

BAB V

PEMBAHASAN

5.1 Analisis Hidrologi

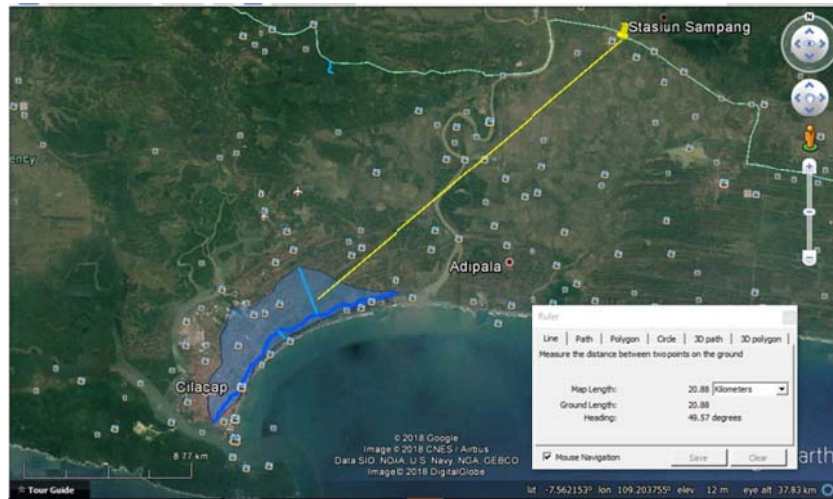
Secara umum analisis hidrologi merupakan satu bagian analisis awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidraulik. Pengertian yang terkandung di dalamnya adalah bahwa informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisis hidrologi merupakan masukan penting dalam analisis selanjutnya. Bangunan hidraulik dalam bidang teknik sipil dapat berupa gorong-gorong, bendung, bangunan pelimpah, tanggul penahan banjir, dan sebagainya. Ukuran dan karakter bangunan-bangunan tersebut sangat tergantung dari tujuan pembangunan dan informasi yang diperoleh dari analisis hidrologi.

Analisis Hidrologi diperlukan untuk mengetahui karakteristik hidrologi daerah pengaliran Kali Yasa. Analisis hidrologi digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana pada suatu perencanaan bangunan air. Data untuk penentuan debit banjir rencana pada tugas akhir ini adalah data curah hujan, dimana curah hujan merupakan salah satu dari beberapa data yang dapat digunakan untuk memperkirakan besarnya debit banjir rencana.

Adapun langkah-langkah dalam analisis hidrologi adalah sebagai berikut:

5.1.1 Curah Hujan

Dalam melakukan analisis hidrologi, sebaiknya data curah hujan yang digunakan terupdate agar saat melakukan analisa bisa mendapatkan data yang akurat. pada penelitian ini dikarenakan kurangnya data saya hanya mendapatkan data curah hujan tahunan Kali Yasa tahun 1981 – 1990. Data curah hujan diambil pada stasiun hujan Sampang yang terletak diluar DAS Kali Yasa berjarak 20 km dari Kali Yasa. Berikut gambar lokasi stasiun Sampang :



Gambar 5.1. Peta Stasiun Hujan Sampang (Google Earth)

Tabel 5.1. Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Sampang

No	Tahun	Hujan max harian (R24) mm
1	1981	171
2	1982	125
3	1983	112
4	1984	177
5	1985	184
6	1986	129
7	1987	135
8	1988	125
9	1989	116
10	1990	175

Sumber : Dinas Pekerjaan Umum Cilacap, Tahun 1981-1990

5.1.2 Uji Konsistensi Hujan

Uji konsistensi berarti menguji kebenaran data lapangan yang tidak dipengaruhi oleh kesalahan pada saat pengiriman atau saat pengukuran, data tersebut harus betul-betul menggambarkan fenomena hidrologi seperti keadaan sebenarnya di lapangan. Dengan kata lain data hidrologi disebut tidak konsisten apabila terdapat perbedaan antara nilai pengukuran dengan nilai sebenarnya (Soewarno, 1995:23).

Uji konsistensi yang dilakukan adalah dengan menggunakan metode RAPS (Rescaled Adjusted Partial Sums). Cara ini dilakukan dengan cara menghitung nilai kumulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata (mean) dengan persamaan berikut :

$$S^*o = 0 \dots\dots\dots (5.1)$$

$$S^*k = \sum_{i=1}^k (Yi - Y) \dots\dots\dots (5.2)$$

Dengan :

$$K = 1,2,3, \dots, n$$

$$S^{**}k = \frac{S^*k}{Dy} \dots\dots\dots (5.3)$$

$$Dy^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (Yi - Y)^2}{n} \dots\dots\dots (5.4)$$

Pengujian dengan menggunakan data dari stasiun itu sendiri yaitu pengujian dengan kumulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata dibagi dengan akar kumulatif rerata penyimpangan kuadrat terhadap nilai reratanya, lebih jelas lagi bisa dilihat pada rumus, nilai statistic Q dan R.

Nilai statistik Q dan R

$$Q = maks |S^{**}k| \text{ untuk } 0 \leq k \leq n$$

$$R = maks S^{**}k - \min S^{**}k$$

Dengan :

S*o = simpangan awal

S*k = simpangan mutlak

S**k = nilai konsistensi data

n = jumlah data

Dy = simpangan rata-rata

Q = nilai statistik Q untuk $0 \leq k \leq n$

R = nilai statistik (range)

Dengan melihat nilai statistik diatas maka dapat dicari nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n} . Hasil yang di data dibandingkan dengan nilai Q/\sqrt{n} syarat dan R/\sqrt{n} syarat, jika lebih kecil maka data masi dalam batasan konsisten.

Tabel 5.2. Nilai Q/\sqrt{n} 0.5 dan R/\sqrt{n} 0.5

n	Q/n0.5			R/n0.5		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1.05	1.14	1.29	1.21	1.28	1.38
20	1.1	1.22	1.42	1.34	1.43	1.6
30	1.12	1.24	1.48	1.4	1.5	1.7
40	1.14	1.27	1.52	1.44	1.55	1.78
100	1.17	1.29	1.55	1.5	1.62	1.85
	1.22	1.36	1.63	1.62	1.75	2

(Sumber : Sri Harto, 2000:168)

Tabel 5.3. Hasil Perhitungan RAPS

No	Tahun	Hujan	Sk*	[Sk*]	Dy2	Sk**	[Sk**]
1	1985	184	39.10	39.10	152.881	1.456	1.456
2	1984	177	32.10	32.10	103.041	1.196	1.196
3	1990	175	30.10	30.10	90.601	1.121	1.121
4	1981	171	26.10	26.10	68.121	0.972	0.972
5	1987	135	-9.90	9.90	9.801	-0.369	0.369
6	1986	129	-15.90	15.90	25.281	-0.592	0.592
7	1982	125	-19.90	19.90	39.601	-0.741	0.741
8	1988	125	-19.90	19.90	39.601	-0.741	0.741
9	1989	116	-28.90	28.90	83.521	-1.077	1.077
10	1983	112	-32.90	32.90	108.241	-1.226	1.226
	Rerata Jumlah	144.90		25.48	720.69		

$$n = 10$$

$$Dy = 26.85$$

$$Sk^{**} \text{ max} = 1.456$$

$$Sk^{**} \text{ min} = -1.226$$

$$Q = [Sk^{**} \text{ maks}] = 1.456$$

$$R = Sk^{**} \text{ maks} - Sk^{**} = 2.682$$

$$Q/n^{0.5} = 0.461 < \text{dengan probabilitas 90\% dari tabel} \quad 1.05 \quad \Rightarrow \quad \text{Ok}$$

$$R/n^{0.5} = 0.848 < \text{dengan probabilitas 90\% dari tabel} \quad 1.21 \quad \Rightarrow \quad \text{Ok}$$

5.1.3 Analisis Curah Hujan Rencana

a. Parameter Statistik

Parameter statistik DAS diperoleh dengan melakukan analisa terhadap data curah hujan maksimum pada DAS parameter statistik yang diperoleh adalah sebagai berikut, hasil perhitungan disajikan pada **Tabel 5.4**:

- Hujan rata-rata (\bar{P}) : 144.9000 mm
- Standar deviasi (S) : 28.30 mm
- Koefisien skewness (Cs) : 0.0261

Tabel 5.4. Kala Ulang Hujan Maksimum

P(x >= X _n)	T Kala-Ulang	Karakteristik Debit (m ³ /dt) Menurut Probabilitasnya							
		NORMAL		LOG-NORMAL		GUMBEL		LOG-PEARSON III	
		X _T	K _T	X _T	K _T	X _T	K _T	X _T	K _T
0.99	1.	79.069	-2.326	90.933	-1.907	98.469	-1.641	94.371	-2.134
0.5	2.	144.900	0.000	142.470	-0.086	140.251	-0.164	141.282	-0.043
0.2	5.	168.716	0.842	167.600	0.802	165.259	0.719	167.100	0.826
0.1	10.	181.165	1.282	182.453	1.327	181.816	1.305	183.313	1.306
0.04	25.	194.441	1.751	199.745	1.938	202.737	2.044	203.103	1.837
0.02	50.	203.017	2.054	211.777	2.363	218.256	2.592	217.467	2.191
0.01	100.	210.731	2.326	223.218	2.768	233.662	3.137	231.584	2.517
0.001	1,000.	232.347	3.090	258.679	4.021	284.565	4.936	278.256	3.468

5.1.4 Uji Kecocokan

Uji kecocokan dilakukan untuk mengetahui bahwa pemilihan distribusi hujan rancangan yang paling tepat dari beberapa pola distribusi yang ada. Ada 2 macam uji kecocokan yaitu dengan uji Chi-Kuadrat dan Uji Smirnov-Kolmogorov, Pada Penelitian ini hanya memakai Uji Chi-Kuadrat.

a. Uji Chi-Kuadrat (Chi Square)

Untuk mengetahui kecocokan antara distribusi data dengan distribusi teortis yang dipilih maka diperlukan uji kecocokan distribusi (goodness of fit test). Uji kecocokan distribusi dilakukan dengan uji Chi-Square. Uji Chi-Square dimana distribusi Chi-Square mempunyai rumus yaitu :

$$Xc^2 = \sum_{i=1}^k (O_i - E_i)^2 / E_i \dots\dots\dots (5.5)$$

Dimana :

k = Jumlah kelas interval, tidak kurang dari 5

O_i = *Observerd* berdasarkan hasil observasi

E_i = *Expected* berdasarkan distribusi teoritis

Xc^2 = Chi-square Distribution, *degree of freedom* is $k-p-1$

p = Number of parameter estimated from data

Uji Chi-Square menentukan nilai χ^2_{cr} untuk suatu tingkat signifikan tertentu (misal $\alpha = 5\%$) dan derajat kebebasan. Nilai χ^2_{cr} ini dapat diperoleh dari tabel distribusi Chi-Square. Apabila nilai $\chi^2_C < \chi^2_{o2}$, maka kecocokan dapat diterima, dan sebaliknya.

Tabel 5.5. Aplikasi Distribusi Gumbel

Kelas	P(x >= Xm)		Ef	Curah (mm)	Of	Ef - Of	(Ef-Of) ² / Ef
5	0.200	0 < P <= 0.2	2.000	165.259	4.000	2.000	2.000
	0.400	0.2 < P <= 0.4	2.000	146.986	0.000	2.000	2.000
	0.600	0.4 < P <= 0.6	2.000	134.084	1.000	1.000	0.500
	0.800	0.6 < P <= 0.8	2.000	121.665	3.000	1.000	0.500
	0.999	0.8 < P <= 0.999	2.000	89.523	2.000	0.000	0.000
			10.000		10.000	Chi-Kuadrat =	5.000
						DK =	2
Distribusi GUMBEL Diterima						Chi-Kritik =	5.991

Menurut Uji Chi-Kuadrat distribusi yang terbaik adalah distribusi Gumbel dengan nilai Chi-Kritik = 5.991 dan nilai Chi-Kuadrat = 5.000. Dari uji kecocokan yang dilakukan maka dipilih hujan rancangan dengan distribusi Gumbel. Hasil analisis mengenai hujan rancangan di DAS dapat dilihat pada **Tabel 5.4** di atas.

5.2 Pola Agihan Hujan

Distribusi hujan jam-jaman menggunakan model alternating block method (ABM). Dimana waktu hujan dihitung berdasarkan waktu konsentrasi (tc), yang dihitung dengan persamaan Hathway seperti Persamaan 5.6 di bawah ini.

$$t_c = \frac{0.606 \times (L \times n)^{0.467}}{S^{0.234}} \dots\dots\dots (5.6)$$

Dimana :

- tc : waktu konsentrasi (menit),
- L : panjang sungai (Km),
- S : kemiringan sungai.
- n : koefisien kekasaran

Waktu konsentrasi hujan digunakan selama 3 jam. Intensitas hujan dihitung dengan rumus Mononobe (SK SNI DPU,1989) seperti Persamaan berikut ini:

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t}\right)^{2/3} \dots\dots\dots (5.7)$$

Dimana :

- It : Intensitas hujan (mm/jam),

R₂₄ : Hujan rancangan (mm/hari),

t : Waktu ke-t

Tabel 5.6. Distribusi Hujan Rancangan Jam-Jaman

t (jam)	Distribusi (%)	Kala Ulang						
		T1.01	T2	T5	T10	T25	T50	T100
1	18.02	17.75	25.28	29.78	32.77	36.54	39.33	42.11
2	69.34	68.27	97.24	114.58	126.06	140.57	151.33	162.01
3	12.64	12.45	17.73	20.89	22.99	25.63	27.59	29.54

5.3 Analisa Debit Banjir Rancangan

5.3.1 Metode Rasional

Metode rasional dapat menggambarkan hubungan antara debit dengan besarnya curah hujan untuk DAS dalam luas sampai 500 ha. Debit banjir dapat dihitung berdasarkan parameter hujan dan karakteristik DAS, dengan rumus umum berikut:

$$Q_p = 0.278 \times C \times I \times A \dots\dots\dots (5.8)$$

Keterangan :

Q_p = debit puncak banjir (m³/det).

C = koefisien aliran.

I = intensitas hujan selama waktu konsentrasi (mm/jam).

A = luas daerah pengaliran sungai (km²).

5.3.2 Metode Haspers

Perhitungan debit banjir rencana menggunakan Metoda Haspers adalah sebagai berikut :

a. koefisien aliran (α) dihitung dengan rumus:

$$\alpha = \frac{1+0.012f^{0.7}}{1+0.075f} \dots\dots\dots (5.9)$$

b. Koefisien reduksi (β) dihitung dengan rumus:

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t+(3,7 \times 10^{0.4t})}{(t+15)} \times \frac{f^{3/4}}{12} \dots\dots\dots (5.10)$$

c. Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus:

$$t_x = 0.1xL^{0.9}xi^{-0.3} \dots\dots\dots (5.11)$$

d. Hujan Maksimum menurut Haspers dihitung dengan rumus :

$$q = \frac{Rt}{3.6t} \dots\dots\dots (5.12)$$

$$Rt = S_x U \dots\dots\dots (5.13)$$

Keterangan :

- t = waktu curah hujan (jam)
- q = hujan maksimum ($m^3/km^2/s$)
- R = curah hujan maksimum rata-rata (mm)
- S_x = Simpangan baku
- U = variabel simpangan untuk kala ulang T tahun
- Rt = curah hujan dengan kala ulang T tahun (mm)

Berdasarkan Haspers ditentukan :

a. Untuk $t < 2$ jam

$$R_t = \frac{txR_{24}}{t+1-0.0008(260-R_{24})(2-t)^2} \dots\dots\dots (5.14)$$

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

$$R_t = \frac{txR_{24}}{t+1} \dots\dots\dots (5.15)$$

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

$$R_t = 0.707xR_{24}t + 1 \dots\dots\dots (5.16)$$

Keterangan :

- t = waktu curah hujan (hari)
- R_{24} = curah hujan dalam 24 jam (mm)
- Rt = curah hujan dalam t jam (mm)

5.3.3 Metode Nakayasu

Nakayasu dari Jepang, telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang dan membuat rumus hidrograf satuan sintetik dari hasil penyelidikannya. Rumus empiris yang dihasilkannya adalah sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{CxAxR_o}{3.6(0.3T_p+T_{0.3})} \dots\dots\dots (5.17)$$

Dimana :

- Q_p = debit puncak banjir (m^3/s)
- R_o = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu (*Time Lag*) dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0.3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak.

a. Bagian lengkung naik (*decreasing limb*) :

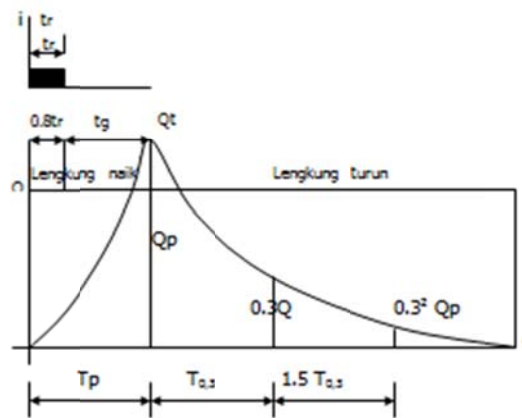
$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \dots\dots\dots(5.18)$$

Dimana :

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/s)

t = waktu (jam)

b. Bagian lengkung turun (*decreasing limb*) :



$$Q_d > 0.3Q_p : Q_{d1} = Q_p \times 0.3^{\frac{1-T_p}{T_{0.3}}} \dots\dots\dots(5.19)$$

$$0.3 Q_p > Q_d > 0.3^2 Q_p : Q_{d2} = Q_p \times 0.3^{\frac{1-T+0.5T_{0.3}}{2T_{0.3}}} \dots\dots\dots(5.20)$$

$$0.3^2 Q_p > Q_d : Q_{d3} = Q_p \times 0.3^{\frac{1-T_p+1.5T_{0.3}}{2T_{0.3}}} \dots\dots\dots(5.21)$$

c. Tenggang waktu

$$T_p = t_g + 0.8tr \dots\dots\dots(5.22)$$

Untuk :

$$L < 15 \text{ km } t_g = 0.21 \times L^{0.7} \dots\dots\dots(5.23)$$

$$L > 15 \text{ km } t_g = 0.4 + 0.058 L \dots\dots\dots(5.24)$$

Dimana :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = 0.5 t_g sampai t_g

$T_{0.3}$ = αt_g

Untuk :

- Daerah pengaliran biasa $\alpha = 2.0$
- Bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1.5$
- Bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha = 3.0$.

5.3.4 Metode SCS (*Soil Conservation Service*)

SCS menggunakan hidrograf tak berdimensi yang diekspresikan dalam bentuk perbandingan antara debit q dengan debit puncak q_p dan waktu t dengan waktu naik (*time of rise*) t_p . Dalam kajian terhadap banyak hidrograf satuan, waktu turun (*time of recession*) dapat diperkirakan sebesar $1,67 T_p$ dan basis hidrograf $t_p = 2,67 T_p$. Untuk limpasan langsung (*direct runoff*) sebesar 1 cm diperoleh debit puncak. Rumus-rumus yang digunakan dalam perhitungan adalah sebagai berikut :

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \dots\dots\dots(5.25)$$

$$t_p = 0.6Tc \dots\dots\dots(5.26)$$

$$Tc = \frac{0.06628 \times L^{0.77}}{I^{0.385}} \dots\dots\dots(5.27)$$

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \dots\dots\dots(5.28)$$

Keterangan :

q_p = puncak hidrograf satuan (m^3/s)

C = konstanta = 2.08

A = luas DAS (km^2)

T_p = waktu naik atau waktu yang diperlukan antara permulaan hujan hingga mencapai puncak hidrograf (jam)

- t_p = waktu kelambatan yaitu waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak hidrograf (jam)
- T_c = waktu konsentrasi yang dapat dihitung dengan persamaan Kirpich 1940 (jam)
- L = panjang maksimum lintasan air (km)
- I = kemiringan sungai
- ΔH = perbedaan ketinggian antara titik terjauh di DAS dengan tempat pelepasan (*outlet*)
- T_r = lama terjadinya hujan efektif (jam)

Untuk menentukan grafik debit dapat diperoleh dengan mengalikan sumbu horizontal dengan T_p dan sumbu vertikal dengan q_p serta basis hidrogograf $t_p = 2,67 T_p$. Koordinat hidrograf satuan tak berdimensi SCS dapat diperoleh dari tabel berikut.

Tabel 5.7. Koordinat hidrograf satuan tak berdimensi SCS

t/T_p	q/q_p	t/T_p	q/q_p
0.0	0	1.4	0.750
0.1	0.015	1.5	0.660
0.2	0.075	1.6	0.560
0.3	0.16	1.8	0.420
0.4	0.28	2.0	0.320
0.5	0.43	2.2	0.240
0.6	0.6	2.4	0.180
0.7	0.77	2.6	0.130
0.8	0.89	2.8	0.098
0.9	0.97	3.0	0.075
1.0	1	3.5	0.036
1.1	0.98	4.0	0.018
1.2	0.92	4.5	0.009
1.3	0.84	5.0	0.004

5.3.5 Metode Snyder

Unit hidrograf Snyder menentukan parameter yaitu waktu keterlambatan, aliran puncak, waktu dasar dan durasi standar dari hujan efektif untuk hidrograf satuan dikaitkan dengan geometri fisik dari DAS dengan hubungan berikut ini (Gupta, 1989).

$$t_p = Ct(LxLc)^{0.3} \dots\dots\dots(5.29)$$

$$Q_p = \frac{cpxA}{t_p} \dots\dots\dots(5.30)$$

$$T = 3 + \frac{tp}{8} \dots\dots\dots(5.31)$$

$$tD = \frac{tp}{5.5} \dots\dots\dots(5.32)$$

$$tD = tp + 0.25(1 - tD) \dots\dots\dots(5.33)$$

Apabila durasi hujan efektif t_r tidak sama dengan durasi standar tD ,
Maka :

$$t_{pr} = tp + 0.25(tr - tD) \dots\dots\dots(5.34)$$

$$Q_{pr} = Qp \frac{tp}{t_{pr}} \dots\dots\dots(5.35)$$

Dengan :

tD = durasi standar dari hujan efektif (jam)

t_r = durasi hujan efektif (jam)

tp = waktu dari titik berat durasi hujan efektif tD ke puncak hidrograf satuan (jam)

t_{pR} = waktu dari titik berat durasi hujan t_r ke puncak hidrograf satuan (jam)

T = waktu dasar hidrograf satuan (hari)

Qp = debit puncak untuk durasi tD

Q_{pR} = debit puncak untuk durasi t_r

L = panjang sungai utama terhadap titik kontrol yang ditinjau (km)

Lc = jarak antara titik kontrol ke titik yang terdekat dengan titik berat DAS (km)

A = luas DAS (km²)

Ct = koefisien yang tergantung kemiringan DAS, yang bervariasi dari 1,4 – 1,7

Cp = koefisien yang tergantung pada karakteristik DAS, yang bervariasi antara 0,15 – 0,19

Dengan menggunakan rumus-rumus diatas dapat digambarkan hidrograf satuan. Untuk memudahkan penggambaran, berikut ini diberikan beberapa rumus :

$$Pr = \frac{tr}{2} + t_{pR} \dots \dots \dots (5.36)$$

$$W_{50} = \frac{0.13xA^{1.08}}{Q_{pR}^{1.08}} \dots \dots \dots (5.37)$$

Analisa perhitungan Metode Snyder :

Kali Yasa

L	=	10 km	Qp	=	0.88 m ³ /detik
Lc	=	3.33 km	T	=	3.59 hari
A	=	24.50 km ²		=	86.17 jam
Ct	=	1.65	tD	=	0.86 jam
Cp	=	0.17	tp'	=	0.86 jam
tr	=	3 jam	Tp	=	2.36 jam
tp	=	4.72 jam			

Jika durasi efektif tr tidak sama dengan durasi standar tD, maka :

$$tpR = 5.26 \text{ jam}$$

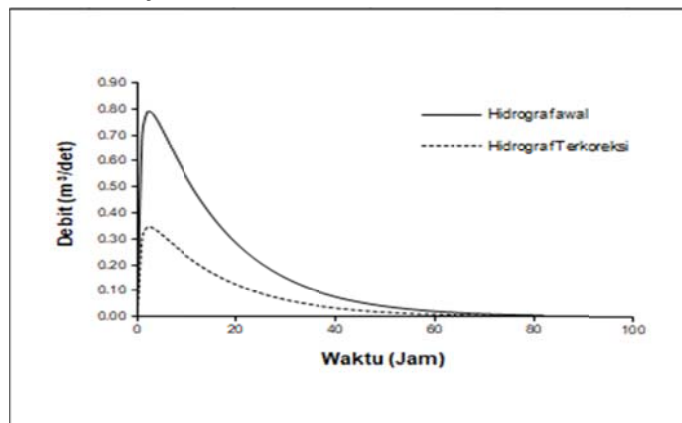
$$QpR = 0.792 \text{ m}^3/\text{s}$$

Waktu dari awal hujan sampai ke puncak :

$$Pr = 6.76 \text{ jam}$$

$$W_{50} = 9.36 \text{ jam}$$

$$W_{75} = 5.29 \text{ jam}$$

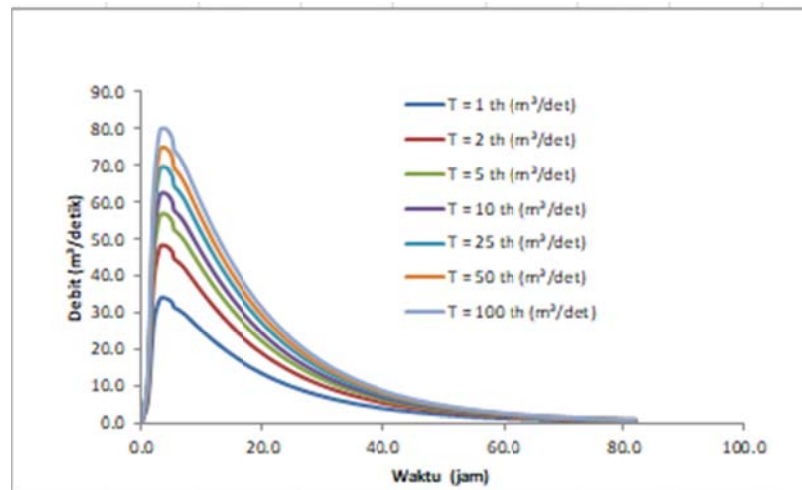


Gambar 5.2. Grafik HSS Metode Snyder Kali Yasa

Hasil perhitungan dan hidrograf debit banjir rancangan dengan menggunakan Metode Snyder selengkapnya dapat dilihat pada tabel dan gambar di bawah ini.

Tabel 5.8. Debit Banjir Rancangan Metode Snyder Kali Yasa

T (Kala-ulang)	Debit Banjir (m ³ /det)
	Snyder
1	33.92
2	48.18
5	56.72
10	62.37
25	69.52
50	74.82
100	80.08

**Gambar 5.3.** Grafik Debit Banjir Rancangan Metode Snyder Kali Yasa

Berikut adalah tabel hasil perhitungan menggunakan 5 metode analisa debit banjir rancangan :

Tabel 5.9. Perhitungan Debit Banjir Rancangan dengan 5 Metode

T (Kala-ulang)	Debit Banjir (m ³ /det)				
	Rasional	Haspers	Snyder	SCS	Nakayasu
1	61.43	40.37	33.92	70.71	46.64
2	87.49	57.49	48.18	100.71	66.43
5	103.10	67.74	56.72	118.67	78.28
10	113.42	74.53	62.37	130.56	86.12
25	126.48	83.11	69.52	145.58	96.03
50	136.16	89.47	74.82	156.73	103.38
100	145.77	95.78	80.08	167.79	110.68

Dari data diatas maka saya dapat melakukan pendekatan lapangan, debit terukur untuk Kali Yasa yaitu 27.8 m³/s. Dari ke lima metode

diasas maka dapat disimpulkan saya memilih metode Snyder karena lebih mendekati debit lapangan daripada metode yang lainnya.

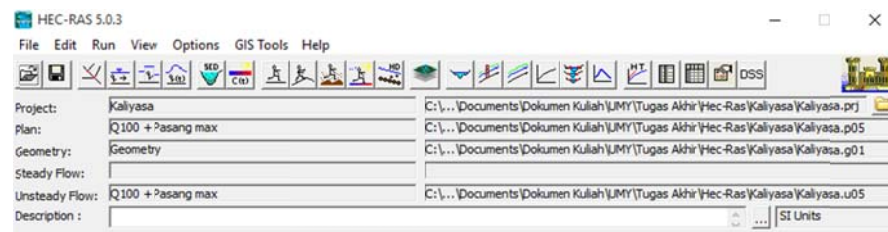
5.4 Simulasi Aliran Menggunakan *HEC-RAS v5.0.3*

Setelah menghitung Analisis Hidrologi maka data debit banjir rancangan dapat digunakan untuk simulasi aliran dengan bantuan *software HEC-RAS*.

Berikut langkah-langkah cara menggunakan *HEC-RAS* :


1. *Starting HEC-RAS*

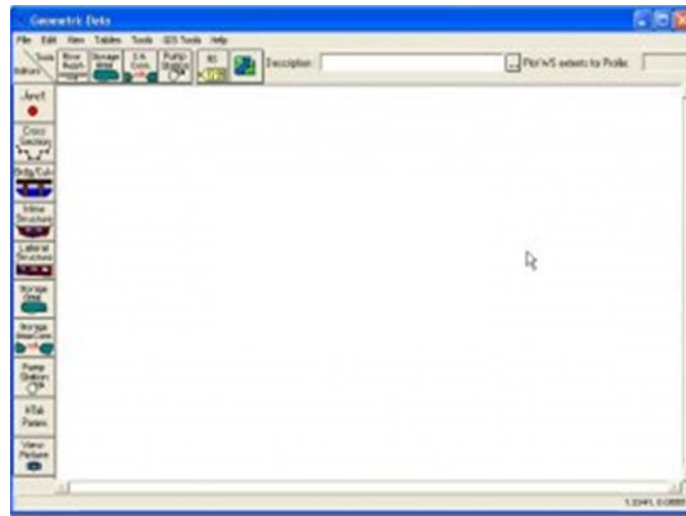
Untuk mulai pekerjaan *HEC-RAS*, klik "File", "New Project", kemudian simpan Project dengan nama sesuai selera pada direktori atau folder yang diinginkan.



Gambar 5.4. Tampilan awal *HEC-RAS v5.0.3*

2. Menginput Geometri Data

Langkah selanjutnya adalah membuat dan mengisi geometri data. Pembuatan geometri data dengan cara klik Tool bar *View/Edit Geometric Data*  dari tampilan *HEC-RAS*. *Geometric Data* memiliki tampilan seperti gambar dibawah ini :

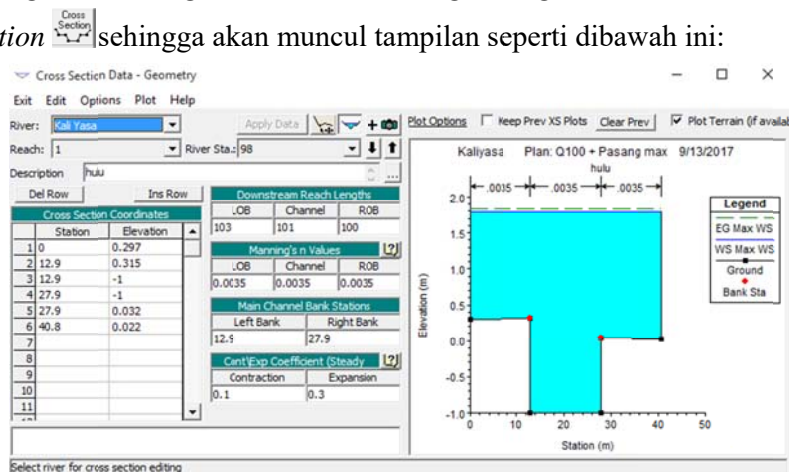


Gambar 5.5. *Geometric Data*

Setelah muncul tampilan *Geometric Data*, langkah selanjutnya adalah membuat *lay out* sungai dengan cara klik *tool bar* “*River Reach*”, kemudian kita bisa mulai menggambar *lay out* sungai yang diinginkan, dan setelah itu memberi nama *River* dan *Reachnya*. arah aliran saluran harus sesuai dengan arah penggambaran. Untuk lebih detailnya, Peta Topografi Kali Yasa dapat dilihat pada Lampiran A dan Potongan Melintang Kali Yasa Pada Lampiran B.

3. Menginput data *Cross Section*

Setelah *lay out* selesai maka kita dapat langsung memasukkan data potongan melintang (*Cross Section*) sungai dengan cara klik ikon *Cross Section* sehingga akan muncul tampilan seperti dibawah ini:



Gambar 5.6. Penginputan Data *Cross Section* Kali Yasa

4. Menginput Data Aliran

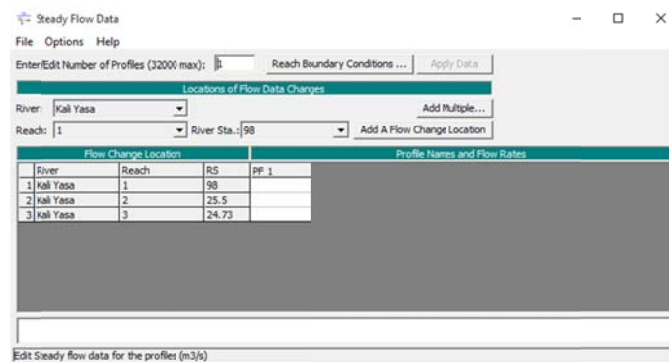
Selanjutnya adalah memasukkan data aliran, sebelum memasukkan data aliran, kita harus memastikan terlebih dahulu jenis aliran yang akan disimulasi, dalam *HEC-RAS 5.0.3* ada 2 jenis aliran, yaitu aliran *Steady* (aliran tetap) dan aliran *Unsteady* (aliran tak tetap).

a. Aliran *Steady*

Jika kita akan menggunakan aliran *Steady* (parameter aliran yang tidak berubah terhadap waktu), klik ikon “*view/edit steady flow data*”




dan akan muncul tampilannya seperti dibawah ini :



Gambar 5.7. Tampilan *Steady Flow Data*

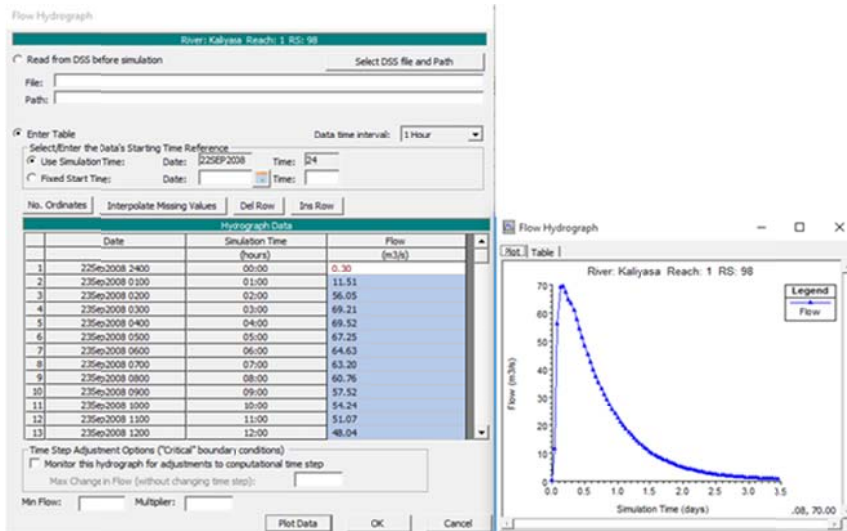
b. Aliran *Unsteady*

Jika aliran yang kita miliki merupakan aliran *Unsteady* (parameter aliran yang berubah terhadap waktu), berarti kita sebaiknya menganalisis aliran secara *Unsteady*. Untuk memasukkan data aliran, tinggal klik ikon “*view/edit unsteady flow data*” , dikarenakan aliran sungai Kali Yasa dekat dengan laut maka sungai Kali Yasa dipengaruhi oleh pasang surut air laut yang masuk ke sungai Kali Yasa, dengan itu dapat ditetapkan bahwa kaliyasa memiliki aliran *Unsteady*.

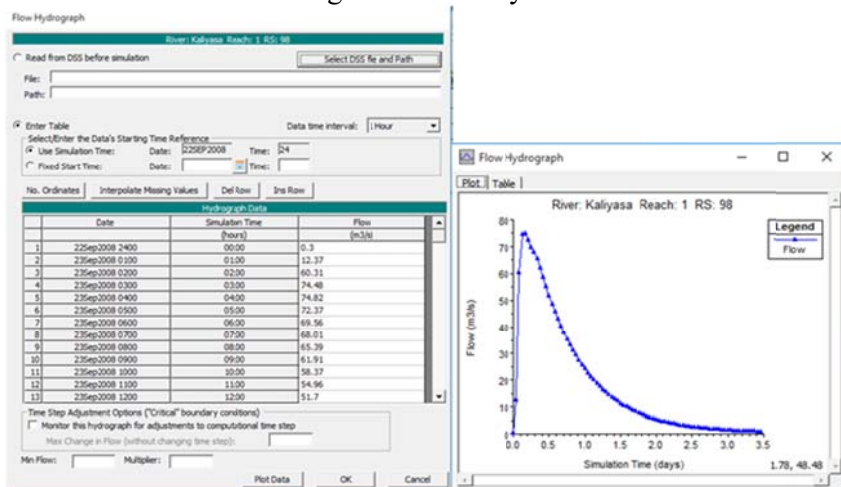


Gambar 5.8. Tampilan *Unsteady Flow Data*

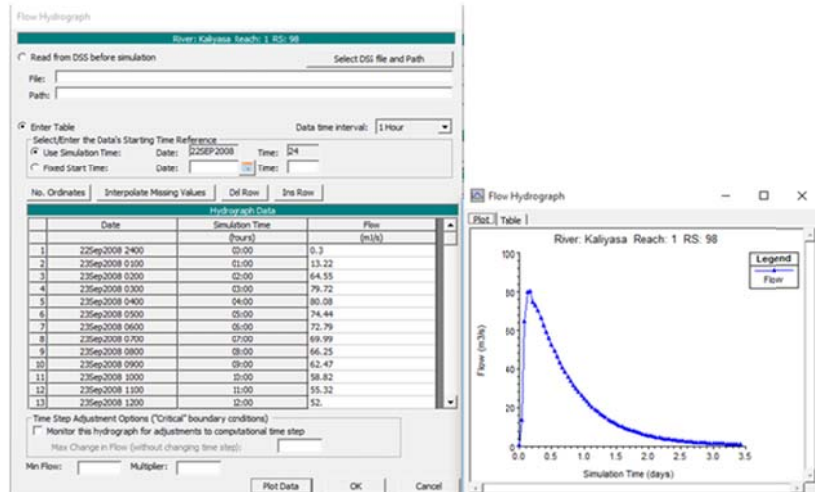
Setelah jendela *Unsteady* muncul, maka kita dapat menginput data debit banjir rancangan berdasarkan kala ulang yang sudah dianalisis, untuk memasukkan debit banjir rancangan maka dapat dipilih *Boundary Conditionnya Flow Hydrograph*, jika kita memiliki data Pasang surutnya maka dapat dimasukkan dengan memilih *Boundray Conditionnya Stage Hydrograph*. berikut dibawah ini hasil penginputan beberapa data kala ulang dan *Hydrograph* saat pasang tertinggi dan surut terendah:



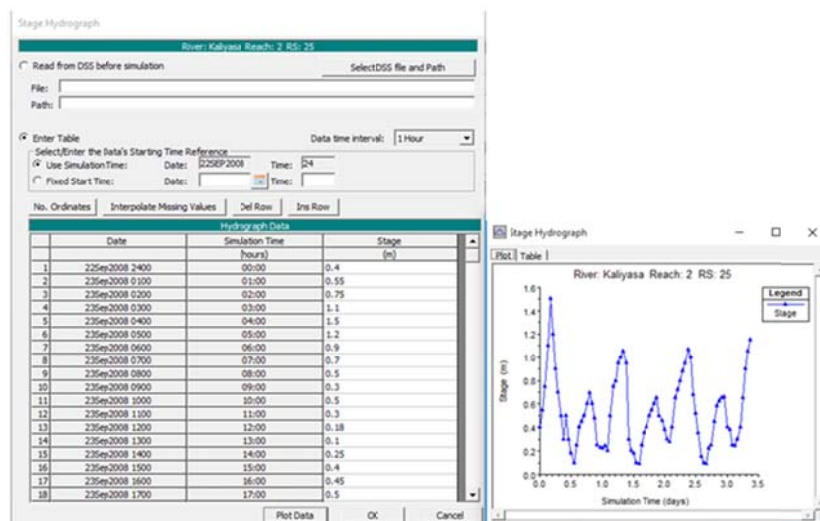
Gambar 5.9. Hydrograph Kala Ulang 25 tahun DAS Kali Yasa dengan Metode Snyder



Gambar 5.10. Hydrograph Kala Ulang 50 tahun DAS Kali Yasa dengan Metode Snyder



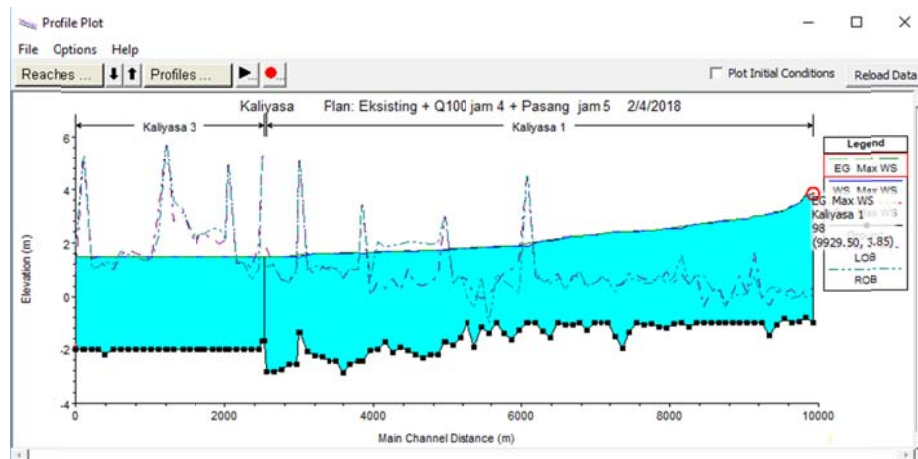
Gambar 5.11. *Hydrograph* Kala Ulang 100 tahun DAS Kali Yasa dengan Metode Snyder



Gambar 5.12. *Hydrograph* Pasang Surut Kali Yasa

5.5 Running HEC-RAS v5.0.3

Saat pertama melakukan running saya menggunakan angka kekasaran 0.035 untuk sungai berkelok-kelok dan tenang dengan dasar tanah dan tebing dari batu pecah. Berikut hasil running *HEC-RAS* dengan Kala Ulang 100 Tahun + Pasang Tertinggi.



Gambar 5.13. Potongan Memanjang Kali Yasa Kala Ulang 100 Tahun saat Pasang Tertinggi dengan manning 0.035

Pada bagian hulu Kali Yasa air terlalu tinggi. Akhirnya dilakukan pendekatan dengan mengubah Manning pada beberapa saluran dengan menggunakan data pengukuran lapangan. Berikut data pengukuran kecepatan dengan pelampung :

Tabel 5.10. Data Pengukuran Eksisting Kali Yasa

Dkt Pot	X	Y	z dari tanggul ke muka air sungai (m)	Sisi Pengambilan Hidrometri	Jarak (m)	Waktu (s)
P.24	281841.501	9145536.982	0.78	Kanan	10	15.8
P.39	282590.861	9146777.870	0.1	Kiri	8	18.3
P.1	280578.29	9143736.770	0.3	Kiri	6	11.5

(sumber : Survei Konsultan Perencana)

Dari data diatas didapat saya hanya menguji pada titik P.39, hasilnya dapat dilihat dibawah ini :

$$Wl = 0.27 \text{ m}$$

$$Q = 27.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 0.44 \text{ m/s}$$

Data diatas digunakan sebagai data untuk melakukan pendekatan pada kondisi sebenarnya. Kemudian saya lakukan kalibrasi dengan *HEC-RAS* 5.0.3. dengan mencoba menggunakan $n = 0.0035$, didapatkan hasilnya :

$$Wl = 0.31 \text{ m}$$

$$Q = 27.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

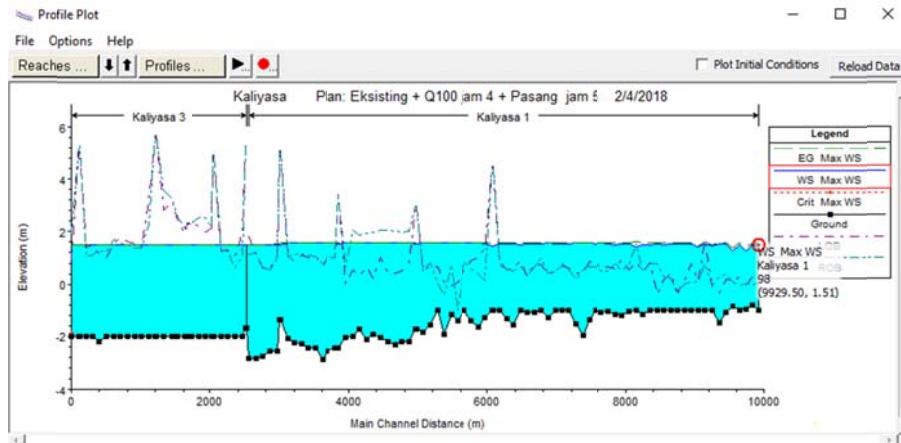
$$V = 0.43 \text{ m/s}$$

Berikut tabel hasil *running* dengan Manning 0.0035 :

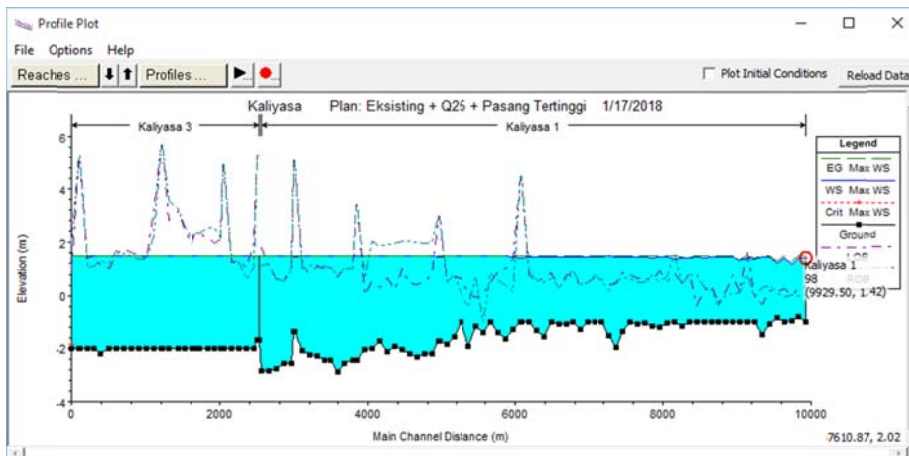
Tabel 5.11. Hasil *Running HEC-RAS* dengan Manning 0.0035

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: K.1 River: Kalibrasi Reach: 1 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	39	PF 1	27.80	-2.03	0.30		0.31	0.00001	0.43	64.51	42.48	0.11
1	38	PF 1	27.80	-2.06	0.30		0.31	0.00001	0.40	69.82	45.15	0.09
1	37.47	PF 1	27.80	-2.46	0.28		0.30	0.00004	0.74	37.32	21.40	0.18
1	37.36	PF 1	27.80	-2.46	0.28		0.30	0.00004	0.74	37.32	21.40	0.18
1	37	PF 1	27.80	-2.43	0.29		0.30	0.00001	0.42	65.80	33.25	0.10
1	36	PF 1	27.80	-2.56	0.29		0.30	0.00001	0.35	79.95	38.09	0.08
1	35	PF 1	27.80	-2.87	0.29		0.30	0.00000	0.30	93.48	41.70	0.06
1	34	PF 1	27.80	-2.44	0.29		0.30	0.00001	0.35	78.84	41.13	0.08
1	33	PF 1	27.80	-2.46	0.29		0.30	0.00001	0.41	67.97	35.14	0.09
1	32	PF 1	27.80	-2.28	0.28		0.30	0.00001	0.48	58.28	33.06	0.11
1	31	PF 1	27.80	-2.24	0.29		0.30	0.00001	0.42	65.91	34.82	0.10
1	30	PF 1	27.80	-2.10	0.28		0.29	0.00002	0.48	58.41	36.77	0.12
1	29.5	PF 1	27.80	-1.36	-0.05	-0.07	0.26	0.000137	2.50	11.13	17.06	0.99
1	29.42	PF 1	27.80	-1.36	-0.07	-0.07	0.26	0.000143	2.54	10.95	16.92	1.01
1	29	PF 1	27.80	-2.56	-1.50	-1.50	-1.23	0.000150	2.29	12.14	22.78	1.00
1	28	PF 1	27.80	-2.57	-1.57	-1.57	-1.32	0.000153	2.21	12.57	25.26	1.00
1	27	PF 1	27.80	-2.75	-1.64	-1.64	-1.37	0.000148	2.33	11.93	21.61	1.00
1	26	PF 1	27.80	-2.85	-1.82	-1.92	-1.66	0.000089	1.73	16.07	31.23	0.77
1	25	PF 1	27.80	-2.85	-1.92	-1.92	-1.69	0.000160	2.16	12.89	27.93	1.01

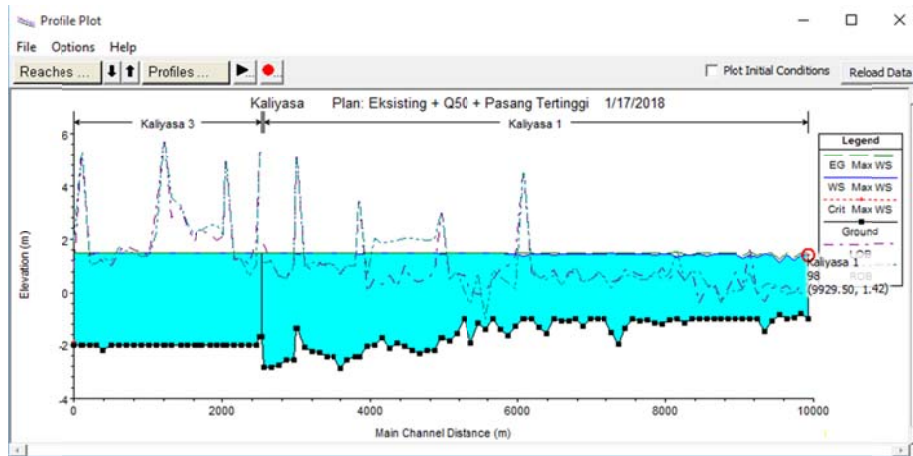
Dikarenakan hasil *running* pertama yang tidak benar maka saya menggunakan angka kekasaran untuk P98 – P28 dengan $n = 0.0035$ yang tidak ada keterangannya pada tabel manning dan sisanya menggunakan $n = 0.035$ yaitu sungai berkelok-kelok dan tenang dengan dasar tanah dan tebing dari batu pecah. Kemudian saya *running* kembali dan berikut hasilnya dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 5.14. Potongan Memanjang Kali Yasa Kala Ulang 100 Tahun saat Pasang Tertinggi dengan Manning pada P98-P28 $n = 0.0035$ dan P27-P0 $n = 0.035$



Gambar 5.15. Potongan Memanjang Kali Yasa Kala Ulang 25 Tahun saat Pasang Tertinggi

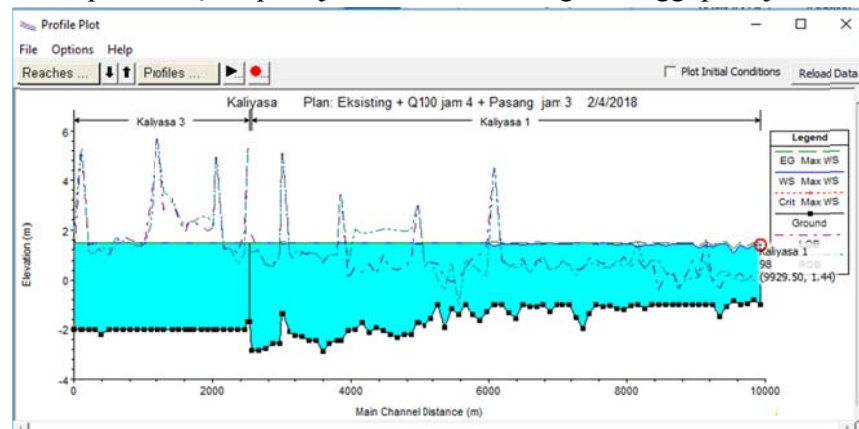


Gambar 5.16. Potongan Memanjang Kali Yasa Kala Ulang 50 Tahun saat Pasang Tertinggi

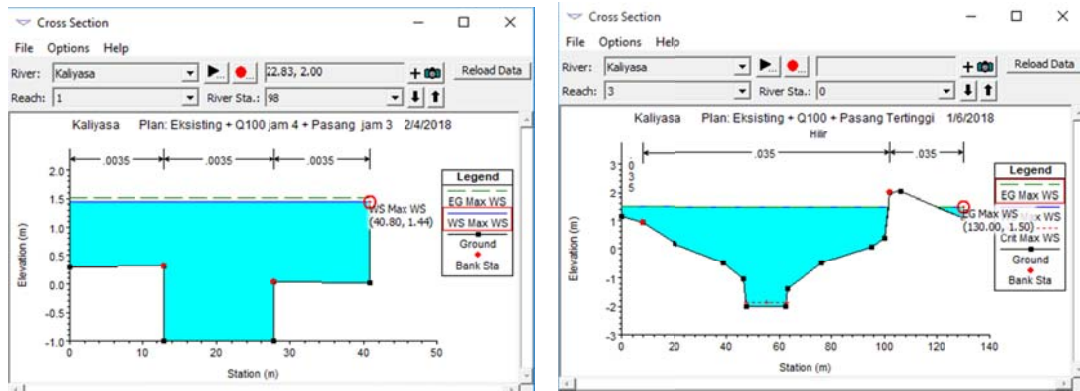
5.6 Mencari Banjir Tertinggi

Setelah melakukan pendekatan lapangan maka dilakukan beberapa rekayasa banjir untuk mencari puncak banjir tertinggi Kali Yasa dengan beberapa rekayasa aliran :

1. Debit puncak Q100 pada jam ke-4 saat Pasang Tertinggi pada jam ke-3



Gambar 5.17. Potongan Memanjang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-3

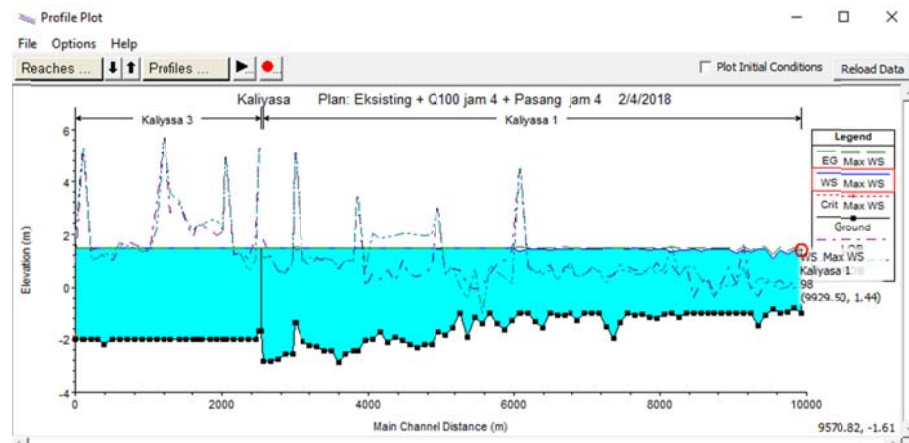


(a)

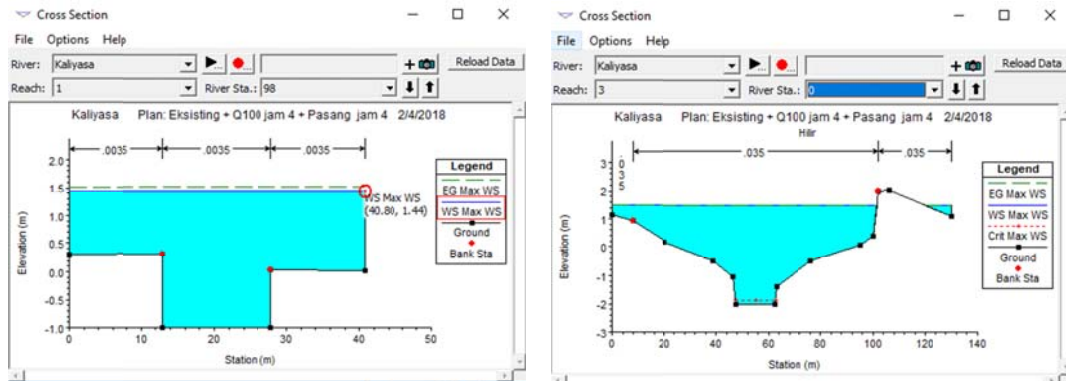
(b)

Gambar 5.18. (a) Potongan Melintang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-3 bagian hulu (b) Potongan Melintang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-3 bagian hulu

2. Debit puncak Q100 pada jam ke-4 saat Pasang Tertinggi pada jam ke-4



Gambar 5.19. Potongan Memanjang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 + Pasang Tertinggi jam ke-4

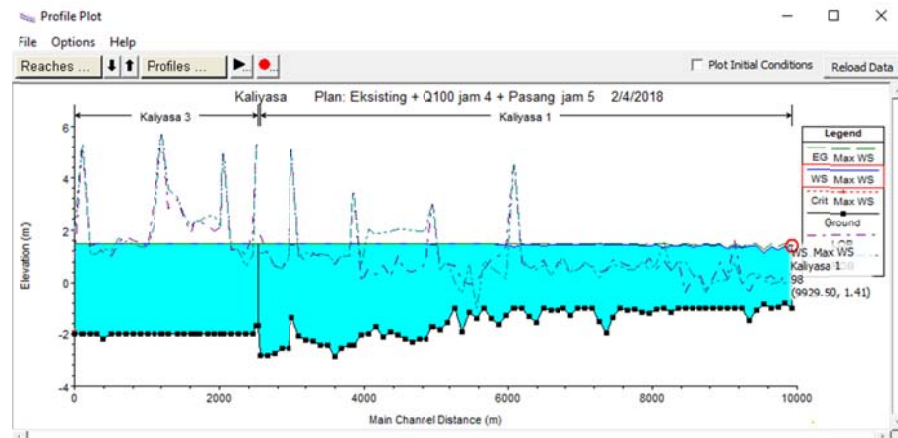


(a)

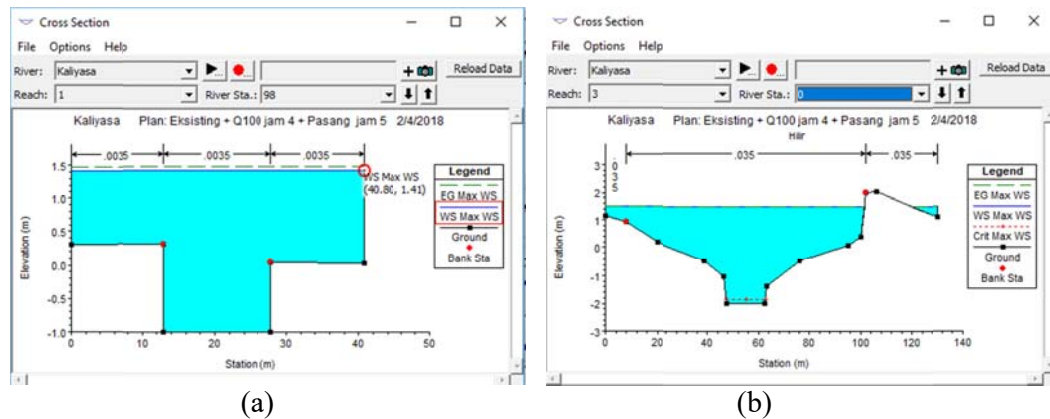
(b)

Gambar 5.20. (a) Potongan Melintang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-4 bagian hulu (b) Potongan Melintang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-4 bagian hulu

3. Debit puncak Q100 pada jam ke-4 + Pasang Tertinggi pada jam ke-5



Gambar 5.21. Potongan Memanjang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-5

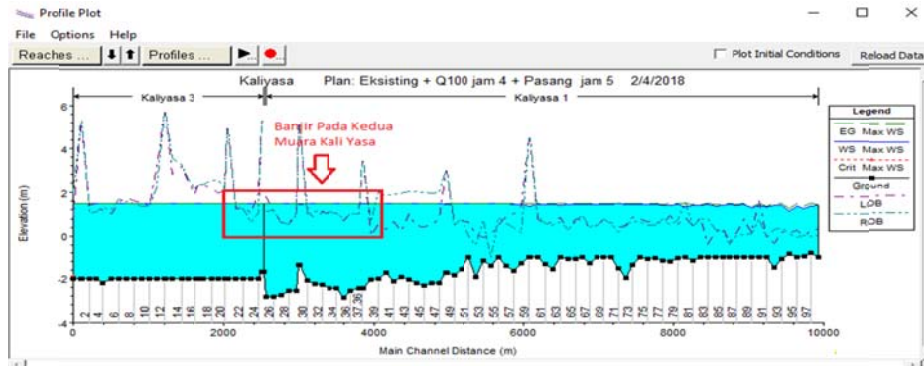


Gambar 5.22. (a) Potongan Melintang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-5 bagian hulu (b) Potongan Melintang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-5 bagian hulu

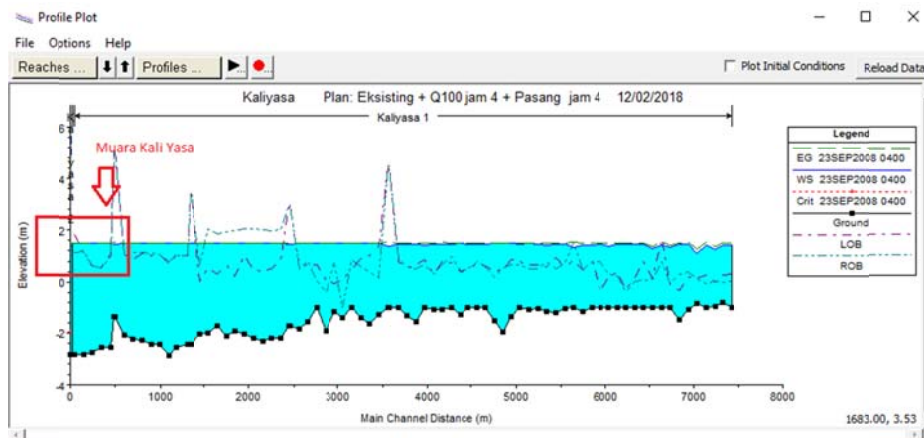
Dari 3 rekayasa aliran diatas didapatkan tinggi muka air pada rekayasa yang pertama yaitu +1.44 m, yang kedua +1.44 m dan yang ketiga +1.41 m. Maka dapat diketahui bahwa puncak banjir tertinggi terjadi pada Debit puncak Q100 pada jam ke-4 saat Pasang Tertinggi pada jam ke-3 dan Debit puncak Q100 pada jam ke-4 saat Pasang Tertinggi pada jam ke-4.

5.7 Penyebab Banjir Pada Muara Kali Yasa

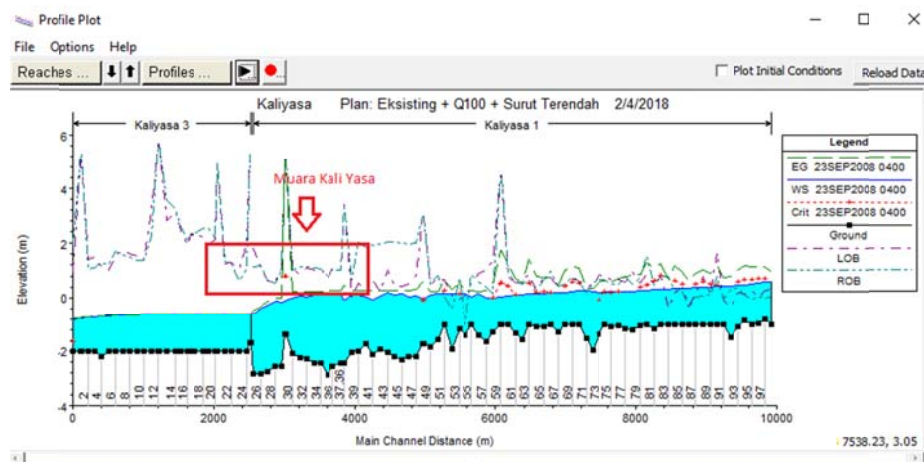
Pada potongan P.25 terdapat 2 muara sungai yaitu kekiri didekat TPI menuju ke laut dan P.0 yang bermuara ke arah Nusakambangan. Saat *running HEC-RAS* diatas menunjukkan pada hulu muara banjir padahal air mengalir terbagi menjadi 2. Berikut gambar daerah banjir pada Muara Sungai Kali Yasa dengan saat puncak Q100 bertemu dengan Pasang tertinggi dan saat puncak Q100 bertemu dengan Surut terendah :



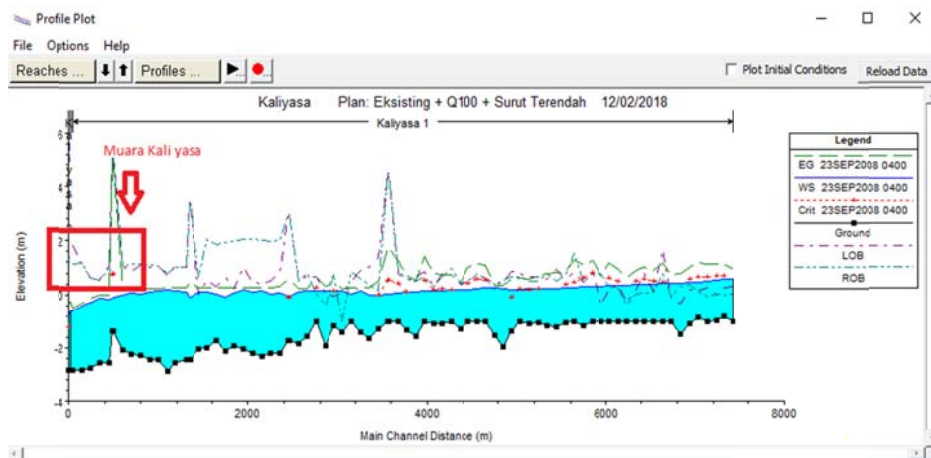
Gambar 5.23. Banjir Pada Muara Sungai Saat Pasang Tertinggi Potongan Memanjang P98 – P0



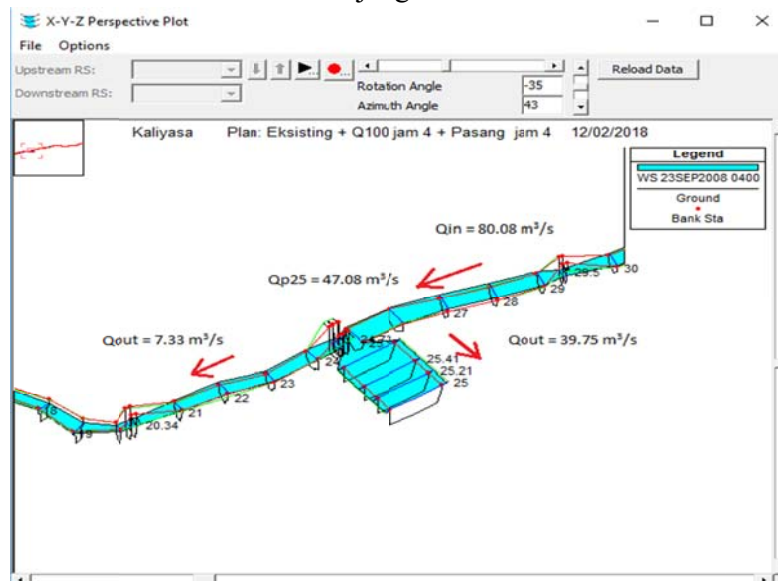
Gambar 5.24. Banjir Pada Muara Sungai Saat Pasang Tertinggi Potongan Memanjang P98 – P25



Gambar 5.25. Banjir Pada Muara Sungai Saat Surut Terendah Potongan Memanjang P98 – P0



Gambar 5.26. Banjir Pada Muara Sungai Saat Surut Terendah Potongan Memanjang P98 – P0



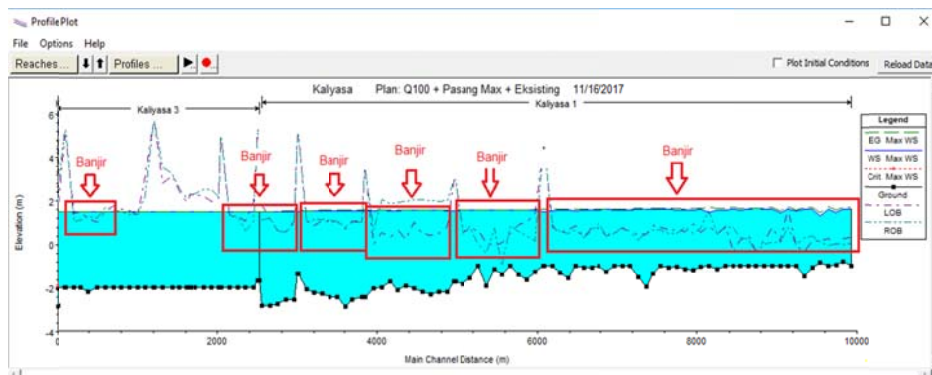
Gambar 5.27. Debit masuk dan debit keluar pada Kali Yasa

Dapat disimpulkan dari kedua gambar di atas, bahwa pada saat Kali Yasa mengalami pasang tertinggi maka air yang ada di hulu terdorong kembali keatas yang menyebabkan air menumpuk di bagian tengah dan menyebabkan terjadinya banjir pada hulu muara Kali Yasa sedangkan saat

surut air tidak terhalangi oleh air laut dan dapat langsung mengalir masuk kelaut sehingga hulu muara Kali Yasa tidak banjir.

5.8 Hasil Output HEC-RAS v5.0.3

Program *HEC-RAS 5.0.3* akan menghitung sendiri kapasitas penampang sungai Kali Yasa, sehingga dapat diketahui bentuk penampang sungai, tinggi muka air dan kapasitas penampang Kali Yasa mencukupi atau tidak. Dapat dilihat pada gambar **Gambar 5.25** bahwa air sudah melebihi tanggul Kali Yasa yang dimana 75% Kali Yasa terluapi, dapat diartikan bahwa kapasitas penampang Kali Yasa tidak mencukupi atau dikatakan banjir.



Gambar 5.28. Daerah Kali Yasa yang banjir

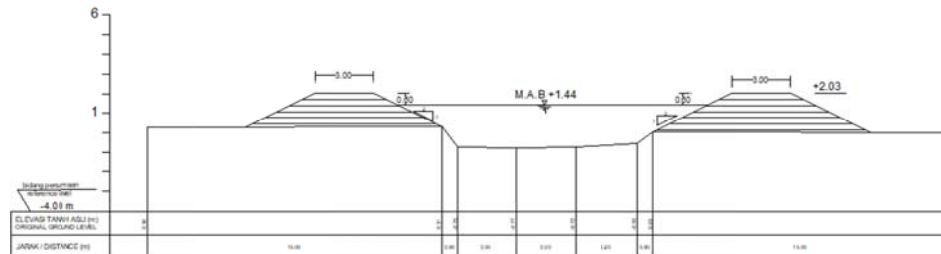
5.9 Penanggulangan Banjir Kali Yasa

Dengan mempertimbangkan data sekunder yang ada, dapat diketahui salah satu cara untuk menanggulangi banjir Kali Yasa yaitu dengan membuat tanggul banjir pada daerah yang terkena banjir. Dikarenakan kurangnya data seperti kedalaman abutment jembatan dan kedalaman tanggul eksisting Kali Yasa maka tidak dapat mencoba normalisasi sungai dikarenakan takut akan membuat bangunan yang sudah ada menjadi rusak.

5.10 Pembuatan Tanggul Banjir

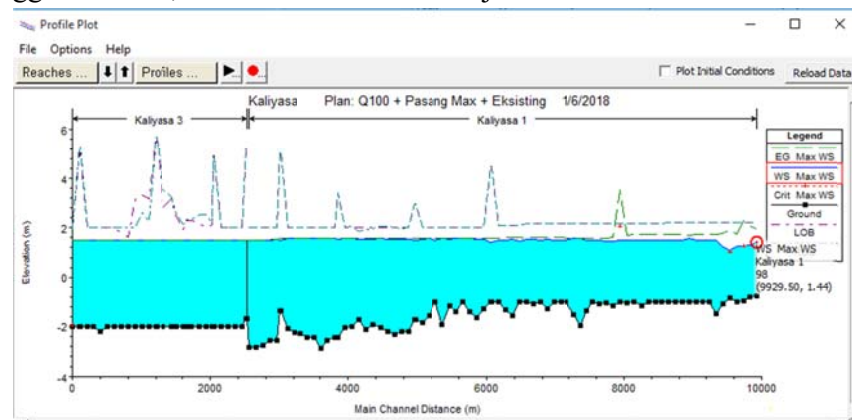
Dari hasil output diatas dapat diketahui bahwa untuk menanggulangi banjir yang terjadi, salah satu alternatif yang digunakan yaitu peninggian

tanggul eksisting. Pada **Tabel 3.6** dapat dilihat untuk kriteria perancangan tinggi dan lebar tanggul. Berikut ini gambar hasil perancangan tanggul :

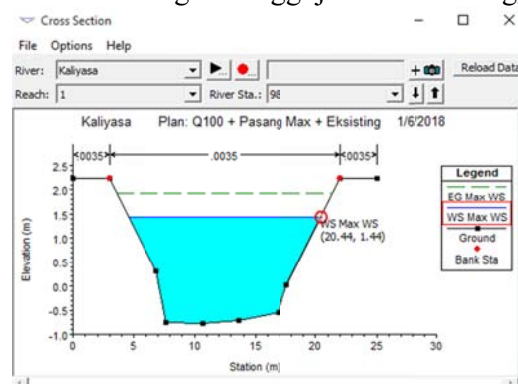


Gambar 5.29. Perancangan Tanggul dengan Tanah Urug pada P.98

Setelah dilakukan peninggian tanggul dengan tanah urug, dapat dilihat pada **Gambar 5.30** dan **5.31**, dapat disimpulkan bahwa dengan peninggian tanggul 0.60 cm, Kali Yasa aman dari banjir.



Gambar 5.30. Potongan Memanjang Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-4 + Tanggul Banjir



Gambar 5.31. Potongan Melintang P.98 Kali Yasa dengan Debit Puncak Q100 jam ke-4 saat Pasang Tertinggi jam ke-4 + Tanggul Banjir

Tanggul Banjir yang direkomendasikan yaitu,

1. Untuk Tanggul Bagian Kanan dari P.98 - P.61 dengan panjang 3700 m, P.59 – P.49 dengan panjang 1000 m, P.38 – P.20 dengan panjang 1800 m dan P.10 – P.2 dengan panjang 800 m. Total untuk tanggul kanan $L = 7300$ m.
2. Untuk sebelah kiri P.98 – P.61 dengan panjang 3700 m, P.58 – P.49 dengan panjang 900 m, P-38 – P.20 dengan panjang 1800 m dan P.6 – P.2 dengan panjang 400 m. Total untuk tanggul kiri $L = 6800$ m.

Untuk peta area banjir dan rekomendasi tanggul banjir dapat dilihat pada Lampiran A halaman 3 dan 4.