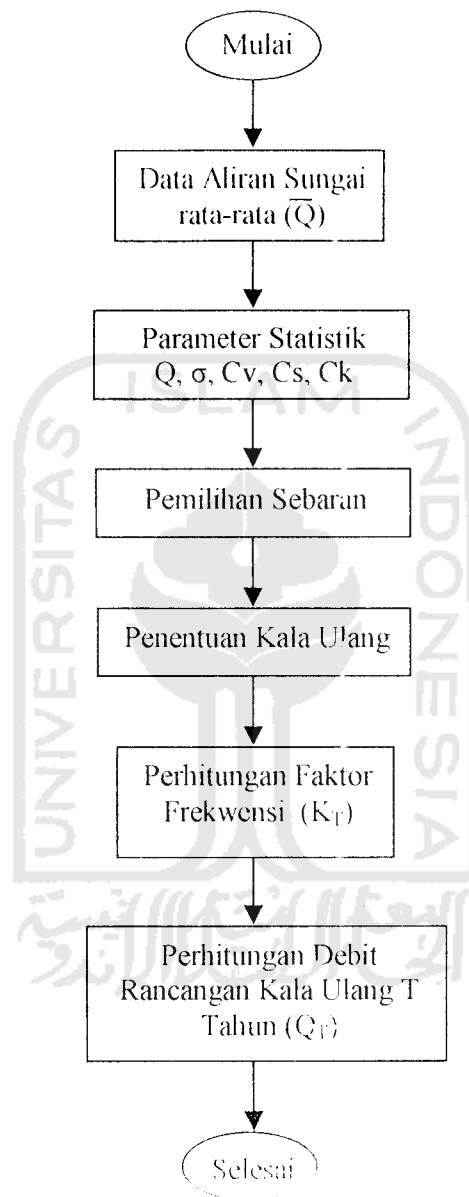


BAB IV

ANALISIS

4.1 Analisis Debit Banjir Rancangan dengan Kala Ulang T Tahun

Dalam penetapan debit banjir rancangan hendaknya ditetapkan tidak terlalu kecil, agar jangan sering terjadi bahaya banjir yang dapat merusak bangunan atau daerah sekitar oleh debit banjir yang lebih besar dari rencana. Akan tetapi juga tidak boleh terlalu besar sehingga bangunan menjadi mahal. Untuk itu besar debit banjir rancangan ditetapkan dengan kala ulang tertentu. Pada penelitian ini akan dihitung banjir rencana kala ulang 10 tahun, 20 tahun, 50 tahun, 100 tahun, 200 tahun, 500 tahun dan 1000 tahun. Sebelum menghitung banjir rencana terlebih dulu dicari sebaran yang sesuai untuk mendapatkan faktor frekwensi (K_T). Adapun langkah-langkah untuk menentukan debit rancangan kala ulang T tahun dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Bagan Alir (*Flow Chart*) Perhitungan Debit Banjir Rancangan

4.1.1 Debit Banjir Rancangan dengan cara Analisis Frekuensi

4.1.1.1 Data Aliran Sungai

Data debit yang tersedia dari Pos Duga Air Kuripan Kidul yaitu tahun 1992 sampai 2001. Dari pembacaan data, maka debit tahunan maksimum dan tanggal kejadiannya dapat dilihat pada tabel 4.1. Debit tertinggi adalah 234 m³/dt terjadi pada tahun 1993, sedangkan terendah adalah 40,4 m³/dt terjadi pada tahun 1992. Karena panjang data yang didapatkan pendek yaitu 10 data padahal dibutuhkan untuk menghitung debit maksimum adalah minimal 20 data maka digunakan dengan cara POT (*Peaks Over Threshold*) yaitu menetapkan debit di atas ambang yang tiap tahun bisa diambil dua atau lebih data. Dengan menetapkan nilai 103 m³/dt sebagai nilai ambang batas maka bisa mendapatkan 27 data dari empat tahun seperti terlihat di tabel 4.2

Tabel 4.1 Debit Maksimum Tahunan (Q_{maks}) Sungai Pekalongan terukur di Kuripan Kidul

No.	Tahun	$Q_{maks}(m^3/dt)$	Tanggal
1.	1992	40,4	26-11-1992
2.	1993	234	30-01-1993
3.	1994	125	26-03-1994
4.	1995	194	19-01-1995
5.	1996	145	29-02-1996
6.	1997	91	30-01-1997
7.	1998	62,3	26-01-1998
8.	1999	84,7	14-12-1999
9.	2000	71,5	30-11-2000
10.	2001	93,5	20-02-2001

Tabel 4.2 Debit di atas POT pada Batas Debit 103 m³/detik

No.	Tahun	Qmaks (m ³ /dt)	Tanggal
1.	1993	106	31-01-1993
2.		114	29-01-1993
3.		234	30-01-1993
4.		106	01-02-1993
5.		108	02-02-1993
6.		109	05-02-1993
7.	1994	103	24-01-1994
8.		103	25-01-1994
9.		103	25-03-1994
10.		125	26-03-1994
11.		125	04-04-1994
12.	1995	119	15-01-1995
13.		138	16-01-1995
14.		127	17-01-1995
15.		116	18-01-1995
16.		194	19-01-1995
17.		143	20-01-1995
18.		126	01-02-1995
19.		106	05-02-1995
20.		183	11-02-1995
21.		142	12-02-1995
22.		108	13-02-1995
23.	1996	105	24-01-1996
24.		110	26-02-1996
25.		140	27-02-1996
26.		110	28-02-1996
27.		145	29-02-1996

4.1.1.2 Perhitungan Parameter Statistik

Data yang digunakan dalam menentukan besarnya parameter statistik adalah data aliran tahunan, yang terbesar pada bulan dan tahun yang bersangkutan. Perhitungan besarnya harga parameter statistik seperti berikut ini :

$$1. \text{ Q Rerata} = \bar{Q}$$

$$\bar{Q} = (1/n) \sum Q_i$$

2. Standar Deviasi

$$\sigma = \sqrt{(\Sigma (Q_i - \bar{Q})^2 / (n - 1))}$$

3. Koefisien Variasi

$$C_v = \sigma / \bar{Q}$$

4. Koefisien A Simetri Skwenes

$$C_s = \frac{n \times \Sigma (Q_i - \bar{Q})^3}{(n - 1)(n - 2) \sigma^3}$$

5. Koefisien Kurtosis

$$C_k = \frac{n^2 \times (\Sigma (Q_i - \bar{Q})^4)}{(n - 1)(n - 2)(n - 3) \times \sigma^4}$$

Tabel 4.3 Perhitungan Statistik Data

No.	Qi	Q	(Qi-Q)	(Qi-Q) ²	(Qi-Q) ³	(Qi-Q) ⁴
1.	40.4	114.14	-73.74	5437.588	-400968	29567359
2.	234	114.14	119.86	14366.42	1721959	2.06E+08
3.	125	114.14	10.86	117.9396	1280.824	13909.75
4.	194	114.14	79.86	6377.62	509316.7	40674032
5.	145	114.14	30.86	952.3396	29389.2	906950.7
6.	91	114.14	-23.14	535.4596	-12390.5	286717
7.	62.3	114.14	-51.84	2687.386	-139314	7222041
8.	84.7	114.14	-29.44	866.7136	-25516	751192.5
9.	71.5	114.14	-42.64	1818.17	-77526.8	3305741
10.	93.5	114.14	-20.64	426.0096	-8792.84	181484.2
	1141.4			33585.64	1597438	2.89E+08

Perhitungan :

1. Debit Rerata

$$\begin{aligned} \bar{Q} &= (1/10) \cdot \Sigma 1141,4 \\ &= 114,14 \end{aligned}$$

2. Standar Deviasi

$$\begin{aligned}\sigma &= (\sum 33585,64 / (10-1))^{0,5} \\ &= 61,087\end{aligned}$$

3. Koefisien Variasi

$$\begin{aligned}Cv &= 61,087 / 114,14 \\ &= 0,535\end{aligned}$$

4. Koefisien Kemencengan

$$\begin{aligned}Cs &= \frac{10 \times (\sum 1597438)}{(9 \times 8) \times (61,087^3)} \\ &= 0,9733\end{aligned}$$

5. Koefisien Kurtosis

$$\begin{aligned}Ck &= \frac{10^2 \times (\sum 2,89E+08)}{(9 \times 8 \times 7) (61,087^4)} \\ &= 4,117\end{aligned}$$

4.1.2 Pemilihan Sebaran

Tabel 4.4 Pemilihan Sebaran

Sebaran	Syarat	Hasil	Keterangan
Normal	$Cs \approx 0$	$Cs = 0,9733$	Tidak dicoba
Gumbel Tipe I	$Cs = 1,1396$	$Cs = 0,9733$	Dicoba
LN2P	$Cs/Cv = 3$	$Cs/Cv = 1,82$	Tidak dicoba
Log Person III	$Cs > 3$ atau $Cs < 0$	$Cs = 0,9733$	Tidak dicoba

Sumber : Sri Harto, 1980

Perhitungan Sebaran dengan Extreme Value Type I (Gumbel's)

$$k = -(\sqrt{6} / \pi) [0,5772 + \ln \{ \ln (T / (T-1)) \}]$$

T = Kala Ulang Tahun (Return Periods).

Contoh :

$$T = 10 \text{ tahun}$$

$$\begin{aligned} k &= -(\sqrt{6} / \pi) [0,5772 + \ln \{ \ln (10 / (10-1)) \}] \\ &= 1,304 \end{aligned}$$

Tabel 4.5 Pemilihan Sebaran dengan Extreme Value Type I (Gumbel's)

T	K
10	1,304
20	1,866
50	2,592
100	3,132
200	3,679
500	4,395
1000	4,935

4.1.1.4 Penentuan Kala Ulang

Untuk mengetahui debit banjir rencana kala ulang dengan perhitungan sebaran gumbel's.

Perhitungan untuk 10 tahun :

$$\begin{aligned} Q_T &= Q + k \cdot \sigma \\ &= 114,14 + (1,304 \times 61,087) \\ &= 193,79 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Tabel 4.6 Debit Rencana Kala Ulang dengan Gumbel's

T	K	QT
10	1,304	193,79
20	1,866	228,13
50	2,592	272,47
100	3,132	305,70
200	3,679	338,87
500	4,395	382,62
1000	4,935	415,60

4.1.4 Perhitungan Banjir T Tahunan Rata-rata dengan cara MAF

Dari data sebanyak 27 debit dapat dilihat pada tabel 4.7 dengan *threshold* (Q_0) 103 m³/detik, Panjang tahun data (n) 4, jumlah banjir di atas batas banjir (m) 27, dari lampiran No.14 di didapat GFT (Faktor pembesaran regional) 1,55; 1,87; 2,34; 2,77; 3,26; 3,99; 4,66 dengan cara interpolasi karena luas DAS 199 km² dengan kala ulang 10, 20, 50, 100, 200, 500 dan 1000 tahun. Selanjutnya akan dianalisis berdasarkan cara MAF (*Mean Annual Floods*) dengan persamaan 2.15 dan 2.16 sebagai berikut :

Tabel 4.7 Debit di atas POT pada Batas Debit 103 m³/detik

No.	Tahun	Qmaks (m ³ /dt)	(Qi-Q ₀)
1.	1993	106	3
2.		106	3
3.		108	5
4.		109	6
5.		114	11
6.		234	131
7.	1994	103	0
8.		103	0
9.		103	0
10.		125	22
11.	1995	125	22
12.		106	3
13.		108	5
14.		116	13

15.		119	16
16.		126	23
17.		127	24
18.		138	35
19.		142	39
20.		143	40
21.		183	80
22.		194	91
23.	1996	105	2
24.		110	7
25.		110	7
26.		140	37
27.		145	42

$$\Sigma = 667$$

Persamaan 2.15 dan persamaan 2.16 sebagai berikut :

$$MAF = Q_0 + \beta (0,5772 + \ln (m/n))$$

$$\beta = (1/m) \cdot \Sigma (Q_i - Q_0)$$

$$= (1/27) \cdot 667$$

$$= 24,70$$

$$MAF = 103 + 24,70 (0,5772 + \ln (27/4))$$

$$= 164,42 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan :

Debit Banjir dengan kala ulang 10 tahun :

$$Q_T = GF_T \cdot MAF$$

$$= 1,55 \cdot 164,42$$

$$= 254,85 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tabel 4.8 Debit Rencana Kala Ulang dengan MAF :

T	GF _T	Q _T MAF (m ³ /dt)
10	1,55	254,85
20	1,87	307,46
50	2,34	384,74
100	2,77	455,44
200	3,26	536,01
500	3,99	656,04
1000	4,66	766,19

Tabel 4.9 Debit Banjir Rancangan (Q_T) atas dasar Q_{POT} dan Q_{maks}

T	Q _T AF (m ³ /dt)	Q _T MAF (m ³ /dt)
10	193,79	254,85
20	228,13	307,46
50	272,47	384,74
100	305,70	455,44
200	338,87	536,01
500	382,62	656,04
1000	415,60	766,19

4.1 Perhitungan Kapasitas Tampang Sungai

4.2.1 Data kemiringan sungai

Data kemiringan sungai ini dapat dicari dengan mengetahui terlebih dahulu panjang sungai, elevasi terendah dan elevasi tertinggi yang ada digambar penampang sungai tersebut.

Rumus :

$$I = (H_2 - H_1) / L \quad (4.1)$$

Keterangan :

I = Kemiringan Sungai

H₂ = Elevasi tertinggi

H₁ = Elevasi PKL 12A

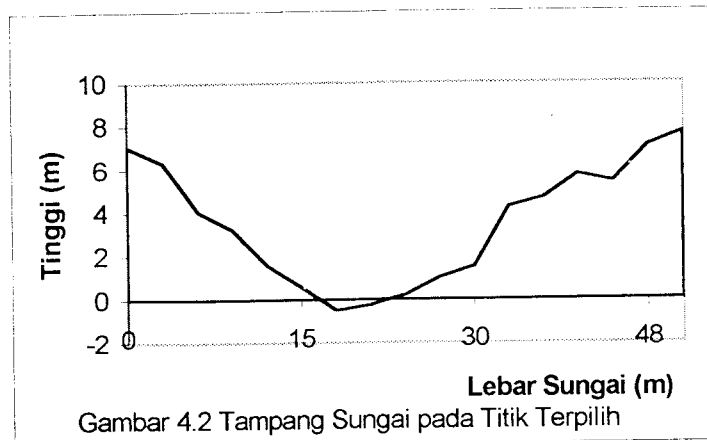
$$L = \text{Panjang Sungai (m)}$$

Sebagai perhitungan untuk PKL 12 A memiliki panjang sungai (L) 125,44 m, elevasi tertinggi (H_2) -0,216 dan elevasi terendah (H_1) -0,502 maka kemiringan sungai adalah :

$$\begin{aligned} I &= (-0,216+0,502)/160,88 \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

4.2.2 Data Tampang Sungai

Perhitungan profil aliran dengan suatu metode tahapan standar dilakukan dari pos satu ke pos lainnya tetapi dalam penelitian ini hanya ditinjau satu pos saja dan merupakan titik-titik penampang yang ada pada sungai. Hasil akhir yang diperoleh adalah merupakan profil aliran yang memanjang searah as sungai. Pada daerah penelitian yang ditinjau mempunyai ukuran penampang yang berbeda pada sepanjang sungai, dasar sungai terendah terletak pada ketinggian -0,502 meter, tebing kiri pada +7,051 meter, dan tebing kanan pada +7,655 meter terhadap titik nol setempat. Dengan ketinggian tersebut, maka tinggi tebing kiri adalah 7,553 meter dan tebing kanan adalah 8,157 meter terhadap dasar sungai terendah. Tampang sungai secara detail dapat dilihat pada gambar 4.2. pengamatan terhadap tampang memanjang di sekitar penggal tersebut, sebanyak tujuh titik sejauh 125,44 meter dapat dilihat pada gambar 4.3, didapat kemiringan memanjang yang tidak menerus. Dari persamaan 4.1 diatas maka I (kemiringan sungai) didapat 0,0022.



4.2.3 Perhitungan Tinggi Muka Air

Untuk menghitung tinggi muka air akibat debit banjir yang terjadi, maka harus diketahui terlebih dahulu Luas Penampang (A), Keliling Basah (P), Radius Hidraulik (R), Kecepatan Aliran (V) dan debit (Q) sungai dengan cara per pias satu meter. Dalam perhitungan ini data-data yang diperlukan yaitu data debit banjir kala ulang 10 tahun, 20 tahun, 50 tahun, 100 tahun, 200 tahun, 500 tahun, 1000 tahun dan data kapasitas sungai Pekalongan serta Koefisien Kekasaran Manning's (n).

4.2.3 Koefisien Kekasaran Manning's

Nilai n pada suatu saluran tidak akan sama pada setiap keadaan. Nilai sangat bervariasi meskipun dalam penampang yang sama, variasi tersebut dipengaruhi oleh beberapa keadaan disekitar sungai. Berdasarkan material dinding sungai, berupa tanah berbatu atau tanah yang sama sekali tidak rata maka nilai kekasaran dinding, n , diambil sebesar 0,0040 dapat dilihat pada tabel 2.1.

Hasil hitungan debit setiap ketinggian pada tampang tersebut dapat dilihat pada tabel 4.10, sedangkan grafik hubungan tinggi muka air dengan debit dapat dilihat pada gambar 4.3

Tabel 4.10 Hubungan Tinggi (H) dengan Luas Tampang (A), Keliling Basah (P), Radius Hidraulik (R), Kecepatan Aliran (V), dan Debit (Q).

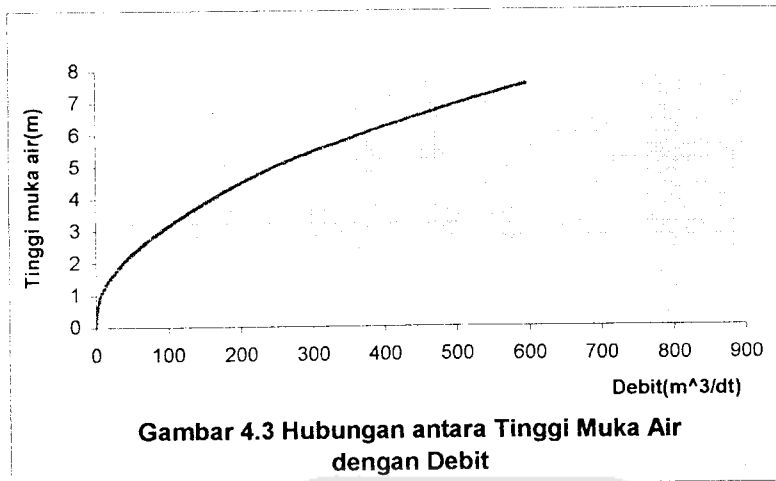
No.	H(m)	Elevasi (m)	A (m ²)	P(m)	R(m)	V(m/dt)	Q(m ³ /dt)
1	0,000	-0,502	0,000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000
2	1,000	0,498	7,570	13,460	0,5624	0,7989	6,0480
3	2,000	1,498	23,195	18,630	1,2450	1,3570	31,4774
4	3,000	2,498	42,570	22,030	1,9323	1,8191	77,4428
5	4,000	3,498	64,770	25,930	2,4978	2,1587	139,8211
6	5,000	4,498	91,180	31,400	2,9038	2,3867	217,6194
7	6,000	5,498	121,930	35,440	3,4404	2,6723	325,8416
8	7,000	6,498	162,230	46,430	3,4940	2,7000	438,0326
9	7,553	7,051	193,830	51,840	3,7390	2,8248	547,5393

Perhitungan :

$$\begin{aligned}
 R &= A/P \\
 &= 7,57/13,46 \\
 &= 0,5624
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= 1/n.R^{2/3}.I^{1/2} \\
 &= (1/0,040).0,5624^{2/3}.0,0022^{1/2} \\
 &= 0,7989 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= A . V \\
 &= 7,57 . 0,7989 \\
 &= 6,0480 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$



Berdasarkan kapasitas di atas tinggi muka air untuk setiap nilai banjir rancangan dapat dilihat pada tabel 4.11 di bawah ini.

Tabel 4.11 Hubungan antara Debit Rancangan dengan Tinggi Muka Air Air

No	Kala Ulang, T (tahun)	Q_T (m^3/dt)	Tinggi Muka Air (m) dari gambar 4.3	Catatan
1.	10	254,85	5,50	Aman
2.	20	307,46	5,75	Aman
3.	50	384,74	6,75	Aman
4.	100	455,44	7,25	Aman
5.	200	536,01	7,40	Aman
6.	500	656,04	8,00	Banjir
7.	1000	766,19	8,50	Banjir