
BAB III TINJAUAN PUSTAKA

3.1. Hidrologi

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi, seperti besarnya : curah hujan, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai dan lain-lain yang akan selalu berubah terhadap waktu.

Data hidrologi digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana. Debit banjir rencana merupakan debit yang dijadikan dasar perencanaan, yaitu debit maksimum rencana di sungai atau saluran alamiah dengan periode ulang tertentu (Q_{th}) yang dapat dialirkan tanpa membahayakan lingkungan sekitar dan stabilitas sungai. Debit banjir rencana adalah debit banjir yang rata-rata terjadi satu kali dalam periode ulang yang ditinjau. Untuk mendapatkan debit banjir rencana dapat dilakukan melalui dua cara yaitu melalui pengolahan data debit dan melalui pengolahan data hujan.

Data curah hujan ini lebih lengkap dibandingkan dengan data debit, sebab agar dapat menggunakan data debit harus tersedia *rating curve* yang dapat mencakup debit banjir saat muka air banjir rendah sampai dengan maksimum. Pengukuran tinggi muka air banjir dan kecepatan air banjirnya dilakukan per segmen dalam suatu penampang melintang sungai (*cross section*). Hal ini sangat sulit dilakukan dalam prakteknya dan membutuhkan waktu yang lama serta biaya yang tidak sedikit, antara lain : petugas pencatat seringkali mengalami kesulitan pembacaan *peilschale* dalam pengukuran ketinggian muka air banjir pada saat banjir terlalu tinggi/terlalu deras, perlu adanya konstruksi jembatan, dan terkadang sukar memprediksi kapan waktu terjadi banjir sehingga terkadang *timing* pengukuran tidak tepat. Selain itu untuk

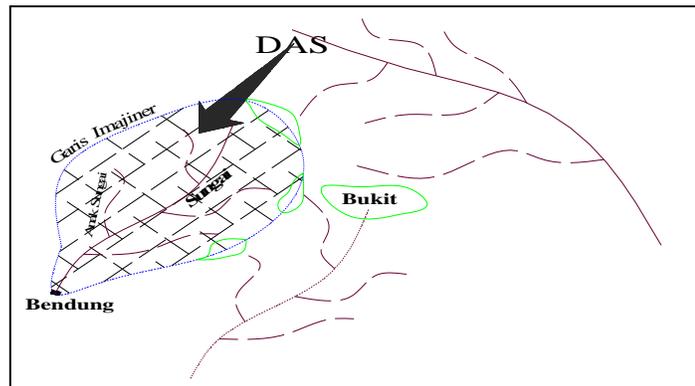
daerah yang belum berkembang dimana peralatan minimal, sangat sulit untuk melakukan pengukuran elevasi muka air dan kecepatan saat banjir.

Dari pencatatan tinggi muka air banjir di atas, dibuat menjadi kurva hubungan antara tinggi muka air dengan debit banjir. Sehingga dapat dicari besarnya debit banjir dari ketinggian air tertentu. Selain diperlukan *rating curve* untuk mengubah data debit menjadi debit banjir, harus pula didukung oleh data yang menerus yang bisa diperoleh dari AWLR.

Sehubungan data debit susah dicari juga sering tidak lengkap, maka digunakan pengolahan data curah hujan harian menjadi curah hujan harian maksimum tahunan. Sebab data curah hujan lebih mudah didapatkan dan tersimpan pada stasiun pengamatan hujan yang letaknya tersebar di daerah pengaliran sungai yang ditinjau. Dari data hujan harian maksimum tahunan ini, kemudian dilakukan pemilihan distribusi, dimana dapat diolah dengan dua cara yaitu cara analisis dan cara grafis.

3.1.1. Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah aliran sungai ditentukan berdasarkan topografi daerah tersebut, di mana daerah aliran sungai adalah daerah yang dibatasi oleh punggung-punggung bukit dimana air hujan di daerah tersebut mengalir menuju ke satu sungai. Pada peta topografi dapat ditentukan cara membuat garis *imajiner* yang menghubungkan titik yang mempunyai elevasi kontur tertinggi di sebelah kiri dan kanan sungai yang ditinjau. Untuk menentukan luas daerah aliran sungai dapat digunakan alat planimeter. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1. *Sketsa Penentuan DAS*

3.1.2. Debit Banjir Rencana

Pemilihan debit banjir rencana untuk bangunan air adalah suatu masalah yang sangat bergantung pada analisis statistik dari urutan kejadian banjir baik berupa debit air di sungai maupun hujan. Dalam pemilihan suatu teknik analisis penentuan banjir rencana tergantung dari data-data yang tersedia dan macam dari bangunan air yang akan dibangun.

Hal yang penting dalam perhitungan banjir rencana adalah distribusi curah hujan. Distribusi curah hujan berbeda sesuai dengan jangka waktu yang ditinjau yaitu :

$R_{jam-jaman}$ = curah hujan yang turun tiap jam.

R_{24} = curah hujan maksimum yang terjadi dalam 24 jam.

R_{harian} = curah hujan dalam satu hari (24 jam) yang didapat dari curah hujan tiap jam (R_{jam}).

$R_{mingguan}$ = curah hujan dalam satu minggu (7 hari) yang didapat dari curah hujan harian (R_{harian}) tiap hari dalam satu minggu.

$R_{bulanan}$ = curah hujan dalam satu bulan yang didapat dari curah hujan mingguan ($R_{mingguan}$) tiap minggu dalam satu bulan.

$R_{tahunan}$ = curah hujan dalam satu tahun yang didapat dari curah hujan bulanan ($R_{bulanan}$) tiap bulan dalam satu tahun.

I = intensitas curah hujan yang dinyatakan dalam mm/jam tinggi curah hujan yang terjadi dalam periode / waktu tertentu, $\left(\frac{R}{T}\right)$.

3.1.3. Curah Hujan Daerah / Wilayah

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 wilayah / daerah dan dinyatakan dalam mm.

Untuk memperoleh data curah hujan, maka diperlukan alat untuk mengukurnya yaitu penakar hujan dan pencatat hujan. Data hujan yang diperoleh dari alat ukur curah hujan adalah data curah hujan lokal (*Point Rainfall*) yang kemudian diolah terlebih dahulu menjadi data curah hujan daerah / wilayah aliran sungai (*Areal Rainfall*) untuk perhitungan dalam perencanaan.

Dalam perencanaan Pengendalian Banjir di Kabupaten Brebes ini data curah hujan diperoleh dari stasiun-stasiun pengukuran curah hujan sekitar lokasi DAS Pemali.

3.1.4. Penentuan Curah Hujan Maksimum Rata-rata Daerah Aliran

Pengamatan curah hujan dilakukan pada stasiun-stasiun penakar yang terletak di dalam atau di sekitar Daerah Aliran Sungai (DAS) untuk mendapatkan curah hujan maksimum harian (R_{24}). Penentuan curah hujan maksimum harian (R_{24}) rata - rata wilayah DAS dari beberapa stasiun penakar tersebut dapat dihitung dengan beberapa metode antara lain :

1. Metode Rata – Rata Aljabar

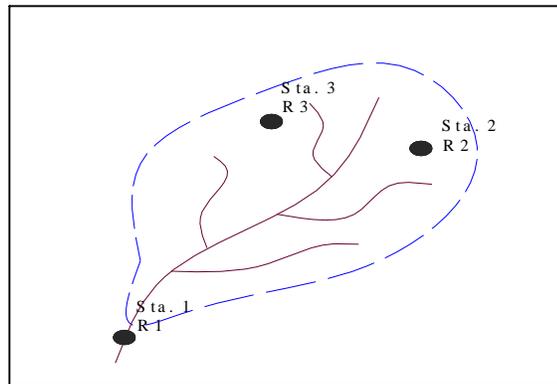
Tinggi rata - rata curah hujan yang didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran hujan di pos penakar-penakar hujan di dalam areal tersebut. Jadi cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing - masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh pos

di seluruh areal. Nilai curah hujan daerah / wilayah ditentukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + \dots + R_n) \dots\dots\dots (3.1)$$

dimana :

- \bar{R} = besar curah hujan rerata daerah (mm)
- n = jumlah titik – titik pengamatan (Sta. Hujan).
- R_1, R_2, \dots, R_n = besar curah hujan di tiap titik pengamatan (Sta. Hujan)



Gambar 3.2. DAS Untuk Metode Rata - Rata Aljabar

2. Metode *Polygon Thiessen*

Metode ini sering digunakan pada analisis hidrologi karena metode ini lebih baik dan obyektif dibanding dengan metode lainnya. Cara poligon *thiessen* ini dipakai apabila daerah pengaruh dan curah hujan rata-rata tiap stasiun berbeda-beda, dipakai stasiun hujan minimum 3 buah dan tersebar tidak merata. Cara ini memperhitungkan luas daerah yang mewakili dari pos-pos hujan yang bersangkutan, untuk digunakan sebagai faktor bobot dalam perhitungan curah hujan rata-rata.

Langkah-langkahnya adalah sebagai berikut:

1. Tentukan stasiun penakar curah hujan yang berpengaruh pada daerah pengaliran.
2. Tarik garis hubungan dari stasiun penakar hujan /pos hujan.
3. Tarik garis sumbunya secara tegak lurus dari tiap-tiap garis hubung.

4. Hitung luas DAS pada wilayah yang dipengaruhi oleh stasiun penakar curah hujan tersebut.

Cara ini dipandang cukup baik karena memberikan koreksi terhadap kedalaman hujan sebagai fungsi luas daerah yang diwakili. Dimana rumus yang digunakan untuk menghitung curah hujannya adalah sebagai berikut:

$$R = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (3.2)$$

dimana:

R_1, \dots, R_n = curah hujan di tiap stasiun pengukuran (mm)

A_1, \dots, A_n = luas bagian daerah yang mewakili tiap stasiun pengukuran (km²)

R = besarnya curah hujan rata-rata DAS (mm).

Setelah luas pengaruh pada tiap-tiap stasiun didapat, koefisien *thiessen* dapat dihitung:

$$C_i = \frac{A_i}{A} * 100\% \dots\dots\dots (3.3)$$

dimana:

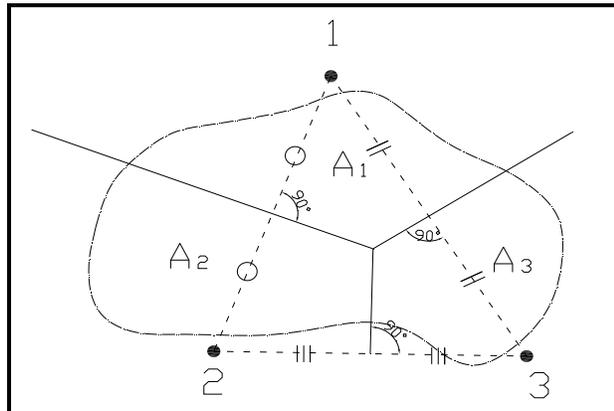
C_i = koefisien *thiessen*

A = luas total DAS (km²)

A_i = luas bagian daerah di tiap stasiun pengamatan (km²)

$$R = (R_1 * C_1) + (R_2 * C_2) + \dots + (R_n * C_n) \dots\dots\dots (3.4)$$

(Sri Harto, 1993)



Gambar 3.3. Polygon Thiessen

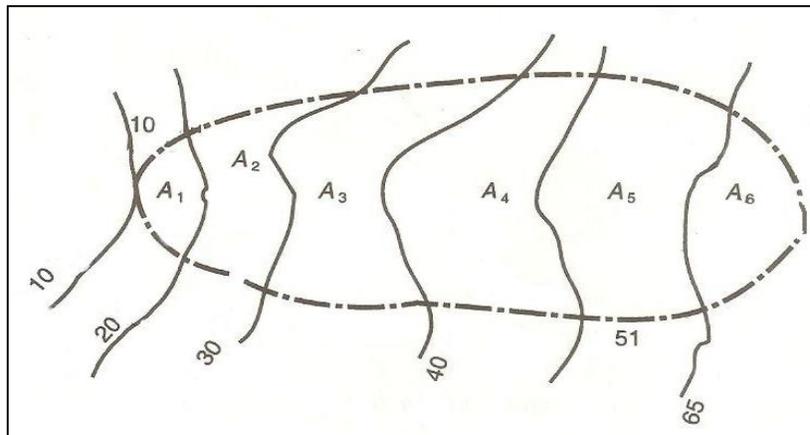
3. Metode Isohyet

Dengan cara ini, kita harus menggambar dulu kontur tinggi hujan yang sama (*isohyet*). Setelah itu luas bagian diantara dua garis *isohyet* yang berdekatan diukur dengan planimeter, dan nilai rata – rata dihitung sebagai nilai rata – rata timbang nilai kontur. Curah hujan daerah itu dapat dihitung menurut persamaan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 + \dots + A_n \cdot R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots \dots \dots (3.5)$$

dimana :

- \bar{R} = Besar curah hujan rerata daerah (mm).
- A_1, A_2, \dots, A_n = Luas bagian DAS yang terpengaruh di tiap titik pengamatan (Sta.Hujan).
- R_1, R_2, \dots, R_n = Besar curah hujan rata – rata pada bagian A_1, A_2, \dots, A_n .



Gambar 3.4. Metode Isohyet

Cara ini adalah cara rasional yang terbaik jika garis – garis *isohyet* dapat digambar dengan teliti. Akan tetapi jika titik pengamatan itu banyak dan variasi curah hujan di daerah bersangkutan besar, maka pada pembuatan peta *isohyet* ini akan terjadi kesalahan personal (*invidual error*). Pada waktu menggambar garis – garis *isohyet* sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan (*hujan orografik*).

Metode yang akan dipakai dalam perhitungan curah hujan rerata dalam kaitannya dengan rencana pengendalian banjir ini adalah dengan menggunakan metode *Polygon Thiessen* karena lebih baik dan objektif dan dapat digunakan untuk daerah yang stasiun hujannya tidak merata.

3.1.5. Penentuan Curah Hujan Harian Rencana

Analisis curah hujan rencana ini ditujukan untuk mengetahui besarnya curah hujan maksimum dalam periode ulang tertentu yang nantinya dipergunakan untuk perhitungan debit banjir rencana.

Untuk perhitungan hujan rencana digunakan analisa frekuensi, cara yang dipakai adalah dengan menggunakan metode kemungkinan (*Probability Distribution*) teoritis yang ada. Beberapa jenis distribusi yang digunakan antara lain :

- A. Distribusi Log Pearson Type III.
- B. Distribusi Log Normal.
- C. Distribusi Gumbel.

Dalam penentuan metode yang akan digunakan, terlebih dahulu ditentukan parameter-parameter statistik sebagai berikut :

1. Deviasi Standar (δx)

Deviasi standar (*Standard Deviation*) merupakan ukuran sebaran yang paling banyak digunakan. Apabila penyebaran sangat besar terhadap nilai rata-rata, maka nilai δx akan besar, akan tetapi jika penyebaran data sangat kecil terhadap nilai rata-rata maka nilai δx akan kecil pula. Deviasi standar dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$\delta x = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}}{(n - 1)} \dots\dots\dots (3.6)$$

2. Koefisien Variasi (Cv)

Koefisien variasi (*Variation of Coefficient*) adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata hitung dari suatu distribusi normal. Koefisien variasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Cv = \frac{\delta x}{\bar{X}} \dots\dots\dots (3.7)$$

3. Koefisien Skewness (Cs)

Koefisien *skewness* (kecondongan) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan (asimetri) dari suatu bentuk distribusi. Apabila kurva frekuensi dari suatu distribusi mempunyai ekor memanjang ke kanan atau ke kiri terhadap titik pusat maksimum, maka kurva tersebut tidak akan berbentuk simetri. Keadaan tersebut disebut condong ke kanan atau ke kiri. Pengukuran kecondongan adalah untuk mengukur seberapa besar kurva frekuensi dari suatu distribusi tidak simetri atau condong. Ukuran kecondongan dinyatakan dengan besarnya koefisien

kecondongan atau koefisien *skewness*, dan dapat dihitung dengan persamaan dibawah ini:

$$C_s = \frac{n * \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1) * (n-2) * S^3} \dots\dots\dots (3.8)$$

4. Koefisien Kurtosis (Ck)

Pengukuran kurtosis dimaksudkan untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi dan sebagai pembandingnya adalah distribusi normal. Koefisien kurtosis (*Coefficient of Kurtosis*) dirumuskan sebagai berikut:

$$C_k = \frac{n^2 * \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1) * (n-2) * (n-3) * S^4} \dots\dots\dots (3.9)$$

Dari harga parameter statistik tersebut akan dipilih jenis distribusi yang sesuai. Dengan menggunakan cara penyelesaian analisa frekuensi, penggambaran ini dimungkinkan lebih banyak terjadinya kesalahan. Maka untuk mengetahui tingkat pendekatan dari hasil penggambaran tersebut, dapat dilakukan pengujian kecocokan jenis distribusi dengan menggunakan cara Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*) dan plotting data.

3.1.5.1. Distribusi

1. Distribusi Log Pearson Type III

Diantara 12 tipe metode *pearson, type III* merupakan metode yang banyak digunakan dalam analisis hidrologi. Berdasarkan kajian Benson 1986, disimpulkan bahwa metode *log pearson type III* dapat digunakan sebagai dasar dengan tidak menutup kemungkinan pemakaian metode yang lain, apabila pemakaian sifatnya sesuai. (*Sri Harto, 1981*).

Langkah-langkah yang diperlukan adalah sebagai berikut:

- a. Gantilah data $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi data dalam logaritma, yaitu: $\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$.
- b. Hitung rata-rata dari logaritma data tersebut:

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \dots\dots\dots (3.10)$$

c. Hitung standar deviasi

$$\delta x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \overline{\log X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (3.11)$$

d. Hitung koefisien *skewness*

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X_i - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (3.12)$$

e. Hitung logaritma data pada interval pengulangan atau kemungkinan prosentase yang dipilih.

$$\text{Log} X_{Tr} = (\log \overline{X}) + S \log^* K(Tr, Cs) \dots\dots\dots (3.13)$$

dimana:

$\text{Log} X_{Tr}$ = logaritma curah hujan rencana (mm)

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

δx = standar deviasi (mm)

$K(Tr, Cs)$ = faktor frekuensi *pearson* tipe III yang tergantung pada harga Tr (periode ulang) dan Cs (koefisien *skewness*), yang dapat dibaca pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1. Harga K untuk Distribusi Log Pearson III

Koefisien (Cs)	Waktu Balik Dalam Tahun					
	2	5	10	25	50	100
	Peluang (%)					
	50	20	10	4	2	1
3	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.227	3.134	4.013
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656
2	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.5	-0.240	0.690	1.333	1.146	2.743	3.330
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087
1	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.231	2.686
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400
0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.140
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660

-1	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037
-2	0.307	0.777	0.895	0.956	0.980	0.990
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.915
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690
-3	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

(Sumber : CD Soemarto, 1999)

2. Distribusi Log Normal

Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan metode ini adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$\log X_t = \log X_r + S * K_t \dots\dots\dots (3.14)$$

dimana :

X_t = besarnya curah hujan yang mungkin terjadi dengan periode ulang T tahun.

X_r = curah hujan rata – rata.

S = standar deviasi data hujan maksimum tahunan.

K_t = standar variable untuk periode ulang t tahun

Tabel 3.2. Koefisien untuk metode Log Normal

Cv	Periode Ulang T tahun					
	2	5	10	20	50	100
0,0500	-0.2500	0.8334	1.2965	1.6863	2.1341	2.4370
0,1000	-0.0496	0.8222	1.3078	1.7247	2.2130	2.5489
0,1500	-0.0738	0.8085	1.3156	1.7598	2.2899	2.6607
0,2000	-0.0971	0.7926	1.3200	1.7911	2.3640	2.7716
0,2500	-0.1194	0.7748	1.3209	1.8183	2.4348	2.8805
0,3000	-0.1406	0.7547	1.3183	1.8414	2.5316	2.9866
0,3500	-0.1604	0.7333	1.3126	1.8602	2.5638	3.0890
0,4000	-0.1788	0.7100	1.3037	1.8746	2.6212	3.1870
0,4500	-0.1957	0.6870	1.2920	1.8848	2.6734	3.2109
0,5000	-0.2111	0.6626	1.2778	1.8909	2.7202	3.3673
0,5500	-0.2251	0.6129	1.2513	1.8931	2.7615	3.4488
0,6000	-0.2375	0.5879	1.2428	1.8916	2.7974	3.5241
0,6500	-0.2485	0.5879	1.2226	1.8866	2.8279	3.5930
0,7000	-0.2582	0.5631	1.2011	1.8786	2.8532	3.6568
0,7500	-0.2667	0.5387	1.1784	1.8577	2.8735	3.7118
0,8000	-0.2739	0.5184	1.1584	1.8543	2.8891	3.7617
0,8500	-0.2801	0.4914	1.1306	1.8388	2.9002	3.8056
0,9000	-0.2852	0.4886	1.1060	1.8212	2.9071	3.8437
0,9500	-0.2895	0.4466	1.0810	1.8021	2.9102	3.8762
1,000	-0.2929	0.4254	1.0560	1.7815	2.9098	3.9036

(Sumber : Soemarto, 1999)

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai logaritmik varian X. Distribusi ini dapat diperoleh juga dari distribusi Log Pearson Tipe III apabila nilai koefisien kemencengan $C_S = 0$. Distribusi tipe Log Normal mempunyai koefisien kemencengan (*Coefficient of skewness*) atau $C_S = 3 C_V + C_V^3$. Syarat lain distribusi sebaran Log Normal $C_V \sim 0,06$, $C_K = C_V^8 + 6 C_V^6 + 15 C_V^4 + 16 C_V^2 + 3$.

3. Distribusi Gumbel

Metode ini merupakan metode dari nilai-nilai ekstrim (maksimum atau minimum). Fungsi metode gumbel merupakan fungsi eksponensial ganda.

Rumus Umum:

$$X_{Tr} = \bar{x} + \delta x * Kr \dots\dots\dots (3.15)$$

dimana:

X_{Tr} = tinggi hujan untuk periode ulang T tahun (mm)

\bar{x} = harga rata-rata data hujan (mm)

δx = standar deviasi bentuk normal (mm)

Kr = faktor frekuensi gumbel.

Faktor frekuensi gumbel merupakan fungsi dan masa ulang dari distribusi

$$Kr = \frac{Yt - Yn}{Sn} \dots\dots\dots (3.16)$$

(Suripin, 2004)

dimana:

Yt = *Reduced Variate* (fungsi periode ulang T tahun) (Tabel 3.3)

Yn = harga rata-rata *Reduced Mean* (Tabel 3.4)

Sn = *Reduced Standard Deviation* (Tabel 3.5)

Tabel 3.3. Harga *Reduced Variate* Pada Periode Ulang Hujan T tahun

Periode ulang, T_r (tahun)	<i>Reduced Variate</i> Y_t	Periode ulang, T_r (tahun)	<i>Reduced Variate</i> Y_t
2	0,3668	100	4,6012
5	1,5004	200	5,2969
10	2,2510	250	5,5206
20	2,9709	500	6,2149
25	3,1993	1000	6,9087
50	3,9028	5000	8,5188
75	4,3117	10000	9,2121

Tabel 3.4. Harga *Reduced Standar Deviasi (Yn)* dengan Jumlah Data

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0315	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0664	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1086
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	1,1623	1,1638	1,1638	1,1667	1,1681	1,1696	1,1706	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1770	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1873	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1953	1,9670	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									

(Sumber : Suripin,2004)

Tabel 3.5. Hubungan *Reduced Standar Deviasi (Sn)* Dengan Jumlah Data(n)

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	0,6296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,8396	0,5043	0,5410	0,5418	0,5424	0,5426
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	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	0,5590	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	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

(Sumber : Suripin,2004)

Distribusi Tipe I Gumbel atau Distribusi Extrim Tipe I digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekuensi banjir. Distribusi Tipe I Gumbel mempunyai koefisien kemencengan (*Coefficient of skewness*) atau $C_s = 1,139$.

Tabel 3.6. Kriteria Penentuan Jenis Sebaran

Jenis sebaran	Kriteria
Log Normal	$C_s = 3 C_v + C_v^3$ $C_v \sim 0,06$
Log pearson Tipe III	$C_s \neq 0$ $C_v \sim 0,3$
Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$

(Sumber : CD Soemarto, 1999)

Setelah pemilihan jenis sebaran dilakukan maka prosedur selanjutnya yaitu mencari curah hujan rencana periode ulang 2, 5, 10, 25, 50 dan 100 tahun.

3.1.5.2. Uji Keselarasan

Untuk menentukan pola distribusi dan curah hujan rata – rata yang paling sesuai dengan beberapa metode distribusi statistik yang telah dilakukan maka dilakukan uji keselarasan. Pada tes ini biasanya yang diamati adalah hasil perhitungan yang diharapkan. Ada dua jenis uji keselarasan (*Goodness of fit tes*), yaitu

- *Chi Square* (Chi-kuadrat).
- *Smirnov Kolmogorov*.

1. Uji Keselarasan Chi Kuadrat (*Chi Square Test*)

Prinsip pengujian dengan metode *chi* kuadrat didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas, dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca didalam kelas tersebut. Atau bisa juga dengan membandingkan nilai *chi* kuadrat (χ^2) dengan *chi* kuadrat kritis (χ^2_{cr}).

Rumus:

$$\chi^2 = \sum \frac{(E_i - O_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (3.17)$$

(Soewarno, 1995)

dimana:

χ^2 = harga *chi* kuadrat (*chi square*)

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-*i*

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-*i*.

Dari hasil pengamatan yang didapat, dicari penyimpangannya dengan *chi* kuadrat kritis yang didapat dari Tabel 3.8. Untuk suatu nilai nyata tertentu (*level of significant*) yang sering diambil adalah 5%. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Dk = n - (P + 1) \dots\dots\dots (3.18)$$

dimana:

Dk = derajat kebebasan

n = banyaknya rata-rata

P = banyaknya keterikatan (parameter).

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut :

- a. Apabila peluang lebih besar dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- b. Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- c. Apabila peluang antara 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

Nilai kritis untuk distribusi Chi Kuadrat dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7. Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi Kuadrat (*Chi Square*)

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,990	0,975	0,950	0,050	0,025	0,010	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,1150	0,2160	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,2070	0,2970	0,4840	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,4120	0,5540	0,8310	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548

7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,400	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,891	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	22,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Soewarno, 1995)

2. Uji keselarasan Smirnov - Kolmogorov

Uji keselarasan Smirnov - Kolmogorov, sering juga disebut uji keselarasan non parametrik (*non parametrik test*) karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Rumus yang dipakai :

$$\alpha = \frac{P_{\max}}{P(x)} - \frac{P_{(xi)}}{\Delta_{Cr}} \dots\dots\dots (3.19)$$

(Soewarno, 1995)

Prosedurnya adalah sebagai berikut:

- a. Urutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan peluangnya dari masing-masing data tersebut :

$$X_1 \rightarrow P(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P(X_2)$$

$$X_n \rightarrow P(X_n)$$

- b. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data, persamaan distribusinya adalah :

$$X_1 \rightarrow P^1(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P^1(X_2)$$

$$X_n \rightarrow P^1(X_n)$$

- c. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_n) - P^1(X_n)]$$

- d. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 , seperti terlihat dalam Tabel 3.8.

Tabel 3.8. Nilai kritis (D_0) untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

n	α (derajat kepercayaan)			
	0,2	0,1	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	0,3	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	0,2	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
>50	$1,07/N^{0,5}$	$1,22/N^{0,5}$	$1,36/N^{0,5}$	$1,63/N^{0,5}$

(Sumber: Soewarno, 1995)

Interprestasi dari hasil Uji Smirnov - Kolmogorov adalah :

- a. Apabila D lebih kecil dari D_0 , maka distribusi teoritis yang digunakan untuk persamaan distribusi dapat diterima.

- b. Apabila D lebih besar dari D_0 , maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

3.1.6. Analisis Intensitas Curah Hujan Rencana

Intensitas curah hujan adalah jumlah hujan yang dinyatakan dalam tinggi curah hujan atau volume hujan tiap satuan waktu. Besarnya intensitas hujan berbeda-beda tergantung dari lamanya curah hujan dan frekuensi kejadiannya.

Metode – metode dalam mengitung intensitas curah hujan adalah :

1. **Menurut Dr. Mononobe**, Jika data curah hujan yang ada hanya curah hujan harian

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left(\frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (3.20)$$

Dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
 - t = Lamanya curah hujan (jam)
 - R_{24} = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)
- (Joesron Loebis, 1987)

2. **Menurut Prof. Talbot**, untuk hujan dengan waktu < 2 jam :

$$I = \frac{a}{t + b} \dots\dots\dots (3.21)$$

Dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
 - t = Lamanya curah hujan (jam)
 - a dan b = Konstanta yang tergantung pada lamanya curah hujan yang terjadi di daerah aliran
- (Joesron Loebis, 1987)

3. Menurut Prof. Sherman, untuk hujan dengan waktu > 2 jam :

$$I = \frac{a}{t^n} \dots\dots\dots (3.22)$$

Dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
 t = Waktu curah hujan (jam)
 c, n = Konstanta yang tergantung dari keadaan setempat
 (Joesron Loebis, 1987)

4. Rumus – rumus diatas dikembangkan oleh Dr. Ishiguro menjadi :

$$I = \frac{a}{\sqrt{t+b}} \dots\dots\dots (3.23)$$

Dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
 t = Waktu curah hujan (jam)
 a, b = Konstanta yang tergantung dari keadaan setempat
 (Joesron Loebis, 1987)

3.1.7. Analisis Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana (*design flood*) adalah besarnya debit yang direncanakan melewati penampang sungai dengan periode ulang tertentu. Besarnya debit banjir ditentukan berdasarkan curah hujan dan aliran sungai antara lain : besarnya hujan, intensitas hujan, dan luas Daerah Pengaliran Sungai (DPS).

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode sebagai berikut :

1. Metode Rasional Jepang

Perhitungan metode rasional menggunakan rumus sebagai berikut :

$$Qt = \frac{1}{3,6} * \alpha * r * F \dots\dots\dots (3.24)$$

(Joesron Loebis, 1987)

- intensitas curah hujan (I)

$$I = \frac{R_{24}}{24} * \left(\frac{24}{t}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(3.25)$$

- waktu konsentrasi (t)

$$t = \frac{L}{72 * (i)^{0.6}} \dots\dots\dots(3.26)$$

$$t = 0,0133L * i^{-0.6} \dots\dots\dots(3.27)$$

dimana :

Qt = debit banjir rencana (m³/det).

α = koefisien *run off*.

r = intensitas curah hujan selama durasi t (mm/jam).

F = luas daerah aliran (km²).

R₂₄ = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm).

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

t = waktu konsentrasi (jam).

L = jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau (km).

Koefisien *run off* tergantung dari beberapa faktor antara lain jenis tanah, kemiringan, luas dan bentuk pengaliran sungai. Sedangkan besarnya nilai koefisien pengaliran dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9. Koefisien Pengaliran

Kondisi Daerah Pengaliran	Koefisien <i>Runoff</i>
Bergunung dan curam	0,75 – 0,90
Pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Sungai dengan tanah dan hutan dibagian atas dan bawahnya	0,50 – 0,75
Tanah datar yang ditanami	0,45 – 0,60

Sawah waktu diairi	0,70 – 0,80
Sungai didaerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil didataran	0,45 – 0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran lebih dari seperduanya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

(Joesron Loebis, 1987)

2. Metode Melchior

Rumus dari metode Melchior adalah sebagai berikut :

$$Qt = \alpha * \beta * q * F \dots\dots\dots (3.28)$$

(SK SNI M-18-1989-F)

- Koefisien aliran (α)

Berkisar antara 0,42 - 0,62 dan disarankan memakai = 0,52

- Koefisien Reduksi (β)

$$f = \frac{1970}{\beta - 0,12} - 3960 + 1720\beta \dots\dots\dots (3.29)$$

- Waktu Konsentrasi (t)

$$t = \frac{1000L}{3600V} \dots\dots\dots (3.30)$$

Keterangan :

t = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang sungai (Km)

V = kecepatan air rata – rata (m/dt)

$$V = 1,31 \cdot \sqrt{\beta \cdot q \cdot f \cdot i^2} \dots\dots\dots (3.31)$$

$$i = \frac{H}{0,9L} \dots\dots\dots (3.32)$$

- Hujan Maksimum (q)

Hujan maksimum (q) dihitung dari grafik hubungan persentase curah hujan dengan t terhadap curah hujan harian dengan luas DPS dan waktu

$$Q_t = \alpha * \beta * F * \frac{Rt}{200} \dots\dots\dots (3.33)$$

dimana :

Q_t = debit banjir rencana (m^3/det).

α = koefisien *run off*.

β = koefisien reduksi daerah untuk curah hujan DAS.

q = hujan maksimum ($m^3/km^2/det$).

t = waktu konsentrasi (jam).

F = luas daerah pengaliran (km^2).

L = panjang sungai (km).

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

3. Metode Weduwen

Rumus dari metode Weduwen adalah sebagai berikut :

$$Q_t = \alpha * \beta * q * F \dots\dots\dots (3.34)$$

(Joelson Loebis, 1987)

- Koefisien *Runoff* (α)

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7} \dots\dots\dots (3.35)$$

- Waktu Konsentrasi (t)

$$t = \frac{0,476 * F^{3/8}}{(\alpha * \beta * q)^{1/8} * i^{1/4}} \dots\dots\dots (3.36)$$

- Koefisien Reduksi (β)

$$\beta = \frac{120 + \left[\frac{t+1}{t+9} \right] * F}{120 + F} \dots\dots\dots (3.37)$$

- Hujan Maksimum (q)

$$q = \frac{67,65}{t + 1,45} \dots\dots\dots (3.38)$$

dimana :

Q_t = debit banjir rencana (m^3/det).

α = koefisien *run off*.

β = koefisien reduksi daerah untuk curah hujan DAS.

q = hujan maksimum ($m^3/km^2/det$).

t = waktu konsentrasi (jam).

F = luas daerah pengaliran (km^2).

L = panjang sungai (km).

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

Adapun syarat dalam perhitungan debit banjir dengan metode Weduwen adalah sebagai berikut :

F = luas daerah pengaliran $< 100 \text{ Km}^2$.

t = 1/6 sampai 12 jam

4. Metode Haspers

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode Haspers digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q_t = \alpha * \beta * q * F \dots\dots\dots (3.39)$$

(Joelson Loebis, 1987)

- Koefisien *Runoff* (α)

$$\alpha = \frac{1 + 0.012 * F^{0.7}}{1 + 0.75 * F^{0.7}} \dots\dots\dots (3.40)$$

- Waktu Konsentrasi (t)

$$t = 0,1 L^{0.8} * i^{-0.3} \dots\dots\dots (3.41)$$

- Koefisien Reduksi (β)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,7 \cdot 10^{-0,4t}}{t^2 + 15} * \frac{F^{3/4}}{12} \dots\dots\dots (3.42)$$

▪ Intensitas Hujan

a. Untuk $t < 2$ jam

$$Rt = \frac{t * R_{24}}{t + 1 - 0,0008 \cdot (260 - R_{24}) * (2 - t)^2} \dots\dots\dots (3.43)$$

b. Untuk $2 \text{ jam} < t < 19$ jam

$$Rt = \frac{t * R_{24}}{t + 1} \dots\dots\dots (3.44)$$

c. Untuk $19 \text{ jam} < t < 30$ jam

$$Rt = 0,707 R_{24} * \sqrt{t + 1} \dots\dots\dots (3.45)$$

▪ Hujan Maksimum (q)

$$q = \frac{Rt}{3,6 * t} \dots\dots\dots (3.46)$$

di mana :

Qt = debit banjir rencana (m^3/det).

α = koefisien *runoff*.

β = koefisien reduksi daerah untuk curah hujan DAS.

q = hujan maksimum ($m^3/km^2/det$).

t = waktu konsentrasi (jam).

F = luas daerah pengaliran (km^2).

Rt = intensitas curah hujan selama durasi t (mm/hari).

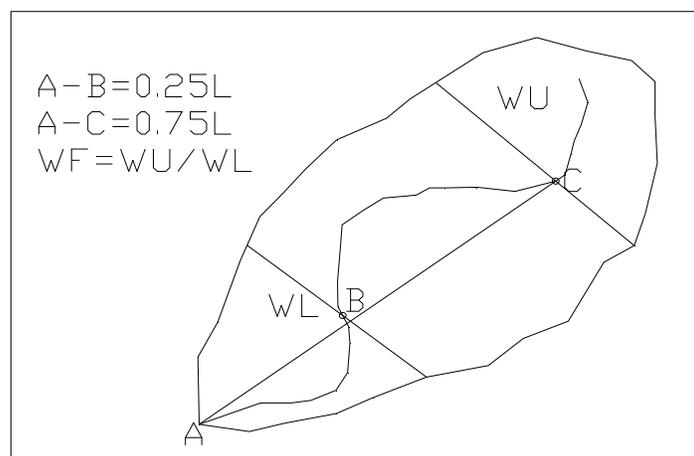
L = panjang sungai (km).

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

5. Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Gama I

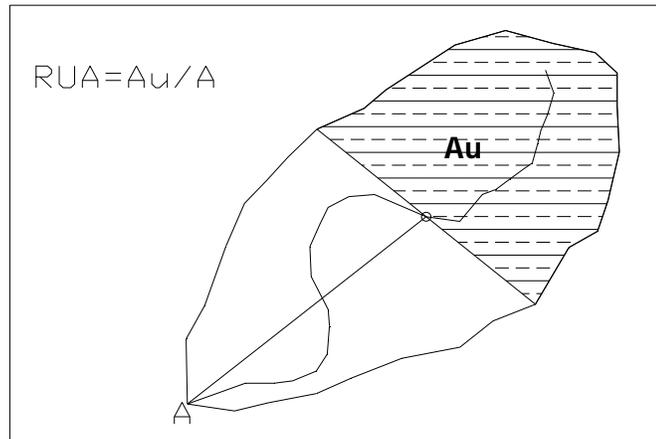
Menurut Sri Harto, 1993 Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Gama I biasa digunakan untuk mengukur debit banjir dengan parameter yang sesuai dengan keadaan di Indonesia. Parameter-parameter yang digunakan yaitu sebagai berikut :

- Faktor sumber (SF), yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai-sungai semua tingkat.
- Frekuensi sumber (SN), yaitu perbandingan antara jumlah pangsa sungai-sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai-sungai semua tingkat.
- Faktor lebar (WF), yaitu perbandingan antara lebar DAS yang diukur di titik di sungai yang berjarak $0,75L$ dengan lebar DAS yang diukur di titik di sungai yang berjarak $0,25L$ dari stasiun hidrometri.



Gambar 3.5. Sketsa Penetapan WF

- Luas DAS sebelah hulu (RUA), yaitu perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS, melewati titik tersebut.



Gambar 3.6. *Sketsa Penetapan RUA*

- Faktor simetri (SIM), yaitu hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu.
- Jumlah pertemuan sungai (JN), yaitu jumlah pertemuan sungai di dalam DAS tersebut
- Kerapatan jaringan kuras (D), yaitu jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

Hidrograf satuan diberikan dengan empat variabel pokok, yaitu waktu naik (TR), debit puncak (QP), waktu dasar (TB) dan koefisien tampungan (K). Persamaan-persamaan yang dipakai yaitu:

$$Q_t = QP \times e^{-t/k} \quad (\text{m}^3/\text{dtk}) \dots\dots\dots (3.47)$$

$$TR = 0,43(L/100SF)^3 + 1,0665SIM + 1,2775 \quad (\text{jam}) \dots\dots\dots (3.48)$$

$$QP = 0,1836A^{0,5886} TR^{-0,4008} JN^{0,2381} \quad (\text{m}^3/\text{dtk}) \dots\dots\dots (3.49)$$

$$TB = 27,4132TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \quad (\text{jam}) \dots\dots\dots (3.50)$$

$$K = 0,5617A^{0,1798} S^{-0,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452} \dots\dots\dots (3.51)$$

Dalam pemakaian cara ini masih ada hal-hal lain yang perlu diperhatikan, diantaranya sebagai berikut :

- Penetapan hujan-mangkus untuk memperoleh hidrograf dilakukan dengan menggunakan indeks-infiltrasi. Perkiraan dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh parameter DAS yang secara hidrologik dapat diketahui pengaruhnya terhadap indeks-infiltrasi. Persamaan pendekatannya sebagai berikut :

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} (A / SN)^4 \dots\dots\dots (3.52)$$

- Untuk memperkirakan aliran dasar dipergunakan persamaan pendekatan berikut ini :

$$QB = 0,4751A^{-0,1491} D^{0,9430} \text{ (m}^3\text{/dtk)} \dots\dots\dots (3.53)$$

- Dalam menetapkan hujan rata-rata DAS, perlu mengikuti cara-cara yang ada. Tetapi bila dalam praktek analisis tersebut sulit, maka disarankan menggunakan cara yang disebutkan dengan mengalikan hujan titik dengan faktor reduksi hujan, sebesar :

$$B = 1,5518A^{-0,1491} N^{-0,2725} SIM^{-0,0259} S^{-0,0733} \dots\dots\dots (3.54)$$

Berdasarkan persamaan di atas maka dapat dihitung besar debit banjir setiap jam dengan persamaan :

$$Qp = (Qt * Re) + QB \text{ (m}^3\text{/dtk)} \dots\dots\dots (3.55)$$

Dimana :

Qp = debit banjir setiap jam (m³/dtk)

Qt = debit satuan tiap jam (m³/dtk)

Re = curah hujan efektif (mm/jam)

QB = aliran dasar (m³/dtk)

6. Metode FSR Jawa - Sumatera

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode FSR Jawa - Sumatera digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = GF \times MAF \dots\dots\dots (3.56)$$

(Joesron Loebis, 1987)

$$MAF = 8 \cdot 10^{-6} \cdot (AREA)^V \cdot APBAR^{2,445} \cdot SIMS^{0,117} \cdot (1+LAKE)^{-0,85} \dots\dots\dots (3.57)$$

$$V = 1,02 - 0,0275 \text{ Log (AREA) } \dots\dots\dots (3.58)$$

$$APBAR = PBAR \cdot ARF \dots\dots\dots (3.59)$$

$$SIMS = \frac{H}{MSL} \dots\dots\dots (3.60)$$

$$MSL = 0,95 \cdot L \dots\dots\dots (3.61)$$

$$LAKE = \frac{\text{Luas DAS di hulu bendung}}{\text{Luas DAS total}} \dots\dots\dots (3.62)$$

dimana :

Q = debit banjir rencana (m³/dt)

AREA = luas DAS (km²)

PBAR = hujan 24 jam maksimum rerata tahunan (mm)

ARF = faktor reduksi (Tabel 3.11.)

GF = *Growth factor* (Tabel 3.12.)

SIMS = indeks kemiringan

H = beda tinggi antara titik pengamatan dengan ujung sungai tertinggi (m)

MSL = panjang sungai sampai titik pengamatan (km)

L = panjang sungai (km)

LAKE = indeks

MAF = debit maksimum rata-rata tahunan (m³/dt)

Tabel 3.10. Faktor Reduksi (ARF)

DAS (km ²)	ARF
1 - 10	0,99
10 - 30	0,97
30 - 3000	1,152 – 0,0123 log ₁₀ AREA

(Joesron Loebis, 1987)

Tabel 3.11. Growth Factor (GF)

Return Period T	Luas <i>cathment area</i> (km ²)					
	<180	300	600	900	1200	>1500
5	1.28	1.27	1.24	1.22	1.19	1.17
10	1.56	1.54	1.48	1.49	1.47	1.37
20	1.88	1.84	1.75	1.70	1.64	1.59
50	2.35	2.30	2.18	2.10	2.03	1.95
100	2.78	2.72	2.57	2.47	2.37	2.27

(Joesron Loebis, 1987)

3.2. Hidrolika

Hidrolika adalah ilmu yang mempelajari tentang sifat-sifat zat cair dan menyelenggarakan pemeriksaan untuk mendapatkan rumus-rumus dan hukum-hukum zat cair dalam keadaan setimbang (diam) dan dalam keadaan bergerak. Analisis hidrolika dimaksudkan untuk mengetahui kapasitas alur sungai pada kondisi sekarang terhadap banjir rencana dari studi terdahulu dan hasil pengamatan yang diperoleh. Analisis hidrolika dilakukan pada seluruh saluran untuk mendapatkan dimensi saluran yang diinginkan, yaitu ketinggian muka air sepanjang alur sungai yang ditinjau.

3.2.1. Analisis Penampang Eksisting Sungai

Analisis penampang eksisting sungai dengan menggunakan program HEC-RAS. Komponen sistem modeling ini dimaksudkan untuk menghitung profil permukaan air untuk arus bervariasi secara berangsur-angsur tetap (*steady gradually varied flow*). Sistem mampu menangani suatu jaringan saluran penuh, suatu sistem *dendritic*, atau sungai tunggal. Komponen ini mampu untuk memperagakan *subcritical*, *supercritical*, dan campuran kedua jenis profil permukaan air.

Dasar perhitungan yang digunakan adalah persamaan energi satu dimensi. Kehilangan energi diakibatkan oleh gesekan (persamaan *mannig*) dan kontraksi /ekspansi (koefisien dikalikan dengan perubahan tinggi kecepatan). Persamaan momentum digunakan dalam situasi dimana / jika permukaan air profil dengan cepat bervariasi. Situasi ini meliputi perhitungan jenis arus campuran yaitu lompatan hidrolik dan mengevaluasi profil pada pertemuan sungai (simpangan arus).

Efek berbagai penghalang seperti jembatan, parit bawah jalan raya, bendungan, dan struktur di dataran banjir tidak dipertimbangkan dalam perhitungan ini. Sistem aliran tetap dirancang untuk aplikasi di dalam studi manajemen banjir di dataran dan kemampuan yang tersedia untuk menaksir perubahan di dalam permukaan profil air dalam kaitan dengan perubahan bentuk penampang, dan tanggul.

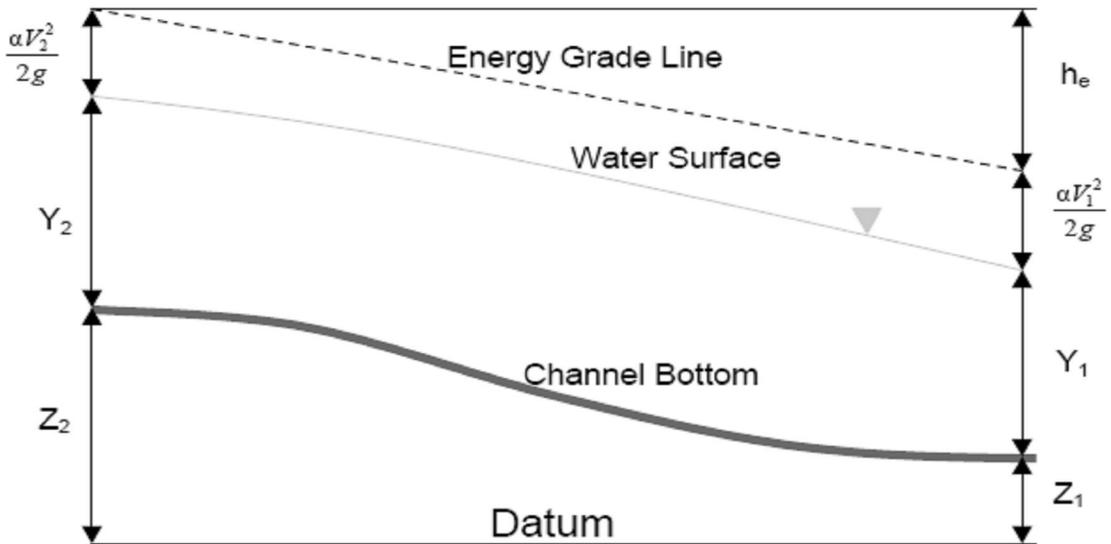
Fitur khusus yang dimiliki komponen aliran tetap meliputi: berbagai analisa rencana (*multiple plan analysis*); berbagai perhitungan profil (*multiple profile computations*). *HEC-RAS* mampu untuk melakukan perhitungan *one-dimensional* profil air permukaan untuk arus tetap bervariasi secara berangsur-angsur (*gradually varied flow*) di dalam saluran alami atau buatan. Berbagai jenis profil air permukaan seperti subkritis, superkritis, dan aliran campuran juga dapat dihitung. Topik yang dibahas di dalam bagian ini meliputi: persamaan untuk perhitungan profil dasar; pembagian potongan melintang untuk perhitungan saluran pengantar; Angka *manning* (*n*) komposit untuk saluran utama; pertimbangan koefisien kecepatan (α); evaluasi kerugian gesekan; evaluasi kerugian kontraksi dan ekspansi; prosedur perhitungan; penentuan kedalaman kritis; aplikasi menyangkut persamaan momentum; dan pembatasan menyangkut aliran model tetap.

Profil permukaan air dihitung dari satu potongan melintang kepada yang berikutnya dengan pemecahan persamaan energi dengan suatu interaktif prosedur disebut metode langkah *standard*. Persamaan energi di tulis sebagai berikut:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \dots\dots\dots (3.63)$$

dimana:

- Y_1, Y_2 = elevasi air di penampang melintang (m)
- Z_1, Z_2 = elevasi penampang utama (m)
- V_1, V_2 = kecepatan rata-rata (total pelepasan /total area aliran) (m/dtk)
- α_1, α_2 = besar koefisien kecepatan
- g = percepatan gravitasi (m/dtk²)
- h_e = tinggi energi (m).



Gambar 3.7. Gambaran dari persamaan energi

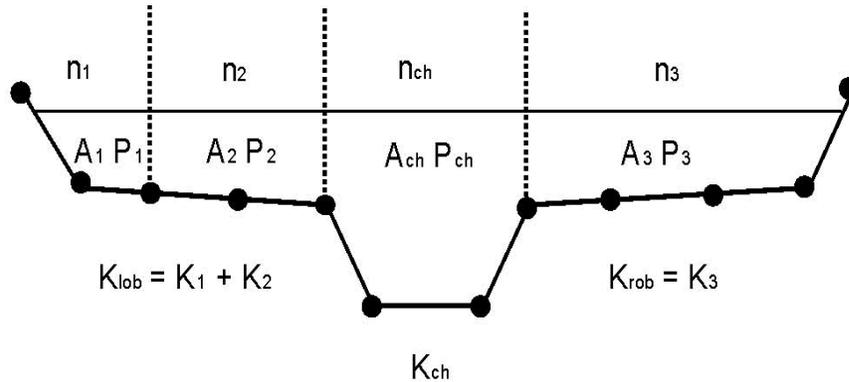
$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \dots\dots\dots (3.64)$$

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \dots\dots\dots (3.65)$$

$$Q = K S_f^{1/2} \dots\dots\dots (3.66)$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \dots\dots\dots (3.67)$$

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (3.68)$$



Gambar 3.8. Metode HEC-RAS Tentang Kekasaran Dasar Saluran

dimana:

L = panjang antar dua penampang melintang

\bar{S}_j = kemiringan energi antar dua penampang melintang

C = koefisien kontraksi atau ekspansi

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = panjang jangkauan antar dua potongan melintang yang berturut-turut untuk arus di tepi kiri, saluran utama, dan tepi kanan

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ = perhitungan rata-rata debit yang berturut-turut untuk arus antara bagian tepi kiri, saluran utama, dan tepi kanan

K = kekasaran dasar untuk tiap bagian

n = koefisien kekasaran *manning* untuk tiap bagian

A = area arus untuk tiap bagian

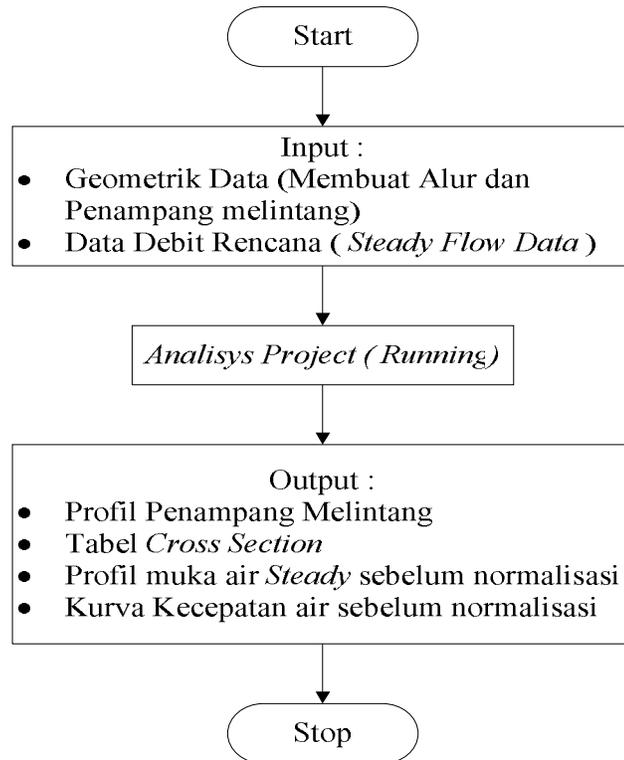
R = radius hidrolis untuk tiap bagian (area: garis keliling basah)

N_c = koefisien padanan atau gabungan kekasaran

P = garis keliling basah keseluruhan saluran utama

P_i = garis keliling basah bagian i

n_i = koefisien kekasaran untuk bagian



Gambar 3.9. Flow chart Program HEC RAS

3.2.2. Perencanaan Penampang Sungai Rencana

Penampang melintang sungai perlu direncanakan untuk mendapatkan penampang yang ideal dan efisien dalam penggunaan lahan. Penampang ideal yang dimaksudkan merupakan penampang yang stabil terhadap perubahan akibat pengaruh erosi maupun pengaruh pola aliran yang terjadi. Sedang penggunaan lahan yang efisien dimaksudkan untuk memperhatikan lahan yang tersedia, sehingga tidak menimbulkan permasalahan terhadap pembebasan lahan.

Faktor yang harus diperhatikan dalam mendesain bentuk penampang melintang normalisasi sungai adalah perbandingan antara debit dominan dan debit banjir. Untuk menambah kapasitas pengaliran pada waktu banjir, dibuat penampang ganda, dengan menambah luas penampang basah dari pemanfaatan bantaran sungai.

Kapasitas pengaliran berpengaruh terhadap bentuk penampang sungai

$$Q_{\text{Banjir}} = A * V \dots\dots\dots (3.69)$$

$$V = \frac{1}{n} * I^{1/2} * R^{2/3} \dots\dots\dots (3.70)$$

$$Q_{Banjir} = \frac{1}{n} * I^{1/2} * R^{2/3} * A \dots\dots\dots (3.71)$$

$R^{2/3} * A \rightarrow$ merupakan faktor bentuk

Berdasarkan rumus diatas diketahui bahwa kapasitas penampang dipengaruhi oleh kekasaran penampang. Hal ini dapat dilihat dari koefisien bentuk kekasaran penampang yang telah ditetapkan oleh manning seperti terlihat pada Tabel 3.12. nilai koefisien kekasaran Manning

Tabel 3.12. Koefisien kekasaran sungai alam

Kondisi Sungai	n
Trase dan profil teratur, air dalam	0,025 – 0,033
Trase dan profil teratur, bertanggul kerikil dan berumput	0,030 – 0,040
Berbelok–belok dengan tempat–tempat dangkal	0,033 – 0,045
Berbelok–belok, air tidak dalam	0,040 – 0,055
Berumput banyak di bawah air	0,050 – 0,080

(Suyono Sosrodarsono, 1984)

Adapun rumus – rumus yang digunakan dalam pendimensian saluran – saluran tersebut adalah sebagai berikut :

- a. Perencanaan Dimensi Penampang Tunggal Trapesium(*Trapezoidal Channel*).

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (3.72)$$

$$R = \frac{A}{P}$$

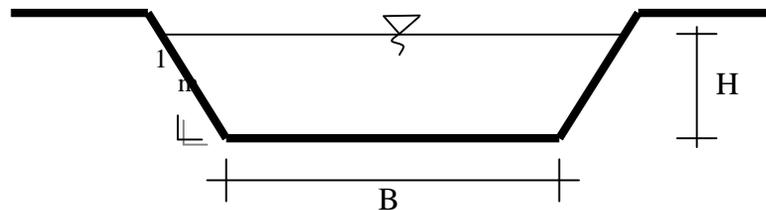
$$P = B + 2H\sqrt{(1 + m^2)}$$

$$A = H \times (B + mH)$$

$$A = \frac{Q}{V}$$

Dimana :

- Q = Debit aliran (m^3/s)
 A = Luas Penampang Basah (m^2)
 V = Kecepatan aliran (m/s)
 n = Koefisien kekasaran manning
 R = Jari - jari hidrolis (m)
 P = Keliling basah sungai (m)
 I = Kemiringan hidraulik sungai
 m = Kemiringan talud



Gambar 3.10. Saluran Penampang Tunggal

b. Perencanaan Dimensi Penampang Ganda Trapezium (*Trapezoidal Channel*)

Untuk mendapatkan penampang yang stabil, penampang bawah pada penampang ganda harus didesain dengan debit dominan.

$$B_2 = 15H_1$$

$$B_1 = B_3$$

$$n_1 = n_3$$

$$A_1 = A_3 = H_2 \times \frac{1}{2} (B_1 + mH_2)$$

$$P = P_1 = B_1 + H_2 \times \sqrt{(1 + m^2)}$$

$$R_1 = R_3 = \frac{A_1}{P_1}$$

$$V_1 = V_3 = \frac{1}{n_1} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_1 = Q_3 = A_1 \times V_1$$

$$A_2 = \frac{1}{2} H_1 \times (B_2 + mH_1) + H_2 \times (B_2 + 2mH_1)$$

$$P_2 = B_2 + 2H_1 \times \sqrt{(1 + m^2)}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2}$$

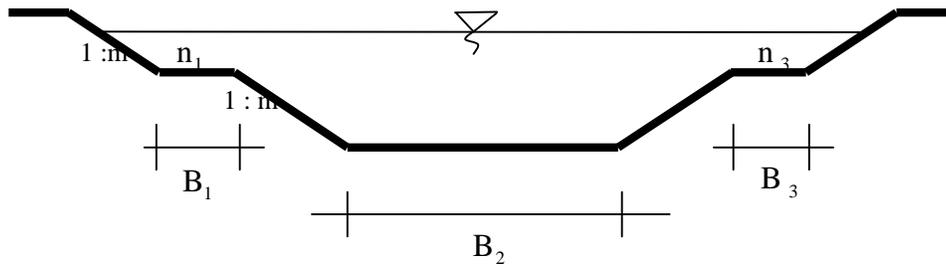
$$V_2 = \frac{1}{n_2} \times R_2^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_2 = A_2 \times V_2 \quad \dots\dots\dots (3.73)$$

$$Q_{\text{total}} = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

Dimana

- Q = Debit aliran (m^3/s)
- A = Luas Penampang Basah (m^2)
- V = Kecepatan aliran (m/s)
- n = Koefisien kekasaran manning
- R = Jari - jari hidrolis (m)
- P = Keliling basah sungai (m)
- I = Kemiringan hidraulik sungai
- m = Kemiringan talud



Gambar 3.11. Saluran Penampang Ganda

Jenis penampang ganda digunakan untuk mendapatkan kapasitas saluran yang lebih besar, sehingga debit yang dialirkan melalui saluran tersebut dapat lebih besar. Penampang ini digunakan jika lahan yang tersedia cukup luas.

Untuk merencanakan dimensi penampang diperlukan tinggi jagaan. Hal-hal yang mempengaruhi besarnya nilai tinggi jagaan adalah penimbunan sedimen di dalam saluran, berkurangnya efisiensi hidraulik karena tumbuhnya tanaman,

penurunan tebing, dan kelebihan jumlah aliran selama terjadinya hujan. Besarnya tinggi jagaan dapat dilihat pada Tabel 3.13.

Tabel 3.13. Hubungan Debit – Tinggi jagaan

Kondisi Daerah Pengaliran	Tinggi jagaan
200 < Q < 500	0,75
500 < Q < 2000	1,00
5000 < Q < 10000	1,50
10000 < Q	2,00

(Suyono Sosrodarsono, 1985)

3.3. Stabilitas Alur

Bila air mengalir dalam sebuah saluran, maka pada dasar saluran akan timbul suatu gaya yang bekerja searah dengan arah aliran. Gaya ini merupakan gaya tarik pada penampang basah dan disebut gaya seret (*tractive force*).

Butiran pembentuk alur sungai harus stabil terhadap aliran yang terjadi. Karena pengaruh kecepatan, aliran dapat mengakibatkan gerusan pada talud dan dasar sungai. Aliran air sungai akan memberikan gaya seret (τ_0) pada penampang sungai yang besarnya adalah: $\tau = \rho_w \times g \times h \times I$ (3.74)

dimana: ρ_w = rapat massa air (kg/m^3)

g = gaya gravitasi (m/dt^2)

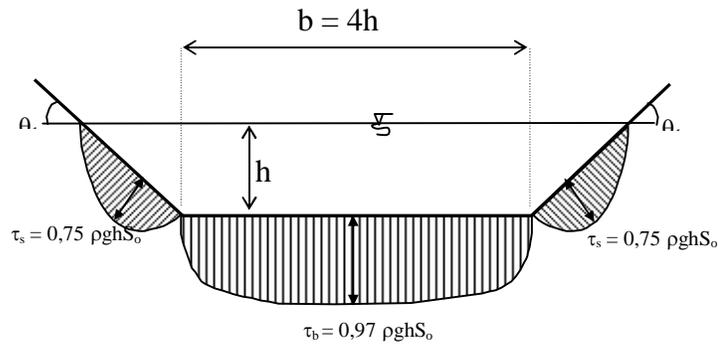
h = tinggi air (m)

I = kemiringan alur dasar sungai

Kecepatan aliran sungai juga mempengaruhi terjadinya erosi sungai. Kecepatan aliran yang menimbulkan terjadinya tegangan seret kritis disebut kecepatan kritis (V_{Cr}). U.S.B.R. memberikan distribusi gaya seret pada saluran empat persegi panjang berdasarkan analogi *membrane* seperti ditunjukkan pada Gambar 3.10.

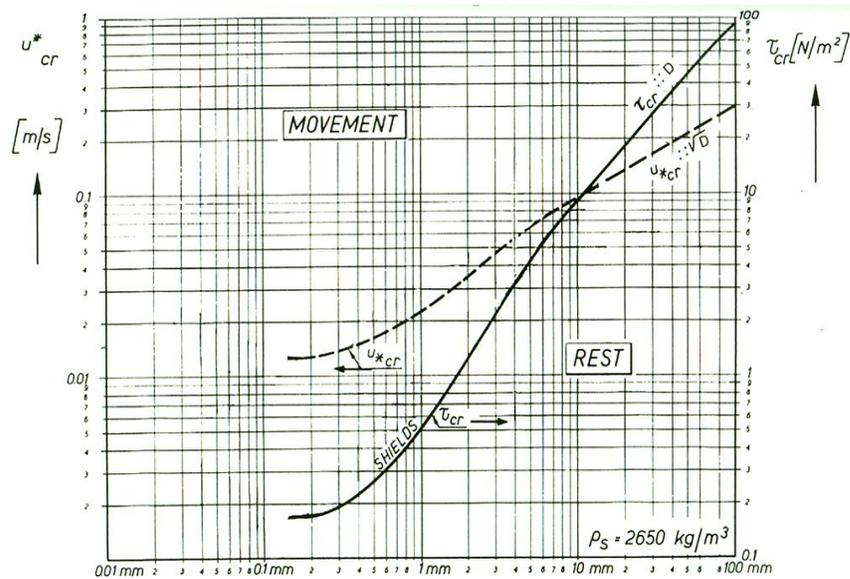
Erosi dasar sungai terjadi jika τ_0 lebih besar dari gaya seret kritis (τ_{cr}) pada dasar dan tebing sungai. Gaya seret kritis adalah gaya seret yang terjadi tepat pada saat butiran akan bergerak. Besarnya gaya seret kritis didapatkan dengan menggunakan

Grafik *Shield* (dapat dilihat pada Gambar 3.11) berdasarkan data ukuran butiran tanah dasar sungai.



Gambar 3.12. Gaya Seret Satuan Maksimum

(Sumber: Robert J. Kodoatie dan Sugiyanto, 2002)



Gambar 3.13. Grafik *Shield*

(Sumber: Ven Te Chow, 1985)

1. Gaya Seret Pada Dasar Sungai

Besarnya gaya seret yang terjadi pada dasar sungai adalah:

$$\tau_b = 0,97 \times \rho_w \times g \times h \times I_b \dots\dots\dots (3.75)$$

dimana:

τ_b = gaya seret pada dasar sungai (kg/m^2)

ρ_w = rapat massa air (kg/m^3)

g = gaya gravitasi (m/dt^2)

h = tinggi air (m)

I_b = kemiringan alur dasar sungai

Kecepatan aliran kritis di dasar sungai terjadi pada saat $\tau_b = \tau_{cr,b}$. Maka:

$$0,97 \times \rho_w \times g \times h \times I_b = \tau_{cr,b} \dots\dots\dots (3.76)$$

$$I_b = \frac{\tau_{cr,b}}{0,97 \times \rho_w \times g \times h} \dots\dots\dots (3.77)$$

$$V_{cr,b} = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I_b^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (3.78)$$

dimana:

$\tau_{cr,b}$ = gaya seret kritis pada dasar sungai (kg/m^2)

ρ_w = rapat massa air (kg/m^3)

g = gaya gravitasi (m/dt^2)

h = tinggi air (m)

I_b = kemiringan alur dasar sungai

$V_{cr,b}$ = kecepatan kritis dasar sungai (m/dt)

R = jari-jari hidrolik (m)

n = angka kekasaran *mannig* (dapat dilihat kembali pada Tabel 3.12)

2. Gaya Seret Pada Tebing Sungai

Besarnya gaya seret yang terjadi pada tebing sungai adalah:

$$\tau_s = 0,75 \times \rho_w \times g \times h \times I_s \dots\dots\dots (3.79)$$

dimana:

τ_s = gaya seret pada tebing sungai (kg/m^2)

ρ_w = rapat massa air (kg/m^3)

g = gaya gravitasi (m/dt^2)

h = tinggi air (m)

I_s = kemiringan tebing sungai

Erosi dasar sungai juga dapat terjadi jika τ_s lebih besar dari gaya seret kritis pada lereng sungai ($\tau_{cr,s}$). Tegangan geser kritis pada lereng sungai tergantung pada besarnya sudut lereng.

$$\tau_{cr,s} = K_\beta \cdot \tau_{cr} \dots\dots\dots (3.80)$$

$$K_\beta = \cos \beta \sqrt{1 - \left(\frac{tg \beta}{tg \phi} \right)^2} \dots\dots\dots (3.81)$$

dimana: τ_{cr} = tegangan geser kritis

β = sudut lereng sungai ($^\circ$)

ϕ = 30-40 (tergantung diameter butiran dari grafik pada Gambar 3.12)

Kecepatan aliran kritis di dasar sungai terjadi pada saat $\tau_s = \tau_{cr,s}$ maka:

$$0,75 \times \rho_w \times g \times h \times I_s = \tau_{cr,s} \dots\dots\dots (3.82)$$

$$I_s = \frac{\tau_{cr,s}}{0,75 \times \rho_w \times g \times h} \dots\dots\dots (3.83)$$

$$V_{cr,s} = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I_s^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (3.84)$$

dimana:

$\tau_{cr,s}$ = gaya seret kritis tebing sungai (kg/m^2)

ρ_w = rapat massa air (kg/m^3)

g = gaya gravitasi (m/dt^2)

h = tinggi air (m)

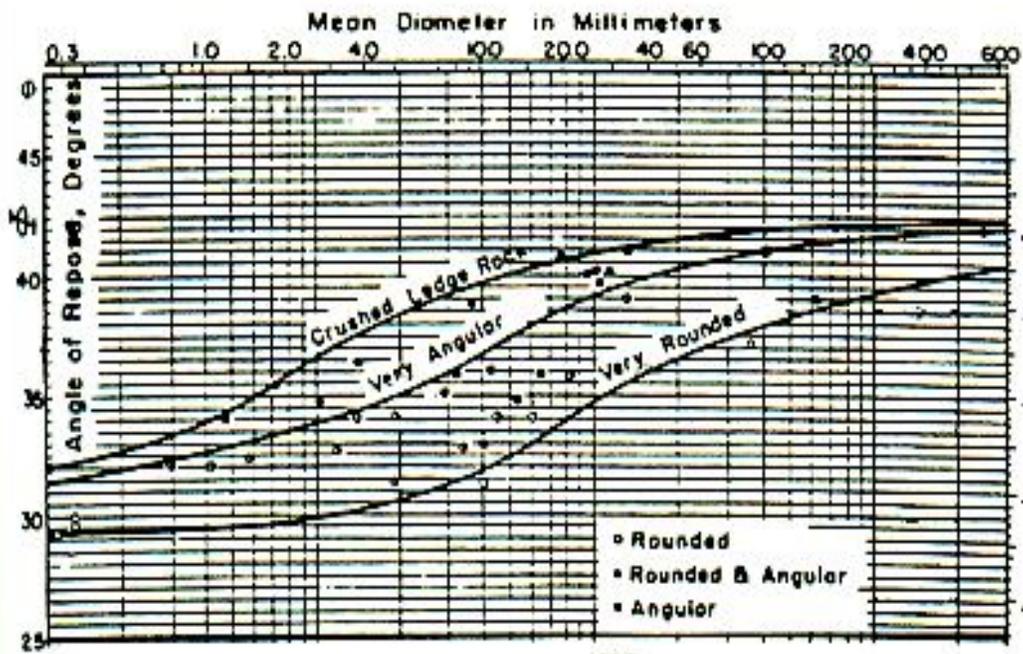
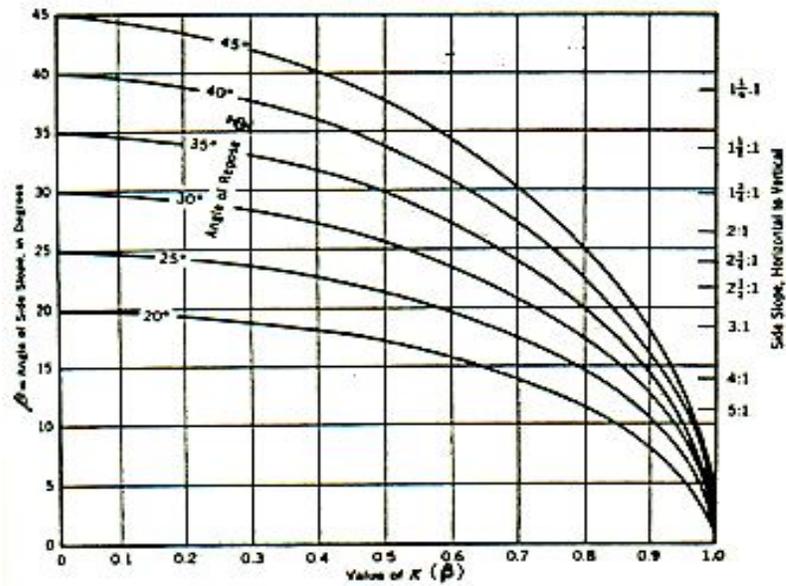
I_s = kemiringan alur dasar sungai

$V_{cr,s}$ = kecepatan kritis (m/dt)

R = jari-jari hidrolis (m)

n = angka kekasaran *manning* (dapat dilihat kembali pada Tabel 3.12)

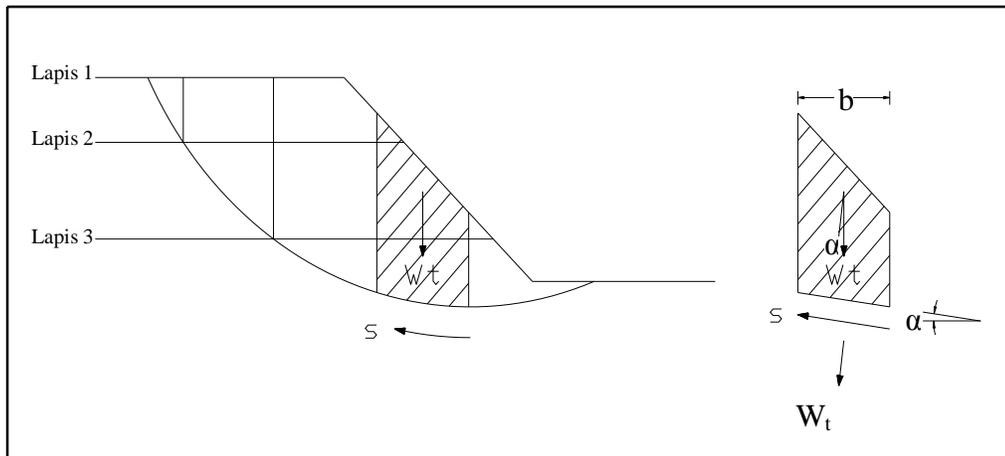
Grafik Hubungan Antara Diameter Butiran dan ϕ dapat dilihat pada Gambar 3.12.



Gambar 3.14. Grafik Hubungan Antara Diameter Butiran Dan ϕ
(Sumber: Ven Te Chow, 1985)

3.4. Stabilitas Lereng

Pada perhitungan stabilitas lereng disini lebih ditekankan apakah terjadi longsoran baik di lereng bawah maupun di tanggulnya itu sendiri. Secara skematis gaya – gaya yang bekerja pada bidang longsor yang terbagi dalam beberapa segmen lihat Gambar 3.13. dan 3.14.



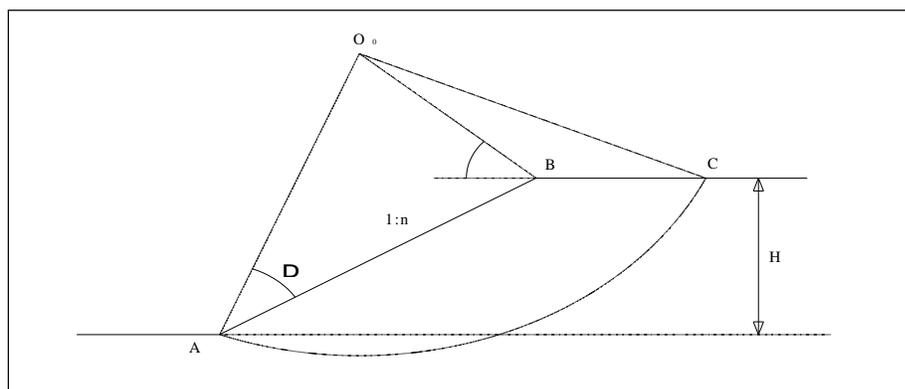
Gambar 3.15. Gaya yang bekerja pada bidang longsor

Dimana :

W_t = Berat Segmen

S = Gaya tangensial yang bekerja pada bidang longsor

L = Lebar Bidang Longsor per Segmen



Gambar 3.16. Lokasi Pusat Busur Longsor Kritis Pada Tanah Kohesif

(K.R. Arora, 2002)

Faktor keamanan (F_k) adalah perbandingan antara kekuatan geser yang ada dengan kekuatan geser yang diperlukan untuk mempertahankan kemantapan. Maka

$$F_k = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - v\beta) \tan \phi \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha - \sum D \cos \omega} \dots\dots\dots(3.85)$$

Dimana :

- N = Gaya Normal
- D = Beban Garis
- c' = Kohesi efektif
- ϕ = Sudut Geser Tanah
- β, v, ω = Parameter Geometrik

3.5. Bronjong Batu

Bronjong batu adalah kawat yang dianyam dengan dimensi tertentu dan diisi dengan batuan yang ditujukan sebagai perkuatan lereng. Pada lereng yang terdapat pada tikungan kritis perlu diberi perkuatan karena arusnya lebih deras dan dapat mengakibatkan longsor. Dipilih bronjong karena bronjong lebih *flexible* karena dapat mengikuti gerak tanah.

Tabel 3.14. Spesifikasi dimensi bronjong

Bentuk I (meter)		
Panjang	Lebar	Tinggi
2	1	0,5
3	1	0,5
4	1	0,5
3	1,5	0,5
2	1	0,5
3	1	0,5
4	1	0,5

Sumber : SNI 03-0090-1999

3.6. Sedimentasi Muara Sungai Dan Pantai

3.6.3. Muara Sungai

Muara sungai adalah bagian paling akhir dari sungai itu sendiri yang langsung berhubungan dengan laut sebagai tempat keluar dan masuknya air, baik yang berasal dari aliran sungai itu sendiri dan dari laut. Muara sungai adalah bagian hilir sungai yang langsung berhubungan dengan laut, yang berfungsi sebagai pengeluaran debit sungai (khususnya pada waktu terjadi luapan air di daratan banjir) ke laut.

Muara sungai, termasuk didalamnya adalah daerah bagian yang dipenuhi oleh pasang surut yang disebut daerah muara dan mulut sungai sebagai daerah paling hilir dari sungai itu sendiri. Proses yang terjadi di daerah muara sungai mempunyai karakteristik alam yang sangat kompleks. Kompleksitas proses yang terjadi di daerah muara sungai ini antara lain adanya *supply* air tawar secara permanen dari sungai, proses pasang surut air laut, gelombang, air dari laut serta proses biologi dan kimia lainnya. Secara garis besar proses utama yang terjadi di muara sungai adalah kombinasi dari pertemuan air tawar dari aliran sungai dan proses masuknya air laut oleh pasang surut laut. Proses lainnya yang merupakan salah satu proses utama adalah adanya sedimentasi karena pengendapan sedimen yang mempengaruhi perubahan morfologi di daerah muara sungai.

3.6.2. Transpor Sedimen

1. Transpor Sedimen Sepanjang Pantai

Transpor sedimen didefinisikan sebagai gerakan sedimen di daerah pantai yang disebabkan oleh arus dan gelombang yang dibangkitkannya. Berdasar arah geraknya transpor sedimen sepanjang pantai diklasifikasikan menjadi transpor sedimen menuju pantai (*on shore transport*) dan meninggalkan pantai (*off shore transport*). Transpor menuju dan meninggalkan pantai biasanya mempunyai arah tegak lurus atau mendekati tegak lurus terhadap garis pantai, sedangkan transpor

sepanjang pantai mempunyai arah sejajar garis pantai. Transpor sedimen di daerah ini ditinjau pada daerah diantara gelombang pecah dan garis pantai. Di daerah gelombang pecah sebagian besar transpor sedimen terjadi sebagai suspensi dan diluar daerah gelombang pecah sebagai *bed load*.

Gelombang pecah yang menghasilkan efek arus sepanjang pantai, menghasilkan transpor sedimen sepanjang pantai dengan debit atau volume total yang disebut sebagai *litoral drift*, yang terjadi di daerah antara gelombang pecah dan garis pantai. Perhitungan transpor sedimen sepanjang pantai dihitung berdasar rumus empiris yang berpedoman pada prototipe pantai berpasir. Hubungan empiris antara transpor sedimen dan komponen fluks energi gelombang sepanjang pantai, disajikan dalam persamaan :

$$Q_s = KPi^n \dots\dots\dots (3.86)$$

$$Pi = \frac{\rho g}{8} H_b^2 C_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \dots\dots\dots (3.87)$$

$$Q_s = 1290Pi \dots\dots\dots (3.88)$$

Q_s dalam satuan m^3 /hari rumus yang dipergunakan menjadi $Q_s = 0,0401Pi$

Keterangan :

Q_s = besar transpor sedimen sepanjang pantai (m^3 /tahun)

Pi = komponen fluks energi gelombang saat pecah (Nm/dm)

ρ = rapat massa air laut (kg/m^3)

H_b = cepat rambat gelombang pecah (m/s)

α = sudut datang gelombang pecah

$k ; n$ = konstanta

2. Transport Sedimen dari Sungai

Sedimen yang berada di dalam sungai yang ikut terbawa aliran air merupakan hasil dari rombakan atau pelapukan batuan induk yang dipengaruhi oleh iklim.

Sebagian dari batuan induk tersebut mengalami pergerakan oleh air permukaan yang mengalir ke sungai – sungai.

Sungai sebagai salah satu media transpor sedimen mempunyai karakteristik dalam membawa sedimen tersebut. Volume sedimen yang terbawa aliran sungai bergantung pada kecepatan alir sungai, debit aliran perubahan musim serta aktifitas manusia di daerah aliran sungai (Soewarno, 1991). Transpor sedimen oleh aliran sungai dapat bergerak, bergeser atau berlompatan di sepanjang dasar sungai dan bergerak melayang pada media pentranspor itu sendiri tergantung dari komposisi sedimen (ukuran, berat jenis dan jarak sumber sedimen). Lebih lanjut Selley (1988) dan Soewarno (1991) secara umum mengklasifikasikan transpor sedimen dalam dua kategori yaitu :

- a. Menurut asal transpor sedimen, yang dibedakan menjadi :
 - Muatan material dasar (*bed material load*) adalah transpor sedimen dasar yang bergerak sebagai material muatan dasar yang bergantung pada kondisi hidrolis dan karakteristik dasar sungai, selanjutnya material sedimen dasar ini dibedakan atas sedimen dasar dan sedimen melayang.
 - Muatan bilas (*wash load*) adalah partikel dalam ukuran sangat halus berupa lempung (*silt*) dan debu (*dust*), yang terbawa oleh aliran sungai.
- b. Menurut mekanisme pengangkutan dibedakan menjadi :
 - Muatan sedimen layang (*suspended load*), yaitu sedimen yang berada pada kondisi melayang di dalam aliran air sungai dan tidak terinteraksi dengan dasar sungai karena terdorong ke atas oleh turbulensi aliran dan karakteristik butiran.
 - Muatan sedimen dasar, yaitu partikel – partikel kasar yang bergerak sepanjang dasar sungai dengan pergerakan bergeser, menggelinding atau meloncat tetapi selalu berada pada dasar sungai.

Pola sedimentasi di daerah muara secara umum sangat dipengaruhi atau diakibatkan oleh arus gelombang dan pasang surut. Selain itu distribusi sedimentasi di muara juga dipengaruhi oleh jenis atau bentuk muara sungai, oleh karena itu dalam menganalisa atau memprediksi proses sedimentasi suatu muara harus mengetahui lebih dahulu, termasuk kategori atau kelas apa muara sungai yang akan dianalisa. Beberapa karakteristik sedimentasi berdasarkan tipe muara sungai yaitu :

- a. Muara sungai baji garam, yaitu muara sungai yang batas pertemuan air laut dan sungai adalah berbentuk baji dengan posisi air membaji di bawah lapisan air sungai. Hal tersebut menunjukkan bahwa arus sungai/air tawar lebih kuat dibanding dengan air laut, sehingga supply sedimen dari sungai sangat besar serta akan terangkut sampai ke mulut muara dan sekitarnya. Dalam arti bahwa energi sungai lebih besar dari energi laut, sehingga pantai yang mempunyai tipe muara tersebut, akan membentuk suatu pantai maju (konstruktif) sehingga pada suatu saat tertentu dapat menyebabkan terbentuknya suatu delta.
- b. Muara sungai yang bercampur sebagian, yaitu muara yang dominan dipengaruhi oleh arus pasang surut dari pada arus aliran sungai, sehingga sebagian daerah terjadi turbulensi arus yang akan mengaduk sedimen yang telah terbentuk terdahulu, yang kemudian akan dapat terangkut kembali masuk melalui mulut muara dan terendapkan di suatu tempat dimana kecepatan arus pasang sudah mulai melemah.
- c. Muara sungai homogen secara vertikal, tipe ini terbentuk oleh campuran air tawar dan laut yang homogen, gerakan horisontal relatif kecil, yang disebabkan oleh kisaran atau tenggang air pasang surut yang cukup besar / tinggi, sehingga volume air asin yang masuk muara akan sampai di permukaan air dan mendorong volume air tawar ke arah hulu muara, pada saat air surut sedimen akan terangkut kembali ke arah laut dan sebagian terendapkan di daerah –daerah yang cekung/dalam pada alur sungai.

Sedimentasi yang terjadi di muara sungai dan wilayah pantai di sekitarnya, secara alamiah akan menyebabkan suatu perubahan bentuk kondisi muara sungai itu sendiri, yang akan berakibat terhadap perubahan garis pantai di sekitar muara. Perubahan tersebut dapat terjadi karena adanya beberapa faktor yang mempengaruhinya, antara lain : debit sungai, sedimen asal darat/sungai, gelombang, pasang surut, sedimen pantai dan arus laut.

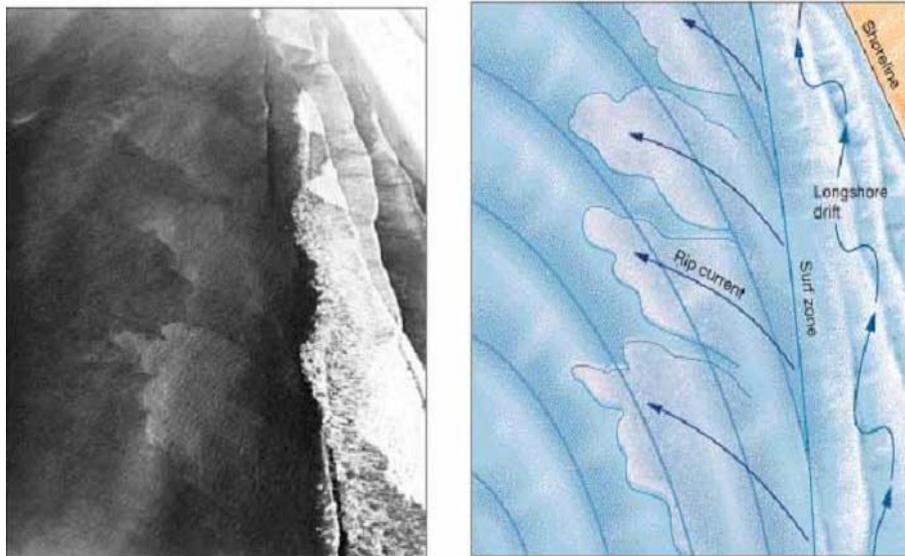
3. Mekanisme Transport Sedimentasi Muara Pantai

Transport sedimen muara pantai adalah gerakan sedimen di daerah muara dan pantai yang disebabkan oleh gerakan arus yang dibangkitkan oleh gerakan gelombang dan pasang surut. Transport sedimen yang terjadi baik dalam kolom air pada alur sungai maupun pada perairan pantai, material sedimen bergerak terangkut oleh media air melalui dua macam yaitu angkutan dasar sedimen (*bed load*) dan angkutan melayang (*suspended load*). *Bed Load Transport* yaitu gerakan angkutan material sedimen pada dasar perairan yang bergerak secara merayap (*Traction*) atau meloncat (*saltation*).

Gelombang yang menjalar menuju pantai membawa massa air dan momentum dalam arah penjalaran gelombang. Transport massa dan momentum tersebut menimbulkan arus di daerah dekat pantai. Gelombang bergerak ke arah pantai akan melintasi wilayah pembagian pantai yaitu daerah *off shore zone*, *Surf zone*, dan *swash zone* dengan perilaku yang berbeda – beda. Pada daerah *off shore zone* yaitu daerah lepas pantai yang terbentang dari lokasi gelombang pecah ke luar ke arah laut, yang menimbulkan gerakan orbit partikel air yang tidak tertutup sehingga menimbulkan massa transport air yang disertai dengan mengangkut sedimen dasar dengan 2 (dua) arah menuju ke pantai (*on shore transport*) dan meninggalkan dan meninggalkan pantai (*off shore transport*). Pada daerah *surf zone*, yaitu daerah antara gelombang pecah dan garis pantai, akibat pecahnya gelombang mengakibatkan adanya arus turbulensi yang sangat besar dengan pengadukan material dasar sedimen, kemudian massa air akan bergerak melintasi *surf zone* menuju pantai. Pada daerah *swash zone*,

menuju pantai yang disertai dengan mengerosi dan mengangkut sedimen. Diantara ketiga daerah lintasan gelombang tersebut, yang paling penting dalam analisa proses perubahan garis pantai adalah daerah *surf zone* dan *swash zone*.

Arus yang terjadi pada daerah pantai akibat gelombang, arahnya sangat dipengaruhi oleh sudut datang dari penjalaran gelombang. Jika garis puncak gelombang sejajar pantai ($\alpha = 0^\circ$), maka arus yang dominan terjadi adalah arus bergerak kembali ke arah laut, yang disebut dengan *rip current* yang berupa sirkulasi sel, sedangkan jika garis puncak gelombang membentuk sudut $\alpha < 5^\circ$, maka *rip current* yang terbentuk arahnya akan relatif miring terhadap garis pantai. Selanjutnya jika arah gelombang datang bersudut $\alpha < 5^\circ$, maka akan terjadi arus sejajar pantai atau *longshore current*, kecepatan arus yang paling maksimum terletak pada bagian tengah dari *surf zone*. Arus yang umum terjadi di wilayah pantai adalah kombinasi dari dua arus tersebut, seperti yang terlihat pada Gambar 3.15.



Gambar 3.17. kombinasi *longshore current* dan *rip current*

Metode untuk menghitung arus sepanjang pantai dapat diperoleh berdasarkan atas data gelombang dengan menggunakan rumus Longuet – Higgins sebagai berikut :

$$V = 1.17\sqrt{(gHb)} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \dots\dots\dots (3.89)$$

Keterangan :

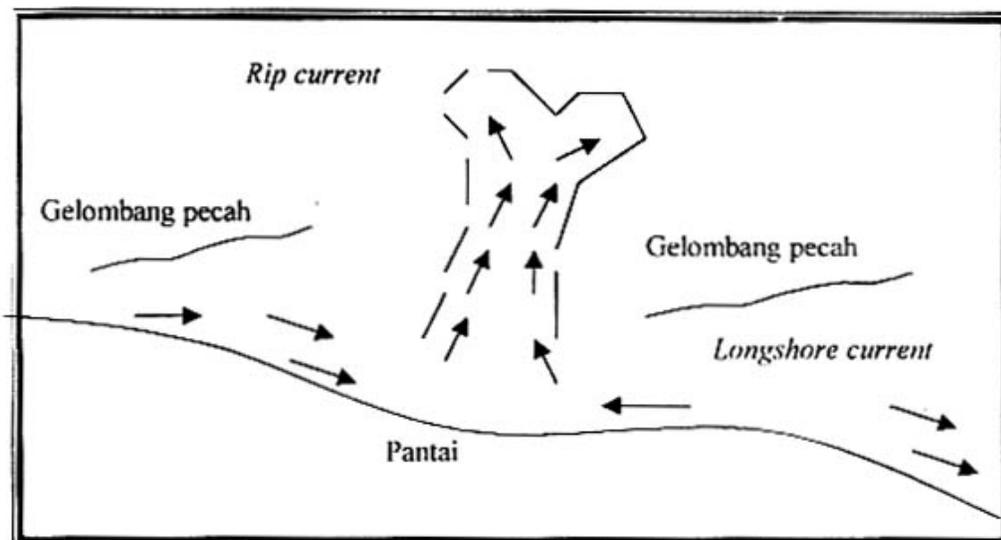
V : kecepatan arus sejajar pantai

G : percepatan gravitasi

H_b : tinggi surut gelombang pecah

α_b : sudut datang gelombang

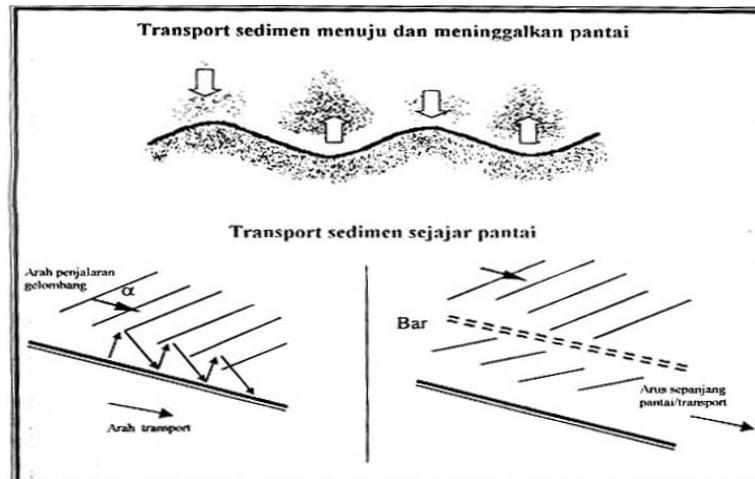
Kecepatan arus pada garis pantai adalah nol (0) yang bertambah besar dengan perubahan jarak dari pantai dan mencapai kecepatan maksimum di sekitar titik tengah antara gelombang pecah dengan garis pantai atau tengah – tengah daerah *surf zone*. Arus sejajar pantai dapat mengangkut sedimen yang telah teraduk dan terangkat oleh gelombang akan menuju ke arah muara sungai. Sedangkan di daerah muara dipengaruhi oleh adanya bentuk muara serta kondisi pasang surut dan banjir sungai. Pada kondisi pasang rata-rata tertinggi kecepatan arus di muara berasal dari arah datangnya gelombang serta dipengaruhi oleh bentuk muara dan bathimetri, pada saat pasang terendah rata – rata dan banjir sungai, arah arus didominasi oleh aliran air sungai, yang semakin mengecil ke arah lepas pantai.



Gambar 3.18. Pola arus di sekitar pantai akibat pengaruh arah sudut gelombang datang

Transport sedimen yang terjadi pada daerah tersebut dapat diklarifikasikan menjadi transport menuju dan meninggalkan pantai (*onshore-offshore transport*) arahnya relatif tegak lurus pantai dan transport sepanjang pantai (*longshore transport*) dengan arah sejajar garis pantai. Gerakan partikel sedimen pada transport menuju dan meninggalkan pantai terjadi di daerah *swash zone*, yang diakibatkan oleh adanya massa air yang membalik (*ossilation current*) turun ke permukaan atau garis pantai setelah mencapai pantai (*uprush*). Sedangkan gerakan partikel akibat arus sejajar pantai dapat terjadi 2 jenis, yaitu gerakan partikel yang seperti mata gergaji/ *zig-zag* dan gerakan yang sejajar dengan garis pantai, keduanya terjadi pada daerah surf *zone*. Di daerah gelombang pecah sebagian besar transpor sedimen terjadi dalam suspensi, sedangkan diluar gelombang pecah partikel sedimen bergerak dalam bentuk *bed load*.

Transpor sedimen sepanjang pantai banyak menyebabkan permasalahan seperti pendangkalan pada alur sungai, abrasi pantai, dan sebagainya. Oleh karena itu peramalan pendugaan transpor sedimen sepanjang pantai adalah sangat penting. Sehubungan dengan hal tersebut maka beberapa ahli telah banyak melakukan studi atau penelitian, namun sampai dengan saat ini, di dalam perhitungan besarnya jumlah sedimen transpor di kawasan pantai, masih belum diketemukan rumus pendekatan yang dapat dipergunakan secara global (umum). Kondisi suatu daerah pantai antara yang satu dengan yang lain hampir dijumpai tidak mempunyai karakteristik yang sama, oleh karena itu dalam perhitungan sedimen transpor di digunakan beberapa rumus empiris yang kemudian dibandingkan satu sama lain. Pola aliran sedimen transpor yang berlangsung di wilayah pantai dapat dilihat pada Gambar 3.16.



Gambar 3.19. Pola aliran sedimen transpor yang berlangsung di wilayah pantai

3.6.3. Penanganan Muara

1. Jetty

Jetty adalah bangunan tegak lurus pantai yang diletakkan pada kedua sisi muara sungai yang berfungsi untuk mengurangi pendangkalan alur oleh sedimen pantai.

a. Tujuan Pembangunan/ Pembuatan Jetty

Pembuatan jetty terutama ditujukan untuk memperbaiki kondisi muara sungai, yang pada umumnya selalu berpindah-pindah dan tertutup pada saat musim kemarau. Berdasarkan hal tersebut maka tujuan utama pembangunan jetty adalah:

- Stabilisasi muara sungai
- Muara sungai agar tidak tertutup pada saat musim kemarau, atau paling tidak muara sungai mudah terbuka pada saat awal musim hujan.

b. Kedalaman Alur

- Muara sungai tidak untuk alur pelayaran.

Apabila muara sungai tidak untuk alur pelayaran, tidak ada persyaratan khusus berkaitan dengan kedalaman alur ini.

- Muara sungai untuk alur pelayaran

Bilamana muara sungai dipergunakan untuk alur pelayaran maka kedalaman minimum alur harus diusahakan untuk memenuhi syarat pelayaran:

$$El_{\text{Dasar}} = LWS - d_n \dots \dots \dots (3.90)$$

$$d_n = df + gl + rb$$

Keterangan:

df = draft kapal (m)

gl = gerakan kapal akibat gelombang (m)

rb = ruang bebas di bawah kapal yang dibutuhkan kapal untuk manouver (m)

Kedalaman alur pada saat debit minimum

Kedalaman alur pada debit kecil dapat diprediksi dengan formula O'Brein (1969):

$$A = 1,58 \cdot 10^{-4} \cdot P^{0,95} \dots \dots \dots (3.91)$$

$$d_m = A/W$$

Keterangan:

A = luas penampang aliran dibawah MSL (m²)

P = Prisma pasang surut (m³)

d_m = kedalaman alur pada saat debit minimum (m)

Apabila debit minimum sungai kecil dan prisma pasang surut terlalu kecil, sedangkan transpor sedimen cukup besar maka alur muara sungai tetap akan tertutup. Kecuali jika jetty yang dipergunakan sangat panjang, sehingga dapat mencegah masuknya sedimen ke alur di antara dua jetty. Namun jetty panjang merupakan bangunan yang tidak ramah terhadap lingkungan. Erosi yang terjadi akan cukup besar pada pantai yang transpor sedimennya besar.

c. Lebar Alur

- Muara sungai tidak untuk alur pelayaran

Alur sungai harus mampu menyalurkan debit banjir. Biasanya lebar alur diambil :

$$W = f \cdot W_s \dots \dots \dots (3.92)$$

Keterangan:

W = lebar alur antara kedua jetty

W_s = lebar sungai rerata (sd 2 km hulu muara)

F = koefisien yang nilainya 0,67 sd 1,0

- Muara sungai untuk alur pelayaran

Bilamana muara sungai dipergunakan untuk alur pelayaran maka lebar alur harus memenuhi kebutuhan minimum untuk manuver kapal dapat dilihat pada Gambar 3.17.

$W_n > 4,8 B$ (untuk satu jalur)

$W_n > 7,6 B$ (untuk dua jalur)

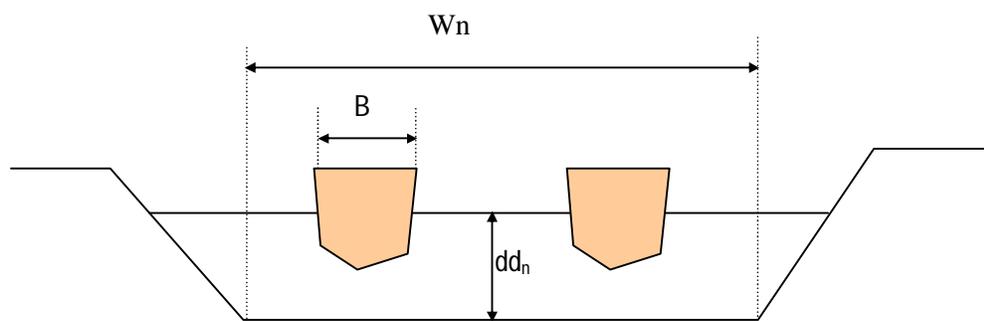
$W_n > 1,5 L$ (agar kalau terpaksa kapal dpt putar)

Keterangan:

W_n = lebar alur untuk keperluan navigasi

B = lebar kapal

L = panjang kapal



Gambar 3.20. Sket Lebar Alur Untuk Keperluan Navigasi

d. Panjang Dan Jarak Jetty

- Panjang Jetty

Jetty dibangun mencapai kedalaman dimana gelombang mulai pecah - awal

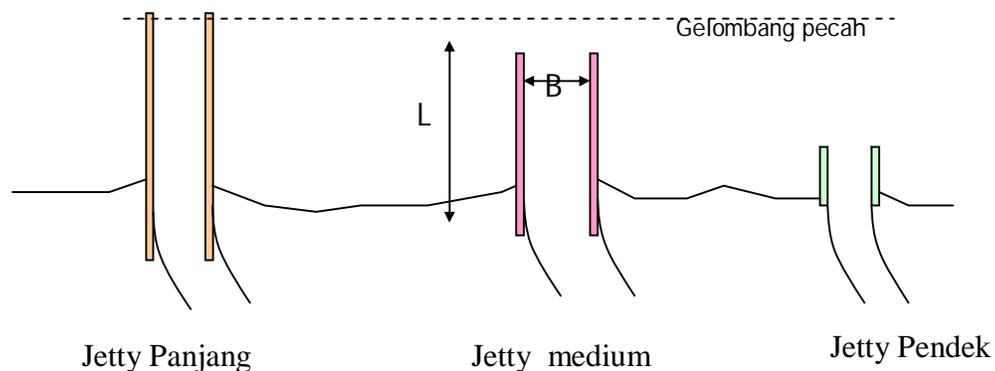
breaker zone. Jetty panjang akan mampu melindungi alur dengan baik. Namun bilamana transpor sedimen di pantai tersebut sangat besar maka bangunan jetty ini akan menyebabkan erosi yang signifikan di bagian *down-drift*, dan ekresi di bagian *up-drift*. Pada wilayah-wilayah tertentu erosi seperti ini tidak dapat diterima. Pembangunan jetty panjang memerlukan biaya yang besar. Untuk keperluan proteksi alur pelayaran jetty panjang sangat efektif, namun sebaiknya diikuti dengan kegiatan *sand by passing*.

- Jetty pendek

Jetty pendek adalah jetty yang dibangun sampai kedalaman sekitar LWS (*Low Water Spring*). Jetty pendek kurang mampu melindungi muara terhadap pendangkalan, namun cukup efektif untuk stabilisasi muara sungai. Untuk keperluan pengendalian banjir, dimana kedalaman alur tidak begitu menentukan maka perbaikan muara sungai dengan jetty pendek masih cukup memadai.

- Jetty medium

Jetty medium adalah jetty yang dibangun sampai kedalaman diantara gelombang pecah dan garis pantai, atau di daerah *surf zone*. Kemampuan jetty tipe ini adalah diantara kemampuan jetty pendek dan jetty panjang.



Gambar 3.21. Skematisasi Panjang Jetty

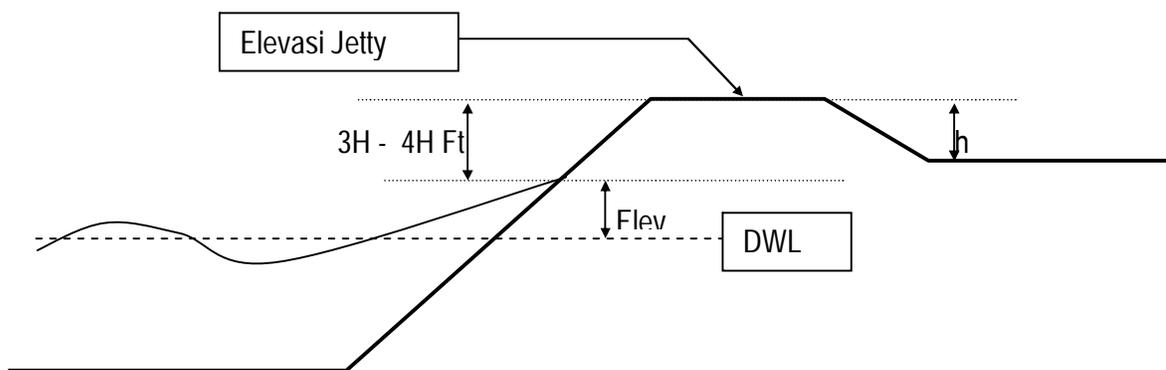
Apabila terjadi *overtopping* maka pasir akan terbawa masuk ke alur bersama air yang melimpas di atas jetty. Dan bilamana mercu jetty terlalu rendah maka akan tertimbun pasir, sehingga fungsi jetty tidak dapat maksimal. Untuk mengatasi *overtopping* dapat digunakan formula (lihat Gambar 3.20.):

$$El_{\text{mercu}} = DWL + Ru + Fb \dots\dots\dots(3.94)$$

$$DWL = HAT + SS \text{ atau } WS + SLR$$

Keterangan:

- DWL = elevasi muka air laut rencana (*Design Water Level*)
- SS = *Storm Surge* (kenaikan air karena tekanan rendah)
- WS = *Wind Set-up* (kenaikan air karena hembusan angin)
- SLR = *Sea Level Rise* (IPCC, 1990)
- Ru = Rayapan gelombang (*Wave Run-up*)
- Fb = tinggi jagaan (*free board*) = 1,0 sd 1,5 m
- HAT = *Highest Astronomical Tide* (ada yang pakai HWS)



Gambar 3.23. Sket Penentuan Elevasi Mercu Jetty

2. Gelombang Rencana

A. Kala Ulang Gelombang Rencana (*return period*)

Penentuan kala ulang gelombang rencana biasanya didasarkan pada nilai daerah yang akan dilindungi dan jenis konstruksi yang akan dibangun. Makin tinggi

nilai ekonomis daerah yang akan dilindungi makin besar pula kala ulang gelombang rencana yang akan dipilih. Disamping itu perlu dipertimbangkan pula besarnya resiko kehilangan jiwa apabila terjadi kegagalan konstruksi. Makin besar kemungkinannya terjadi korban jiwa, makin tinggi pula kala ulang gelombang rencana yang dipilih. Untuk menentukan kala ulang gelombang rencana biasanya dilakukan studi kelayakan (*feasibility study*) untuk memilih kala ulang yang memberikan kelayakan terbaik (dapat dilihat dari *Net Benefit* terbaik, *Benefit Cost Ratio* terbaik, *Total Cost* terendah, pertimbangan korban jiwa yang mungkin terjadi). Dalam penentuan kala ulang (*return period*) gelombang rencana dapat dipergunakan pedoman yang terdapat pada Tabel 3.14.

Tabel 3.15. Pedoman Pemilihan Gelombang Rencana

No	Jenis Struktur	Gelombang Rencana	
		Jenis Gelombang	Kala ulang (tahun)
1	Struktur Fleksibel	$H_s, (H_{33})$	5 – 10 10 – 100 100 – 1000
	a. Resiko rendah		
	b. Resiko sedang c. Resiko tinggi		
2	Struktur Semi Kaku	$H_{10} - H_1$	5 – 10 10 – 100 100 – 1000
	a. Resiko rendah		
	b. Resiko sedang c. Resiko tinggi		
3	Struktur Kaku	$H_1 - H_{maks}$	5 – 10 10 – 100 100 – 1000
	a. Resiko rendah		
	b. Resiko sedang c. Resiko tinggi		

(Yuwono, 1996)

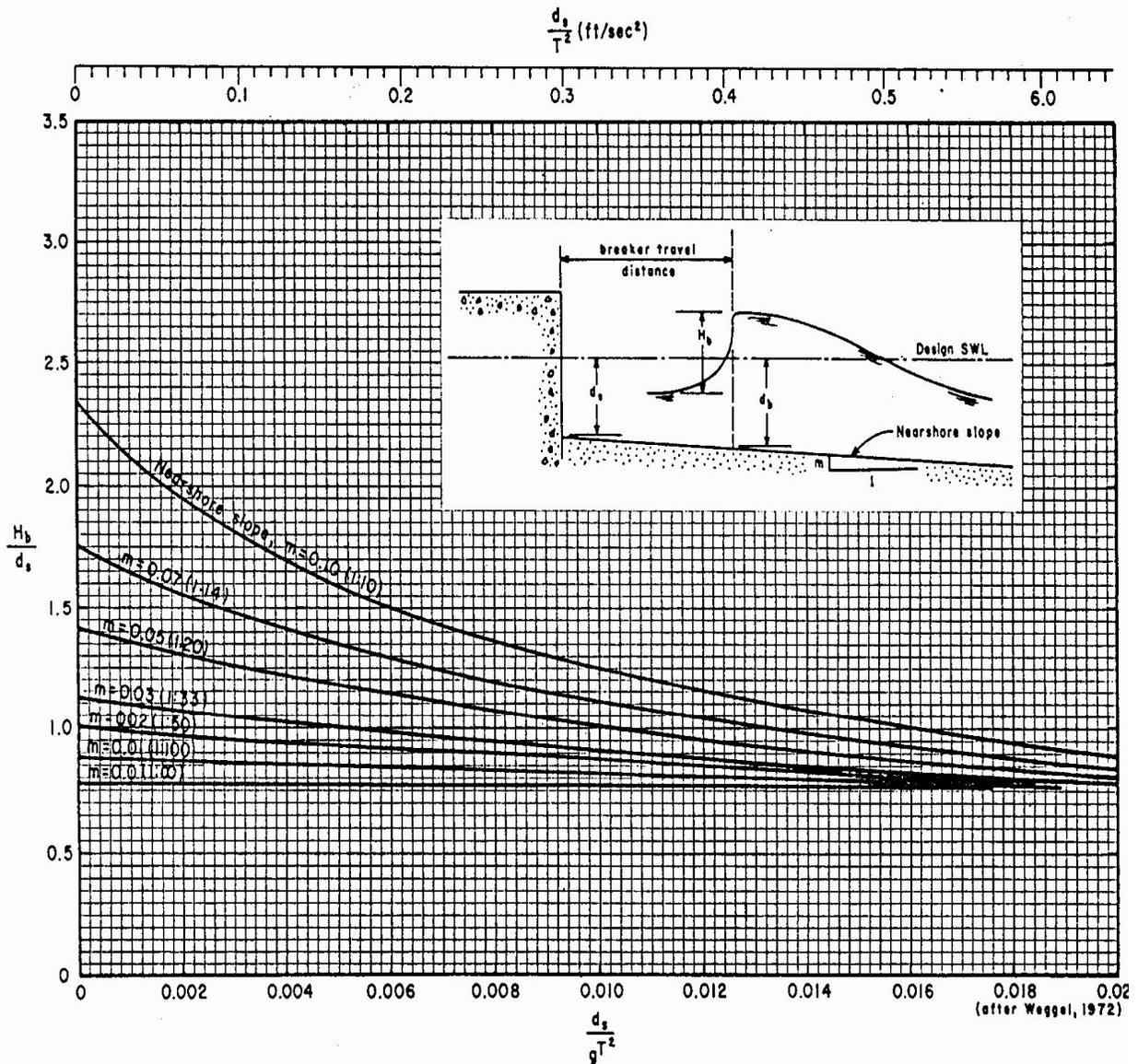
B. Tinggi Gelombang Rencana

Gelombang biasanya diukur atau diramalkan pada perairan dalam (*deep water*). Pada saat gelombang menjalar dari perairan dalam ke pantai dimana bangunan pantai akan dibangun, maka gelombang tersebut mengalami proses perubahan tinggi dan arah gelombang. Perubahan ini antara lain disebabkan karena proses: refraksi, difraksi, pendangkalan dan pecahnya gelombang. Keempat proses perubahan (deformasi) gelombang tersebut dapat menyebabkan tinggi gelombang bertambah atau berkurang. Oleh karena itu tinggi gelombang rencana yang akan dipergunakan di lokasi pekerjaan harus ditinjau terhadap proses ini. Tinggi gelombang rencana terpilih adalah tinggi gelombang maksimum yang mungkin terjadi di lokasi pekerjaan. Apabila gelombang telah pecah sebelum mencapai lokasi pekerjaan, maka gelombang rencana yang dipakai adalah tinggi gelombang pecah (H_b) di lokasi pekerjaan. Tinggi gelombang pecah ini biasanya dikaitkan dengan kedalaman perairan (d_s) dan landai dasar pantai (m). Untuk menentukan tinggi gelombang pecah dapat dipergunakan grafik yang disajikan pada Gambar 3.21. Apabila pantai relatif datar (CERC, 1984) maka tinggi gelombang pecah dapat ditentukan dengan formula:

$$H_b = 0,78 d_s \dots\dots\dots (3.95)$$

Keterangan:

- H_b = Tinggi gelombang pecah (m)
- d_s = Kedalaman air di lokasi bangunan (m)



Gambar3.24. Hubungan antara (H_b/d_s) versus (d_s/gT^2) (CERC, 1984)

Dengan demikian tinggi gelombang rencana (H_D) dapat ditentukan dengan rumus (Nur Yuwono, 1992):

- Untuk gelombang pecah di lokasi bangunan tembok laut:

$$H_D = H_b$$

- Untuk gelombang tidak pecah dilokasi bangunan laut

$$H_D = H_o K_D K_R K_S$$

Keterangan:

- H_D = tinggi gelombang rencana (m)
- H_b = tinggi gelombang pecah di lokasi bangunan (m)
- H_o = tinggi gelombang di laut dalam (m)
- K_D = koefisien difraksi (jika mengalami proses ini)
- K_R = koefisien refraksi
- K_S = koefisien shoaling

3. Stabilitas Jetty Tumpukan Batu

a. Bangunan Jetty dengan struktur tumpukan batu

Agar supaya bangunan jetty dapat bertahan dan tidak rusak dari gempuran gelombang laut maka harus diberi lapisan pelindung (*armor layer*), dari batu (alam atau buatan) dengan ukuran yang cukup besar. Untuk menentukan ukuran batu ini disarankan mempergunakan rumus Hudson (CERC, 1984), karena rumus tersebut telah didukung penelitian yang cukup banyak, dan menyediakan koefisien stabilitas lapis lindung untuk berbagai jenis batu alam maupun buatan (lihat Tabel 3.15).

$$W = \frac{\gamma_b H^3}{K_D \Delta^3 \text{Cot}(\theta)} \dots\dots\dots (3.96)$$

Keterangan:

- W = Berat minimum batu (tf)
- H = Tinggi gelombang rencana (m)
- K_D = Koefisien stabilitas batu lindung (Tabel 3.15)
- θ = Sudut lereng tanggul laut
- γ_b = Berat satuan batu lapis lindung (tf/m³)
- γ_a = Berat satuan air laut (tf/m³)
- Δ = $(\gamma_b - \gamma_a) / \gamma_a$

Sedangkan tebal lapis lindung (t) ditentukan minimum setebal dua diameter equivalen butiran armor. Sedangkan diameter equivalen butiran nilainya diperkirakan sama dengan sisi kubus.

$$t = 2 d_e = 2 \left(\frac{W}{\gamma_b} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (3.97)$$

Keterangan:

- t = tebal lapis armor (m)
- d_e = diameter equivalen (m)
- W = berat armor (tf)
- γ_b = berat unit armor (tf/m³)

Untuk mengetahui jumlah batu yang dipergunakan untuk keperluan lapis lindung dapat ditentukan dengan rumus:

$$N = A m (1-n) \left(\frac{\gamma_b}{W} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (3.98)$$

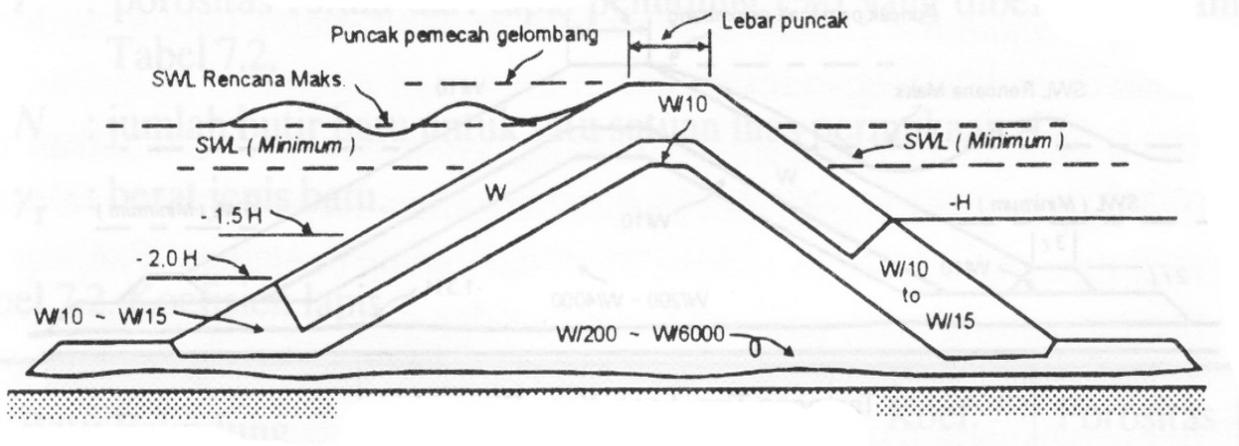
Keterangan:

- N = jumlah batu lindung (biji)
- A = luas daerah yang ditinjau (m²)
- n = porositas tumpukan batu
- m = jumlah tumpukan batu dalam lapis lindung (min 2)
- W = berat batu (tf)
- γ_b = berat unit batu (tf/m³)

Untuk menentukan besarnya nilai porositas (n) tumpukan batu dapat dipergunakan perkiraan dibawah ini:

- Batu alam (*quarry stone*) $n = 0,37 - 0,40$
- Dolos $n = 0,63$
- Kubus beton $n = 0,47$
- Akmon $n = 0,55 - 0,60$

- Tetrapod $n = 0,50$
- Quadripod $n = 0,50$
- Tribar $n = 0,47$



Gambar 3.25. Sket Potongan Melintang Bangunan Jetty

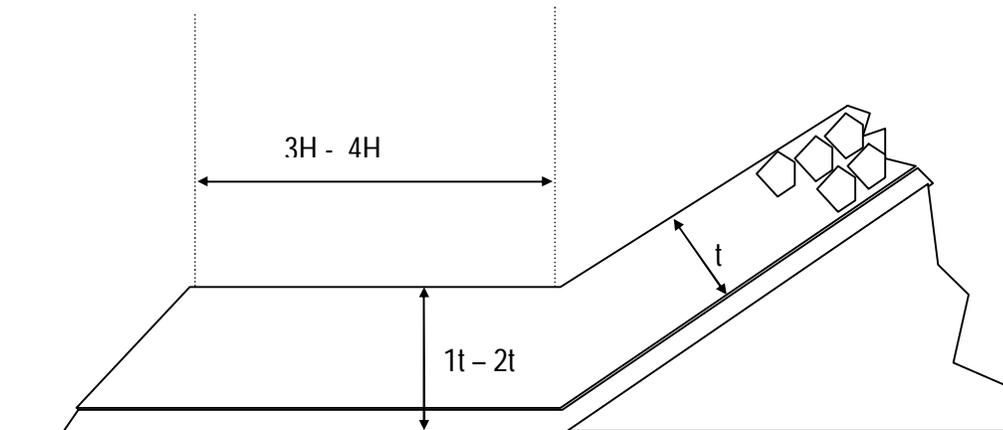
b. Struktur Pelindung Kaki

Biasanya material dasar laut adalah berupa pasir atau lumpur yang sangat mudah tererosi. Seperti yang telah diuraikan di depan, kegagalan tanggul laut dapat disebabkan karena proses erosi ini. Oleh karena itu proses erosi ini harus dicegah atau dijauhkan dari badan tembok laut dengan struktur pelindung yang biasa disebut *toe protection*. Struktur ini diletakkan pada kaki bangunan selebar 3 sampai 5 kali tinggi gelombang rencana (H_D) sehingga dapat melindungi tanggul atau tembok laut (lihat Gambar 3.23). Berat batu lapis lindung dipergunakan kira-kira setengah dari yang dipergunakan di dinding tembok/tanggul laut.

Tabel 3.16. Koefisien Stabilitas Lapis Lindung (K_D)
(untuk tanggul/tembok laut tidak melimpas)

No	Jenis Material Lapis Lindung	m	Cara Penempatan armor	Lengan Bangunan		Ujung Bangunan		Sudut (m)
				Gelombang		Gelombang		
				Pecah	Tidak Pecah	Pecah	Tidak pecah	1 : m
1	Batu Quarry, Bulat	2	Acak	1,2	2,4	1,1	1,9	1,5 –
		>3	Acak	1,6	3,2	1,4	2,3	3,0
2	Batu Quarry, Kasar dan bersudut	2	Acak	2,0	4,0	1,9	3,2	1,5
						1,6	2,8	2,0
						1,3	2,3	3,0
3	Tetrapod, Quadripod	2	Acak	7,0	8,0	5,0	6,0	1,5
						4,5	5,5	2,0
						3,5	4,4	3,0
4	Tribar	2	Acak	9,0	10,0	8,3	9,0	1,5
						7,8	8,5	2,0
						6,0	6,5	3,0
5	Dolos	2	Acak	15,8	31,8	8,0	16,0	2,0
						7,0	14,0	3,0
6	Kubus dimodifikasi	2	Acak	6,5	7,5	-	5,0	2

Keterangan: Koefisien K_D diambil dari SPM (CERC 1984)
Koefisien K_D diluar table tersebut diatas harus ditentukan berdasarkan uji model hidraulik di laboratorium.



Gambar 3.26. Struktur Pelindung Kaki (*toe protection*)

c. Persyaratan Agar Jetty Dapat Berfungsi Dengan Baik

- Mercu jetty cukup tinggi, sehingga tidak terlampaui oleh gelombang yang membawa pasir, dan harus di atas elevasi pasir disekitar muara.
- Perlu tanggul cukup tinggi, sehingga tidak meluap disaat banjir, dan mampu memberikan tekanan pada saat *flushing* awal-awal musim hujan.
- Jetty cukup stabil baik terhadap gaya-gaya yang bekerja dan terhadap *scouring*.
- Tidak merusak lingkungan, erosi dan akresi yang ditimbulkan dapat diterima oleh masyarakat.
- Diusahakan jangan sampai dapat terjadi perpindahan alur dibagian *upstream*, dengan cara membuat perlindungan tebing yang memadai dan tinggi tanggul yang memadai.
- Khusus untuk keperluan navigasi, karena harus ada kompromi kedalaman dan lebar alur untuk navigasi dan untuk menyalurkan debit banjir maka perlu pengkajian yang sangat khusus.