laju erosi per indeks erosi hujan (R) untuk suatu jenis tanah tetentu dalam kondisi dibajak dan ditanami terus menerus, yang diperoleh dari petak percobaan yang panjangnya 22,13 m dengan kemiringan seragam sebesar 9% tanpa tanaman, dalam satuan ton/KJ.

LS = faktor panjang kemiringan lereng (*length of slope factor*), yaitu nisbah antara besarnya erosi per indeks erosi dari suatu lahan dengan panjang dan kemiringan lahan tertentu terhadap besarnya erosi dari plot lahan dengan panjang 22,13 m dan kemiringan 9% di bawah keadaan yang identik, tidak berdimensi.

C = faktor tanaman penutup lahan dan manajemen tanaman, yaitu nisbah antara besarnya erosi dari suatu lahan dengan penutup tanaman dan manajemen tanaman tertentu terhadap lahan yang identik tanpa tanaman, tidak berdimensi.

P = faktor tindakan konservasi praktis yaitu nisbah antara besarnya dari lahan dengan tindakan konservasi praktis dengan besarnya erosi dari tanah yang diolah searah lereng dalam keadaan yang identik, tidak berdimensi.

Perkiraan laju sedimentasi dalam studi ini dimaksudkan untuk memperoleh angka sedimentasi dalam satuan m^3/tahun, guna memberikan perkiraan angka yang lebih pasti untuk penentuan ruang sedimen. Perhitungan perkiraan laju sedimentasi meliputi :

1. Erosivitas Hujan

Penyebab utama erosi tanah adalah pengaruh pukulan air hujan pada tanah. Hujan menyebabkan erosi tanah melalui dua jalan, yaitu pelepasan butiran tanah oleh pukulan air hujan pada permukaan tanah dan kontribusi hujan terhadap aliran.

Sifat-sifat curah hujan yang mempengaruhi erosivitas adalah besarnya butir-butir hujan, dan kecepatan tumbukannya. Jika dikalikan akan diperoleh :

$$M = m\ v \quad \text{.....(2.38)}$$

$$E = \tfrac{1}{2}\ m\ v^2 \quad \text{.....(2.39)}$$

dimana :

M = momentum (kg.m/s)

m = massa butir hujan (kg)

v = kecepatan butir hujan, yang diambil biasanya kecepatan pada saat terjadi tumbukan, atau dinamakan kecepatan terminal (m/s)

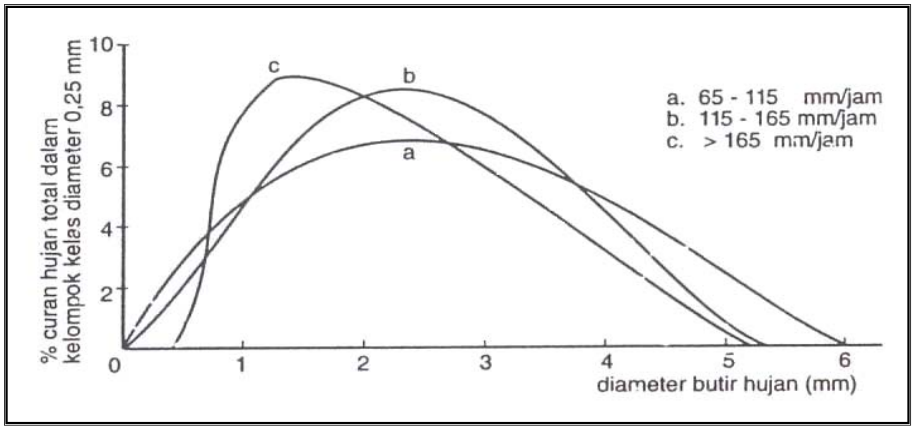
E = energi kinetik (joule/m^2)

Momentum dan energi kinetik, keduanya dapat dihubungkan dengan tumbukan butir-butir air hujan terhadap tanah, tetapi kebanyakan orang lebih menyukai menggunakan energi kinetik untuk dihubungkan dengan erosivitas.

Energi kinetik curah hujan dapat diperoleh pertama-tama dengan menganalisis grafik hubungan intensitas curah hujan dengan waktu (*pluviograph*). Grafik tersebut harus

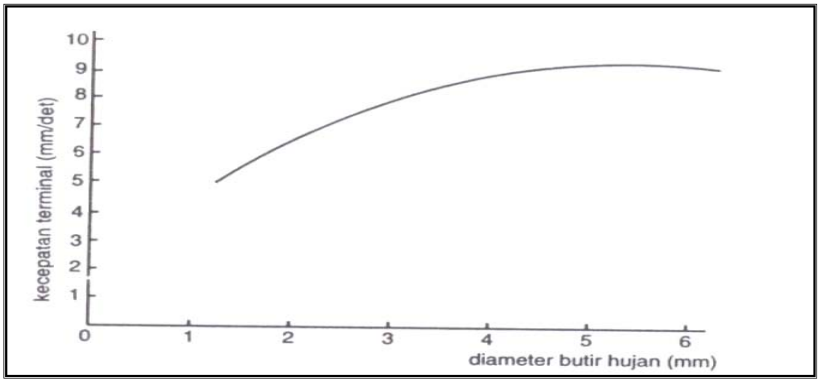
dipotong-potong menjadi blok-blok yang intensitas hujannya hampir konstan selama selang waktu. Besarnya butir-butir air rata-rata didapat dari Gambar 2.9 yang diambil dari bukunya Hudson, *Soil Conservation,*1971 (dalam Soemarto, C.D.,1999) yang menunjukkan distribusi statistik butir-butir air yang jatuh ketika hujan dengan intensitas yang berbeda-beda. Untuk mencari kecepatan butir-butir air diambil berdasarkan percobaan yang dilakukan oleh Laws, 1941 (dalam Soemarto, C.D., 1999) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10, sedangkan untuk energi kinetiknya diperoleh dari blok-blok hujan tertentu seperti tersebut diatas.

Gambar 2.11 memperlihatkan hasil studi yang juga dilakukan oleh Laws dalam mencari hubungan antara energi kinetik curah hujan dengan intensitas hujan. Masing-masing lengkung yang tertera pada gambar tersebut dibuat di beberapa negara oleh pelaksananya seperti berikut : Hudson di Rhodesia, Kelkar di india, Ker di Trinidad, Mihara di Jepang dan Wishmeyer di Amerika Serikat.



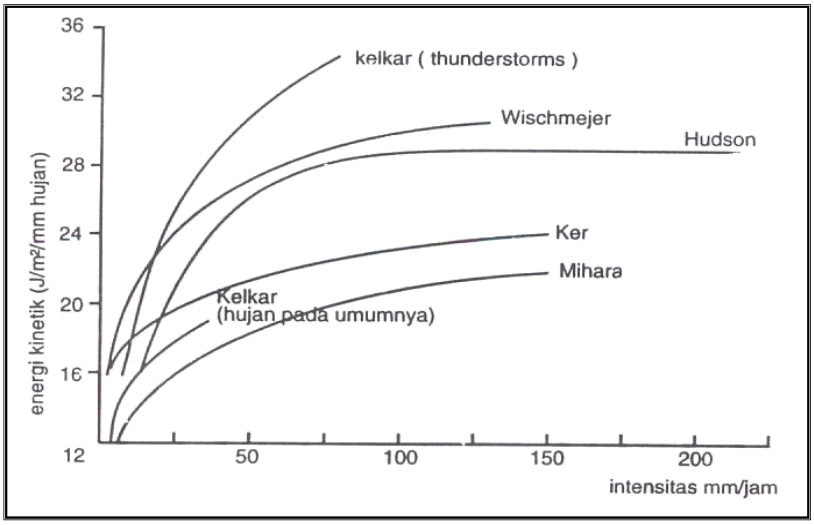
(Hudson, Soil Conservation, 1971 dalam Soemarto,C.D., 1999)

Gambar 2.9 Grafik hubungan intensitas hujan dan diameter butir hujan



(Laws, 1941 dalam Soemarto,C.D., 1999)

Gambar 2.10 Grafik kecepatan vertikal butir hujan berdasarkan diameter butirnya



(Laws, 1941 dalam Soemarto,C.D., 1999)

Gambar 2.11 Grafik hubungan energi kinetik butir dengan intensitas hujan

Untuk memperoleh energi kinetik total, angka energi kinetik per kejadian hujan dikalikan dengan ketebalan hujan (mm) yang jatuh selama periode pengamatan. Selanjutnya, hasil perkalian ini dijumlahkan. Untuk mendapatkan angka R, energi kinetik total tersebut diatas dikalikan dengan dua kali intensitas hujan maksimum 30 menit (I_{30}), yaitu merubah satuan intensitas hujan maksimum per 30 menit menjadi intensitas hujan maksimum per jam, kemudian dibagi dengan 100. Periode intensitas curah hujan dan intensitas hujan maksimum 30 menit dapat diperoleh dari hasil pencatatan curah hujan di lapangan.

Pada metode USLE, prakiraan besarnya erosi dalam kurun waktu per tahun (tahunan), dan dengan demikian, angka rata-rata faktor *R* dihitung dari data curah hujan tahunan sebanyak mungkin dengan menggunakan persamaan :

$$R = \sum_{i=1}^{n} EI / 100X \qquad \text{.....(2.40)}$$

dimana :

R = erosivitas hujan rata-rata tahunan

n = jumlah kejadian hujan dalam kurun waktu satu tahun (musim hujan)

X = jumlah tahun atau musim hujan yang digunakan sebagai dasar perhitungan

Besarnya *EI* proporsional dengan curah hujan total untuk kejadian hujan dikalikan dengan intensitas hujan maksimum 30 menit.

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 Bols (1978) dengan menggunakan data curah hujan bulanan di 47 stasiun penakar hujan di Pulau Jawa dan Madura yang dikumpulkan selama 38 tahun. Persamaannya sebagai berikut (Asdak, 2002) :

$$R = \sum_{i=1}^{n} \frac{EI_{30}}{X} \quad \text{.....(2.41)}$$

$$EI_{30} = 6{,}119 P_b^{1{,}211} . N^{-0{,}474} . P_{\max}^{0{,}526} \quad \text{.....(2.42)}$$

dimana :

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

n = jumlah kejadian hujan dalam kurun waktu satu tahun

EI_{30} = indeks erosi bulanan (KJ/ha)

X = jumlah tahun yang digunakan sebagai dasar perhitungan

P_b = curah hujan rata-rata tahunan(cm)

N = jumlah hari hujan rata-rata per tahun

$P_{\max}$ = curah hujan maksimum harian rata-rata (dalam 24 jam) per bulan untuk kurun waktu satu tahun

Sedangkan cara menentukan besarnya indeks erosivitas yang lain adalah seperti dilemukakan oleh Lenvain (DHV, 1989). Rumus matematis yang digunakan oleh Lenvain untuk menentukan faktor R tersebut didasarkan pada kajian erosivitas hujan dengan menggunakan data curah hujan dari beberapa tempat di Jawa. Rumusnya adalah sebagai berikut (Asdak, 2002) :

$$R = 2{,}21 x P^{1{,}36} \quad \text{.....(2.43)}$$

dimana :

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

P = curah hujan bulanan (cm)

Cara menentukan besarnya indeks erosivitas hujan yang lain adalah dengan menggunakan metode matematis yang dikembangkan oleh Utomo dan Mahmud berdasarkan hubungan antara R dengan besarnya hujan tahunan.

Rumus yang digunakan adalah :

$$R = 237{,}4 + 2{,}61\ P \quad \text{.....(2.44)}$$

dimana :

$R = EI_{30}$ (erosivitas hujan rata-rata tahunan) (N/h)

P = Besarnya curah hujan tahunan (cm)

Cara menentukan besarnya indeks erosivitas hujan yang terakhir ini lebih sederhana karena hanya memanfaatkan data curah hujan bulanan.

Tabel 2.11 Energi kinetik hujan dalam metrik ton-meter per hektar per cm hujan

Intensitas (cm/jam)	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0	121	148	163	175	184	191	197	202	206
1	210	214	217	220	223	226	228	231	233	235
2	237	239	241	242	244	246	247	249	250	251
3	253	254	255	256	258	259	260	261	262	263
4	264	265	266	267	268	268	269	270	271	272
5	273	273	274	275	275	276	277	278	278	279
6	280	280	281	281	282	283	283	284	284	285
7	286	286	287	287	288	288	289			

Sumber : Hidrologi dan Pengendalian DAS (Asdak, 2002)

Angka-angka energi kinetik seperti dalam tabel diatas tersebut dihitung dari persamaan $KE = 210 + \log i$. Untuk intensitas hujan lebih besar dari 7,6 cm/jam nilai energi kinetis tetap 289 metrik ton-meter per ha per cm hujan.

2. Erodibilitas Tanah (K)

Faktor erodibilitas tanah (K) menunjukkan resistensi partikel tanah terhadap pengelupasan dan transportasi partikel-partikel tanah tersebut oleh adanya energi kinetik air hujan. Meskipun besarnya resistensi tersebut di atas akan tergantung pada topografi, kemiringan lereng, dan besarnya gangguan oleh manusia. Besarnya erodibilitas atau resistensi tanah juga ditentukan oleh karakteristik tanah seperti tekstur tanah, stabilitas agregat tanah, kapasitas infiltrasi, dan kandungan organik dan kimia tanah. Tanah yang mempunyai erodibilitas tinggi akan tererosi lebih cepat dibandingkan dengan tanah yang mempunyai erodibilitas rendah, dengan intensitas hujan yang sama. Juga tanah yang mudah dipisahkan (*dispersive*) akan tererosi lebih cepat daripada tanah yang terikat (*flocculated*). Jadi, sifat-sifat fisik, kimia, dan biologi tanah juga mempengaruhi besarnya *erodibilitas*. Pengaruh usaha-usaha pengelolaan tanah sukar diukur, meskipun lebih penting dari sifat-sifat tanah seperti tersebut diatas. Misalnya usaha-usaha pengelolaan tanah dengan pembakaran jerami, dibandingkan dengan jerami tersebut ikut dibajak dan tertimbun

dibawah tanah; terasering sawah-sawah dibandingkan dengan pembajakan tegalan yang sejajar dengan kemiringan medannya; tanaman yang kurang dipupuk dibandingkan dengan tanaman yang cukup mendapat makanan; dan tanaman yang penanamannya dengan menyebar bijinya, dibandingkan dengan tanaman yang ditanam dengan cara berbaris. Sebagai tambahan terhadap sifat-sifat tanah dan usaha-usaha pengelolaan tersebut diatas, erodibilitas juga dipengaruhi oleh kemiringan permukaan tanah dan kecepatan penggerusan (*scour velocity*).

Tabel 2.12 Perhitungan Energi Kinetik Total

Intensitas mm/jam	Besarnya mm	Energi joule/mm	Total joule/m
1	2	3	4
-25	37,5	21	788
26 - 50	25	25	625
50 - 75	18,5	27	500
> 76	6,5	28	182
		Jumlah	2095

Sumber : Hidrologi Teknik (Soemarto, 1999)

Sebagai kelanjutan terhadap erosivitasnya, Wishchmeier bersama kelompoknya telah mengembangkan dasar-dasar untuk mencantumkan aspek erodibilitas yang digunakan untuk perencanaan tataguna tanah yang aman, meskipun beberapa parameternya tidak dapat diberlakukan secara *universal* begitu saja (misalnya dalam penentuan I_{30}, yaitu intensitas hujan maksimum selama periode 30 menit dalam daerah beriklim dingin dan tropik sangat berbeda). Oleh karena itu lebih tepat kalau rumus tersebut dinamakan rumus peramalan kehilangan tanah (*a predictive soil lost equation*) dimana persamaan matematis yang menghubungkan karakteristik tanah dengan tingkat erodibilitas tanah seperti dibawah ini :

$$K = \left\{ 2.713x10^{-4}(12-O)M^{1.14} + 3.25(S-2) + 2.5\frac{(P-3)}{100} \right\} \quad \text{……..……..(2.45)}$$

dimana :

K = erodibilitas tanah

OM = persen unsur organik

S = kode klasifikasi struktur tanah (granular, platy, massive, dll)

P = permeabilitas tanah

M = prosentase ukuran partikel (% debu + pasir sangat halus) × (100-% liat)

Tabel 2.13 Nilai *M* untuk beberapa kelas tekstur tanah

Kelas tekstur tanah	Nilai *M*	Kelas tekstur tanah	Nilai *M*
Lempung berat	210	Pasir	3035
Lempung sedang	750	Pasir geluhan	1245
Lempung pasiran	1213	Geluh berlempung	3770
Lempung ringan	1685	Geluh pasiran	4005
Geluh lempug	2160	Geluh	4390
Pasir lempung debuan	2830	Geluh debuan	6330
Geluh lempungan	2830	Debu	8245
Campuran merata	4000		

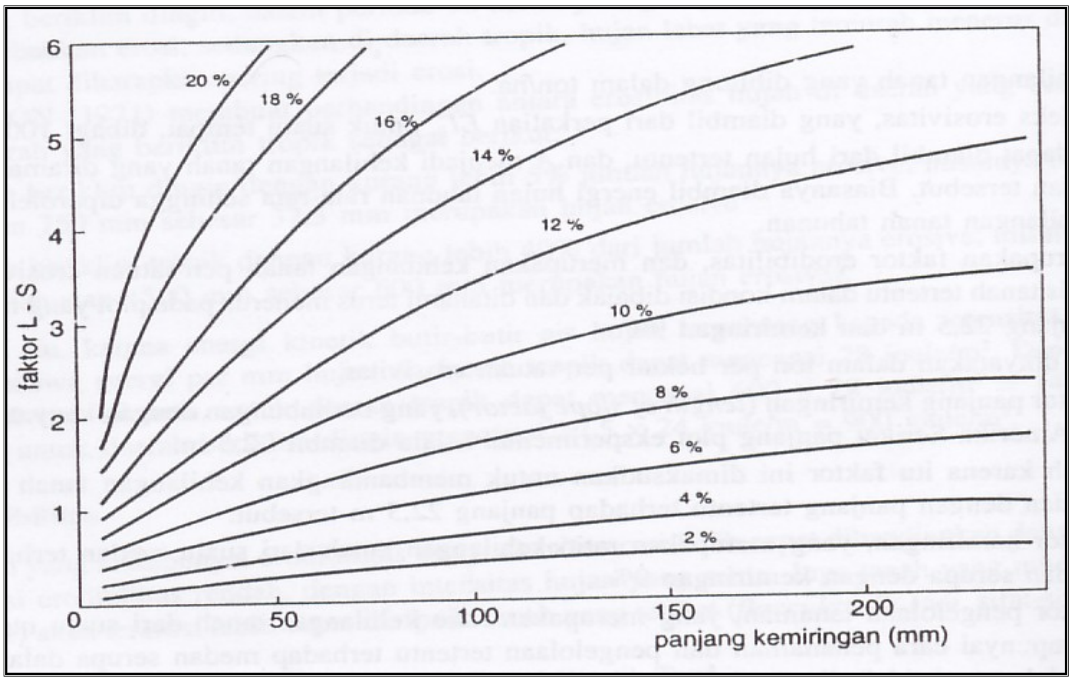
Sumber : RLKT DAS Citarum ,1987 (dalam Asdak, 2002)

Karena erodibilitas merupakan ketidaksanggupan tanah untuk menahan pukulan butir-butir hujan. Tanah yang mudah tererosi pada saat dipukul oleh butir-butir hujan mempunyai erodibilitas yang tinggi. Erodibilitas dari berbagai macam tanah hanya dapat diukur dan dibandingkan pada saat terjadi hujan. Erodibilitas tanah merupakan ukuran kepekaan tanah terhadap erosi yang ditentukan oleh sifat fisik dan kandungan mineral tanah. Erodibilitas tanah dapat dinilai berdasarkan sifat-sifat fisik tanah sebagai berikut :

a. Tekstur tanah yang meliputi :
   - fraksi debu (ukuran 2 – 50 μ m)
   - fraksi pasir sangat halus (50 – 100 μ m)
   - fraksi pasir (100 – 2000 μ m)
b. Kadar bahan organik yang dinyatakan dalam %.
c. Permeabilitas yang dinyatakan sebagai berikut :
   - sangat lambat (< 0,12 cm/jam)
   - lambat (0,125 – 0,5 cm/jam)
   - agak lambat (0,5 – 2,0 cm/jam)
   - sedang (2,0 – 6,25 cm/jam)
   - agak cepat (6,25 – 12,25 cm/jam)
   - cepat (> 12,5 cm/jam)
d. Struktur dinyatakan sebagai berikut :
   - granular sangat halus : tanah liat berdebu
   - granular halus : tanah liat berpasir
   - granular sedang : lempung berdebu
   - granular kasar : lempung berpasir

3. Faktor Panjang dan Kemiringan Lereng

Pada prakteknya variabel *S* dan *L* dapat disatukan, karena erosi akan bertambah besar dengan bertambah besarnya kemiringan permukaan medan (lebih banyak percikan air yang membawa butir-butir tanah, limpasan bertambah besar dengan kecepatan yang lebih tinggi), dan dengan bertambah panjangnya kemiringan (lebih banyak limpasan menyebabkan lebih besarnya kedalaman aliran permukaan oleh karena itu kecepatannya menjadi lebih tinggi). Gambar 2.12 berikut menunjukkan diagram untuk memperoleh nilai kombinasi *LS*, dengan nilai *LS* = 1 jika *L* = 22,13 m dan S = 9%.



(Sumber : Soemarto,C.D.,1999)

Gambar 2.12 Diagram untuk memperoleh nilai kombinasi *LS*

Faktor panjang lereng (*L*) didefinisikan secara matematik sebagai berikut (Schwab et al.,1981 dalam Asdak,2002) :

$$L = (l/22{,}1)^{m} \quad \text{.....(2.46)}$$

dimana :

l = panjang kemiringan lereng (m)

m = angka eksponen yang dipengaruhi oleh interaksi antara panjang lereng dan kemiringan lereng dan dapat juga oleh karakteristik tanah, tipe vegetasi.

Angka eksponen tersebut bervariasi dari 0,3 untuk lereng yang panjang dengan kemiringan lereng kurang dari 0,5 % sampai 0,6 untuk lereng lebih pendek dengan kemiringan lereng lebih dari 10 %. Angka eksponen rata-rata yang umumnya dipakai adalah 0,5

Faktor kemiringan lereng S didefinisikan secara matematis sebagai berikut:

$$S = (0{,}43 + 0{,}30s + 0{,}04s^2) / 6{,}61 \quad \text{.....(2.47)}$$

dimana :

S = kemiringan lereng aktual (%)

Seringkali dalam prakiraan erosi menggunakan persamaan *USLE* komponen panjang dan kemiringan lereng (L dan S) diintegrasikan menjadi faktor *LS* dan dihitung dengan rumus :

$$LS = L^{1/2}(0{,}00138S^2 + 0{,}00965S + 0{,}0138) \quad \text{.....(2.48)}$$

dimana :

L = panjang lereng (m)

S = kemiringan lereng (%)

Rumus diatas diperoleh dari percobaan dengan menggunakan plot erosi pada lereng 3-18%, sehingga kurang memadai untuk topografi dengan kemiringan lereng yang terjal. Harper, 1988 (dalam Asdak,2002) menunjukkan bahwa pada lahan dengan kemiringan lereng lebih besar dari 20 %, pemakaian persamaan $LS = L^{1/2}(0{,}00138S^2 + 0{,}00965S + 0{,}0138)$ akan diperoleh hasil yang *over estimate*. Untuk lahan berlereng terjal disarankan untuk menggunakan rumus berikut ini (Foster and Wischmeier, 1973 dalam Asdak, 2002).

$$LS = (l/22)^m C(\cos\alpha)^{1{,}50}[0{,}5(\sin\alpha)^{1{,}25} + (\sin\alpha)^{2{,}25}] \quad \text{.....(2.49)}$$

dimana :

m = 0,5 untuk lereng 5 % atau lebih

= 0,4 untuk lereng 3,5 – 4,9 %

= 0,3 untuk lereng 3,5 %

C = 34,71

α = sudut lereng

l = panjang lereng (m)

4. Faktor Penutup Lahan (C)

Faktor C merupakan faktor yang menunjukan keseluruhan pengaruh dari faktor vegetasi, seresah, kondisi permukaan tanah, dan pengelolaan lahan terhadap besarnya tanah yang hilang (erosi). Faktor ini mengukur kombinasi pengaruh tanaman dan pengelolaannya. Besar nilai C pada penelitian ini diambil dengan melakukan perhitungan prosentase luas dari tiap jenis pengelolaan tanaman yang ada pada tiap sub DAS Kali Silandak. Nilai C yang diambil adalah nilai C rata - rata dari berbagi jenis pengelolaan tanaman dalam satu sub DAS, dikaitkan dengan prosentase luasannya. Adapun bentuk matematis dari perhitungan nilai C rata-rata tiap sub DAS adalah :

$$C\ DAS = \frac{\sum_{i=1}^{n}(A_i \times C_i)}{\sum_{i=1}^{n} A_i} \qquad \text{.....(2.50)}$$

Untuk suatu sub DAS yang memiliki komposisi tata guna lahan/ vegetasi tanaman yang cenderung homogen, maka nilai C dari tata guna lahan/ vegetasi yang dominan tersebut akan diambil sebagai nilai C rata – rata.

5. Faktor Konservasi Praktis (P)

Pengaruh aktivitas pengelolaan dan konservasi tanah (P) terhadap besarnya erosi dianggap berbeda dari pengaruh yang ditimbulkan oleh aktivitas pengelolaan tanaman (C), sehingga dalam rumuus USLE kedua variable tersebut dipisahkan. Nilai faktor tindakan manusia dalam konservasi tanah (P) adalah nisbah antara besarnya tanah tererosi rata-rata dari lahan yang mendapat perlakuan konservasi tertentu terhadap tanah tererosi rata-rata dari lahan yang diolah tanpa tindakan konservasi, dengan catatan faktor-faktor penyebab erosi yang lain diasumsikan tidak berubah.

Tabel 2.14 Nilai C untuk jenis dan pengelolaan tanaman

Jenis tanaman/ tataguna lahan	Nilai C
1. Tanaman rumput	0,290
2. Tanaman kacang jogo	0,161
3. Tanaman gandum	0,242
4. Tanaman ubi kayu	0,363
5. Tanaman kedelai	0,399
6. Tanaman serai wangi	0,434
7. Tanaman padi lahan kering	0,560
8. Tanaman padi lahan basah	0,010
9. Tanaman jagung	0,637
10. Tanaman jahe, cabe	0,900
11. Tanaman kentang ditanam searah lereng	1,000
12. Tanaman kentang ditanam searah kontur	0,350
13. Pola tanam tumpang gilir + mulsa jerami (6 ton/ha/th)	0,079
14. Pola tanam berurutan + mulsa sisa tanam	0,347
15. Pola tanam berurutan	0,398
16. Pola tanam tumpang gilir + mulsa sisa tanaman	0,357
17. Kebun campuran	0,200
18. Ladang berpindah	0,400
19. Tanah kosong diolah	1,000
20. Tanah kosong tidak diolah	0,950
21. Hutan tidak terganggu	0,001
22. Semak tidak terganggu	0,010
23. Alang-alang permanen	0,020
24. Alang-alang dibakar	0,700
25. Sengon disertai semak	0,012
26. Sengon tidak disertai semak dan tanpa seresah	1,000
27. Pohon tanpa semak	0,320

Sumber : Abdurachman,1984 (dalam Asdak 2002)

Tabel 2.15 Faktor pengelolaan dan konservasi tanah di Jawa

	Teknik Konservasi Tanah	Nilai P
1.	Teras Bangku :	
	a) Baik	0,20
	b) 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 sisa tanaman	0,01
8.	Teras gulud : kacang kedelai	0,11
9.	Tanaman dalam kontur :	
	a) Kemiringan 0-8 %	0,50
	b) Kemiringan 9-20 %	0,75
	c) Kemiringan >20 %	0,90
10.	Tanaman dalm jalur-jalur : Jagung-kacang tanah + mulsa	0,05
11.	Mulsa limbah jerami :	
	a) 6 ton/ha/tahun	0,30
	b) 3 ton/ha/tahun	0,50
	c) 1 ton/ha/tahun	0,80
12.	Tanaman perkebunan :	
	a) Disertai penutup tanah rapat	0,10
	b) Disertai penutup tanah sedang	0,50
13.	Padang rumput :	
	a) Baik	0,04
	b) Jelek	0,40

Sumber : Abdurachman,1984 (dalam Asdak, 2002)

Batas maksimum laju erosi yang dapat diterima untuk berbagai macam kondisi tanah seperti terlihat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Kelas Erosi

No	Laju Erosi (ton/ha)	Kelas Eosi
1	$\leq$ 10	Dalam batas toleransi
2	10 – 50	Erosi ringan
3	50 – 100	Erosi moderat
4	100 – 250	Erosi berat
5	> 250	Erosi sangat berat

Sumber : Suripin, 1998

6. Pendugaan Laju Erosi Potensial (E-Pot)

Erosi potensial adalah erosi maksimum yang mungkin terjadi di suatu tempat dengan keadaan permukaan tanah gundul sempurna, sehingga terjadinya proses erosi hanya disebabkan oleh faktor alam (tanpa keterlibatan manusia, tumbuhan, dan sebagainya), yaitu iklim, khususnya curah hujan, sifat-sifat internal tanah dan keadaan topografi tanah. Pendugaan erosi potensial dapat dihitung dengan pendekatan rumus berikut :

E-Pot = R x K x LS x A .....(2.51)

dimana :

E-Pot = erosi potensial (ton/tahun)

R = indeks erosivitas hujan

K = erodibilitas tanah

LS = faktor panjang dan kemiringan lereng

A = luas daerah aliran sungai (ha)

7. Pendugaan Laju Erosi Aktual (E-Akt)

Erosi aktual terjadi karena adanya campur tangan manusia dalam kegiatannya sehari-hari, misalnya pengolahan tanah untuk pertanian dan adanya unsur-unsur penutup tanah. Penutupan permukaan tanah gundul dengan tanaman akan memperkecil terjadinya erosi, sehingga dapat dikatakan bahwa laju erosi aktual selalu lebih kecil dari pada laju erosi potensial. Ini berarti bahwa adanya keterlibatan manusia akan memperkecil laju erosi potensial. Dapat dikatakan bahwa erosi aktual adalah hasil ganda antara erosi potensial dengan pola penggunaan lahan tertentu, sehingga dapat dihitung dengan rumus berikut:

E-Akt = E-Pot x C x P .....(2.52)

dimana :

E-Akt = erosi aktual di DAS (ton/ha/tahun)

E-Pot = erosi potensial (ton/ha/th)

C = faktor penutup lahan

P = faktor konservasi tanah

8. Pendugaan Laju Sedimentasi Potensial

Sedimentasi potensial adalah proses pengangkutan sedimen hasil dari proses erosi potensial untuk diendapkan di jaringan irigasi dan lahan persawahan atau tempat-tempat tertentu. Tidak semua sedimen yang dihasilkan erosi aktual menjadi sedimen, hanya sebagian kecil material sedimen yang tererosi di lahan (DAS) mencapai *outlet* basin tersebut atau sungai atau saluran terdekat. Hasil erosi yang mencapai saluran atau sungai atau outlet biasa disebut yil sedimen. Dalam perjalanannya dari tempat terjadinya erosi lahan sampai *outlet* terjadi pengendapan atau deposisi, baik pengendapan permanen ataupun sementara, terutama di daerah-daerah cekungan, daerah yang landai, dataran banjir (*flood plain*), dan di saluran itu sendiri. Perbandingan antara sedimen yang terukur di outlet dan erosi di lahan

biasa disebut nisbah pengangkutan sedimen atau *Sedimen Delivery Ratio* (SDR). Sedimen yang dihasilkan erosi aktual pun tidak semuanya menjadi sedimen, hal ini tergantung dari perbandingan antara volume sedimen hasil erosi aktual yang mampu mencapai aliran sungai dengan volume sedimen yang bisa diendapkan dari lahan di atasnya (SDR). Nilai SDR tergantung dari luas DAS, yang erat hubungannya dengan pola penggunaan lahan. Nilai SDR dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$SDR = \frac{S\,(1 - 0{,}8683\,A^{-0{,}2018})}{2\,(S + 50n)} + 0{,}8683\,A^{-0{,}2018} \quad \text{.....(2.53)}$$

dimana :

SDR = rasio pelepasan sedimen, nilainya 0 < SDR < 1

A = luas DAS (ha)

S = kemiringan lereng rata-rata permukaan DAS (%)

n = koefisien kekasaran Manning

Pendugaan laju sedimentasi potensial yang terjadi di suatu DAS dihitung dengan persamaan Weischmeier dan Smith, 1958 sebagai berikut :

S-Pot = E-Akt x SDR

dimana : SDR = *Sedimen Delivery Ratio*

S-Pot = sedimentasi potensial

E-Akt = erosi aktual (erosi yang tejadi)

2.3 Embung

2.3.1 Pemilihan Lokasi Embung

Embung adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk menampung kelebihan air pada saat debit tinggi dan melepaskannya pada saat dibutuhkan. Embung merupakan salah satu bagian dari proyek secara keseluruhan maka letaknya juga dipengaruhi oleh bangunan-bangunan lain seperti bangunan pelimpah, bangunan penyadap, bangunan pengeluaran, bangunan untuk pembelokan sungai dan lain-lain (Soedibyo, 1993).

Untuk menentukan lokasi dan denah embung harus memperhatikan beberapa faktor yaitu (Soedibyo, 1993) :

1. Tempat embung merupakan cekungan yang cukup untuk menampung air, terutama pada lokasi yang keadaan geotekniknya tidak lulus air, sehingga kehilangan airnya hanya sedikit.

2. Lokasinya terletak di daerah manfaat yang memerlukan air sehingga jaringan distribusinya tidak begitu panjang dan tidak banyak kehilangan energi.
3. Lokasi embung terletak di dekat jalan, sehingga jalan masuk (*access road*) tidak begitu panjang dan lebih mudah ditempuh.

Sedangkan faktor yang menentukan didalam pemilihan tipe embung adalah (Soedibyo, 1993) :

1. Tujuan pembangunan proyek
2. Keadaan klimatologi setempat
3. Keadaan hidrologi setempat
4. Keadaan di daerah genangan
5. Keadaan geologi setempat
6. Tersedianya bahan bangunan
7. Hubungan dengan bangunan pelengkap
8. Keperluan untuk pengoperasian embung
9. Keadaan lingkungan setempat
10. Biaya proyek

2.3.2 Tipe Embung

Tipe embung dapat dikelompokkan menjadi empat keadaan yaitu (Soedibyo, 1993) :

1. Tipe Embung Berdasar Tujuan Pembangunannya

Ada dua tipe Embung dengan tujuan tunggal dan embung serbaguna :

(a). Embung dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*)

adalah embung yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk kebutuhan air baku atau irigasi (pengairan) atau perikanan darat atau tujuan lainnya tetapi hanya satu tujuan saja.

(b). Embung serbaguna (*multipurpose dams*)

adalah embung yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya : irigasi (pengairan), air minum dan PLTA, pariwisata dan irigasi dan lain-lain.

2. Tipe Embung Berdasar Penggunaannya

Ada 3 tipe yang berbeda berdasarkan penggunaannya yaitu :

(a). Embung penampung air (*storage dams*)

adalah embung yang digunakan untuk menyimpan air pada masa surplus dan dipergunakan pada masa kekurangan. Termasuk dalam embung penampung air adalah untuk tujuan rekreasi, perikanan, pengendalian banjir dan lain-lain.

(b). Embung pembelok (*diversion dams*)

adalah embung yang digunakan untuk meninggikan muka air, biasanya untuk keperluan mengalirkan air ke dalam sistem aliran menuju ke tempat yang memerlukan.

(c). Embung penahan (*detention dams*)

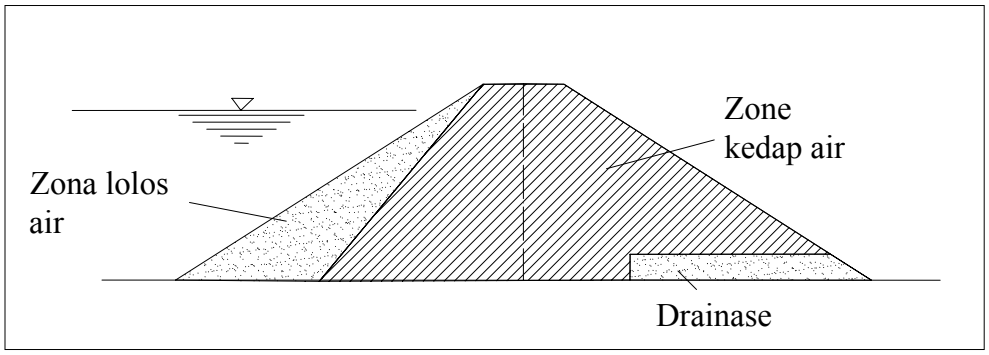
adalah embung yang digunakan untuk memperlambat dan mengusahakan seoptimal mungkin efek aliran banjir yang mendadak. Air ditampung secara berkala atau sementara, dialirkan melalui pelepasan (*outlet*). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap ke daerah sekitarnya.

3. Tipe Embung Berdasar Material Pembentuknya

Ada 2 tipe yaitu embung urugan, embung beton dan embung lainnya.

(1). Embung Urugan (*Fill Dams, Embankment Dams*)

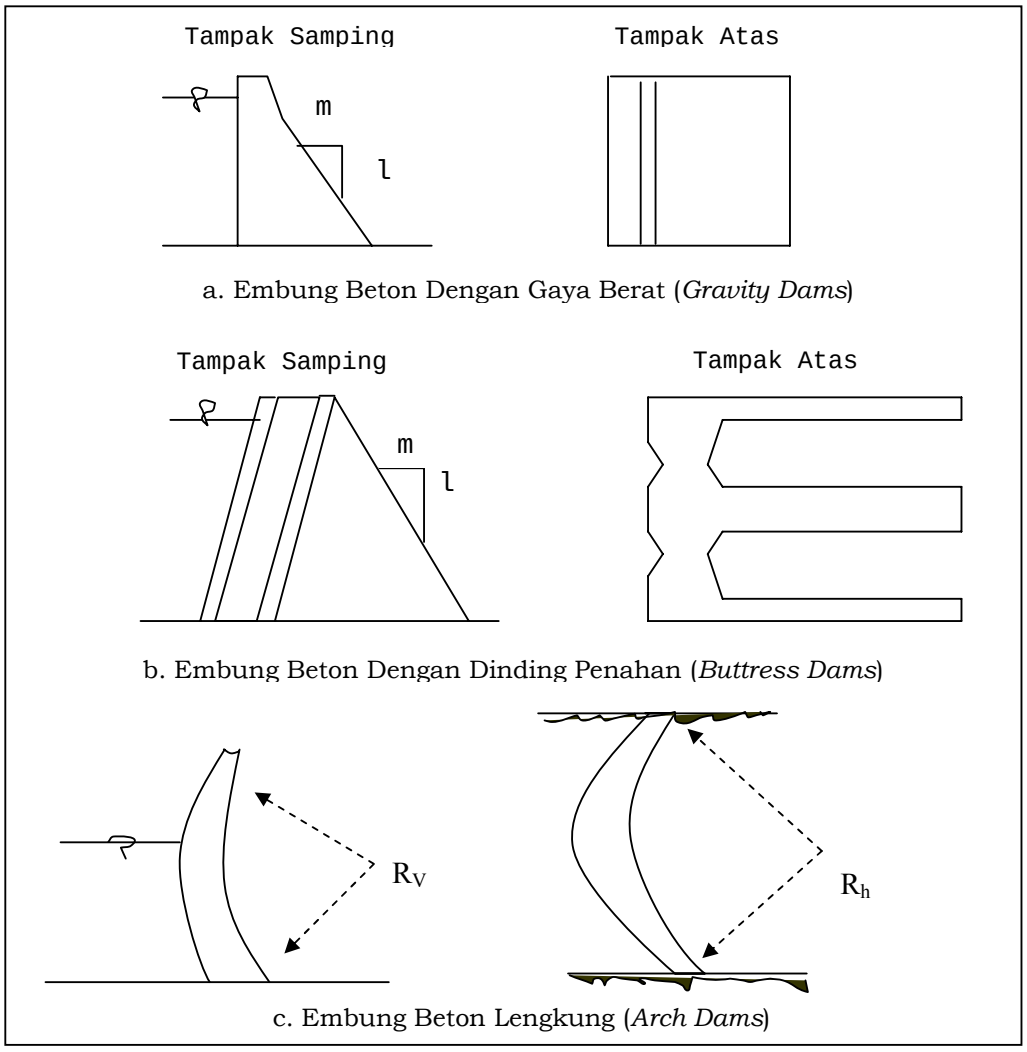
Embung urugan adalah embung yang dibangun dari penggalian bahan (material) tanpa tambahan bahan lain bersifat campuran secara kimia jadi bahan pembentuk embung asli. Embung ini dibagi menjadi dua yaitu embung urugan serba sama (*homogeneous dams*) adalah embung apabila bahan yang membentuk tubuh embung tersebut terdiri dari tanah sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butirannya) hampir seragam. Yang kedua adalah embung zonal adalah embung apabila timbunan terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu.



Gambar 2.13. Embung Urugan

(2). Embung Beton (C*oncrete Dam*)

Embung beton adalah embung yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Kemiringan permukaan hulu dan hilir tidak sama pada umumnya bagian hilir lebih landai dan bagian hulu mendekati vertikal dan bentuknya lebih ramping. Embung ini masih dibagi lagi menjadi embung beton berdasar berat sendiri stabilitas tergantung pada massanya, embung beton dengan penyangga (*buttress dam*) permukaan hulu menerus dan dihilirnya pada jarak tertentu ditahan, embung beton berbentuk lengkung dan embung beton kombinasi.



Gambar 2.14. Tipe-tipe embung beton

2.3.3 Rencana Teknis Pondasi

Keadaan geologi pada pondasi embung sangat mempengaruhi pemilihan tipe embung, oleh karena itu penelitian dan penyelidikan geologi perlu dilaksanakan dengan baik. Pondasi suatu embung harus memenuhi 3 (tiga) persyaratan penting yaitu (Soedibyo, 1993) :

1. Mempunyai daya dukung yang mampu menahan bahan dari tubuh embung dalam berbagai kondisi.
2. Mempunyai kemampuan penghambat aliran filtrasi yang memadai sesuai dengan fungsinya sebagai penahan air.
3. Mempunyai ketahanan terhadap gejala-gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*) yang disebabkan oleh aliran filtrasi yang melalui lapisan-lapisan pondasi tersebut.

Sesuai dengan jenis batuan yang membentuk lapisan pondasi, maka secara umum pondasi embung dapat dibedakan menjadi 3 jenis yaitu (Soedibyo, 1993) :

1. Pondasi batuan (*Rock foundation*)
2. Pondasi pasir atau kerikil
3. Pondasi tanah.
   a. Daya dukung tanah (*bearing capacity***)**
      adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan diatasnya tanpa terjadinya keruntuhan geser.
   b. Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*)
      adalah daya dukung terbesar dari tanah mendukung beban dan diasumsikan tanah mulai terjadi keruntuhan. Besarnya daya dukung batas terutama ditentukan oleh :
      1. Parameter kekuatan geser tanah terdiri dari kohesi (C) dan sudut geser dalam (φ)
      2. Berat isi tanah (γ)
      3. Kedalaman pondasi dari permukaan tanah (Z_f)
      4. Lebar dasar pondasi (B)

Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan dan dapat dirumuskan sebagai berikut (Pondasi Dangkal dan Pondasi Dalam, Rekayasa Pondasi II, 1997) :

$$qa = \frac{q_{ult}}{FK} \quad \text{.....} \quad (2.54)$$

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal pada kondisi umum :

1. Pondasi menerus

$$q_{ult} = c.Nc + \gamma.D.Nq + \left(\frac{B}{2}\right).\gamma.N_{\gamma} \quad \text{.....} \quad (2.55)$$

2. Pondasi persegi

$$q_{ult} = c.Nc\left(1 + 0{,}3.\left(\frac{B}{2}\right)\right) + \gamma.D.Nq + B.0.4\gamma.N_{\gamma} \quad \text{.....} \quad (2.56)$$

dimana :

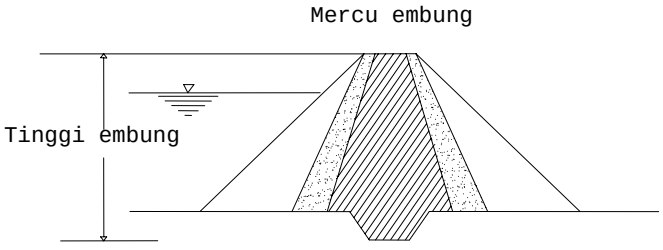
qa	=	kapasitas daya dukung ijin
q_{ult}	=	kapasitas daya dukung maximum
FK	=	faktor keamanan (*safety factor*)
$Nc,Nq,N\gamma$	=	faktor kapasitas daya dukung Terzaghi
c	=	kohesi tanah
γ	=	berat isi tanah
B	=	dimensi untuk pondasi menerus dan persegi (m)

2.3.4 Perencanaan Tubuh Embung

Beberapa istilah penting mengenai tubuh embung :

1. Tinggi Embung

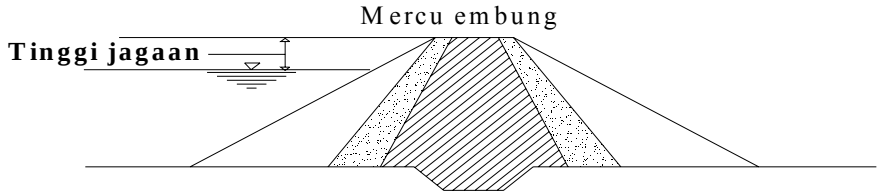
Tinggi embung adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu embung. Apabila pada embung dasar dinding kedap air atau zona kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu embung dengan permukaan pondasi alas embung tersebut. Tinggi maksimal untuk embung adalah 20 m (Loebis, 1987).



Gambar 2.15. Tinggi Embung

2. Tinggi Jagaan (*free board*)

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam embung dan elevasi mercu embung. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana embung.



Gambar 2.16. Tinggi Jagaan Pada Mercu Embung

Tinggi jagaan dimaksudkan untuk menghindari terjadinya peristiwa pelimpasan air melewati puncak bendungan sebagai akibat diantaranya dari:

a. Debit banjir yang masuk embung.
b. Gelombang akibat angin.
c. Pengaruh pelongsoran tebing-tebing di sekeliling embung.
d. Gempa.
e. Penurunan tubuh bendungan.
f. Kesalahan di dalam pengoperasian pintu.

Tinggi jagaan adalah jarak vertikal antara puncak bendungan dengan permukaan air reservoir. *Tinggi jagaan normal* diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak bendungan dengan elevasi tinggi muka air normal di embung.

Tinggi jagaan minimum diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak bendungan dengan elevasi tinggi muka air maksimum di reservoir yang disebabkan oleh debit banjir rencana saat pelimpah bekerja normal.

Tinggi tambahan adalah sebagai perbedaan antara tinggi jagaan normal dengan tinggi jagaan minimum.

Kriteria I :

$$H_f \geq \Delta h + \left(h_w atau \frac{h_e}{2} \right) + h_a + h_i \quad \text{.....} \qquad (2.57)$$

Kriteria II :

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i \quad \text{.....} \qquad (2.58)$$

dimana:

H_f = tinggi jagaan (m)

h_w = tinggi ombak akibat tiupan angin (m)

h_e = tinggi ombak akibat gempa (m)

h_a = perkiraan tambahan tinggi akibat penurunan tubuh bendungan (m)

h_i = tinggi tambahan (m)

Δh = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air embung yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal

Tambahan tinggi akibat gelombang (H_w) dihitung berdasarkan pada kecepatan angin, jarak seret gelombang (*fecth*) dan sudut lereng hulu dari bendungan. Digunakan rumus (Soedibyo, 1993) :

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\alpha Q_0}{Q} \cdot \frac{h}{1 + \frac{\Delta h}{Q_T}} \quad \text{.....} \qquad (2.59)$$

dimana :

Q_o = debit banjir rencana

Q = kapasitas rencana

α = 0,2 untuk bangunan pelimpah terbuka

α = 1,0 untuk bangunan pelimpah tertutup

h = kedalaman pelimpah rencana

A = luas permukaan air embung pada elevasi banjir rencana

Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (h_e) (Soedibyo, 1993)

$$h_e = \frac{e.\tau}{\pi} \sqrt{g.h_0} \quad \text{.....} \qquad (2.60)$$

dimana :

e = Intensitas seismis horizontal

τ = Siklus seismis

h_0 = Kedalaman air di dalam embung

Kenaikan permukaan air embung yang disebabkan oleh ketidaknormalan operasi pintu bangunan (h_a)

Sebagai standar biasanya diambil h_a = 0,5 m

Angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tipe embung (h_i)

Karena limpasan melalui mercu embung urugan sangat berbahaya maka untuk embung tipe ini angka tambahan tinggi jagaan (h_i) ditentukan sebesar 1,0 m (h_i = 1,0 m).

Apabila didasarkan pada tinggi embung yang direncanakan, maka standar tinggi jagaan embung urugan adalah sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

Tabel 2.17. Tinggi Jagaan Embung Urugan

Lebih rendah dari 50 m	$H_f \geq 2$ m
Dengan tinggi antara 50-100 m	$H_f \geq 3$ m
Lebih tinggi dari 100 m	$H_f \geq 3{,}5$ m

Sumber : Soedibyo, 1993

3. Lebar Mercu Embung

Lebar mercu embung yang memadai diperlukan agar puncak embung dapat tahan terhadap hempasan ombak dan dapat tahan terhadap aliran filtrasi yang melalui puncak tubuh embung. Disamping itu, pada penentuan lebar mercu perlu diperhatikan kegunaannya sebagai jalan inspeksi dan pemeliharaan embung. Penentuan lebar mercu dirumuskan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

$$b = 3{,}6 H^{\frac{1}{3}} - 3 \quad \text{.....} \quad (2.61)$$

dimana :

b = lebar mercu

H = tinggi embung

Lebar puncak dari embung tipe urugan ditentukan berdasarkan pertimbangan sebagai berikut ini.

- Bahan timbunan asli (alam) dan jarak minimum garis rembesan melalui timbunan pada elevasi muka air normal.
- Pengaruh tekanan gelombang di bagian permukaan lereng hulu.
- Tinggi dan tingkat kepentingan dari konstruksi bendungan.
- Kemungkinan puncak bendungan untuk jalan penghubung.
- Pertimbangan praktis dalam pelaksanaan konstruksi.

Formula yang digunakan untuk menentukan lebar puncak pada bendungan urugan sebagai berikut (USBR, 1987, p.253) :

$$w = \frac{z}{5} + 10 \quad \text{.....} \quad (2.62)$$

dimana :

w : lebar puncak bendungan (feet)

z : tinggi bendungan di atas dasar sungai (feet)

Untuk bendungan-bendungan kecil (embung) yang diatasnya akan dimanfaatkan untuk jalan raya, lebar minimumnya adalah 4 meter. Sementara untuk jalan biasa cukup 2,5 meter.

Lebar bendungan kecil dapat digunakan pedoman sebagai berikut Tabel 2.18 :

Tabel 2.18. Lebar Puncak Bendungan Kecil (Embung) yang Dianjurkan

Tinggi Embung (m)	Lebar Puncak (m)
2,0 - 4,5	2,50
4,5 - 6,0	2,75
6,0 - 7,5	3,00
7,5 - 9,0	4,00

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

4. Panjang Embung

Panjang embung adalah seluruh panjang mercu embung yang bersangkutan termasuk bagian yang digali pada tebing-tebing sungai di kedua ujung mercu tersebut. Apabila bangunan pelimpah atau bangunan penyadap terdapat pada ujung-ujung mercu, maka lebar bangunan-bangunan pelimpah tersebut diperhitungkan pula dalam menentukan panjang embung (Sosrodarsono, 1989).

5. Volume Embung

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh embung termasuk semua bangunan pelengkapnya dianggap sebagai volume embung (Sosrodarsono, 1989).

6. Kemiringan lereng (*slope gradient*)

Kemiringan rata-rata lereng embung (lereng hulu dan lereng hilir) adalah perbandingan antara panjang garis vertikal yang melalui tumit masing-masing lereng tersebut. Berm lawan dan drainase prisma biasanya dimasukkan dalam perhitungan penentuan kemiringan lereng, akan tetapi alas kedap air biasanya diabaikan (Soedibyo, 1993).

Kemiringan lereng urugan harus ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsoran. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan yang dipakai, Tabel 2.19. Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap frekuensi naik turunnya muka air, rembesan, dan harus tahan terhadap gempa (Sosrodarsono, 1989).

Tabel 2.19. Kemiringan Lereng Urugan

Material Urugan	Material Utama	Kemiringan Lereng Vertikal : Horisontal	
		Hulu	Hilir
a. Urugan homogen	CH CL SC GC GM SM	1 : 3	1 : 2,25
b. Urugan majemuk			
a. Urugan batu dengan inti lempung atau dinding diafragma	Pecahan batu	1 : 1,50	1 : 1,25
b. Kerikil-kerakal dengan inti lempung atau dinding diafragma	Kerikil-kerakal	1 : 2,50	1 : 1,75

Sumber :(Sosrodarsono, 1989)

7. Penimbunan Ekstra (*Extra Banking*)

Sehubungan dengan terjadinya gejala konsolidasi tubuh embung yang prosesnya berjalan lama sesudah pembangunan embung tersebut diadakan penimbunan ekstra melebihi tinggi dan volume rencana dengan perhitungan agar sesudah proses konsolidasi berakhir maka penurunan tinggi dan penyusutan volume akan mendekati tinggi dan volume rencana embung (Sosrodarsono, 1989).

8. Perhitungan Hubungan Elevasi terhadap Volume Embung

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh embung termasuk semua bangunan pelengkapnya dianggap sebagai volume embung. Analisis keandalan embung sebagai sumber air menyangkut volume air yang tersedia, debit pengeluaran untuk kebutuhan air untuk air baku (PDAM), pangendalian banjir, dan debit air

untuk keperluan lain-lain selama waktu yang diperlukan. Analisis keandalan embung diperlukan perhitungan-perhitungan diantaranya adalah perhitungan kapasitas embung yaitu volume tampungan air maksimum dihitung berdasarkan elevasi muka air maksimum, kedalaman air dan luas genangannya. Perkiraan kedalaman air dan luas genangan memerlukan adanya data elevasi dasar embung yang berupa peta topografi dasar embung. Penggambaran peta topografi dasar embung didasarkan pada hasil pengukuran topografi.

Perhitungan ini didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1:1.000 dan beda tinggi kontur 1m. Cari luas permukaan embung yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume sebagai berikut (Bangunan Utama KP-02, 1986) :

$$V_x = \frac{1}{3} xZx(F_y + F_x + \sqrt{F_y + F_x}) \quad \text{.....} \quad (2.63)$$

dimana :

Vx = Volume pada kontur X (m^3)

Z = Beda tinggi antar kontur (m)

F_y = Luas pada kontur Y (km^2)

F_x = Luas pada kontur X (km^2)

2.3.5 Stabilitas Lereng Embung

Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) embung agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam keadaan apapun juga. Konstruksi harus aman terhadap geseran, penurunan embung, rembesan dan keadaan embung kosong (γ_k), penuh air (γ_{sub}) maupun permukaan air turun tiba-tiba *rapid draw-down* (γ_{sat}) (Sosrodarsono, 1989).

Salah satu tinjauan keamanan embung adalah menentukan apakah embung dalam kondisi stabil, sehingga beberapa faktor yang harus ditentukan adalah sebagai berikut :

- Kondisi beban yang dialami oleh embung.
- Karakteristik bahan atau material tubuh embung termasuk tegangan dan *density*.
- Besar dan variasi tegangan air pori pada tubuh embung dan di dasar embung.
- Angka aman minimum (SF) yang diperbolehkan untuk setiap kondisi beban yang digunakan.

Kemiringan timbunan embung pada dasarnya tergantung pada stabilitas bahan timbunan. Semakin besar stabilitas bahannya, maka kemiringan timbunan dapat makin

terjal. Bahan yang kurang stabil memerlukan kemiringan yang lebih landai. Sebagai acuan dapat disebutkan bahwa kemiringan lereng depan (*upstream*) berkisar antara 1: 2,5 sampai 1 : 3,5 , sedangkan bagian belakang (*downstream*) antara 1: 2 sampai 1: 3. Kemiringan lereng yang efisien untuk bagian hulu maupun bagian hilir masing-masing dapat ditentukan dengan rumus berikut (Sosrodarsono, 1989) :

$$S_f = \left[\frac{m - k.\gamma''}{m + k.m.\gamma''}\right]\tan\phi \quad \text{.....} \quad (2.64)$$

$$S_f = \left[\frac{n - k.}{n + k.n}\right]\tan\phi \quad \text{.....} \quad (2.65)$$

dimana :

S_f = faktor keamanan (dapat diambil 1,1)

m dan n masing-masing kemiringan lereng hulu dan hilir.

k = koefien gempa dan γ" = $\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}}$

Angka aman stabilitas lereng embung di bagian lereng hulu dan hilir dengan variasi beban yang digunakan, diperhitungkan berdasarkan pada analisis keseimbangan batas (*limit equilibrium analysis*). Geometri lereng tubuh embung disesuaikan dengan hasil analisis tersebut, sehingga diperoleh angka aman (S_f) yang sama atau lebih besar dari angka aman minimum yang persyaratkan.

Kemiringan lereng baik di sisi hilir maupun di sisi hulu embung harus cukup stabil baik pada saat konstruksi, pengoperasian yaitu pada saat embung kosong, embung penuh, saat embung mengalami rapid draw down dan ditinjau saat ada pengaruh gempa. Sehingga kondisi beban harus diperhitungkan berdasarkan rencana konstruksi, pengoperasian reservoir, menjaga elevasi muka air normal di dalam reservoir dan kondisi *emergency*, *flood storage* dan rencana melepas air dalam reservoir, antisipasi pengaruh tekanan air pori dalam tubuh bendungan dan tanah dasar fondasi. Tinjauan stabilitas bendungan dilakukan dalam berbagai kondisi sebagai berikut :

a. *Steady-state seepage*

Stabilitas lereng di bagian hulu di analisis pada kondisi muka air di reservoir yang menimbulkan terjadinya aliran rembesan melalui tubuh Embung. Elevasi muka air pada kondisi ini umumnya dinyatakan sebagai elevasi muka air normal (*Normal High Water Level*).

b. *Operation*

Pada kondisi ini, muka air dalam reservoir maksimum (penuh-lebih tinggi dari elevasi muka air normal). Stabilitas lereng di sebelah hulu dianalisis dengan kondisi muka air tertinggi dimana dalam masa operasi muka air mengalami turun dengan tiba-tiba (*sudden draw down*) dari elevasi dari muka air maksimum (tertinggi) menjadi muka air terendah (LWL). Angka aman yang digunakan untuk tinjauan stabilitas lereng embung dengan berbagai kondisi beban dan tegangan geser yang digunakan seperti dalam Tabel 2.20. Secara umum angka aman minimum untuk lereng hilir dan hulu juga dicantumkan pada Tabel 2.21.

Tabel 2. 20. Angka Aman Minimum Dalam Tinjauan Stabilitas Lereng Sebagai Fungsi dari Tegangan Geser. (*)

Kriteria	Kondisi Tinjauan	Lereng	Tegangan geser	Koef. Gempa	SF min.
I	*Rapid drawdown*	Hulu Hulu	CU CU	0% 100%	1,50 1,20
II	Muka air penuh (banjir)	Hulu Hulu	CU CU	0% 100%	1,50 1,20
III	*Steady State Seepage*	Hilir Hilir	CU CU	0% 100%	1,50 1,20

(*) : *Engineering and Design Stability of Earth and Rock-fill Dams, EM 1110-2-1902, 1970, p. 25. Catatan : CU : Consolidated Undrained Test*

Tabel 2.21. Angka Aman Minimum Untuk Analisis Stabilitas Lereng.

Keadaan Rancangan / Tinjauan	Angka Aman Minimum	
	Lereng hilir (D/S)	Lereng Hulu (U/S)
1. Saat konstruksi dan akhir konstruksi	1,25	1,25
2. Saat pengoperasian embung dan saat embung penuh	1,50	1,50
3. Rapid draw down	-	1,20
4. Saat gempa	1,10	1,10

Sumber : Sosrodarsono, 1989

Secara prinsip, analisa kestabilan lereng didasarkan pada keseimbangan antara masa tanah aktif (*potential runtuh*) dengan gaya-gaya penahan runtuhan di bidang runtuh. Perbandingan gaya-gaya di atas menghasilkan faktor aman (S_f) yang didefinisikan sebagai berikut:

$$S_f = \frac{\sum \eta}{\sum \tau} \quad \text{.....} \quad (2.66)$$

dimana :

η = gaya-gaya penahan

τ = gaya-gaya aktif penyebab runtuhan

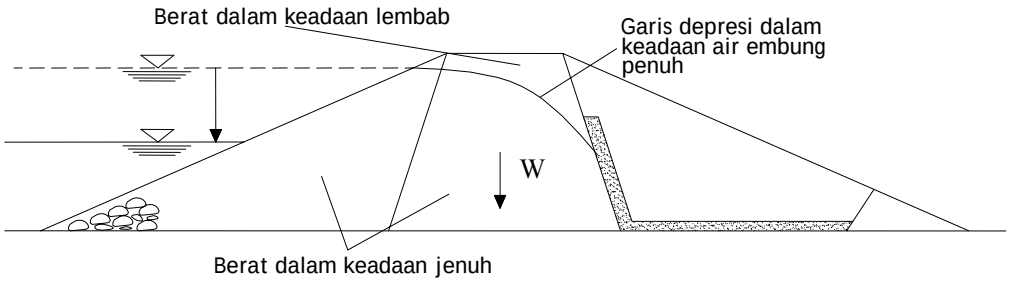
Analisis ini dilakukan pada segala kemungkinan bidang permukaan runtuhan dan pada berbagai keadaan embung di atas. Nilai angka aman hasil perhitungan (SF hitungan) tersebut di atas harus lebih besar dari nilai angka aman minimum (SF minimum) seperti tertera pada Tabel 2.23 dan Tabel 2.24.

Gaya-gaya yang bekerja pada embung urugan :

1. Berat Tubuh Embung Sendiri

Berat tubuh embung dihitung dalam beberapa kondisi yang tidak menguntungkan yaitu :

- Pada kondisi lembab segera setelah tubuh pondasi selesai dibangun.
- Pada kondisi sesudah permukaan embung mencapai elevasi penuh dimana bagian embung yang terletak disebelah atas garis depresi dalam keadaan jenuh.
- Pada kondisi dimana terjadi gejala penurunan mendadak (*Rapid drow-down*) permukaan air embung, sehingga semua bagian embung yang semula terletak di sebelah bawah garis depresi tetap dianggap jenuh.



Gambar 2. 17. Berat bahan yang terletak dibawah garis depresi

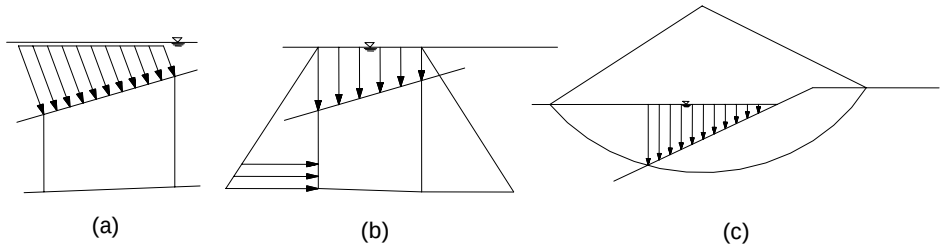
Gaya-gaya atau beban-beban utama yang bekerja pada embung urugan yang akan mempengaruhi stabilitas tubuh embung dan pondasi embung tersebut adalah :

- Berat tubuh embung itu sendiri yang membebani lapisan-lapisan yang lebih bawah dari tubuh embung dan membebani pondasi.
- Tekanan hidrostatis yang akan membebani tubuh embung dan pondasinya baik dari air yang terdapat didalam embung di hulunya maupun dari air didalam sungai di hilirnya.
- Tekanan air pori yang terkandung diantara butiran dari zone-zone tubuh embung.
- Gaya seismic yang menimbulkan beban-beban dinamika baik yang bekerja pada tubuh embung maupun pondasinya.

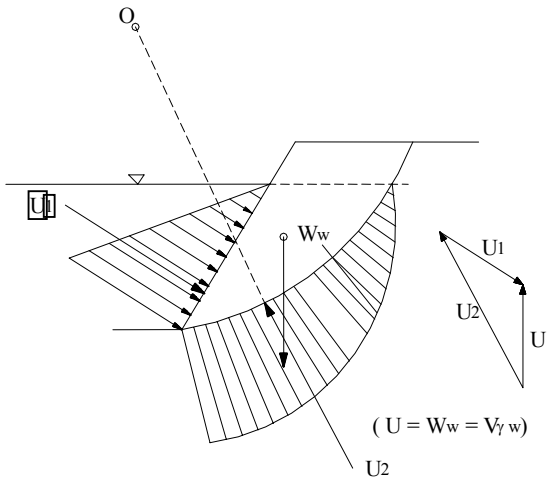
2. Tekanan Hidrostatis

Pada perhitungan stabilitas embung dengan metode irisan (*slice methode*) biasanya beban hidrostatis yang bekerja pada lereng sebelah hulu embung dapat digambarkan dalam tiga cara pembebanan. Pemilihan cara pembebanan yang cocok untuk suatu perhitungan harus disesuaikan dengan semua pola gaya–gaya yang bekerja pada embung yang akan diikut sertakan dalam perhitungan (Sosrodarsono, 1989).

Pada kondisi dimana garis depresi mendekati bentuk horizontal, maka dalam perhitungan langsung dapat dianggap horizontal dan berat bagian tubuh embung yang terletak dibawah garis depresi tersebut diperhitungkan sebagai berat bahan yang terletak dalam air. Tetapi dalam kondisi perhitungan yang berhubungan dengan gempa biasanya berat bagian ini dianggap dalam kondisi jenuh (Soedibyo, 1993).



Gambar 2.18. Gaya tekanan hidrostatis pada bidang luncur



Gambar 2.19. Skema pembebanan yang disebabkan oleh tekanan hidrostatis yang bekerja pada bidang luncur

3. Tekanan Air Pori

Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori di embung terhadap lingkaran bidang luncur. Tekanan air pori dihitung dengan beberapa kondisi yaitu (Soedibyo, 1993):

a. Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi tubuh embung baru dibangun.
b. Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi embung telah terisi penuh dan permukaan air sedang menurun secara berangsur-angsur.
c. Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi terjadinya penurunan mendadak permukaan embung hingga mencapai permukaaan terendah, sehingga besarnya tekanan air pori dalam tubuh embung masih dalam kondisi embung terisi penuh.

4. Beban Seismis (*seismic force*)

Beban seismis akan timbul pada saat terjadinya gempa bumi dan penetapan suatu kapasitas beban sismis secara pasti sangat sukar. Faktor-faktor yang menentukan besarnya beban seismis pada embung urugan adalah (Sosrodarsono, 1989):

a. Karakteristik, lamanya dan kekuatan gempa yang terjadi.
b. Karakteristik dari pondasi embung.
c. Karakteristik bahan pembentuk tubuh embung.
d. Tipe embung.

Komponen horizontal beban seismis dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

$$M \cdot \alpha = e\,(M \cdot g) \quad \text{.....} \quad (2.67)$$

dimana :

M = massa tubuh embung (ton)

α = percepatan horizontal (m/s^2)

e = intensitas seismis horizontal (0,10-0,25)

g = percepatan gravitasi bumi (m/s^2)

Tabel 2.22. Percepatan gempa horizontal

Intensitas Seismis	Gal	Jenis Pondasi	
		Batuan	Tanah
Luar biasa 7	400	0,20 g	0,25 g
Sangat Kuat 6	400-200	0,15 g	0,20 g
Kuat 5	200-100	0,12 g	0,15 g
Sedang 4	100	0,10 g	0,12 g

(ket : 1 gal = 1cm/det^2) *Sumber:Sosrodarsono, 1989*

5. Stabilitas Lereng Embung Urugan Menggunakan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar

Metode analisis stabilitas lereng untuk embung tipe tanah urugan (*earth fill type dam*) dan timbunan batu (*rock fill type dam*) didasarkan pada bidang longsor bentuk lingkaran. Faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsoran dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

$$Fs = \frac{\sum\{C.l + (N - U - Ne)\tan\phi\}}{\sum(T + Te)}$$

$$= \frac{\sum C.l + \sum\{\gamma.A(\cos\alpha - e.\sin\alpha) - V\}\tan\phi}{\sum\gamma.A(\sin\alpha + e.\cos\alpha)} \quad \text{.....} \quad (2.68)$$

dimana :

Fs = faktor keamanan

N = beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur $(= \gamma.A.\cos\alpha)$

T = beban komponen tangensial yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur $(= \gamma.A.\sin\alpha)$

U = tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur

Ne = komponen vertikal beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur $(= e.\gamma.A.\sin\alpha)$

Te = komponen tangensial beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur $(= e.\gamma.A.\cos\alpha)$

ϕ = sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur.

C = Angka kohesi bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur

Z = lebar setiap irisan bidang luncur

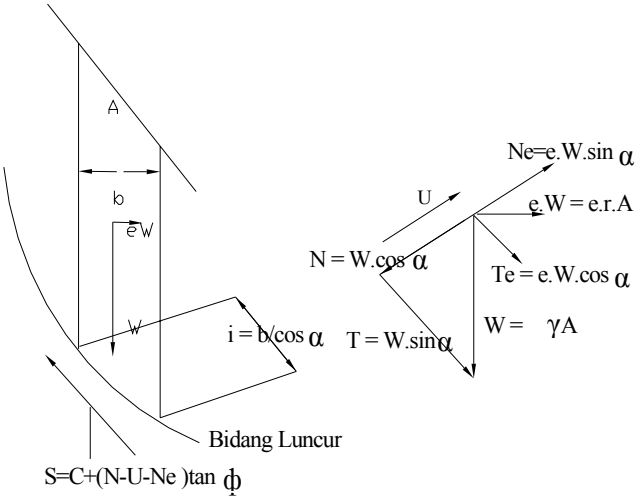
E = intensitas seismis horisontal

γ = berat isi dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur

A = luas dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur

α = sudut kemiringan rata-rata dasar setiap irisan bidang luncur

V = tekanan air pori



(Sosrodarsono, 1989)

Gambar 2.20. Cara menentukan harga-harga N dan T

Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar (Soedibyo, 1993):

1. Andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan vertikal dan walaupun bukan merupakan persyaratan yang mutlak, biasanya setiap irisan lebarnya dibuat sama.

Disarankan agar irisan bidang luncur tersebut dapat melintasi perbatasan dari dua buah zone penimbunan atau supaya memotong garis depresi aliran filtrasi.

2. Gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan adalah sebagai berikut :
   a. Berat irisan (W), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (A) dengan berat isi bahan pembentuk irisan (γ), jadi W=A. γ
   b. Beban berat komponen vertikal yang pada dasar irisan (N) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan cosinus sudut rata-rata tumpuan (α) pada dasar irisan yang bersangkutan jadi N = W.cos α
   c. Beban dari tekanan hidrostatis yang bekerja pada dasar irisan (U) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara panjang dasar irisan (b) dengan tekanan air rata-rata (U/cosα) pada dasar irisan tersebut, jadi U = $\frac{U.b}{\cos\alpha}$
   d. Berat beban komponen tangensial (T) diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut jadi T = Wsin α
   e. Kekuatan tahanan kohesi terhadap gejala peluncuran (C) diperoleh dari hasil perkalian antara angka kohesi bahan (c') dengan panjang dasar irisan (b) dibagi lagi dengan cos α, jadi C = $\frac{c'.b}{\cos\alpha}$
3. Kekuatan tahanan geseran terhadap gejala peluncuran irisan adalah kekuatan tahanan geser yang terjadi pada saat irisan akan meluncur meninggalkan tumpuannya
4. Kemudian jumlahkan semua kekuatan-kekuatan yang menahan (T) dan gaya-gaya yang mendorong (S) dari setiap irisan bidang luncur, dimana T dan S dari masing-masing irisan dinyatakan sebagai T = W Sin α dan S = C+(N-U) tan Φ
5. Faktor keamanan dari bidang luncur tersebut adalah perbandingan antara jumlah gaya pendorong dan jumlah gaya penahan yang dirumuskan :

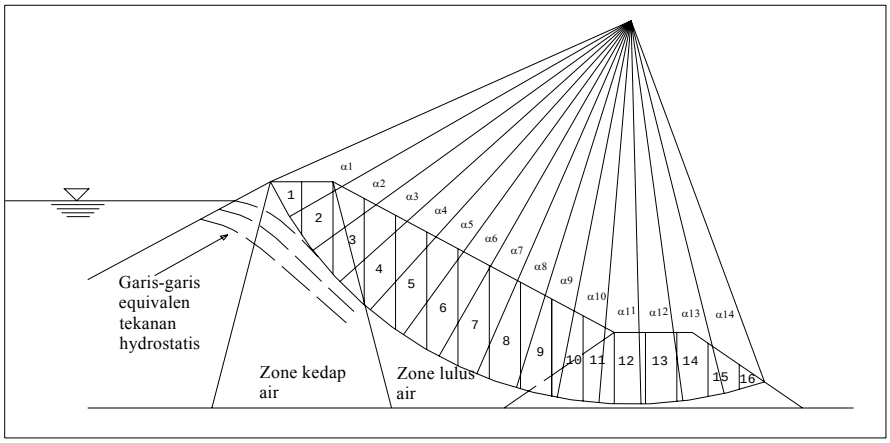
$$Fs = \frac{\sum S}{\sum T} \quad \text{.....} \quad (2.69)$$

dimana:

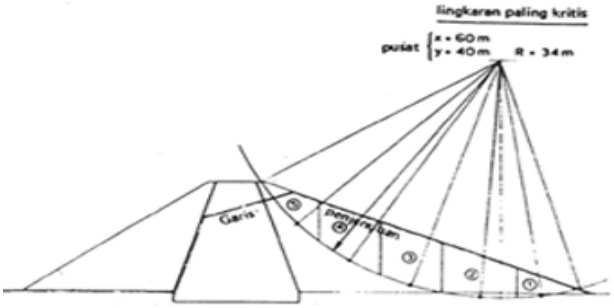
Fs = faktor aman

$\sum S$ = jumlah gaya pendorong

$\sum T$ = jumlah gaya penahan



Gambar 2.21. Skema perhitungan bidang luncur dalam kondisi embung penuh air



Gambar 2.22. Skema perhitungan bidang luncur dalam kondisi penurunan air embung tiba-tiba

2.3.6 Rencana Teknis Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Suatu pelimpah banjir merupakan katup pengaman untuk suatu embung. Maka pelimpah banjir seharusnya mempunyai kapasitas untuk mengalirkan banjir-banjir besar tanpa merusak embung atau bangunan-bangunan pelengkapnya, selain itu juga menjaga embung agar tetap berada dibawah ketinggian maksimum yang ditetapkan. Suatu pelimpah banjir yang dapat terkendali maupun yang tidak dapat terkendali dilengkapi dengan pintu air mercu atau sarana-sarana lainnya, sehingga laju aliran keluarnya dapat diatur (Soedibyo, 1993).

Pada hakekatnya untuk embung terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah dan untuk menentukan tipe yang sesuai diperlukan suatu studi yang luas dan mendalam, sehingga diperoleh alternatif yang paling ekonomis. Bangunan pelimpah yang biasa digunakan yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap (Soedibyo, 1993).

Ada berbagai macam jenis *spillway*, baik yang berpintu maupun yang bebas, *side channel spillway*, *chute spillway* dan *syphon spillway*. Jenis-jenis ini dirancang dalam upaya untuk mendapatkan jenis *Spillway* yang mampu mengalirkan air sebanyak-banyaknya. Pemilihan jenis *spillway* ini disamping terletak pada pertimbangan hidrolika, pertimbangan ekonomis serta operasional dan pemeliharaannya.

Pada prinsipnya bangunan *spillway* terdiri dari 3 bagian utama, yaitu :

- Saluran pengarah dan pengatur aliran
- Saluaran peluncur
- Peredam energy

1) Saluran pengarah dan pengatur aliran

Bagian ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik. Pada saluran pengarah aliran ini, kecepatan masuknya aliran air supaya tidak melebihi 4 m/det dan lebar saluran makin mengecil ke arah hilir. Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari 1/5 X tinggi rencana limpasan di atas mercu ambang pelimpah, periksa *gambar 2.23 Saluran pengarah aliran dan ambang debit pada sebuah bangunan pelimpah*. Kapasitas debit air sangat dipengaruhi oleh bentuk ambang. Terdapat 3 ambang yaitu: ambang bebas, ambang berbentuk bendung pelimpah, dan ambang bentuk bendung pelimpas penggantung (Soedibyo, 1993).

Bangunan pelimpah harus dapat mengalirkan debit banjir rencana dengan aman. Rumus umum yang dipakai untuk menghitung kapasitas bangunan pelimpah adalah (Bangunan Utama KP-02, 1986) :

$$Q = \frac{2}{3} \bullet Cd \bullet B\sqrt{\frac{2}{3g}}. \bullet h^{\frac{3}{2}} \quad \text{.....} \quad (2.70)$$

dimana : Q = debit aliran (m^3/s)

Cd = koefisien limpahan

B = lebar efektif ambang (m)

g = percepatan gravitasi (m/s)

h = tinggi energi di atas ambang (m)

Lebar efektif ambang dapat dihitung dengan rumus (Sosrodarsono, 1989) :

$$L_e = L - 2(N.K_p + K_a).H \quad \text{.....} \quad (2.71)$$

dimana :

L_e = lebar efektif ambang (m)

L = lebar ambang sebenarnya (m)

N = jumlah pilar

K_p = koefisien konstraksi pilar

K_a = koefisien konstraksi pada dinding samping ambang

H = tinggi energi di atas ambang (m)

Tabel 2.23. Harga-harga koefisien kontraksi pilar (Kp)

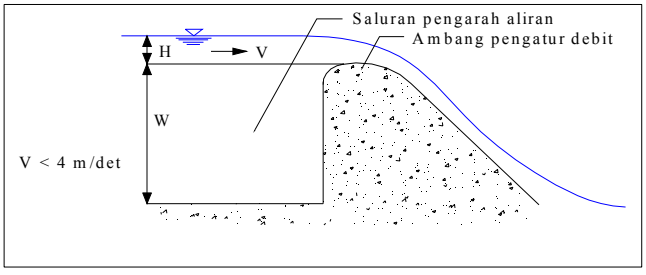
No	Keterangan	Kp
1	Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
2	Untuk pilar berujung bulat	0,01
3	Untuk pilar berujung runcing	0,00

Sumber : Joetata dkk (1997)

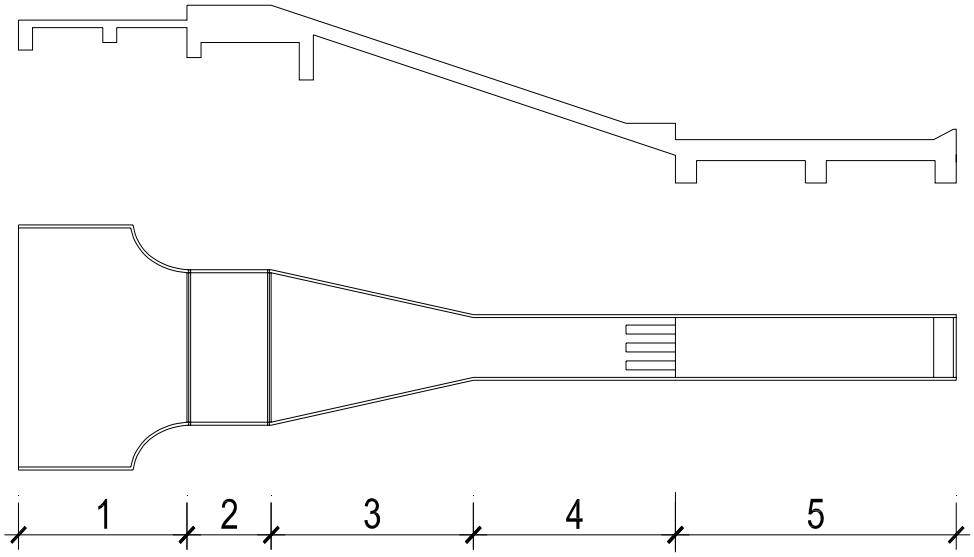
Tabel 2.24. Harga-harga koefisien kontraksi pangkal bendung (Ka)

No	Keterangan	Ka
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90º ke arah aliran	0,20
2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90º ke arah aliran dengan $0,5\ H_1 > r > 0,15\ H_1$	0,10
3	Untuk pangkal tembok bulat dimana $r > 0,5\ H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45º ke arah aliran	0,00

Sumber : Joetata dkk (1997)



Gambar 2.23. Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada sebuah pelimpah



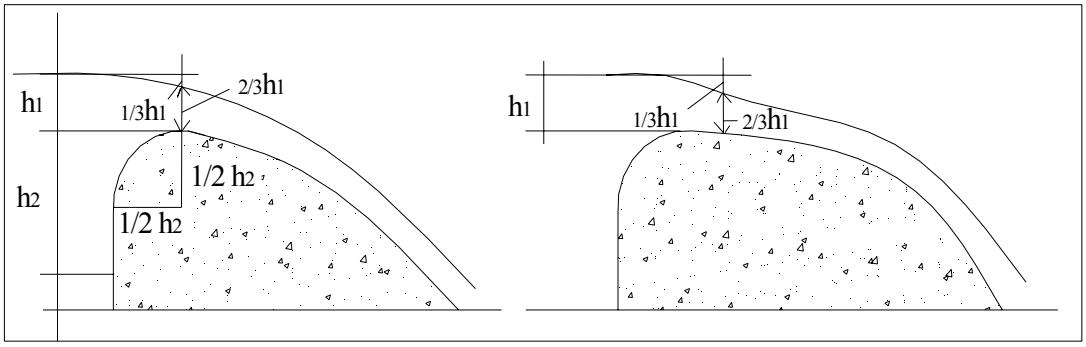
Gambar 2.24. Penampang memanjang bangunan pelimpah

Keterangan gambar :

1. Saluran pengarah dan pengatur aliran
2. Pelimpah
3. Saluran Transisi
4. Saluran Peluncur
5. Bangunan peredam energi

Ambang bebas

Ambang bebas digunakan untuk debit air yang kecil dengan bentuk sederhana. Bagian hulu dapat berbentuk tegak atau miring (1 tegak : 1 horisontal atau 2 tegak : 1 horisontal), kemudian horizontal dan akhirnya berbentuk lengkung (Soedibyo, 1993). Apabila berbentuk tegak selalu diikuti dengan lingkaran yang jari-jarinya $\frac{1}{2}h_2$.



Gambar 2.25. Ambang bebas (Sodibyo, 1993)

Untuk menentukan lebar ambang biasanya digunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = 1{,}704.b.c.(h_1)^{\frac{3}{2}} \quad \text{.....} \quad (2.72)$$

dimana :

Q = debit air (m/detik)

b = panjang ambang (m)

h_1 = kedalaman air tertinggi disebelah hulu ambang (m)

c = angka koefisien untuk bentuk empat persegi panjang = 0,82.

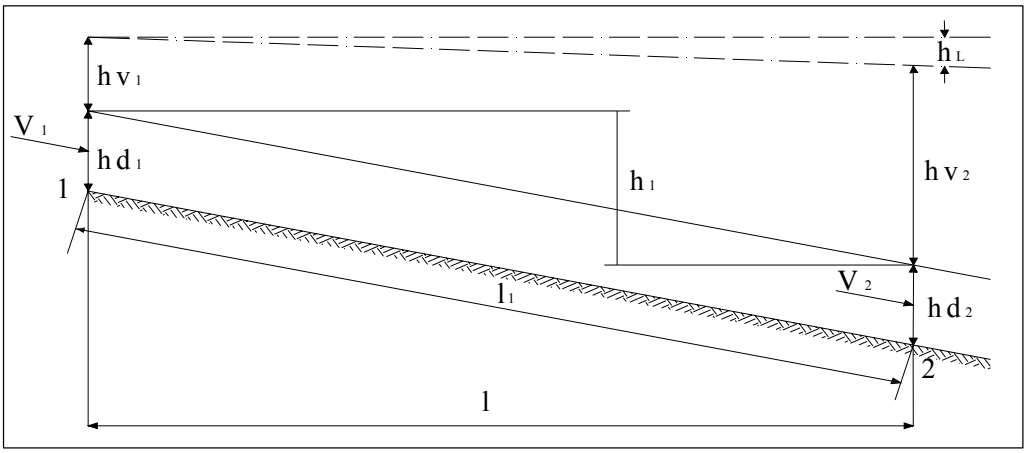
2) Saluran Peluncur

Saluran peluncur merupakan bangunan transisi antara ambang dan bangunan peredam. Biasanya bagian ini mempunyai kemiringan yang terjal dan alirannya adalah super kritis. Hal yang perlu diperhatikan pada perencanaan bagian ini adalah terjadinya kavitasi. Dalam merencanakan saluran peluncur (*flood way*) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (Gunadharma, 1997) :

- Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan.
- Agar konstrksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Agar biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.

Guna memenuhi persyaratan tersebut maka diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin. Jika bentuk yang melengkung tidak dapat dihindarkan, maka diusahakan lengkungan terbatas dan dengan radius yang besar. Biasanya aliran tak seragam terjadi pada saluran peluncur yang tampak atasnya melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran

yang paling curam dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidrolis, peredam energi akan terganggu (Gunadharma, 1997).

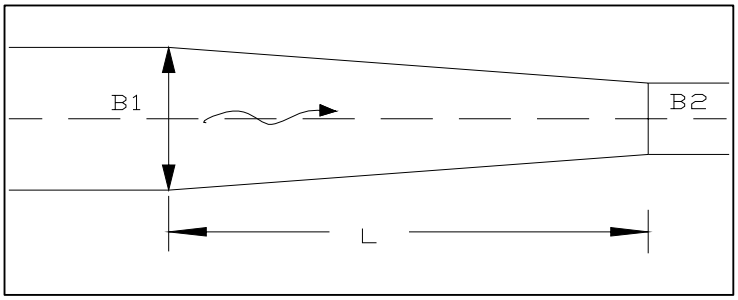


Gambar 2.26. Skema penampang memanjang saluran peluncur (Gunadharma, 1997)

3) Bagian Yang Berbentuk Terompet Pada Ujung Hilir Saluran Peluncur

Semakin kecil penampang lintang saluran peluncur, maka akan memberikan keuntungan ditinjau dari segi volume pekerjaan, tetapi akan menimbulkan masalah-masalah yang lebih besar pada usaha peredam energi yang timbul per-unit lebar aliran tersebut. Sebaliknya pelebaran penampang lintang saluran akan mengakibatkan besarnya volume pekerjaan untuk pembuatan saluran peluncur, tetapi peredaman energi per-unit lebar alirannyan akan lebih ringan (Gunadharma, 1997).

Berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan tersebut diatas, maka saluran peluncur dibuat melebar (berbentuk terompet) sebelum dihubungkan dengan peredam energi. Pelebaran tersebut diperlukan agar aliran super-kritis dengan kecepatan tinggi yang meluncur dari saluran peluncur dan memasuki bagian ini, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil sebelum mengalir masuk ke dalam peredam energi.



Gambar 2.27. Bagian berbentuk terompet dari saluran peluncur pada bangunan pelimpah

4) Peredam Energi

Aliran air setelah keluar dari saluran peluncur biasanya mempunyai kecepatan atau energi yang cukup tinggi yang dapat menyebabkan erosi di hilirnya dan menyebabkan distabilitas bangunan *spillway*. Oleh karenanya perlu dibuatkan bangunan peredam energi sehingga air yang keluar dari bangunan peredam cukup aman. Sebelum aliran yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus sangat kuat yang timbul dalam aliran tersebut harus diredusir hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan (Soedibyo, 1993).

Guna meredusir energi yang terdapat didalam aliran tersebut, maka diujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan. Untuk meyakinkan kemampuan dan keamanan dari peredam energi, maka pada saat melaksanakan pembuatan rencana teknisnya diperlukan pengujian kemampuannya. Apabila alur sungai disebelah hilir bangunan pelimpah kurang stabil, maka kemampuan peredam energi supaya direncanakan untuk dapat menampung debit banjir dengan probabilitas 2% (atau dengan perulangan 50 tahun). Angka tersebut akan ekonomis dan memadai tetapi dengan pertimbangan bahwa apabila terjadi debit banjir yang lebih besar, maka kerusakan-kerusakan yang mungkin timbul pada peredam energi tidak akan membahayakan kestabilan tubuh embungnya (Gunadharma, 1997).

Kedalaman dan kecepatan air pada bagian sebelah hulu dan sebelah hilir loncatan hidrolis tersebut dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$q = \frac{Q}{B} \quad \text{.....} \quad (2.73)$$

$$v = \frac{q}{D_1} \quad \text{.....} \quad (2.74)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = 0{,}5\left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1\right) \quad \text{.....} \quad (2.75)$$

$$Fr_1 = \frac{v}{\sqrt{g \,.\, D_1}}$$

dimana:

Q = Debit pelimpah (m^3/det)

B = Lebar bendung (m)

Fr = Bilangan *Froude*

v = Kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = Percepatan gravitasi (m^2/det)

$D_{1,2}$ = Tinggi konjugasi

D_1 = kedalaman air di awal kolam (m)

D_2 = kadalaman air di akhir kolam (m)

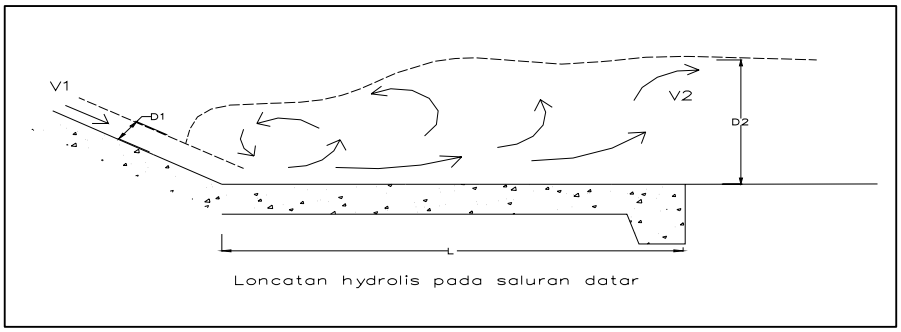
Ada beberapa tipe bangunan peredam energi yang pemakaiannya tergantung dari kondisi hidrolis yang dinyatakan dalam bilangan *Froude*.

Dalam perencanaan dipakai tipe kolam olakan dan yang paling umum dipergunakan adalah kolam olakan datar. Macam tipe kolam olakan datar yaitu :

(a) Kolam olakan datar tipe I

Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Benturan langsung tersebut menghasilkan peredaman energi yang cukup tinggi, sehingga perlengkapan-perlengkapan lainnya guna penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi pada kolam olakan tersebut (Gunadharma, 1997).

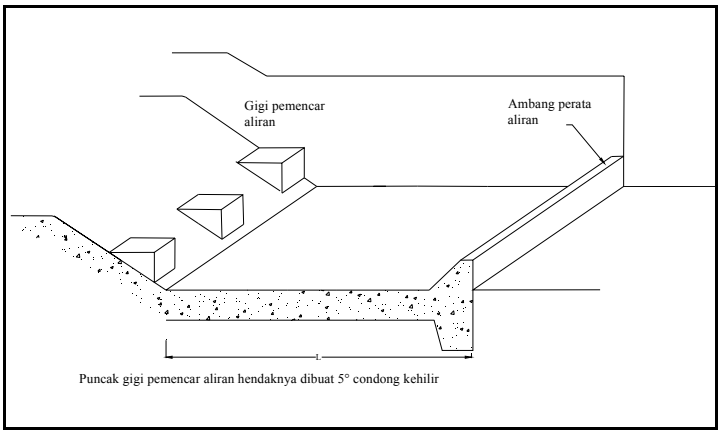
Karena penyempurnaan redamannya terjadi akibat gesekan-gesekan yang terjadi antara molekul-molekul air di dalam kolam olakan, sehingga air yang meninggalkan kolam tersebut mengalir memasuki alur sungai dengan kondisi yang sudah tenang. Akan tetapi kolam olakan menjadi lebih panjang dan karenanya tipe I ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olakannyapun akan berdimensi kecil. Dan kolam olakan tipe I ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perlengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut. Tipe ini digunakan untuk bilangan Froud < 1,7.



Gambar 2.28. Bentuk kolam olakan datar tipe I USBR (Soedibyo, 1993)

(b) Kolam olakan datar tipe II

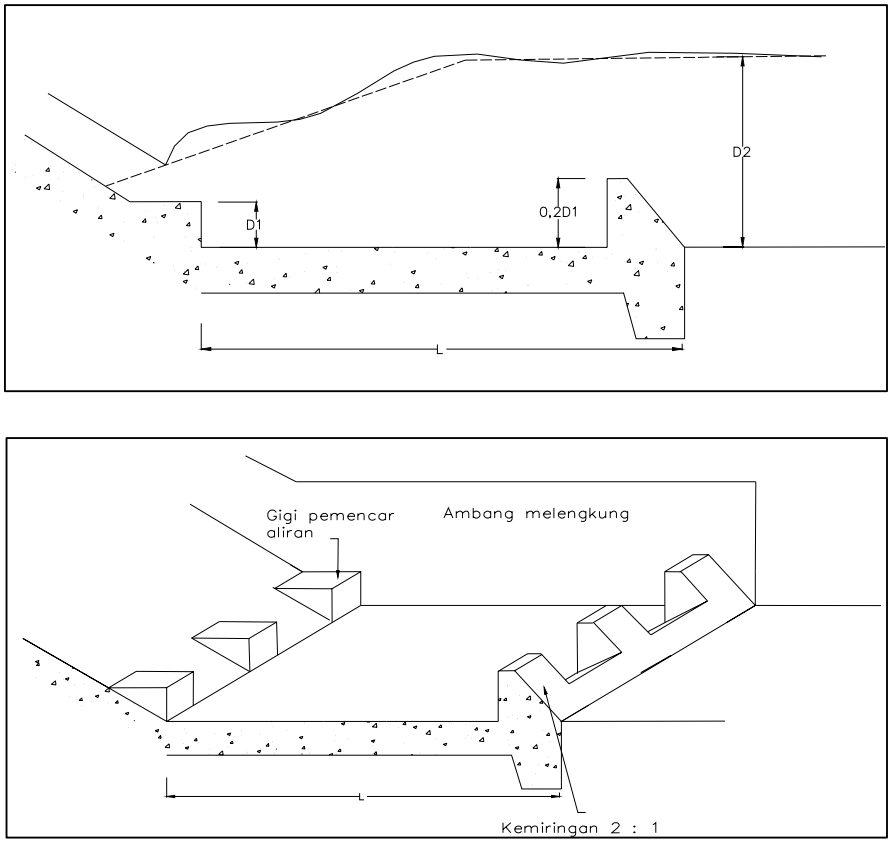
Kolam olakan datar tipe II ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang tinggi dan dengan debit yang besar (q > 45 m^3/dt/m, tekanan hidrostatis > 60 m dan bilangan Froude 1,7 ~ 4,5). Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan urugan dan penggunaannyapun cukup luas (*Design of Small Dam*, 1960).



Gambar 2.29. Bentuk kolam olakan datar tipe II USBR (*Design of Small Dam*, 1993)

(c) Kolam olakan datar tipe III

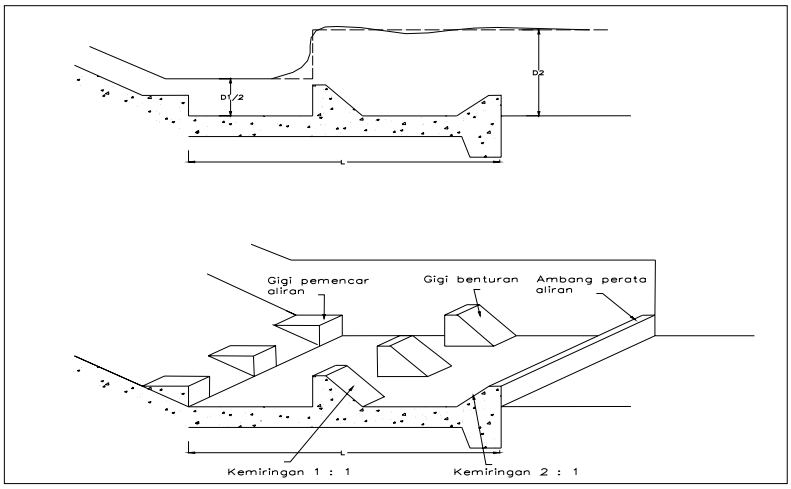
Kolam olakan datar tipe III ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang tinggi dan dengan debit yang besar (q > 45 m^3/dt/m, tekanan hidrostatis > 60 m dan bilangan Froude > 4,5). Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan urugan dan penggunaannyapun cukup luas (Soedibyo, 1993).



Gambar 2.30. Bentuk kolam olakan datar tipe III USBR (Soedibyo, 1993)

(d) Kolam olakan datar tipe IV

Pada hakekatnya prinsip kerja dari kolam olakan ini sangat mirip dengan sistim kerja dari kolam olakan datar tipe III, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18,5$ m^3/dt/m, $V < 18,0$ m/dt dan bilangan Froude > 4,5). Untuk mengurangi panjang kolam olakan biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan rendah (Gunadharma, 1997).

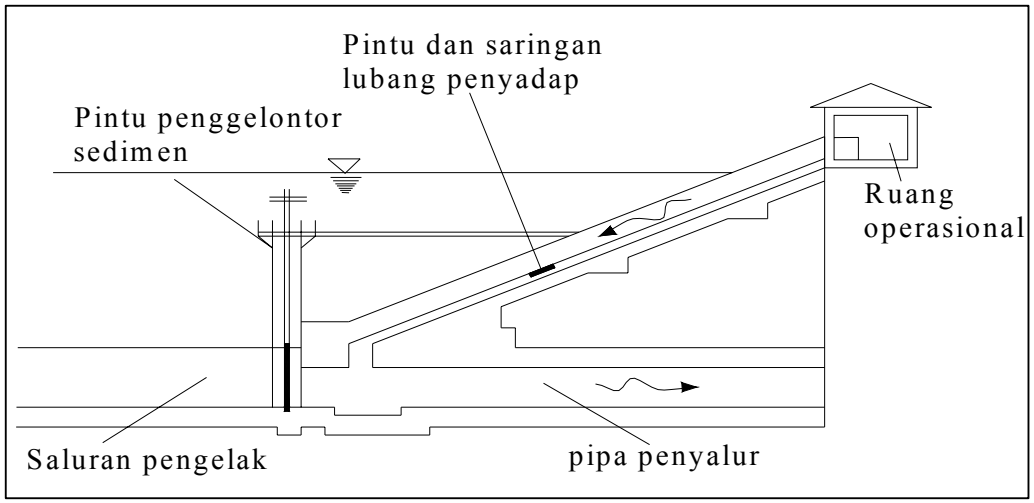


Gambar 2.31. Bentuk kolam olakan datar tipe IV USBR (Gunadharma, 1997)

5. Rencana Teknis Bangunan Penyadap

Komponen terpenting bangunan penyadap pada embung urugan adalah penyadap, pengatur dan penyalur aliran (DPU, 1970). Pada hakekatnya bangunan penyadap sangat banyak macamnya tetapi yang sering digunakan ada 2 macam yaitu bangunan penyadap tipe sandar dan bangunan penyadap tipe menara.

a) Bangunan Penyadap Sandar (*inclined outlet conduit*).



Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

Gambar 2.32 Komponen bangunan penyadap tipe sandar

Bangunan penyadap sandar adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturnya terdiri dari terowongan miring yang berlubang-lubang dan bersandar pada tebing sungai. Karena terletak pada tebing sungai maka diperlukan pondasi batuan atau pondasi yang terdiri dari lapisan yang kokoh untuk menghindari kemungkinan keruntuhan pada konstruksi

sandaran oleh pengaruh fluktuasi dari permukaan air dan kelongsoran embung. Sudut kemiringan pondasi sandaran sibuat tidak lebih dari 60^o kecuali pondasinya terdiri dari batuan yang cukup kokoh (DPU, 1970).

Berat timbunan tubuh embung biasanya mengakibatkan terjadinya penurunan-penurunan tubuh terowongan. Untuk mencegah terjadinya penurunan yang membahayakan, maka baik pada terowongan penyadap maupun pada pipa penyalur datar dibuatkan penyangga (*supporting pole*) yang berfungsi pula sebagai tempat sambungan bagian-bagian pipa yang bersangkutan.

Beban-beban luar yang bekerja pada terowongan penyadap adalah :

1.) Tekanan air yang besarnya sama dengan tinggi permukaan air embung dalam keadaan penuh.
2.) Tekanan timbunan tanah pada terowongan.
3.) Berat pintu dan penyaring serta fasilitas-fasilitas pengangkatnya serta kekuatan operasi dan fasilitas pengangkatnya.
4.) Gaya-gaya hidrodinamis yang timbul akibat adanya aliran air dalam terowongan.
5.) Kekuatan apung terowongan yang dihitung 100% terhadap volume terowongan luar.
6.) Apabila terjadi vakum di dalam terowongan, maka gaya-gaya yang ditimbulkannya, merupakan tekanan-tekanan negatif.
7.) Gaya-gaya seismic dan gaya-gaya dinamis lainnya.

Lubang Penyadap

Kapasitas lubang-lubang penyadap dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

1. Untuk lubang penyadap yang kecil.

$$Q = C.A.\sqrt{2gh} \quad \text{.....} \quad (2.76)$$

dimana : Q = debit penyadap sebuah lubang (m^3/det)
C = koefisien debit, ±0,62
A = luas penampang lubang (m^2)
g = gravitasi (9,8 m/det^2)
H = tinggi air dari titik tengah lubang ke permukaan (m)

2. Untuk lubang penyadap yang besar.

$$Q = \frac{3}{2} B.C.\sqrt{2g\left\{\left(H_2 + h_a\right)^{\frac{3}{2}}\left(H_1 + h_a\right)^{\frac{2}{3}}\right\}} \quad \text{.....} \quad (2.77)$$

dimana :

B = lebar lubang penyadap (m)

H_1 = kedalaman air pada tepi atas lubang (m)

H_2 = kedalaman air pada tepi bawah lubang (m)

h_a = tinggi tekanan kecapatan didepan lubang penyadap (m)

$= \frac{V_a^2}{2g}$

V_a = kecepatan aliran air sebelum masuk kedalam lubang penyadap (m/det)

Biasanya dianggap harga $V_a = 0$, sehingga rumus diatas berubah menjadi :

$$Q = \frac{2}{3} B.C.\sqrt{2g\left(H_2^{\frac{3}{2}} - H_1^{\frac{2}{3}} \right)} \quad \text{.....} \quad (2.78)$$

Apabila lubang penyadap yang miring membentuk sudut θ dengan bidang horisontal, maka :

Q_i = Q sec θ..... (2.79)

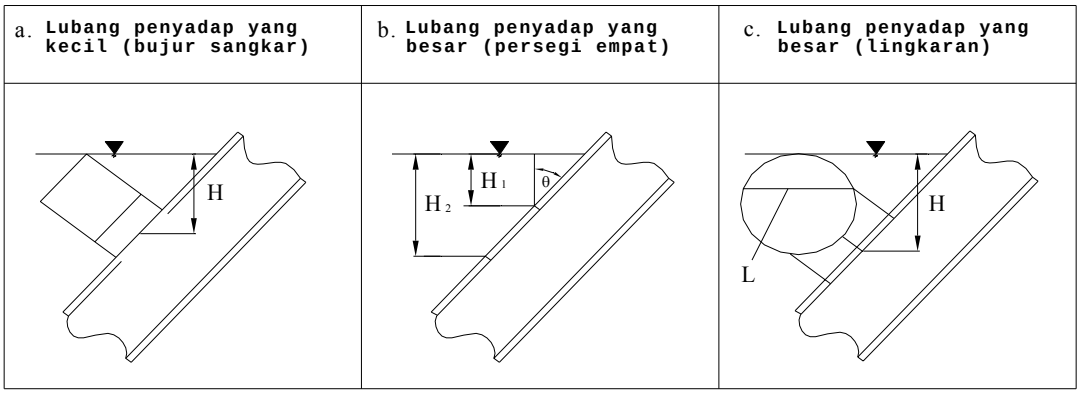
3. Untuk lubang penyadap dengan penampang bulat.

$$Q = C.\pi.r^2.\sqrt{2gH} \quad \text{.....} \quad (2.80)$$

dimana :

r = radius lubang penyadap (m)

Rumus tersebut berlaku untuk $\frac{H}{r} > 3$



(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977)

Gambar 2.33 Skema perhitungan untuk lubang-lubang penyadap

Ketinggian lubang penyadap ditentukan oleh perkiraan tinggi sedimen selama umur ekonomis embung.

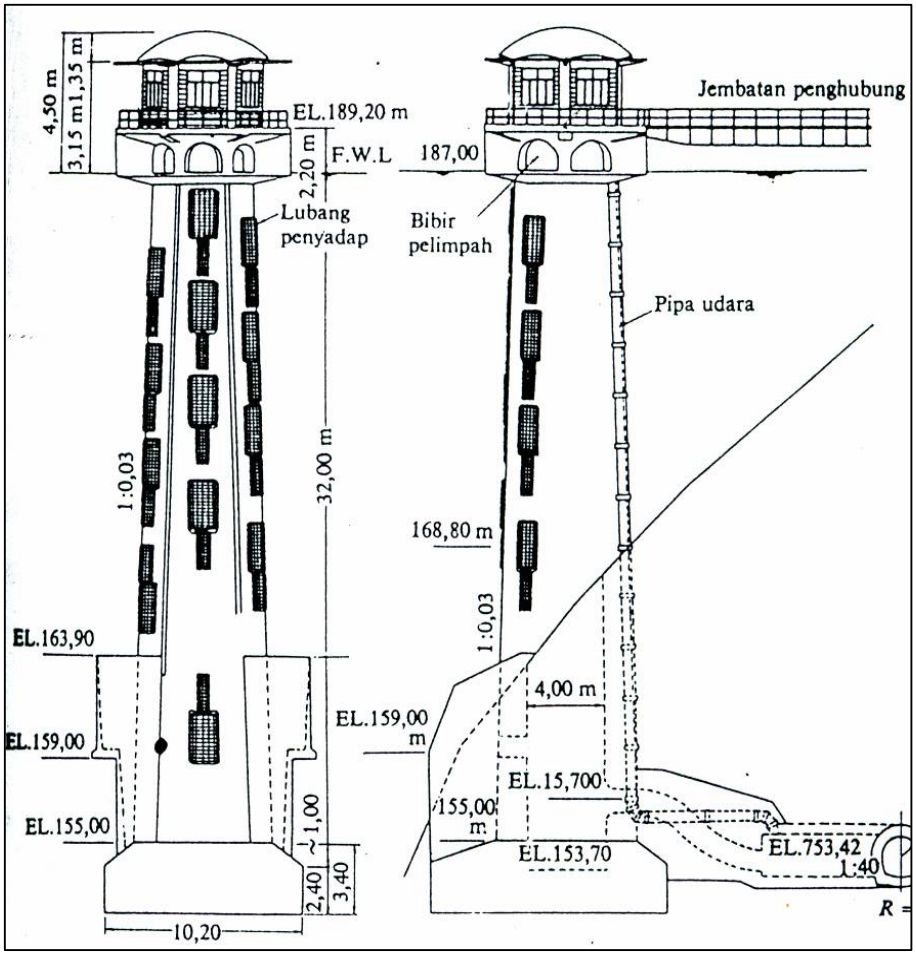
b) Bangunan Penyadap Menara (*outlet tower*)

Bangunan penyadap menara adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturnya terdiri dari suatu menara yang berongga di dalamnya dan pada dinding menara tersebut terdapat lubang-lubang penyadap yang dilengkapi pintu-pintu. Pada hakekatnya konstruksinya sangat kompleks serta biayanya pun tinggi. Hal ini di sebabkan oleh hal-hal penting yang mengakibatkan adanya keterbatasan yaitu :

a. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berdiri sendiri, sehingga semua beban luar yang bekerja pada menara tersebut harus ditampung keseluruhan.

b. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berat, sehingga membutuhkan pondasi yang kokoh dengan kemampuan daya dukung yang besar.

c. Bangunan didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan ekonomis dan bangunan, pembuat bangunan penyadap menara kurang menguntungkan apalagi bila menara yang dibutuhkan cukup tinggi.



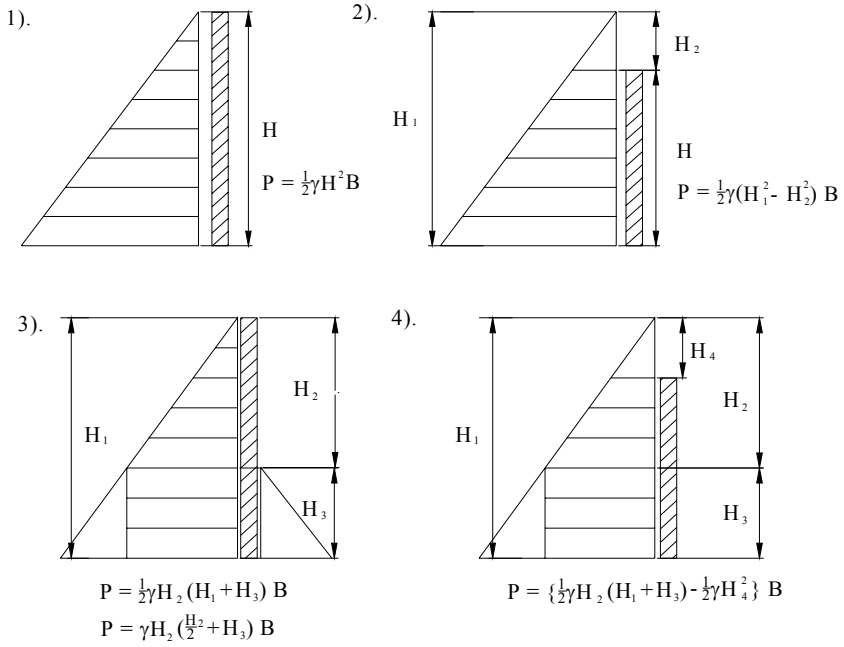
Gambar 2.34 Bangunan Penyadap Menara

c) Pintu-pintu Air dan Katub pada Bangunan Penyadap

Perbedaan antara pintu-pintu air dan katub adalah pintu air terdiri dari dua bagian yang terpisah yaitu pintu yang bergerak dan bingkai yang merupakan tempat dimana pintu dipasang. Sedangkan pada katub antara katub yang bergerak dan dinding katub (yang berfungsi sebagai bingkai) merupakan satu kesatuan.

Perhitungan konstruksi pintu air dan katub didasarkan pada beban-beban yang bekerja yaitu berat daun pintu sendiri, tekanan hidrostatis pada pintu, tekanan sedimen, kekuatan apung, kelembaman dan tekanan hidrodinamika pada saat terjadinya gempa bumi.

Tekanan hidrostatis yang bekerja pada pintu air, secara skematis dapat dijelaskan sebagai berikut :



Gambar 2.35 Tekanan hidrostatis air

dimana :

P = Resultan seluruh tekanan air (t)

γ = berat per unit volume air (l t/m^3)

B = lebar daun pintu yang menampung tekanan air (m)

H = tinggi daun pintu yang menampung tekanan air (m)

H_1 = tinggi air di udik daun pintu (m)

H_2 = perbedaaan antara elevasi air di udik dan hilir daun pintu (m)

H_3 = tinggi air di hilir daun pintu (m)