

BAB IV. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Dalam analisis hidrologi ditujukan untuk memperhitungkan debit rencana. Dalam perhitungan debit rencana langkah awal adalah menghitung presipitasi data curah hujan, dari stasiun hujan yang tercakup DAS kali Sadar. hasil perhitungan berupa curah rerata, yang dalam hal ini menggunakan *Poygon Thessien*.

4.1.1 Penentuan Hujan Kawasan

Dalam menggunakan metode *Polygon Thiessen* bertujuan untuk mengetahui tinggi hujan maksimum atau yang berpengaruh pada Daerah Aliran Sungai Sadar. Berikut langkah-langkahnya :

- Lokasi stasiun hujan yang tercakup wilayah DAS kali sadar, disajikan dalam gambar.
- Dari masing-masing stasiun hujan ditarik garis penghubung. Tarik garis tegak lurus ditengah-tengah tiap garis penghubung, sehingga terbentuk *polygon thiessen* seperti dalam gambar 4.1



Gambar 4. 1 Polygon Thiessen DAS Kali Sadar

- Curah hujan pada stasiun hujan masing-masing dianggap sebagai hujan kawasan yang merepresentasikan tiap kawasan *polygon thiessen* yang terkait.
- Ukur luas area masing-masing *polygon* dan luas total DAS Kali Sadar didapat melalui menjumlahkan seluruh luas *polygon*.
- Perhitungan koefisien *Thiessen* pada masing-masing stasiun hujan.
Contoh perhitungan pada salah satu stasiun hujan:
Luas DAS Stasiun Hujan Trawas = 39.742 Km²
Luas Total DAS Kali Sadar = 614.92 Km²

$$\begin{aligned} \text{Koefisien Thiessen} &= \frac{\text{Luas DAS Terusan}}{\text{Luas DAS Total}} \\ &= \frac{39,7}{614,92} = 0,065 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan koefisien *Thiessen* untuk setiap Stasiun ujan pada DAS Kali Sadar, disajikan pada tabel 4.1

Tabel 4.1 Hasil Perhitungan Luas Polygon Thiessen

No	Stasiun	Luas Stasiun (Km2)	Koefisien
1	Trawas	39.742	0.065
2	Tangunan	32.849	0.053
3	Pudaksari	182.265	0.296
4	Pandansili	207.319	0.337
5	Klegen	28.229	0.046
6	Terusan	73.944	0.120
7	Padusan	50.581	0.082

f. Perhitungan curah hujan harian maksimum pada daerah Sungai Sadar dihitung dengan persamaan dan tinggi hujan harian maksimum ddisajikan pada tabel 4.2 Pada analisis terdapat 7 stasiun hujan yang tercakup pada DAS Kali Sadar, yaitu stasiun hujan Trawas, Tangunan, Pudaksari, Pandansili, Klegen, Terusan dan Padusan. Periode hujan yang digunakan untuk curah hujan maksimum berkisar antara tahun 2010 hingga 2021. Berikut contoh perhitungan curah hujan maksimum pada tahun 2010 :

- Tinggi hujan pada stasiun Trawas 2010 = 102 mm
- Tinggi hujan pada stasiun Tangunan 2010 = 110 mm
- Tinggi hujan pada stasiun Pudaksari 2010 = 86 mm
- Tinggi hujan pada stasiun Pandansili 2010 = 107 mm
- Tinggi hujan pada stasiun Klegen 2010 = 120 mm
- Tinggi hujan pada stasiun Terusan 2010 = 0 mm
- Tinggi hujan pada stasiun Padusan 2010 = 98 mm

Untuk nilai koefisien tiap stasiun hujan disajikan pada tabel 4.2. Maka perhitungan harian maksimum pada tahun 2010 adalah : Tinggi hujan maksimum tahun 2010 = (102 x 0,065) + (110 x 0,053) + (86 x 0,296) + (107 x 0,337) + (120 x 0,046) + (0 x 0,120) + (98 x 0,082) = 87,60 mm

Tabel 4. 2 Tinggi Hujan Harian Maksimum Tiap Tahun

No	Tahun	Tinggi Hujan
1	2010	87.60
2	2011	96.68
3	2012	98.13
4	2013	77.54
5	2014	75.34
6	2015	98.68
7	2016	98.58
8	2017	113.18
9	2018	86.44
10	2019	74.07
11	2020	81.00
12	2021	82.46
jumlah		1069.70

i. Analisis Parameter Statistitik

Dalam analisis parameter dilakukan sebelum pengujian distribusi probabilitas dari data. Setiap jenis data harus dihitung parameter statistik sebagai berikut :

- \bar{X} = nilai rata-rata hitung
- S = Standard deviasi
- C_v = Koefisien variasi
- C_s = koefiseien skewness
- C_k = koefisien kurtois

1. Distribusi Normal dan Distribusi Gumbel

Langkah-langkah yang dilakuakn dalam perhitungan parameter stastistik untuk distribusi normal dan distribusi gumbel adalah sebagai berikut :

a. Nilai rata-rata (\bar{X})

$$\bar{X} = \frac{\Sigma X}{n} = \frac{1069,7}{12} = 89.14mm$$

b. Deviasi Standard (S)

Untuk nilai $\Sigma(X-\bar{X})^2$ disajikan pada tabel 4.3

$$s = \sqrt{\frac{\Sigma(X - \bar{X})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{1568,1}{12 - 1}} = 11,94$$

c. Koefisien variasi (C_v)

$$C_v = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{11,94}{89,14} = 0,133$$

d. Koefisien Skewness (C_s)

Untuk nilai $\Sigma(X-\bar{X})^3$ disajikan pada tabel 4.3

$$C_s = \frac{\Sigma(X - \bar{X})^3 \cdot n}{(n - 1)(n - 2) \cdot S^3} = \frac{8276.8 \times 12}{(12 - 1)(12 - 2) \times 11,94^3} = 0,53$$

e. Koefisien Kurtois (C_k)

Untuk nilai $\Sigma(X-\bar{X})^4$ disajikan pada tabel 4.3

$$C_s = \frac{\Sigma(X - \bar{X})^4 \cdot n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)S^4} = \frac{472255.01 \times 12^2}{(12 - 1)(12 - 2)(12 - 3) \times 11,94^3} = 3,38$$

Sementara hasil perhitungan total distribusi Normal dan distribusi Gumbel dapat dilihat pada tabel 4.3

Tabel 4. 3 Parameter Statistik distribusi Normal dan Gumbel

No	X	(X - \bar{X})	(X - \bar{X}) ²	(X - \bar{X}) ³	(X - \bar{X}) ⁴
1	87.60	-1.54	2.37	-3.65	5.62
2	96.68	7.53	56.75	427.50	3220.46
3	98.13	8.98	80.71	725.05	6513.61
4	77.54	-11.60	134.50	-1559.89	18090.84
5	75.34	-13.80	190.39	-2626.99	36247.48
6	98.68	9.54	90.98	867.74	8276.59
7	98.58	9.44	89.11	841.16	7940.32
8	113.18	24.04	577.82	13889.53	333874.73
9	86.44	-2.70	7.28	-19.64	52.97
10	74.07	-15.07	227.25	-3425.73	51642.09
11	81.00	-8.14	66.31	-539.94	4396.72
12	82.46	-6.68	44.65	-298.35	1993.57
Jumlah	1069.70	0.00	1568.10	8276.80	472255.01

2. Distribusi Log Normal dan Log Pearson III

Langkah dalam perhitungan parameter statistik untuk metode distribusi log normal dan log pearson III adalah sebagai berikut :

a. Nilai rata-rata (\bar{X}). Nilai dapat dilihat pada tabel 4.4

$$\bar{X} = \frac{\Sigma \log X}{n} = \frac{23.359}{12} = 1,947mm$$

b. Deviasi Standard (S)

Untuk nilai $\Sigma(\log X - \bar{\log X})^2$ disajikan pada tabel 4.4

$$s \log x = \sqrt{\frac{\Sigma(\log X - \bar{\log X})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0,036}{12 - 1}} = 0,0574$$

c. Koefisien variasi (C_v)

$$C_v = \frac{S_{\log x}}{\overline{\log X}} = \frac{0,0572}{1,947} = 0,0293$$

d. Koefisien Skewness (C_s)

Untuk nilai $\Sigma(\log X - \overline{\log X})^3$ disajikan pada tabel 4.4

$$C_s = \frac{\Sigma(\log X - \overline{\log X})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2) \cdot S_{\log^3}} = \frac{0,001 \times 12}{(12-1)(12-2) \times 0,0293^3} = 0,310$$

e. Koefisien Kurtois (C_k)

Untuk nilai $\Sigma(X - \overline{X})^4$ disajikan pada tabel 4.4

$$C_s = \frac{\Sigma(\log X - \overline{\log X})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot S_{\log^4}} = \frac{0,0002 \times 12^2}{(11-1)(11-2)(11-3) \times 0,0574^4} = 2,99$$

Untuk hasil perhitungan parameter statistik log normal dan log pearson III disajikan pada tabel 4.4

Tabel 4. 4 Perhitungan Parameter Statistik Log Normal dan Log Pearson III

No	X	log x	$\log(X - \overline{X})$	$\log(X - \overline{X})^2$	$\log(X - \overline{X})^3$	$\log(X - \overline{X})^4$
1	87.60	1.94	-0.0041	0.00	0.00	0.00
2	96.68	1.99	0.0387	0.00	0.00	0.00
3	98.13	1.99	0.0452	0.00	0.00	0.00
4	77.54	1.89	-0.0570	0.00	0.00	0.00
5	75.34	1.88	-0.0695	0.00	0.00	0.00
6	98.68	1.99	0.0476	0.00	0.00	0.00
7	98.58	1.99	0.0472	0.00	0.00	0.00
8	113.18	2.05	0.1072	0.01	0.00	0.00
9	86.44	1.94	-0.0099	0.00	0.00	0.00
10	74.07	1.87	-0.0770	0.01	0.00	0.00
11	81.00	1.91	-0.0381	0.00	0.00	0.00
12	82.46	1.92	-0.0303	0.00	0.00	0.00
Jumlah	1069.705	23.359	0.000	0.036	0.001	0.00022

ii. Uji Kesesuaian Distribusi

Tiap nilai C_v , C_s , dan C_k yang telah dihitung memiliki parameter seperti pada tabel 4.5

Tabel 4. 5 Penentuan Jenis Distribusi

NO	Distribusi	Pesyaratan	Hasil Perhitungan	Kesimpulan
1	Distribusi Normal	C_s (skewness) = 0	0.530	NOT OK
		C_k (Kurtois) = 3	3.380	NOT OK
2	Distribusi Gumbel	C_s (skewness) = 1.1396	0.530	NOT OK
		C_k (kurtois) < 5,4002	3.380	OK
3	Distribusi Log Normal	C_s (skewness) = 3 x Koef Variable	0.930	NOT OK
4	Distribusi Log Person III	C_s (skewness) = Fleksibel	0.310	OK
		C_k (kurtois) = Fleksibel	2.990	OK

Berdasarkan tabel 4.5 , maka dapat disimpulkan yang memenuhi syarat hanya Distribusi **Log Pearson III**.

iii. **Uji Kesesuaian Parameter Distribusi**

Uji kesesuaian parameter dilakukan terhadap distribusi Gumbel. Hal ini dilakukan agar data curah hujan yang ada sesuai atau tidak dengan jenis distribusi yang digunakan, sehingga dapat merepresentasikan metode distribusi tersebut. Pengujian dilakukan dengan Uji *Chi Square* dan Uji *Smirnov Kolmogorov*.

1. Uji *Chi Square*

Langkah dalam pengujian *Chi Square* dijelaskan sebagai berikut :

a. Mengurutkan nilai data curah hujan dari yang terbesar hingga yang terkecil. Dengan banyaknya data (n) = 21.

b. Menghitung parameter data, seperti :

- Standard Deviasi (Sd) = 11.94
- Nilai rata-rata \bar{X} = 89.14
- Batas interval kelas, contoh dalam 80%, maka

$$\frac{80}{100} = 1,25$$

Probabilitas lain disajikan pada tabel 4.6

- Batas kelas dengan sebaran peluang (Yr)

$$-\ln\left(\ln\frac{Tr}{(Tr-1)}\right) = -\ln\left(\ln\frac{1,25}{1,25-1}\right) = -0.48$$

c. Menghitung banyaknya kelas (G)

$$\begin{aligned} G &= 1 + 3,322\log(n) \\ &= 1 + 3,322\log(11) \\ &= 4,353 \sim 5 \text{ Kelas} \end{aligned}$$

d. Interval Peluang (P)

$$P = \frac{1}{G} = \frac{1}{5} = 0,2 = 20\%$$

Maka untuk tiap kelas :

Sub Kelas 1	$P \leq 0,2$
Sub Kelas 2	$0,2 < P \leq 0,4$
Sub Kelas 3	$0,4 < P \leq 0,6$
Sub Kelas 4	$0,6 < P \leq 0,8$
Sub Kelas 5	$P > 0,8$

e. Derajat Kebebasan (dk)

$$dk = G - R - 1 = 5 - 2 - 1 = 2$$

f. Berdasarkan jumlah data (n) = 12, maka didapat :

$$Yn = 0.503 \text{ (Table-Reduce Mean)}$$

$$Sn = 0,983 \text{ (Table-Reduce Standar Deviation)}$$

g. Perhitungan faktor frekuensi :

$$C_s = \frac{Yr - Yn}{Sn} = \frac{-0.48 - 0.503}{-0.978} = -0.995$$

$$X_t = \bar{X} + C_s \cdot Sd = 89.14 + (-0.995) \cdot 11,94 = 77,252$$

Tabel 4. 6 Perhitungan Pengujian Chi-Square untuk distribusi Log Pearson III

Prob. (%)	Tr	Tr/(Tr-1)	a = ln(Tr/(Tr-1))	Yr = -ln.a	Cs	XT
80	1.25	5.00	1.6094	-0.4759	-0.996	77.252
60	1.67	2.50	0.9163	0.0874	-0.423	84.094
40	2.50	1.67	0.5108	0.6717	0.172	91.191
20	5.00	1.25	0.2231	1.4999	1.014	101.251

NO	Kelas			Jumlah Data		(Ef-Tf)^2	(Ef-Tf)^2/Ef
				Ef	Tf		
1	0	-	77.252	2.4	3	0.36	0.15
2	77.252	-	84.094	2.4	2	0.16	0.07
3	84.094	-	91.191	2.4	2	0.16	0.07
4	91.191	-	101.251	2.4	4	2.56	1.07
5	101.251	-	-	2.4	1	1.96	0.82
5	Jumlah			12	12		2.167

- h. Dari table Chi Square, untuk derajat kepercayaan (α) = 5% dan derajat kebebasan (DK) = 2, maka didapat :

X^2	$X^2 Cr$	Kesimpulan
2,167	5,991	OK

Syarat X^2 Hitung < $X^2 Cr$

Berdasarkan kesimpulan distribusi Gumbel **DITERIMA**

2. Uji Smirnov Kolmogorov

Langkah pengujian Kolmogorov-Smirnov untuk distribusi Gumbel dijelaskan sebagai berikut :

- a. Mengurutkan data dari yang terbesar ke terkecil. Banyaknya data (n) = 12.

- b. Berdasarkan parameter berikut :

$$X = \text{Log}X = 1,94 \text{ mm}, m = 1$$

$$\overline{\log X} = 1,947$$

$$S \overline{\log X} = 0,057$$

- c. Peluang Pengamatan (P(X))

$$P(X) = \frac{m}{n+1} = \frac{1}{12+1} = 0,0769$$

$$P(X<) = 1 - P(X) = 1 - 0,0769 = 0,923$$

- d. Peluang Teoritis

$$f(t) = \frac{\log x - \overline{\log X}}{S \overline{\log X}} = \frac{1,903 - 1,947}{0,057} = -0,071$$

- e. $P'(X<)$

Berdasarkan nilai f(t) diatas, maka diperoleh nilai

$$P'(X) = -0,066$$

- f. Hasil dari $P'(X<)$

$$P'(X) = 1 - P'(X<) = 1 - (-0,066) = 1,066$$

g. Diperoleh nilai D

$$D = |P'(X) - P(X)| = |-0,066 - 0,923| = -0,989$$

Total seluruh nilai D dihitung dengan cara yang sama dan hasilnya disajikan pada tabel 4.7

Tabel 4. 7 Perhitungan Kolmogorov-Smirnov

No	X	m	Xlog	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X)	p'(X<)	D
1	87.60	1	1.943	0.0769	0.9231	-0.071	-0.066	1.066	-0.989
2	96.68	2	1.985	0.1538	0.8462	0.677	0.573	0.427	-0.274
3	98.13	3	1.992	0.2308	0.7692	0.790	0.607	0.393	-0.162
4	77.54	4	1.890	0.3077	0.6923	-0.997	-0.690	1.690	-1.382
5	75.34	5	1.877	0.3846	0.6154	-1.215	-0.748	1.748	-1.363
6	98.68	6	1.994	0.4615	0.5385	0.832	0.448	0.552	-0.090
7	98.58	7	1.994	0.5385	0.4615	0.825	0.381	0.619	-0.081
8	113.18	8	2.054	0.6154	0.3846	1.873	0.720	0.280	0.336
9	86.44	9	1.937	0.6923	0.3077	-0.172	-0.053	1.053	-0.361
10	74.07	10	1.870	0.7692	0.2308	-1.345	-0.310	1.310	-0.541
11	81.00	11	1.908	0.8462	0.1538	-0.666	-0.102	1.102	-0.256
12	82.46	12	1.916	0.9231	0.0769	-0.530	-0.041	1.041	-0.118

Dari tabel 4.7 didapatkan nilai D max = 0.336 ; dengan nilai n = 12 dan derajat kepercayaan (α) = 5% maka untuk mendapatkan nilai Do dilakukan interpolasi berikut :

$$\frac{10}{11} - \frac{15}{15} = \frac{0,41}{Do} - \frac{0,34}{0,34}$$

$$Do - 0,34 = - 0,028, \text{ maka nilai } Do = 0,338$$

Maka nilai Dmax < Do ; 0,336 < 0,338, nilai hipotesis **DITERIMA**.

3. Kesimpulan Analisis Frekuensi

Pada pengujian Chi Square dan Kolmogorov-Smirnov disajikan pada tabel 4.8, disimpulkan bahwa distribusi Log Pearson III memenuhi syarat yang diijinkan. Sehingga distribusi Log Pearson III dapat digunakan sebagai curah hujan rencana pada Riset ini.

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Uji kecocokan Distribusi Log Pearson III

Chi Square			
Xh2	<	X2	
2.167	<	5,991	OK
Smirnov-Kolmogorov			
Xh2	<	X2	
0.336	<	3.37	OK

Rekapitulasi perhitungan tinggi hujan dilihat pada tabel 4.9. berikut contoh perhitungan untuk tinggi curah hujan menggunakan metode Log Pearson III :

1. Nilai $\overline{\log X} = 1,947$ mm, $S \overline{\log X} = 0,0572$
2. Nilai k diperoleh dari tabel dengan variabel Cs dan periode ulang (PUH) yang ditentukan., sehingga nilai k diperoleh :

Tabel 4. 9 nilai K dari tabel Skewness untuk berbagai nilai periode ulang

PUH (Th)	2	5	10	25	50	100
Faktor K	-0.017	0.836	1.29	1.78	2.10	2.40

3. Menghitung tinggi hujan rencana (Y)

$$Y_{\log X} = \overline{Y_{\log X}} + k \cdot S_{\log X}$$

$$= 1,947 + (-0,017) \times 0,0572$$

$$Y = 10^{1,946} = 88,23 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan keseluruhan PUH dapat dilihat pada tabel 4.10

Tabel 4. 10 Perhitungan Log Pearson III

No	PUH (tahun)	K	K. Sd	Log Rr	Log Rt = (Log Rr + K. Sd)	anti Log Rt (Rt = 10 ^{Log Rt})
1	2	-0.017	-9.73E-04	1.947	1.946	88.23
2	5	0.836	4.78E-02	1.947	1.994	98.73
3	10	1.29	7.38E-02	1.947	2.020	104.81
4	25	1.78	1.02E-01	1.947	2.048	111.80
5	50	2.1	1.20E-01	1.947	2.067	116.62
6	10	2.4	1.37E-01	1.947	2.084	121.32

4. Curah Hujan Efektif

Dengan menggunakan koefisien pengaliran berdasarkan pertimbangan tata guna lahan, maka curah hujan hasil analisis dapat diketahui nilai curah hujan efektif per periode ulang Tahun. Berikut hasil curah hujan efektif di wilayah Kali Sadar dengan mayoritas tipe penutupan tanah berupa ladang usaha, dan tekstur tanah liat dan lempung berdebu.

Tabel 4. 11 Curah Hujan Efektif

PUH (Tahun)	CHH maksimum (Rt)	Koefisien pengaliran (C)	CH Efektif (Ref)
2	88.230	0.45	39.70
5	98.727	0.45	44.43
10	104.814	0.45	47.17
25	111.805	0.45	50.31
50	116.620	0.45	52.48
100	121.323	0.45	54.60

5. Waktu Konsentrasi

Waktu Konsentrasi DAS pada saat air hujan jatuh dan mengalir menuju sungai dinamakan waktu konsentrasi. Pada Kali Sadar dengan menggunakan metode persamaan *Kirpich* maka didapat hasil sebagai berikut :

$$T_c = \left(\frac{0,87 \cdot L^2}{1000 \cdot S} \right)^{0,385}$$

$$T_c = \left(\frac{(0,87 \times 23,21)^2}{1000 \cdot 0,0155} \right)^{0,385} = 3.7 \text{ Jam}$$

Namun dalam penelitian ini pembagian hujan terpusat dianggap 5 jam setiap harinya, karena Indonesia berkisar antara (4-7) jam.

6. Distribusi Hujan jam-jaman

Perhitungan distribusi hujan jam-jaman disajikan pada tabel 4.13. berikut adalah contoh perhitungan distribusi hujan jam-jaman :

a. Lengkapi nilai parameter untuk memenuhi persamaan

$$R_T = \frac{R_{24}}{t} * \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3}$$

Dengan :

R_t = rata-rata hujan awal sampai jam ke t (mm/jam)

R_{24} = curah hujan efektif dalam sehari (mm/jam)

T_c = waktu konsentrasi hujan = 5 jam

Untuk $T = 1$ Jam, maka

$$R_T = \frac{R_{24}}{5} * \left(\frac{5}{1}\right)^{2/3} = 0,585 . R_{24}$$

Dan untuk hasil seluruh nisbah hujan jam-jam disajikan pada tabel 4.12

Tabel 4. 12 Sebaran hujan Jam-jam an

Waktu, t (jam)	R_t (mm/jam)	Probabilitas (%)
1	0.585	58.50%
2	0.151	15.10%
3	0.106	10.60%
4	0.084	8.40%
5	0.071	7.10%

b. Plot nilai ratio dan nilai curah hujan efektif PUH. Melalui kedua data tersebut maka distribusi nisbah hujan jam-jaman PUH dapat diketahui.

Tabel 4. 13 Perhitungan Curah Hujan Jam-jam an

Waktu (jam)	Ratio (%)	Periode Ulang (tahun)					
		2	5	10	25	50	100
1	7.10%	2.82	3.15	3.35	3.57	3.73	3.88
2	15.10%	6.00	6.71	7.12	7.60	7.92	8.24
3	58.50%	23.23	25.99	27.59	29.43	30.70	31.94
4	10.60%	4.21	4.71	5.00	5.33	5.56	5.79
5	7.10%	2.82	3.15	3.35	3.57	3.73	3.88
CH Efektif (Ref)		39.70	44.43	47.17	50.31	52.48	54.60

iv. Analisis Debit Rencana

1. Analisis Debit Banjir HSS Nakayasu

Penggunaan debit banjir rencana pada riset ini menggunakan metode Nakayasu, karena beberapa data yang mendukung dilakukannya rumus tersebut. Berikut langkah-langkah dalam analisis banjir HSS Nakayasu :

a. Parameter Data :

- Luas DAS Kali Sadar (A) = 614.93 Km²
- Panjang Kali Sadar = 23 Km
- Koefisien Pengaliran = 0.45
- Parameter yang digunakan (α) = 3

Keterangan nilai (α) merupakan parameter koreksi dengan pendekatan nilai Q_{puncak} yang terendah (*Efisien*). Nilai α berkisar antara 1-3.

- $D = L/A = 0.038$
- Base Flow (Q_b) = 1.355 mm/dt

b. Menghitung nilai $T_{0.3}$

Digunakan nilai $\alpha = 3$; dan nilai $L > 15$ Km, maka :

$$t_g = 0.4 + 0.058.L = 0.4 + 0.058 \times 23.21 = 1.74 \text{ Jam}$$

$$T_{0.3} = \alpha \times t_g = 3 \times 1.74 = 5.23 \text{ Jam}$$

c. Menghitung nilai T_r dan T_p

$$T_r = 0.5.t_g = 0.5 \times 1.74 = 0.87 \text{ Jam}$$

$$T_p = t_g + 0.8 . T_r = 1.74 + 0.8 \times 0.87 = 2.44 \text{ Jam}$$

d. Menghitung Q_p

Besarnya banjir rancangan yang disebabkan oleh satuan spesifik curah hujan ($R_0 = 1$ mm), maka :

$$Q_p = \frac{A . R_0}{3.60 \times (0.3 . T_p + T_{0.3})}$$

$$Q_p = \frac{358 \times 1}{3.60 \times (0.3 \times 2.44 + 3.49)} = 28.603 \text{ m}^3/\text{d}/\text{mm}$$

e. Pada kurva naik, $0 < t < T_p$

Untuk $0 < t < 2.44$ Jam

Contoh perhitungan Q_t , untuk $t = 1$ jam

$$Q_t = Q_p \times \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2.4}$$

$$Q_t = 28.603 \left(\frac{1}{2.44}\right)^{2.4} = 2.44 \sim 2 \text{ Jam}$$

Berikut hasil perhitungan Q_t naik disajikan berikut :

t (Jam)	Qt (m ³ /dt/mm)
0	0.000
1	3.347
2	17.667

f. Pada kurva turun, $T_p < t < T_p + T_{0.3}$

$$T_p + T_{0.3} = 2.44 + 5.23 = 7.68 \text{ Jam}$$

Dengan rentang $2.44 \text{ jam} < t < 7.68 \text{ jam}$

Contoh perhitungan dengan $Q_t = 3 \text{ jam}$

$$Q_t = Q_p * 0.3^{\left(\frac{t - T_p}{T_{0.3}}\right)}$$

$$Q_t = 28.603 \times 0.3^{\left(\frac{3-2.44}{5.23}\right)} = 25.175 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{mm}$$

Hasil perhitungan menyeluruh adalah sebagai berikut

t (Jam)	Qt (m ³ /dt/mm)
3	25.175
4	20.006
5	15.898
6	12.634
7	10.040

g. Pada kurva turun, $T_p + T_{0.30} < t < T_p + T_{0.30} + 1,5T_{0.30}$

$$T_p + T_{0.30} + 1,5T_{0.30} = 2.44 + 5.23 + (1.5 \times 5.23) = 15.54 \text{ jam}$$

Maka rentang waktu adalah

$$7.68 < t < 15.54$$

Contoh perhitungan dengan $Q_t = 8 \text{ jam}$

$$Q_t = Q_p * 0.3^{\left((t - T_p) + \frac{0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}\right)}$$

$$Q_t = 28.603 \times 0.3^{\left((6-2.44) + 0.5 \times \frac{5.23}{(1.5 \times 5.23)}\right)} = 8.174 \text{ jam}$$

Berikut hasil seluruh rentang waktu ;

t (Jam)	Qt (m ³ /dt/mm)
8	8.174
9	7.013
10	6.017
11	5.162
12	4.429
13	3.800
14	3.260
15	2.797

h. Pada kurva turun, $t > T_p + T_{0.30} + 1,5T_{0.30}$

Maka rentang waktu adalah $t > 15.54 \text{ jam}$

Contoh perhitungan dengan $Q_t = 16 \text{ jam}$

$$Q_t = Q_p * 0.3^{\left((t - T_p) + \frac{0.5T_{0.3}}{2T_{0.3}}\right)}$$

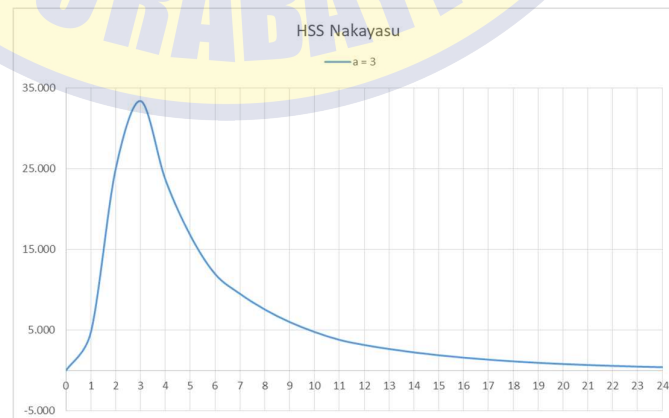
$$Q_t = 23.53 \times 0.3^{\left((7-2.44) + 0.5 \times \frac{5.23}{(2.0 \times 5.23)}\right)} = 2.442 \text{ jam}$$

t (Jam)	Qt (m3/dt/mm)
16	2.442
17	2.177
18	1.941
19	1.730
20	1.542
21	1.375
22	1.225
23	1.092
24	0.974

Berikut hasil seluruh rentang waktu hingga $t = 24$.
 Hasil rekap seluruh perhitungan debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu

Tabel 4. 14 Hasil Perhitungan Debit Hidrograf HSS Nakayasu

t (jam)	Qt (m3/dt/mm)	t (jam)	(m3/dt/m)
1	3.347	13	3.800
2	17.667	14	3.260
3	25.175	15	2.797
4	20.006	16	2.442
5	15.898	17	2.177
6	12.634	18	1.941
7	10.040	19	1.730
8	8.174	20	1.542
9	7.013	21	1.375
10	6.017	22	1.225
11	5.162	23	1.092
12	4.429	24	0.974



Gambar 4. 2 Grafik HSS Nakayasu Asli

i. Hasil koreksi

$$\bar{Q} = \frac{(Q_n + Q_{n-1})}{2}$$

Volume diperoleh dari mengalikan persatuan meter dan persatuan waktu. Contoh :

$$\bar{Q} = \frac{(0+3.37)}{2} = 1.674 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Vol} = \bar{Q} \times 1 \times 3600 = 1.674 \times 1 \times 3600 = 6025.04 \text{ m}^3$$

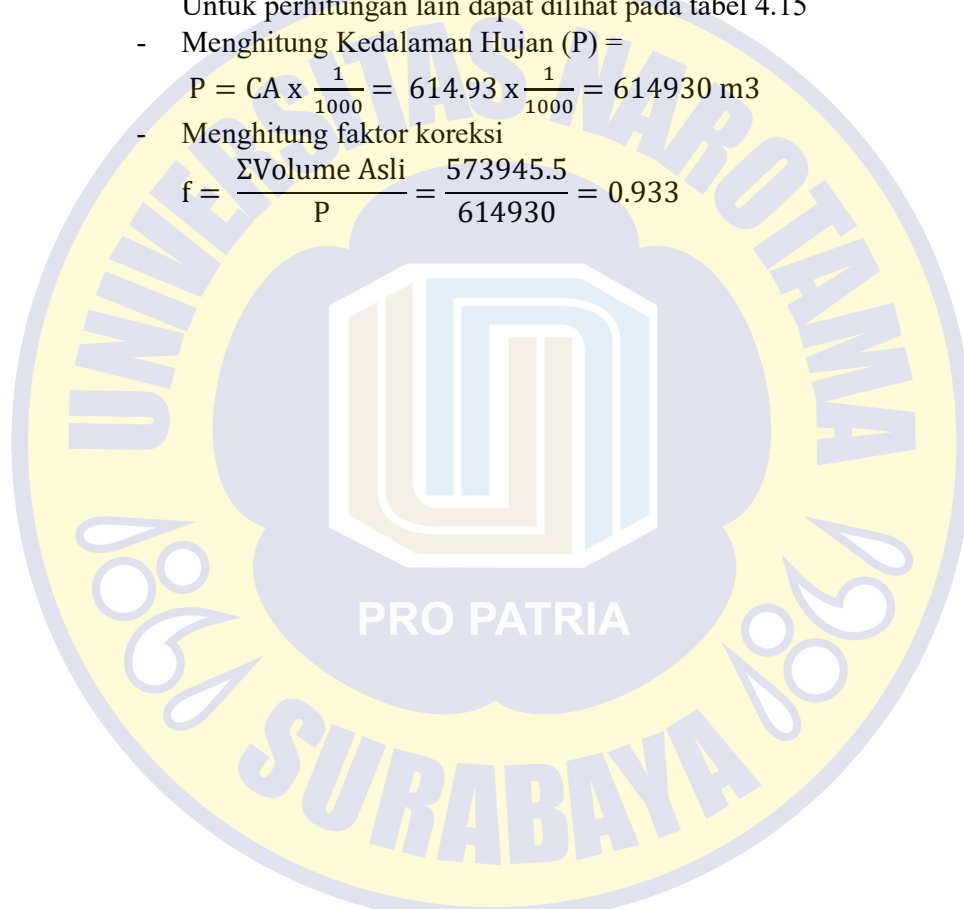
Untuk perhitungan lain dapat dilihat pada tabel 4.15

- Menghitung Kedalaman Hujan (P) =

$$P = CA \times \frac{1}{1000} = 614.93 \times \frac{1}{1000} = 614930 \text{ m}^3$$

- Menghitung faktor koreksi

$$f = \frac{\Sigma \text{Volume Asli}}{P} = \frac{573945.5}{614930} = 0.933$$



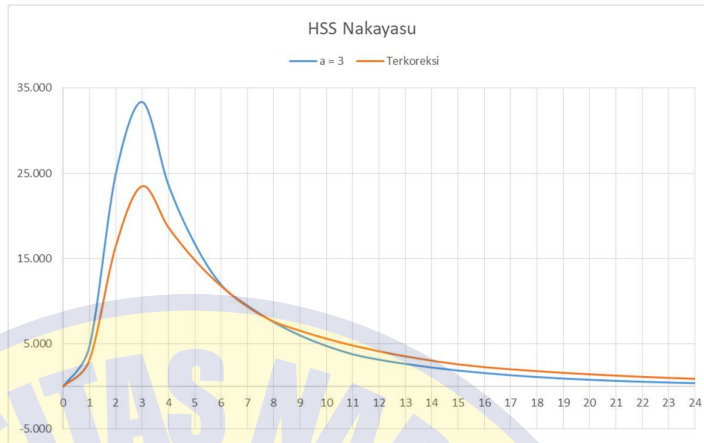
Tabel 4. 15 Nilai Volume Hidrograf HSS Nakaysu Asli

t (Jam)	Qt (m ³ /dt/mm)	Q'	Vol (m ³)
0	0.000	0.000	0.00
1	3.347	1.674	6025.04
2	17.667	10.507	37825.37
3	25.175	21.421	77116.08
4	20.006	22.591	81326.76
5	15.898	17.952	64627.84
6	12.634	14.266	51357.73
7	10.040	11.337	40812.39
8	8.174	9.107	32785.14
9	7.013	7.594	27337.11
10	6.017	6.515	23453.63
11	5.162	5.589	20121.83
12	4.429	4.795	17263.34
13	3.800	4.114	14810.93
14	3.260	3.530	12706.90
15	2.797	3.028	10901.78
16	2.442	2.619	9429.69
17	2.177	2.309	8313.98
18	1.941	2.059	7411.43
19	1.730	1.835	6606.86
20	1.542	1.636	5889.63
21	1.375	1.458	5250.27
22	1.225	1.300	4680.31
23	1.092	1.159	4172.22
24	0.974	1.033	3719.29

Nilai Q setelah dikoreksi diperoleh dari Q asli dikalikan dengan faktor koreksi disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 4. 16 Hasil Debit Banjir Hidrograf Terokresi HSS Nakayasu

Terkoreksi			
t (Jam)	Qt (m3/dt/mm)	Q'	Vol (m3)
0	0.00		0.00
1	3.12	1.562	11246.95
2	16.49	9.807	59361.74
3	23.50	19.993	84591.00
4	18.67	21.085	67221.83
5	14.84	16.756	53419.09
6	11.79	13.315	42450.49
7	9.37	10.581	33734.08
8	7.63	8.500	27466.01
9	6.55	7.088	23564.22
10	5.62	6.081	20216.71
11	4.82	5.217	17344.75
12	4.13	4.476	14880.77
13	3.55	3.840	12766.82
14	3.04	3.294	10953.18
15	2.61	2.826	9397.18
16	2.28	2.445	8205.23
17	2.03	2.156	7314.49
18	1.81	1.922	6520.44
19	1.61	1.713	5812.60
20	1.44	1.527	5181.59
21	1.28	1.361	4619.09
22	1.14	1.213	4117.65
23	1.02	1.082	3670.65
24	0.91	0.964	3272.17



Gambar 4. 3 Grafik Banjir Hidrograf Asli dan Terkoreksi

Hasil Perhitungan debit rencana tiap periode ulang dapat dilihat pada tabel Berikut:

Tabel 4. 17 Debit Banjir Kala Ulang 2 Tahun

Debit Banjir Kala Ulang 2 Th		Q Akibat hujan Netto					Baseflow	Q Banjir
t (jam)	Qt (m3/dt/mm)	2.82	6.00	23.23	4.21	2.82		
(jam)	(m3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m3/det)	(m3/det)
0	0.00	0.00					1.35	1.35
1	3.12	8.81	18.7				1.35	28.89
2	16.49	46.48	98.9	382.99			1.35	529.69
3	23.50	66.24	140.9	545.77	98.89		1.35	853.13
4	18.67	52.64	111.9	433.71	78.59	52.64	1.35	730.87
5	14.84	41.83	89.0	344.65	62.45	41.83	1.35	581.08
6	11.79	33.24	70.7	273.88	49.63	33.24	1.35	462.04
7	9.37	26.42	56.2	217.65	39.44	26.42	1.35	367.45
8	7.63	21.51	45.7	177.21	32.11	21.51	1.35	299.43
9	6.55	18.45	39.2	152.03	27.55	18.45	1.35	257.08
10	5.62	15.83	33.7	130.44	23.63	15.83	1.35	220.75
11	4.82	13.58	28.9	111.91	20.28	13.58	1.35	189.59
12	4.13	11.65	24.8	96.01	17.40	11.65	1.35	162.85
13	3.55	10.00	21.3	82.37	14.93	10.00	1.35	139.90
14	3.04	8.58	18.2	70.67	12.80	8.58	1.35	120.22
15	2.61	7.36	15.6	60.63	10.99	7.36	1.35	103.34
16	2.28	6.43	13.7	52.94	9.59	6.43	1.35	90.40
17	2.03	5.73	12.2	47.19	8.55	5.73	1.35	80.73
18	1.81	5.11	10.9	42.07	7.62	5.11	1.35	72.12
19	1.61	4.55	9.7	37.50	6.80	4.55	1.35	64.44
20	1.44	4.06	8.6	33.43	6.06	4.06	1.35	57.59
21	1.28	3.62	7.7	29.80	5.40	3.62	1.35	51.48
22	1.14	3.22	6.9	26.57	4.81	3.22	1.35	46.04
23	1.02	2.87	6.1	23.68	4.29	2.87	1.35	41.19
24	0.91	2.56	5.4	21.11	3.83	2.56	1.35	36.87

Tabel 4. 18 Debit Banjir Kala Ulang 5 Tahun

Debit Banjir Kala Ulang 5 Th								
t (jam)	Qt (m3/dt/mm)	Q Akibat hujan Netto					Baseflow	Q Banjir
(jam)	(m3/det/mm)	3.15	6.71	25.99	4.71	3.15	(m3/det)	(m3/det)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0	0.00	0.00					1.355	1.35
1	3.12	9.85	21.0				1.355	32.17
2	16.49	52.01	110.6	428.56			1.355	592.54
3	23.50	74.12	157.6	610.70	110.66		1.355	954.46
4	18.67	58.90	125.3	485.30	87.93	58.90	1.355	817.66
5	14.84	46.81	99.5	385.65	69.88	46.81	1.355	650.04
6	11.79	37.20	79.1	306.47	55.53	37.20	1.355	516.85
7	9.37	29.56	62.9	243.54	44.13	29.56	1.355	411.00
8	7.63	24.07	51.2	198.29	35.93	24.07	1.355	334.89
9	6.55	20.65	43.9	170.12	30.83	20.65	1.355	287.50
10	5.62	17.71	37.7	145.95	26.45	17.71	1.355	246.85
11	4.82	15.20	32.3	125.22	22.69	15.20	1.355	211.98
12	4.13	13.04	27.7	107.43	19.47	13.04	1.355	182.06
13	3.55	11.19	23.8	92.17	16.70	11.19	1.355	156.39
14	3.04	9.60	20.4	79.08	14.33	9.60	1.355	134.36
15	2.61	8.23	17.5	67.84	12.29	8.23	1.355	115.47
16	2.28	7.19	15.3	59.24	10.73	7.19	1.355	100.99
17	2.03	6.41	13.6	52.81	9.57	6.41	1.355	90.18
18	1.81	5.71	12.2	47.07	8.53	5.71	1.355	80.54
19	1.61	5.09	10.8	41.96	7.60	5.09	1.355	71.94
20	1.44	4.54	9.7	37.41	6.78	4.54	1.355	64.28
21	1.28	4.05	8.6	33.35	6.04	4.05	1.355	57.45
22	1.14	3.61	7.7	29.73	5.39	3.61	1.355	51.36
23	1.02	3.22	6.8	23.68	4.29	3.22	1.355	42.60
24	0.91	2.87	6.1	21.11	3.83	2.87	1.355	38.12

Tabel 4. 19 Debit Banjir Kala Ulang 10 Tahun

Debit Banjir Kala Ulang 10 Th								
t (jam)	Qt (m3/dt/mm)	Q Akibat hujan Netto					Baseflow	Q Banjir
(jam)	(m3/det/mm)	3.35	7.12	27.59	5.00	3.35	(m3/det)	(m3/det)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0	0.000	0.00					1.35	1.35
1	3.124	10.46	22.3				1.35	34.07
2	16.489	55.22	117.4	454.98			1.35	628.99
3	23.497	78.69	167.4	648.35	117.48		1.35	1013.22
4	18.673	62.53	133.0	515.22	93.36	62.53	1.35	867.98
5	14.839	49.69	105.7	409.43	74.19	49.69	1.35	690.04
6	11.792	39.49	84.0	325.36	58.95	39.49	1.35	548.63
7	9.371	31.38	66.7	258.55	46.85	31.38	1.35	436.26
8	7.629	25.55	54.3	210.51	38.14	25.55	1.35	355.45
9	6.546	21.92	46.6	180.61	32.73	21.92	1.35	305.15
10	5.616	18.81	40.0	154.95	28.08	18.81	1.35	261.99
11	4.818	16.13	34.3	132.94	24.09	16.13	1.35	224.96
12	4.134	13.84	29.4	114.05	20.67	13.84	1.35	193.20
13	3.546	11.88	25.3	97.85	17.73	11.88	1.35	165.95
14	3.043	10.19	21.7	83.95	15.21	10.19	1.35	142.56
15	2.610	8.74	18.6	72.02	13.05	8.74	1.35	122.50
16	2.279	7.63	16.2	62.89	11.40	7.63	1.35	107.14
17	2.032	6.80	14.5	56.06	10.16	6.80	1.35	95.65
18	1.811	6.07	12.9	49.98	9.06	6.07	1.35	85.42
19	1.615	5.41	11.5	44.55	8.07	5.41	1.35	76.29
20	1.439	4.82	10.3	39.71	7.20	4.82	1.35	68.16
21	1.283	4.30	9.1	35.40	6.41	4.30	1.35	60.90
22	1.144	3.83	8.1	31.56	5.72	3.83	1.35	54.44
23	1.020	3.41	7.3	28.13	5.10	3.41	1.35	48.68
24	0.909	3.04	6.5	25.08	4.54	3.04	1.35	43.54

Tabel 4. 20 Debit Banjir Kala Ulang 25 Tahun

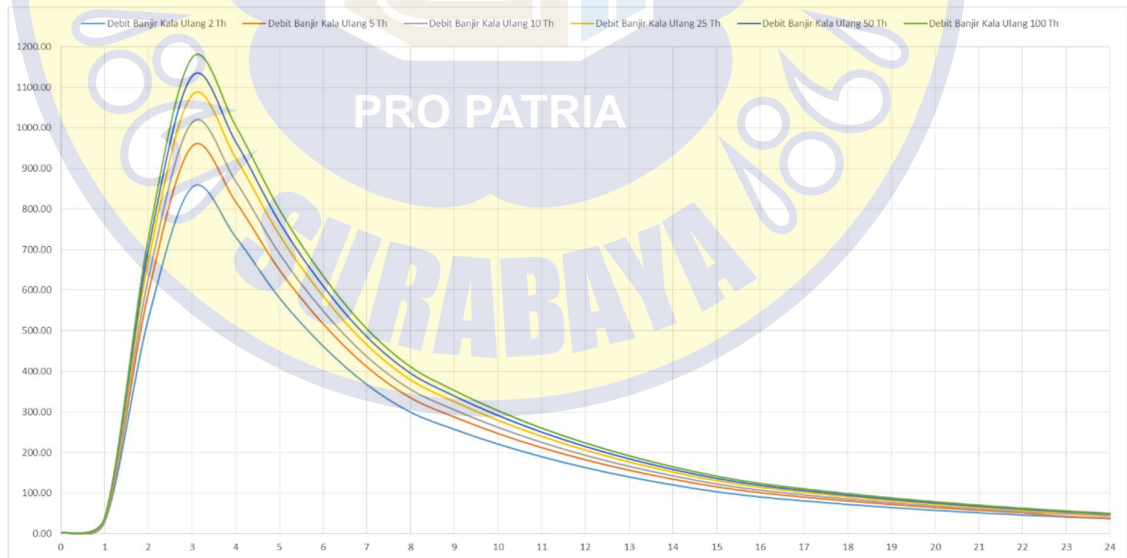
Debit Banjir Kala Ulang 25 Th								
t (jam)	Qt (m3/dt/mm)	Q Akibat hujan Netto					Baseflow	Q Banjir
(jam)	(m3/det/mm)	3.57	7.60	29.43	5.33	3.57	(m3/det)	(m3/det)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0	0.000	0.00					1.35	1.35
1	3.124	11.16	23.7				1.35	36.25
2	16.489	58.90	125.3	485.32			1.35	670.85
3	23.497	83.94	178.5	691.59	125.31		1.35	1080.71
4	18.673	66.70	141.9	549.59	99.58	66.70	1.35	925.79
5	14.839	53.01	112.7	436.74	79.14	53.01	1.35	735.97
6	11.792	42.12	89.6	347.06	62.89	42.12	1.35	585.13
7	9.371	33.47	71.2	275.80	49.97	33.47	1.35	465.26
8	7.629	27.25	58.0	224.55	40.69	27.25	1.35	379.07
9	6.546	23.38	49.7	192.65	34.91	23.38	1.35	325.41
10	5.616	20.06	42.7	165.29	29.95	20.06	1.35	279.37
11	4.818	17.21	36.6	141.81	25.69	17.21	1.35	239.88
12	4.134	14.77	31.4	121.66	22.04	14.77	1.35	205.99
13	3.546	12.67	26.9	104.38	18.91	12.67	1.35	176.92
14	3.043	10.87	23.1	89.55	16.23	10.87	1.35	151.98
15	2.610	9.32	19.8	76.83	13.92	9.32	1.35	130.58
16	2.279	8.14	17.3	67.08	12.16	8.14	1.35	114.19
17	2.032	7.26	15.4	59.80	10.84	7.26	1.35	101.94
18	1.811	6.47	13.8	53.31	9.66	6.47	1.35	91.02
19	1.615	5.77	12.3	47.52	8.61	5.77	1.35	81.29
20	1.439	5.14	10.9	42.36	7.68	5.14	1.35	72.61
21	1.283	4.58	9.7	37.76	6.84	4.58	1.35	64.88
22	1.144	4.09	8.7	33.66	6.10	4.09	1.35	57.98
23	1.020	3.64	7.7	30.01	5.44	3.64	1.35	51.83
24	0.909	3.25	6.9	26.75	4.85	3.25	1.35	46.35

Tabel 4. 21 Debit Banjir Kala Ulang 50 Tahun

Debit Banjir Kala Ulang 50 Th								
t (jam)	Qt (m3/dt/mm)	Q Akibat hujan Netto					Baseflow	Q Banjir
(jam)	(m3/det/mm)	3.73	7.92	30.70	5.56	3.73	(m3/det)	(m3/det)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0	0.000	0.00					1.35	1.35
1	3.124	11.64	24.8				1.35	37.75
2	16.489	61.44	130.7	506.23			1.35	699.69
3	23.497	87.55	186.2	721.38	130.71		1.35	1127.20
4	18.673	69.57	148.0	573.26	103.87	69.57	1.35	965.60
5	14.839	55.29	117.6	455.55	82.54	55.29	1.35	767.61
6	11.792	43.94	93.4	362.01	65.60	43.94	1.35	610.28
7	9.371	34.91	74.3	287.68	52.13	34.91	1.35	485.25
8	7.629	28.43	60.5	234.23	42.44	28.43	1.35	395.33
9	6.546	24.39	51.9	200.95	36.41	24.39	1.35	339.37
10	5.616	20.92	44.5	172.40	31.24	20.92	1.35	291.35
11	4.818	17.95	38.2	147.91	26.80	17.95	1.35	250.15
12	4.134	15.40	32.8	126.90	22.99	15.40	1.35	214.81
13	3.546	13.21	28.1	108.87	19.73	13.21	1.35	184.49
14	3.043	11.34	24.1	93.41	16.93	11.34	1.35	158.47
15	2.610	9.73	20.7	80.14	14.52	9.73	1.35	136.15
16	2.279	8.49	18.1	69.97	12.68	8.49	1.35	119.05
17	2.032	7.57	16.1	62.38	11.30	7.57	1.35	106.28
18	1.811	6.75	14.4	55.61	10.08	6.75	1.35	94.89
19	1.615	6.02	12.8	49.57	8.98	6.02	1.35	84.73
20	1.439	5.36	11.4	44.19	8.01	5.36	1.35	75.68
21	1.283	4.78	10.2	39.39	7.14	4.78	1.35	67.61
22	1.144	4.26	9.1	35.11	6.36	4.26	1.35	60.42
23	1.020	3.80	8.1	31.30	5.67	3.80	1.35	54.01
24	0.909	3.39	7.2	27.90	5.06	3.39	1.35	48.29

Tabel 4. 22 Debit Banjir Kala Ulang 100 Tahun

Debit Banjir Kala Ulang 100 Th								
t (jam)	Qt (m3/dt/mm)	Q Akibat hujan Netto					Baseflow	Q Banjir
(jam)	(m3/det/mm)	3.88 (mm)	8.24 (mm)	31.94 (mm)	5.79 (mm)	3.88 (mm)	(m3/det)	(m3/det)
0	0.000	0.00					1.35	1.35
1	3.124	12.11	25.8				1.35	39.22
2	16.489	63.92	135.9	526.64			1.35	727.85
3	23.497	91.08	193.7	750.47	135.98		1.35	1172.60
4	18.673	72.38	153.9	596.37	108.06	72.38	1.35	1004.49
5	14.839	57.52	122.3	473.92	85.87	57.52	1.35	798.51
6	11.792	45.71	97.2	376.61	68.24	45.71	1.35	634.83
7	9.371	36.32	77.2	299.28	54.23	36.32	1.35	504.76
8	7.629	29.57	62.9	243.67	44.15	29.57	1.35	411.22
9	6.546	25.37	54.0	209.06	37.88	25.37	1.35	353.00
10	5.616	21.77	46.3	179.36	32.50	21.77	1.35	303.04
11	4.818	18.68	39.7	153.88	27.88	18.68	1.35	260.19
12	4.134	16.02	34.1	132.02	23.92	16.02	1.35	223.42
13	3.546	13.75	29.2	113.26	20.52	13.75	1.35	191.87
14	3.043	11.79	25.1	97.17	17.61	11.79	1.35	164.81
15	2.610	10.12	21.5	83.37	15.11	10.12	1.35	141.59
16	2.279	8.83	18.8	72.79	13.19	8.83	1.35	123.80
17	2.032	7.88	16.7	64.89	11.76	7.88	1.35	110.51
18	1.811	7.02	14.9	57.85	10.48	7.02	1.35	98.66
19	1.615	6.26	13.3	51.57	9.34	6.26	1.35	88.09
20	1.439	5.58	11.9	45.97	8.33	5.58	1.35	78.68
21	1.283	4.97	10.6	40.98	7.43	4.97	1.35	70.28
22	1.144	4.43	9.4	36.53	6.62	4.43	1.35	62.80
23	1.020	3.95	8.4	32.56	5.90	3.95	1.35	56.13
24	0.909	3.52	7.5	29.03	5.26	3.52	1.35	50.18



Gambar 4. 4 Grafik Debit Banjir Kala Ulang 2, 5 10, 25, 50, 100 Tahun an

v. **Penelusuran Banjir Muskingum Chunge**

Dalam suatu Daerah Aliran Sungai diperlukan suatu penelusuran banjir guna mengetahui debit Outflow yang keluar. Pada riset kali ini digunakan metode Muskingum Chunge melalui perhitungan manual berdasarkan data Hidrograf banjir rancangan yang dianalisis sebelumnya. Perhitungan dijelaskan sebagai berikut ini :

1. Menentukan nilai Koefisien tumpungan K (jam/hari) dan x faktor penimbangan yang mempengaruhi S dengan persamaan korelasi nya :

$$S = K\{x \cdot 1\} + \{1 - x\}O$$

Penentuan nilai K dan x dilakukan dengan *trial and error* dengan pertimbangan grafik hubungan korelasi keduanya membentuk gradien lurus, dalam penelitian ini nilai yang ditentukan adalah :

$$K = 1 \text{ hari}$$

$$X = 1 \text{ Jam}$$

2. Menentukan parameter C1, C2, dan C3

- Parameter C1

$$C_1 = \frac{K \cdot x - 0,5 \cdot \Delta t}{K - Kx + 0,5 \cdot \Delta t}$$

$$C_1 = \frac{1 \times 0,2 - 0,5 \times 1}{1 - 1 \times 0,5 + 0,5 \times 1} = 0,231$$

- Parameter C2

$$C_2 = \frac{K \cdot x + 0,5 \cdot \Delta t}{K - Kx + 0,5 \cdot \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{1 \times 0,2 + 0,5 \times 1}{1 - 1 \times 0,2 + 0,5 \times 1} = 0,538$$

- Parameter C3

$$C_3 = \frac{K - Kx - 0,5 \cdot \Delta t}{K - Kx + 0,5 \cdot \Delta t}$$

$$C_3 = \frac{1 - 1 \times 0,2 - 0,5 \times 1}{1 - 1 \times 0,2 + 0,5 \times 1} = 0,231$$

Tabel 4. 23 Koefisien Muskingum-Chunge

Koefisien Muskingum		
X =	0.2	
K =	1	Hari
Δt =	1	jam
C1 =	0.231	
C2 =	0.538	
C3 =	0.231	
ΣC =	1.000	OK

3. Perhitungan debit Outflow

Perhitungan debit outflow pada debit rancangan hidrograf

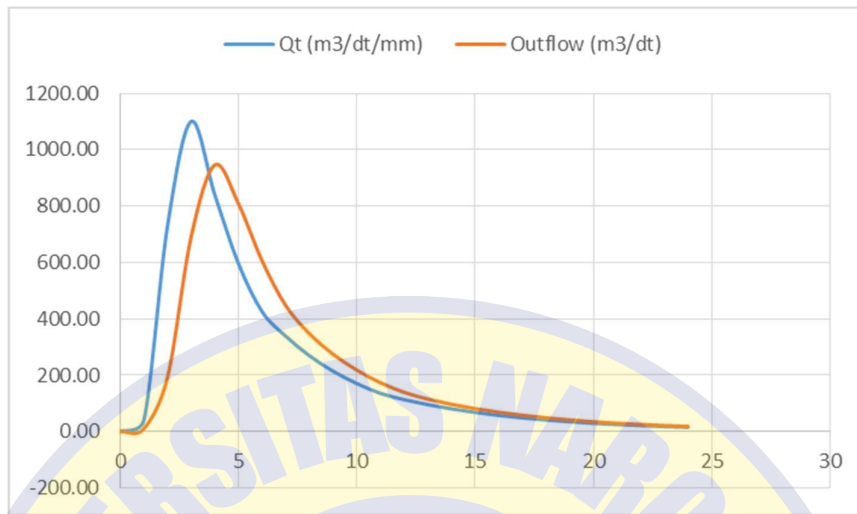
$$Q_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 Q_j$$

Contoh pada debit t = 2 (jam)

$$Q_{j+1} = 0,231 \times 670,85 + 0,538 \times 36,25 + 0,231 \times 9,1 = 176,43 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tabel 4. 24 Tabel Perhitungan Metode Muskingum-Chunge

t (jam)	Qt (m ³ /dt/mm)	Outflow (m ³ /dt)	t (jam)	Qt (m ³ /dt/mm)	Outflow (m ³ /dt)
1	39.451	9.961	13	95.82	115.44
2	727.965	191.534	14	80.90	96.91
3	1100.240	690.083	15	68.35	81.70
4	840.399	945.625	16	57.78	68.99
5	595.804	808.237	17	48.88	58.31
6	425.591	605.547	18	41.39	49.33
7	338.530	447.028	19	35.09	41.77
8	269.347	347.603	20	29.79	35.41
9	214.368	274.718	21	25.32	30.05
10	170.679	218.213	22	21.57	25.55
11	135.960	173.636	23	18.40	21.75
12	113.550	139.483	24	15.74	18.56



Gambar 4. 5 Grafik Inflow dan Outflow hasil Muskingum-Chunge

Dari hasil yang didapat maka dapat diestimasi debit maksimal outflow yang terjadi pada Kali Sadar sebesar 945,625 m³/s.

b. Analisis Hidrolika

Analisis hidrolika dalam riset ini dilakukan melalui pengukuran penampang sungai dengan program HEC-RAS 5.0.7 selain itu digunakan aplikasi bantuan lainnya berupa AutoCAD 2018 untuk membantu mengetahui data elevasi dan jarak kumulatif antar stasiun sebagai *input* profil melintang (*cross section*).

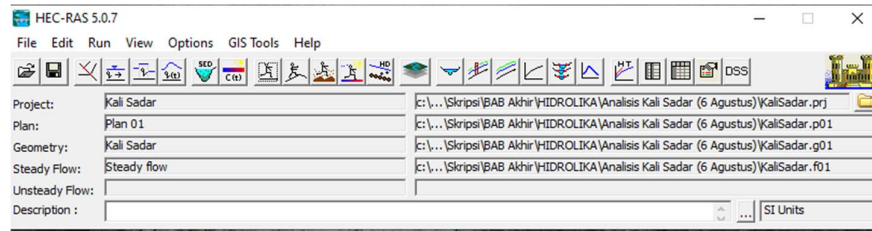
4.2.1 Analisis dengan Program Bantu HEC-RAS

Permodelan dengan software HEC-RAS digunakan untuk mengetahui elevasi muka air sungai dengan debit banjir rencana periode ulang 50 tahun. Berikut langkah dalam melakukan analisis dengan program bantu HEC-RAS ;

1. *File Project*

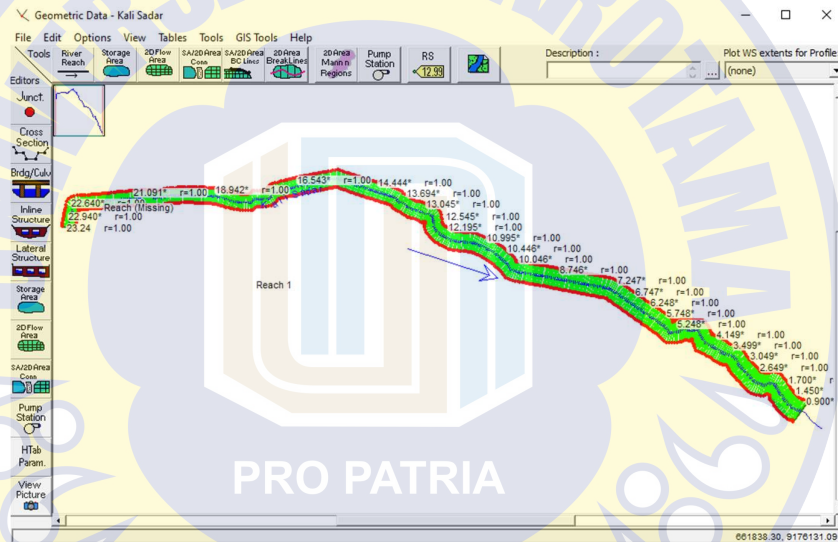
Langkah dalam menggunakan program bantu HEC-RAS adalah sebagai berikut :

- a. Mengatur *Units system* terlebih dahulu, tujuannya adalah menyamakan satuan pada perhitungan dengan program bantu. Klik *Options* pada menu Bar > *Units System (US Customary/SI)* > pilih *Systems International (Metric System)*.
- b. Klik Menu *File | New Project*.
- c. Input Nama *Project* dengan Judul Kali Sadar, seperti pada gambar



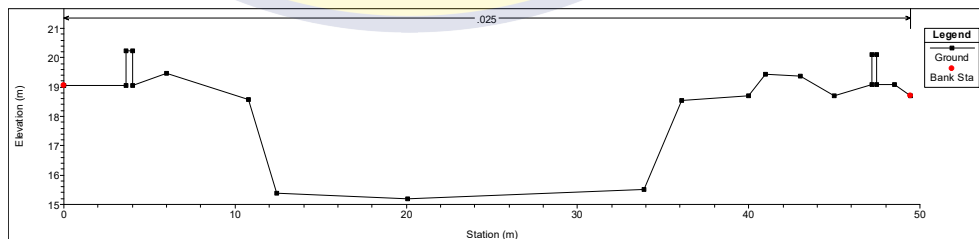
Gambar 4. 6 Tampilan Software Hecras

2. Pemodelan Geometri saluran dengan *Input* data geometri saluran dari file AutoCAD maka langkahnya, adalah sebagai berikut :
 - a. Menggambar garis sungai / *Long Section* sesuai dengan data grometrik yang sudah didapatkan seperti pada gambar 4.7



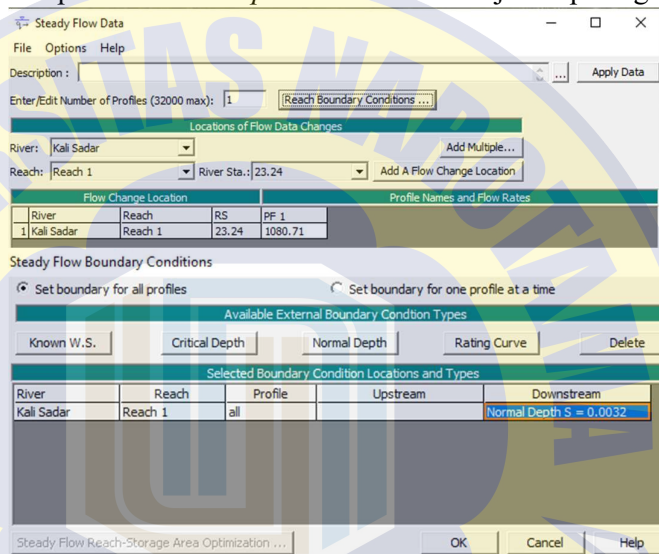
Gambar 4. 7 Penampang Memanjang Ruas Sungai Kali Sadar

- b. Memasukkan data melintang (*Cross Section*) sungai meliputi elevasi dan jarak dari penampang sungai, koefisien manning serta jarak tiap *cross section* seperti pada gambar 4.8



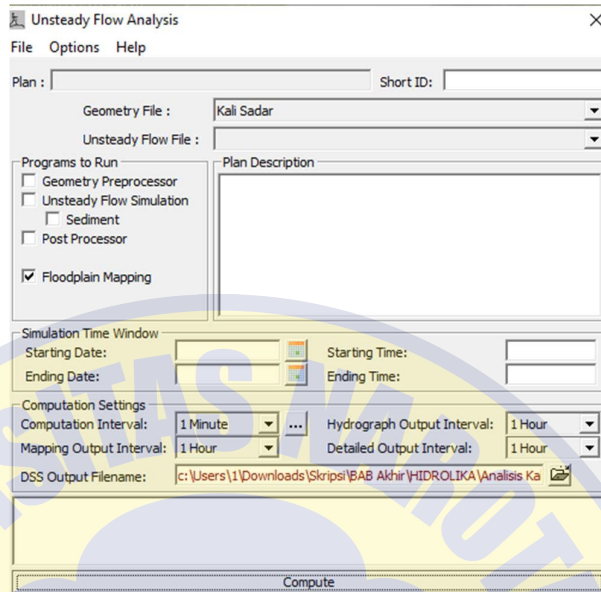
Gambar 4. 8 Cross Section Pengendalian Banjir pada Hulu Kali Sadar

3. Pemodelan hidrolika saluran dengan menginputkan data aliran dan syarat batas. Dalam riset ini digunakan analisis *Steady flow*, karena tujuan analisis ini adalah penelusuran banjir (*flood routing*) di sungai. berikut langkah-langkahnya ;
 - a. Klik menu *Edit* > lalu klik *Steady Flow data*.
 - b. Pada kolom PF 1 diisi nilai 1100.240 m²/s sesuai dengan perhitungan debit rencana maksimal pada kala ulang 50 Tahun HSS Nakayasu, seperti pada gambar 4.20 .Pada bagian *Reach Boundary Conditions*, lalu di *Downstream* dipilih *Normal Depth S = 0.0032* ditunjukkan pada gambar



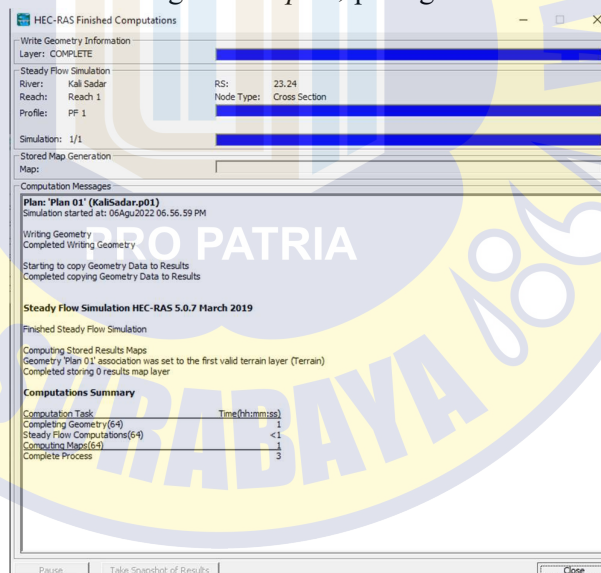
Gambar 4. 9 Input Aliran Pada Hec-ras

4. *Running Program*
Langkah dalam mengeksekusi program atau yang biasa dikenal dengan istilah *me-run* program HEC-RAS adalah sebagai berikut:
 - a. Klik *Run* > pilih *Steady flow data*.
 - b. Tahap terakhir klik *compute*, seperti pada gambar ..



Gambar 4. 10 Unsteady Flow Anaylisis Hec-ras

c. Berikut hasil setelah mengklik *compute*, pada gambar

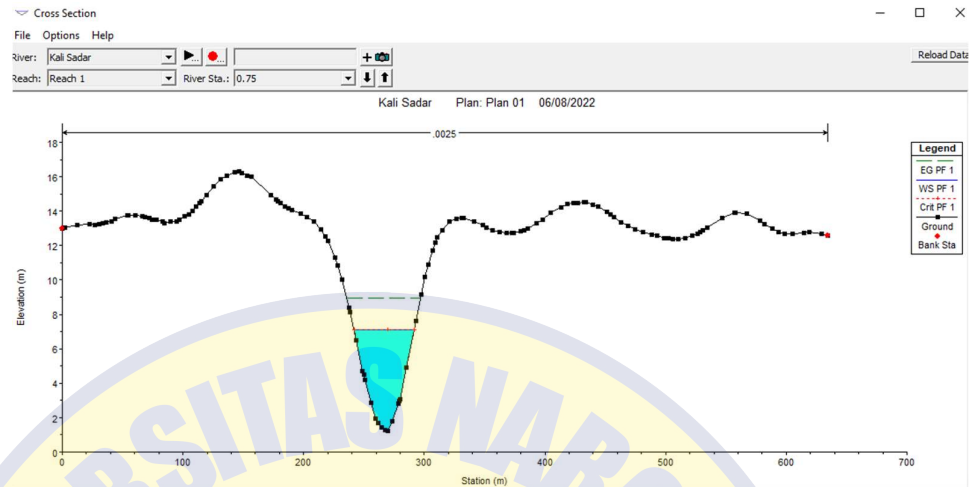


Gambar 4. 11 Runnign Hec-ras

5. Presentasi hasil hitungan di layar.

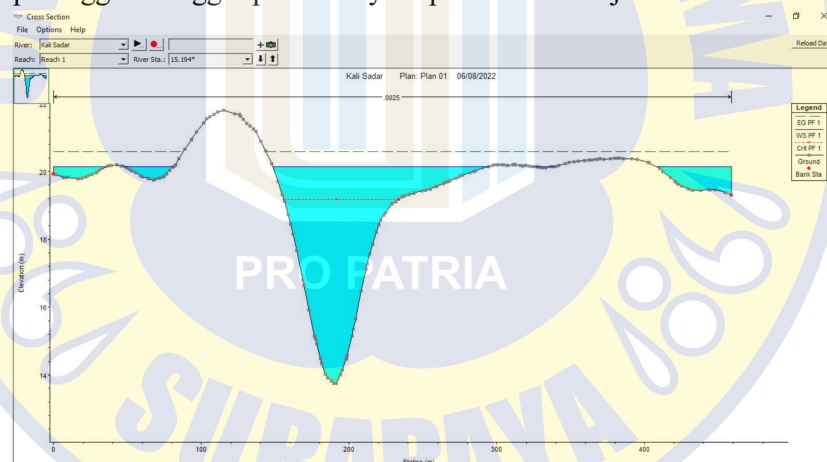
Berikut hasil proses simulasi dengan menampilkan tampak melintang dan profil muka air di sepanjang alur.

a. Hasil grafik tampak lintang Kali Sadar pada Sta 0 + 750 dapat dilihat pada gambar 4.12 pada Sta ini merupakan kondisi eksiting kali Sadar yang masih tidak terjadi limpasan.



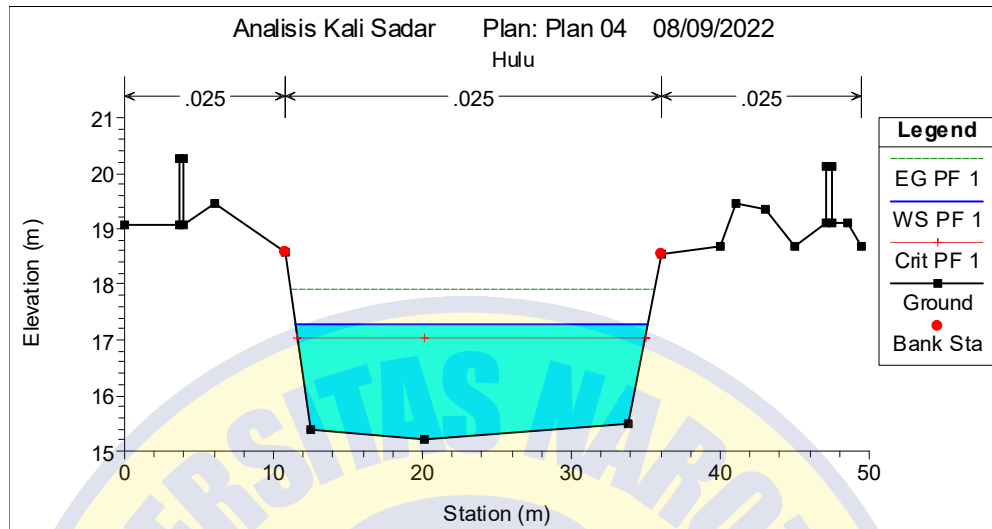
Gambar 4. 12 Kondisi di Hilir Kali Sadar

- b. Namun pada Sta 15+ 194 telah terjadi *Overtopping* hingga pada Sta 23 + 24. Untuk itu pada rentang sta tersebut pekerjaan normalisasi dan peninggian tanggul pada rekayasa pemodelan banjir ini akan dilakukan.

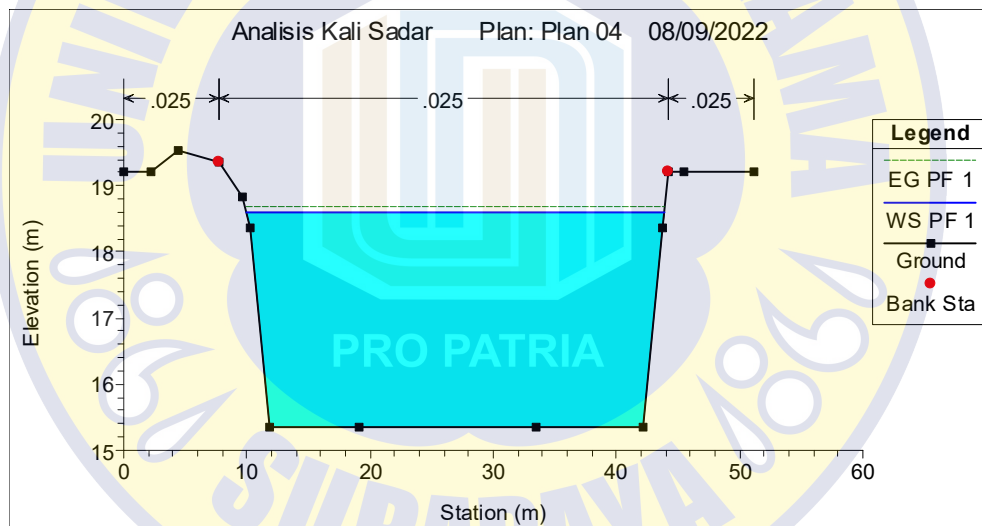


Gambar 4. 13 Kondisi di Hulu Kali Sadar

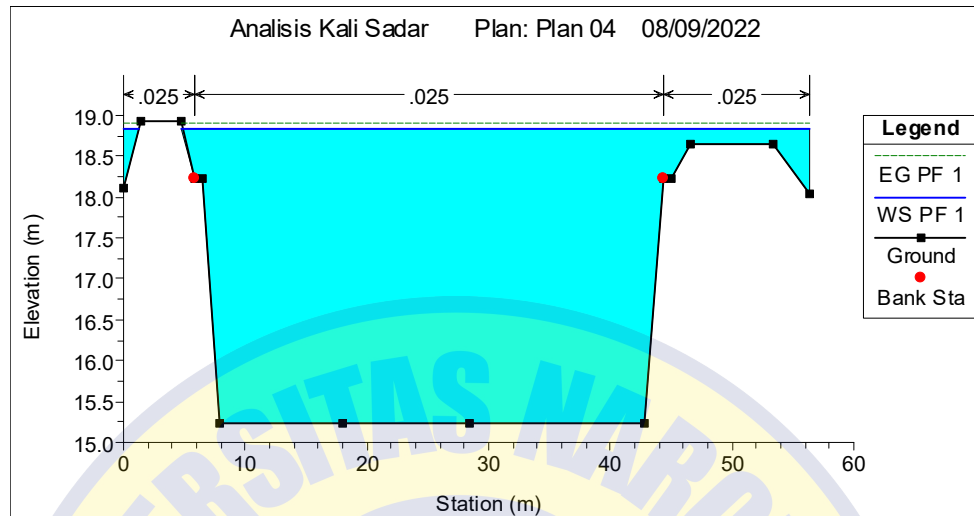
- c. Hasil Penampang pada STA 0+00 s.d 15+000, setelah terjadi pekerjaan pengendalian banjir pada kondisi eksisting. Digunakan debit banjir kala ulang 2 Tahunan pada debit maksimum 151,98 m³/det. Juga merupakan hasil dari kapasitas maksimum tampungan pada perencanaan pengendalian banjir kali Sadar.



Gambar 4. 14 Plot Pengendalian Banjir di ruas Hulu 0.00 Km



Gambar 4. 15 Plot Pengendalian Banjir di ruas Tengah 6.00 Km



Gambar 4. 16 Plot Pengendalian Banjir ruas Hilir 15.00

6. Penampang yang mengalami *Overtopping* yang tidak mampu menerima debit banjir rencana disajikan dalam tabel.

Maka untuk menanggulangi *Overtopping* dilakukan pemasangan tanggul parapet. Pertimbangan desain perencanaan tanggul tersebut didasari pada terbatasnya ketersediaan lahan, tinggi muka air banjir, dan keamanan penduduk sekitar.

Pekerjaan tanggul bersandingan dengan pekerjaan perkuatan lereng (*revetment*) pada lereng sisi kanan dan kiri sungai. Tujuan perkuatan lereng dimaksudkan untuk mempercepat arah aliran sungai menuju hilir sehingga tidak adanya erosi sedimen, dengan mengubah nilai *manning* nya.

Perkuatan Lereng sungai menggunakan pasangan batu dengan desain terlampir.

4.2.2 Fasilitas Drainase

1. Analisis Kolam Tampung

Pada Perencanaan Kolam Tampung yang terletak pada wilayah perkotaan Mojokerto dilengkapi dengan pompa dan pintu air. Penggunaan kolam tampung bertujuan pada penampungan sementara air debit banjir puncak pada debit rencana dan mencegah adanya limpasan pada penampang Kali Sadar. Berikut langkah-langkah dalam perhitungan penelusuran aliran :

- a. Volume Aliran Masuk

Perhitungan debit masuk ke kolam menggunakan debit (*inflow*) rencana pada kala ulang 50 Tahun HSS Nakayasu. Dengan luas DAS 614.92 Km². Nilai aliran masuk setiap jam dihitung menggunakan pendekatan luas dari

grafik hidrograf, kemudian dikumulatikan sehingga diperoleh nilai volume air masuk secara total. Berikut Contoh perhitungan pada jam ke 1:
 Volume aliran masuk pada jam ke-1 = $0,5 \times (1 - 0) \times 3600 \times (1.35 + 43.05)$
 = 79919.28 m^3

$$\text{Volume Kumulatif} = V_{\text{kum } 1} = 0 + 79919.28 \text{ m}^3$$

Pada tabel berikut hasil perhitungan volume aliran air masuk

Tabel 4. 25 Perhitungan Colume Aliran Air Masuk

t (jam)	Inflow (m ³ /dt/mm)	Volume Air (m ³ /dt)	Volume Air Kumulatif (m ³ /dt)
0	1.35	0.00	0
1	43.05	79919.28	79919.28
2	801.33	1519876.57	1599795.85
3	1211.32	3622766.63	5222562.48
4	925.15	3845654.77	9068217.25
5	655.77	2845669.55	11913886.81
6	468.31	2023359.76	13937246.56
7	372.43	1513344.86	15450591.43
8	296.24	1203609.42	16654200.85
9	235.69	957472.32	17611673.17
10	187.57	761874.85	18373548.02
11	149.34	606439.63	18979987.65
12	124.66	493188.58	19473176.23
13	105.13	413622.13	19886798.36
14	88.70	348903.79	20235702.15
15	74.87	294432.59	20530134.74
16	63.23	248586.05	20778720.79
17	53.43	209998.59	20988719.38
18	45.19	177520.85	21166240.23
19	38.25	150185.44	21316425.67
20	32.41	127178.17	21443603.84
21	27.49	107813.74	21551417.59
22	23.35	91515.37	21642932.95
23	19.87	77797.58	21720730.54
24	16.94	66251.79	21786982.33

b. Penelusuran Aliran

Sama seperti penelusuran aliran sebelumnya pada sungai, penelusuran pada kolam tampung pada tugas akhir ini digunakan penelusuran waduk (*muskingum-chunge*). Nantinya akan diperoleh sejumlah volume aliran air

limpasan yang merupakan hasil dari pengurangan nilai aliran air masuk (*inflow*) dari hasil perhitungan debit rencana terhadap aliran air keluar (*outflow*). Aliran air yang melimpas tersebut dinyatakan dalam satuan volume air yang kemudian dijadikan rencana desain volume kolam tampung yang akan digunakan. Berikut contoh perhitungan untuk jam ke 1 :

1. Menghitung konstanta C_1

$$C_1 = \frac{\Delta t/K}{2 + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} = \frac{1/1}{2 + \left(\frac{1}{1}\right)} = 0,33$$

2. Menghitung konstanta C_2

$$C_1 = C_2 = 0,33$$

3. Menghitung konstanta C_3

$$C_3 = \frac{2 - \Delta t/K}{2 + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} = \frac{2 - 1/1}{2 + \left(\frac{1}{1}\right)} = 0,33$$

4. Menghitung konstanta C_1 dikalikan debit inflow I_2

$$C_1 I_2 = 0,33 \times 43,0 = 14,3 \text{ m}^3/\text{det}$$

5. Menghitung konstanta C_2 dikalikan debit Inflow I_1

$$C_2 I_1 = 0,33 \times 1,35 = 0,5$$

6. Menghitung konstanta C_3 dikalikan debit outflow O_1

$$C_3 O_1 = 0,33 \times 0 = 0$$

7. Menghitung debit outflow

$$O_2 = C_1 I_2 + C_2 I_1 + C_3 O_1 = 12,1 \text{ m}^3/\text{det}$$

8. Menghitung debit inflow dikurangi outflow (I-O)

$$I-O = 43,0 - 14,8 = 28,25 \text{ m}^3/\text{det}$$

9. Menghitung kapasitas tampungan air (*storage*)

$$S = 0,5 \times (I-O) \times 3600 = 0,5 \times 28,25 \times 3600 = 50849,52 \text{ m}^3$$

10. Menghitung kapasitas tampungan air kumulatif

$$S_{\text{kum}2} = S_{\text{kum}1} + S_2 = 0 + 50849,52 = 50849,52 \text{ m}^3$$

Berikut ini adalah hasil rekapitulasi untuk perhitungan penelusuran aliran masuk, ditunjukkan pada tabel 4.27 .Penelusuran aliran menggunakan Debit Inflow HSS Nakayasu.

Tabel 4. 26Rekapitulasi Penelusuran Aliran Masuk dengan menggunakan Debit Inflow HSS Nakayasu

t (jam)	Inflow (m ³ /dt/mm)	C112	C211	C3o1	Outflow (m ³ /s)	I-O	Volume (m ³)	Volume Kumulatif
0	1.4	0.5			0	1.35	2430	0
1	43.0	14.3	0.5	0.0	14.8	28.25	50849.52	50849.5198
2	801.3	267.1	14.3	4.9	286.4	514.93	926881.8	977731.366
3	1211.3	403.8	267.1	95.5	766.3	444.98	800955.3	1778686.68
4	925.2	308.4	403.8	255.4	967.6	-42.45	0	1778686.68
5	655.8	218.6	308.4	322.5	849.5	-193.74	0	1778686.68
6	468.3	156.1	218.6	283.2	657.9	-189.55	0	1778686.68
7	372.4	124.1	156.1	219.3	499.5	-127.11	0	1778686.68
8	296.2	98.7	124.1	166.5	389.4	-93.16	0	1778686.68
9	235.7	78.6	98.7	129.8	307.1	-71.42	0	1778686.68
10	187.6	62.5	78.6	102.4	243.5	-55.88	0	1778686.68
11	149.3	49.8	62.5	81.2	193.5	-44.12	0	1778686.68
12	124.7	41.6	49.8	64.5	155.8	-31.16	0	1778686.68
13	105.1	35.0	41.6	51.9	128.5	-23.40	0	1778686.68
14	88.7	29.6	35.0	42.8	107.5	-18.76	0	1778686.68
15	74.9	25.0	29.6	35.8	90.3	-15.47	0	1778686.68
16	63.2	21.1	25.0	30.1	76.1	-12.92	0	1778686.68
17	53.4	17.8	21.1	25.4	64.3	-10.84	0	1778686.68
18	45.2	15.1	17.8	21.4	54.3	-9.11	0	1778686.68
19	38.2	12.7	15.1	18.1	45.9	-7.66	0	1778686.68
20	32.4	10.8	12.7	15.3	38.9	-6.45	0	1778686.68
21	27.5	9.2	10.8	13.0	32.9	-5.43	0	1778686.68
22	23.4	7.8	9.2	11.0	27.9	-4.57	0	1778686.68
23	19.9	6.6	7.8	9.3	23.7	-3.84	0	1778686.68
24	16.9	5.6	6.6	7.9	20.2	-3.24	0	1778686.68

c. Perencanaan Pompa

Volume kolam tampung direncanakan jika volume aliran masuk (*Inflow*) dan volume aliran air keluar (*outflow*) telah diketahui berdasarkan interval waktu kejadian banjir yang telah terjadi. Dalam tugas akhir ini volume aliran masuk (*inflow*) didapat melalui analisi debit banjir HSS Nakayasu, dan untuk volume aliran keluarnya menggunakan analisis penelusuran aliran. Tujuan dari perencanaan pompa ini adalah membantu keluarnya air dari kolam tampung dan membuat kapasitas dari kolam tampung tidak terlalu besar. Maka perlu dilakukan perencanaan berupa jumlah dan kapasitas dari pompa yang direncanakan. Berikut analisis perhitungannya dalam perencanaan rumah pompa :

$$\text{Direncanakan luas kolam} = 60.000 \text{ m}^2$$

$$\text{Kapasitas pompa rencana} = 4.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Lokasi pompa} = 3 \text{ Lokasi}$$

Maka untuk kedalaman kolam tampung tanpa pompa pada t = 2 jam adalah

$$h = \left(\frac{\text{Vol Kumulatif}}{\text{Luas Rencana}} \right) / \text{Jmlh kolam tampung} = 2 \text{ (m)}$$

$$\text{Vol Pompa} = 3600 \times \text{kapasitas rencana} \times \text{jumlah pompa}$$

$$= 3600 \times 4,329 \times 1$$

$$= 15.552 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol Genangan} = \text{Vol Limpasan Kum} - \text{V. Pompa}$$

$$= 977.731,36 - 15.552$$

$$= 962.179,37 \text{ m}^3$$

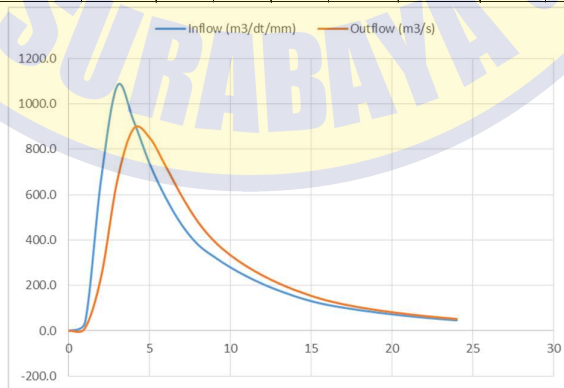
Maka untuk kedalaman kolam tampung dengan pompa dan W jagaan 0,3 – 0,5:

$$h = \left(\frac{\text{Vol Genangan}}{\text{Luas Rencana}} \right) / \text{jumlah Kolam Tampung} = 2 \text{ m}$$

Maka untuk hasil rekapitulasi perhitungan operasional pompa dapat dilihat pada tabel 4.28 serta dari tabel tersebut maka grafik hidrograf antara volume inflow dan outflow dari kolam tampung

Tabel 4. 27 Operasional Pompa

t (jam)	Inflow (m ³ /dt/mm)	C112	C211	C3o1	Outflow (m ³ /s)	I-O	Volume (m ³)	Volume Kumulatif	Kedalaman Kolam tanpa pompa (m)	Volume pompa (m ³)	Ket Jumlah Pompa	Vol Genangan (m ³)	Kedalaman Kolam dengan Pompa
0	1.4	0.5			0	-1.35	2430	0	0.0	0	0	0	0.0
1	43.0	14.3		0.0	14.8	28.25	50849.52	50849.52	0.3	0	0	50849.52	0.28
2	801.3	267.1	14.3	4.9	286.4	514.93	926881.8	977731.366	5.4	15552	1	962179.37	5.3
3	1211.3	403.8	267.1	95.5	766.3	444.98	800955.3	1778686.68	9.9	31104	2	1747582.68	9.7
4	925.2	308.4	403.8	255.4	967.6	-42.45	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
5	655.8	218.6	308.4	322.5	849.5	-193.74	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
6	468.3	156.1	218.6	283.2	657.9	-189.55	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
7	372.4	124.1	156.1	219.3	499.5	-127.11	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
8	296.2	98.7	124.1	166.5	389.4	-93.16	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
9	235.7	78.6	98.7	129.8	307.1	-71.42	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
10	187.6	62.5	78.6	102.4	243.5	-55.88	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
11	149.3	49.8	62.5	81.2	193.5	-44.12	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
12	124.7	41.6	49.8	64.5	155.8	-31.16	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
13	105.1	35.0	41.6	51.9	128.5	-23.40	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
14	88.7	29.6	35.0	42.8	107.5	-18.76	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
15	74.9	25.0	29.6	35.8	90.3	-15.47	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
16	63.2	21.1	25.0	30.1	76.1	-12.92	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
17	53.4	17.8	21.1	25.4	64.3	-10.84	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
18	45.2	15.1	17.8	21.4	54.3	-9.11	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
19	38.2	12.7	15.1	18.1	45.9	-7.66	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
20	32.4	10.8	12.7	15.3	38.9	-6.45	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
21	27.5	9.2	10.8	13.0	32.9	-5.43	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
22	23.4	7.8	9.2	11.0	27.9	-4.57	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
23	19.9	6.6	7.8	9.3	23.7	-3.84	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6
24	16.9	5.6	6.6	7.9	20.2	-3.24	0	1778686.68	9.9	46656	3	1732030.68	9.6



Gambar 4. 17 Grafik Hidrograf Inflow dan Outflow

Dari hasil perhitungan berikut maka direncanakan kolam tampung dengan kedalaman 9,6 meter, lebar 300 m dan panjang 200 m. Pada 3 titik lokasi di sepanjang wilayah Kali Sadar.

Direncanakan juga kapasitas pompa sebesar 4,32 m²/s dengan unit 3. 1 pompa menyala ketika ketinggian air 0,3 m, 2 pompa akan menyala ketika ketinggian air 5,4 m, dan 9,9 pompa akan menyala ketika ketinggian air m.

2. Analisis Pintu Air

Untuk mengatur debit air yang masuk ke dalam kolam tampung dan mengalirnya kembali ke Kali Sadar maka perlu dilakukan perencanaan pintu air. Data perencanaan adalah sebagai berikut :

Q rencana = 105.1 m²/s (debit disesuaikan dengan kriteria drainase)
 B saluran = 20 meter
 H saluran = 3,5 meter

Karena B saluran terlalu lebar, sehingga perlu adanya pilar di antara pintu.

N pilar = 3 buah
 Lebar pilar = 1 meter

$$B \text{ pintu} = \frac{B \text{ Saluran Pintu} - \text{Lebar pilar}}{N \text{ pilar}} = \frac{20 - 3}{3 + 1} = 4,125 \text{ m}$$

$$N \text{ pintu} = \frac{B \text{ Saluran Pi}}{B \text{ Pintu}} = \frac{20 - (3 \times 1)}{4,125} = 4,12 = 4$$

g (percepatan gravitasi) : 9,81 m/s²

Z (kehilangan energi) : 0,4 m

μ (koefisien) : 0,8

a (tinggi bukaan pintu)

$$a = \frac{\frac{Q}{N \text{ pintu}}}{\mu b \sqrt{2gz}} = \frac{\frac{101,9}{4}}{0,8 \times 4,25 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,4}} = 2,68 = 3 \text{ m}$$

H pintu = a + 0,1 = 3 + 0,1 m = 3,1 m = 3.5 (d disesuaikan dengan tinggi saluran)

B brutto = b pintu + (2 x 0,1) = 4,325 m

Berdasarkan perhitungan diatas dapat direncanakan bahwa tinggi bukaan pintu sebesar 3 m dan tinggi pintu sebesar 3,5 m. Pintu air menggunakan tipe gearbox ganda (memiliki 2 Stick As Drat) karena lebar pintu dari 2 m.

A. Dimensi Pintu Air

Pintu air direncanakan menggunakan pelat baja. Untuk mendapatkan pintu air menggunakan rumus gaya hidrostatik akibat air dan menghitung Momen maksimum pada daun pintu.

Diketahui

γ air : 1000 kg/m³ = 1 t/m³

H air (H_a) : h sal – w jagaan = 3,5 – 0,5 = 3 m

H pintu (H_p) : 3,5 m

B pintu (B_p) : 4,125 m

B. Perhitungan gaya hidrostatis akibat air

γ air : 1 t/m³

$P_1 = \gamma \text{ air} \times h \text{ air} : h \text{ sal} - w \text{ jagaan} = 3,5 - 0,5 = 3 \text{ m}$

Gaya yang bekerja

$$F = \frac{P_1}{2} \times H_a \times B_p = \frac{3}{2} \times 3 \times 4,125 = 18,56 \text{ t/m}$$

C. Perhitungan gaya akibat endapan

$$e = \gamma e \times H_a \times \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right) \\ = 1,6 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} \times \frac{1 - \sin 20}{1 + \sin 20}$$

$$= 5,6 \text{ t/m}^2$$

$$F_e = 0,5 \times e \times H_p$$

$$= 0,5 \times 5,6 \times 3,5$$

$$= 9,8 \text{ t/m}$$

D. Perhitungan M_{max} pada daun pintu (sendi-sendiri)

$$q = F + F_e = 18,56 + 9,8 = 28,36 \text{ t/m}$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q \times B_p^2 \times 1000 \times 100$$

$$= \frac{1}{8} \times 28,36 \times (4,125)^2 \times 1000 \times 100$$

$$= 6.032.570,8 \text{ kg.cm}$$

E. Perhitungan tebal daun pintu

$$\sigma = \frac{M_{max}}{w}$$

$$w \geq \frac{M_{max}}{\sigma} \rightarrow w \geq \frac{6032570,8 \text{ kg.cm}}{1600}$$

$$w \geq 3.770,35 \text{ cm}^3$$

ker $\sigma =$ tegangan ijin baja (1600 kg/cm²)

$$t = \sqrt{\frac{6 \times w}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 3770,35}{4,125 \times 100}} = 7,405 = 0,07 \text{ m}$$

F. Perhitungan Stang Pintu

H Pintu : 3,5 m

B Pintu : 4,125 m

T Pintu : 0,07 m

W Pintu : $3,5 \times 4,125 \times 0,07 \times 7850 \text{ kg/cm}^2$
 $= 8392,98 \text{ kg}$

W Tambahan : $25\% \times W \text{ pintu} = 1678,59 \text{ kg}$

W Total : 10071,58 kg

(1) Saat Pintu Dinaikan

Gaya Gesek = $0,4 \times q \times B_p \times 1000$
 $= 46798,13 \text{ kg}$

Gaya yang bekerja = $W \text{ total} + \text{Gaya Gesek}$
 $= 56869,71 \text{ kg}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 56869,71}{\pi \times 1600}}$$

$$D = 6,728 \text{ cm}$$

(2) Saat Pintu Diturunkan

$$\text{Gaya Tekuk (Pk)} = W \text{ total} - \text{Gaya Gesek}$$

$$= -36726,5 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang Stang (L)} = H \text{ sal} - H_p + 1$$

$$= 3,5 - 3,5 + 1$$

$$= 1 \text{ m} = 3 \text{ m (d disesuaikan dengan lebar bukaan}$$

pintu, a = 3m)

$$\text{Panjang Tekuk (Lk)} = \frac{1}{2} \times \sqrt{2} \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times \sqrt{2} \times 300$$

$$= 212,132 \text{ cm}$$

$$Pk = \frac{\pi^2 \times E \times I}{Lk^2} \text{ maka}$$

$$I = \frac{Pk \times Lk^2}{\pi^2 \times E}$$

$$= 79,724 \text{ kg.cm}^2$$

Diameter stang turun

$$I = \frac{1}{64} \times \pi \times D^4$$

$$D = \sqrt[4]{\frac{I \times 64}{\pi}}$$

$$D = 6,349 \text{ cm}$$

(3) Diameter Stang Pakai

Bersarkan ketersediaan dipasaran untuk diametr stang pakai, maka ukuran diameter yang dipakai :
Maka D Stang = 0,05 m

Berikut rekapitulasi data pintu air

Keterangan	Panjang (m)
B Saluran	20
H Saluran	3.5
H Air	3
B Pintu	4.125
H Pintu	3.50
Bukaan Pintu	3.00
Tebal Daun Pintu	0.07