

BAB IV

PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA

4.1 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi dalam studi ini dilakukan untuk mendapatkan debit banjir rancangan yang terjadi di Sungai Pikatan. Hasil perhitungan debit banjir rancangan tersebut nantinya akan digunakan sebagai input data perhitungan profil aliran dalam program HEC-RAS dengan kala ulang 2, 5, 10, 25, dan 50 Tahun. Untuk mendukung perhitungan debit banjir rancangan tersebut maka dilakukan analisa curah hujan rancangan terlebih dahulu.

4.1.1. Perhitungan Curah Hujan Rancangan

Data hujan merupakan faktor penting untuk memperkirakan debit banjir berdasarkan analisis statistik. Data hujan yang digunakan dalam analisis ini diperoleh dari stasiun pengamatan hujan Pacet. Data ini akan dipakai untuk perencanaan normalisasi sungai, jika keadaan eksisting dari Sungai Pikatan sudah tidak mampu lagi untuk menampung debit banjir yang lewat. Data pengamatan selama 20 tahun, mulai tahun 1992 sampai dengan tahun 2011. Adapun data curah hujan maksimum setelah diurutkan dapat dilihat pada **Tabel 4.1**. Untuk data selengkapnya, tahun 1992 sampai dengan tahun 2011 dapat dilihat pada **Lampiran I**.

Tabel 4.1. Data Curah Hujan Harian Maksimum

No Urut Data	Tahun	Tinggi Curah Hujan (mm)
1	2008	87.00
2	1997	90.00
3	1992	92.00
4	2003	92.00
5	2011	93.00
6	2009	94.00
7	2005	95.00
8	2001	97.00
9	1996	98.00
10	1999	98.00
11	2010	100.00
12	2000	105.00
13	1993	107.00
14	2007	109.00
15	1994	119.00
16	2006	124.00
17	2002	128.00
18	1995	131.00
19	1998	142.00
20	2004	225.00

Sumber : Badan Meteorologi dan Geofisika Malang

4.1.1.1. Pemeriksaan Data diluar Ambang Batas (Outlier)

Sebelum menghitung curah hujan rancangan di Sungai Pikatan, terlebih dahulu dilakukan uji Outlier. Uji outlier ini bertujuan untuk mengetahui apakah data hujan di Sungai Pikatan ada yang menyimpang cukup jauh dari trend kelompoknya ataukah tidak. Dari hasil perhitungan uji Outlier untuk batas atas (X_H) sebesar 183.8858 sedangkan batas bawah (X_L) sebesar 63.8312, diperoleh data pada tahun 2004 berada di luar ambang batas atas yaitu sebesar 225. Hasil perhitungan *outlier* selengkapnya dapat dilihat pada **Tabel 4.2**.

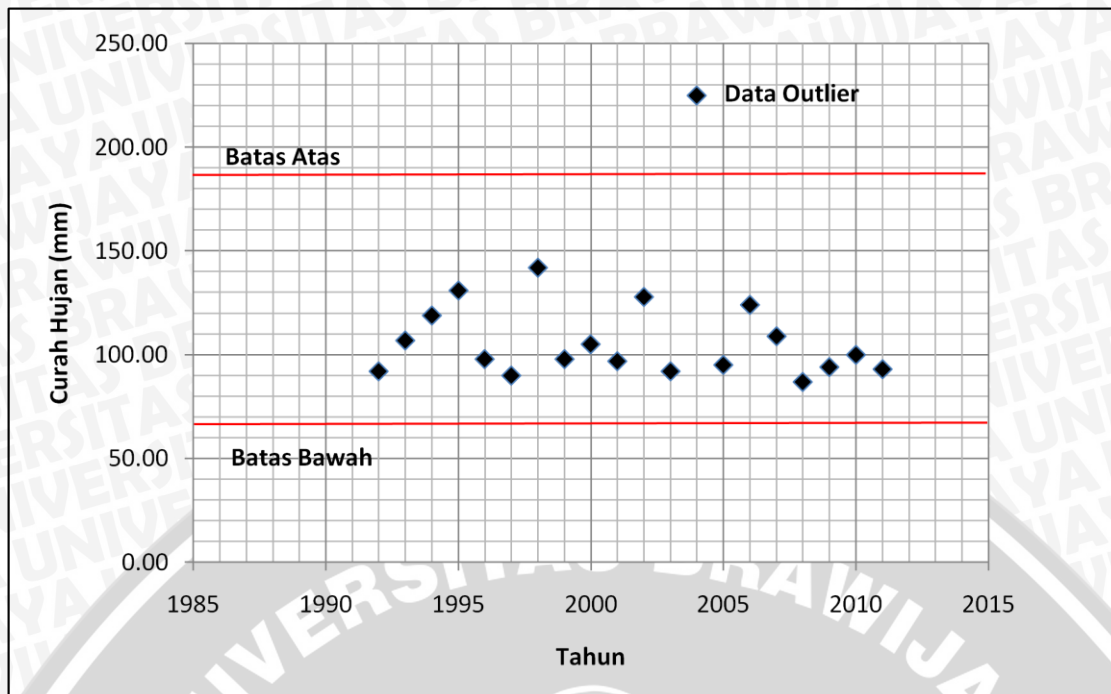
Tabel 4.2. Uji Outlier Data Hujan Stasiun Pacet

No	Data (X)	Log X	$(\text{Log X} - \text{Log X}_{\text{rerata}})^2$	$(\text{Log X} - \text{Log X}_{\text{rerata}})^3$
1	87.00	1.940	0.0090767	-0.0008647
2	90.00	1.954	0.0064880	-0.0005226
3	92.00	1.964	0.0050414	-0.0003580
4	92.00	1.964	0.0050414	-0.0003580
5	93.00	1.968	0.0043967	-0.0002915
6	94.00	1.973	0.0038023	-0.0002345
7	95.00	1.978	0.0032567	-0.0001858
8	97.00	1.987	0.0023058	-0.0001107
9	98.00	1.991	0.0018979	-0.0000827
10	98.00	1.991	0.0018979	-0.0000827
11	100.00	2.000	0.0012104	-0.0000421
12	105.00	2.021	0.0001850	-0.0000025
13	107.00	2.029	0.0000292	-0.0000002
14	109.00	2.037	0.0000069	0.0000000
15	119.00	2.076	0.0016611	0.0000677
16	124.00	2.093	0.0034376	0.0002015
17	128.00	2.107	0.0052445	0.0003798
18	131.00	2.117	0.0068030	0.0005611
19	142.00	2.152	0.0138057	0.0016221
20	225.00	2.352	0.1007375	0.0319732
Σ	=	40.696	0.1763258	0.0316696
Log X _{rerata}	=	2.035		
Sd	=	0.096	Batas Atas	183.8858
Cs	=	2.072	Batas Bawah	63.8312

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\begin{aligned} \text{Batas atas } (X_H) &= \bar{x} + K_n \times Sd \\ &= 2.035 + (2.39 \times 0.096) \\ &= 183.89 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas bawah } (X_L) &= \bar{x} - K_n \times Sd \\ &= 2.04 - (2.39 \times 0.0960) \\ &= 63.83 \end{aligned}$$



Gambar 4.1 Grafik Data Hujan Outlier Stasiun Pacet

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk analisa hidrologi pada studi ini, data curah hujan pada tahun 2004 tidak dihilangkan atau tetap dipakai, hal ini dikarenakan pada tahun 2004 tersebut curah hujan sebesar 225 mm benar-benar terjadi dan mengakibatkan banjir di kabupaten Mojokerto.

4.1.1.2. Curah Hujan Rancangan Metode *Log Pearson Type III*

Untuk perhitungan curah hujan rancangan dipakai metode Log Pearson Type III, dengan alasan bahwa distribusi Log Pearson Tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, selain itu parameter statistik dari Log Pearson mempunyai syarat nilai C_s dan C_k bebas.

Contoh perhitungan curah hujan rancangan dengan metode Log Pearson Type III untuk kala ulang 2 tahun adalah sebagai berikut:

Data	= 20
Koef. Skewness (C_s)	= 2.07
Log X_{rt}	= 2.04
Sd	= 0.096
Log X	= Log X_{rt} + k . S

Sehingga hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun didapatkan :

Tr	= 2
Pr	= (100/Tr) = 50

$k = -0.32$ (dari interpolasi nilai Pr dan Cs dan dari tabel Log Person Type III diperoleh nilai G)

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= \text{Log } X_{rt} + k \times S \\ &= 2.04 + (-0.32 \times 0.096) = 2.00\end{aligned}$$

$$X_{2th} = 101.01 \text{ mm}$$

Curah hujan rancangan dengan kala ulang 2 tahun adalah antilog dari Log X, sehingga didapatkan nilai sebesar 101.02 mm.

Perhitungan curah hujan rancangan selengkapnya dapat dilihat pada **Tabel 4.3** s/d **Tabel 4.4**

Tabel 4.3. Distribusi Log Pearson Type III

No	Data (X)	Log X	(Log X - Log X _{rerata}) ²	(Log X - Log X _{rerata}) ³
1	87.00	1.940	0.0090767	-0.0008647
2	90.00	1.954	0.0064880	-0.0005226
3	92.00	1.964	0.0050414	-0.0003580
4	92.00	1.964	0.0050414	-0.0003580
5	93.00	1.968	0.0043967	-0.0002915
6	94.00	1.973	0.0038023	-0.0002345
7	95.00	1.978	0.0032567	-0.0001858
8	97.00	1.987	0.0023058	-0.0001107
9	98.00	1.991	0.0018979	-0.0000827
10	98.00	1.991	0.0018979	-0.0000827
11	100.00	2.000	0.0012104	-0.0000421
12	105.00	2.021	0.0001850	-0.0000025
13	107.00	2.029	0.0000292	-0.0000002
14	109.00	2.037	0.0000069	0.0000000
15	119.00	2.076	0.0016611	0.0000677
16	124.00	2.093	0.0034376	0.0002015
17	128.00	2.107	0.0052445	0.0003798
18	131.00	2.117	0.0068030	0.0005611
19	142.00	2.152	0.0138057	0.0016221
20	225.00	2.352	0.1007375	0.0319732
Σ	=	40.696	0.1763258	0.0316696
Log X _{rerata}	=	2.035		
Sd	=	0.096		
Cs	=	2.072		

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.4. Curah Hujan Rancangan untuk berbagai Kala Ulang

Tr	P (%)	k	Log X	X _{rencangan}
2	50	-0.316	2.004	101.016
5	20	0.597	2.092	123.676
10	10	1.296	2.160	144.433
25	4	2.227	2.249	177.548
50	2	2.933	2.317	207.675

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.2. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui:

- a. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau diperoleh secara teoritis.
- b. Kebenaran hipotesa (diterima/ditolak).

4.1.2.1 Uji *Chi Square*

Contoh perhitungan uji distribusi frekuensi:

Mencari batas kelas:

$$\text{Jumlah data (n)} = 20$$

$$\text{Kala Ulang (Tr)} = 5$$

$$\text{Probabilitas (Pr)} = (100/\text{Tr}) = (100/5) = 20$$

$$\text{Cs} = 2.07$$

$$k = 0.597$$

$$\text{Sd} = 0.096$$

$$\text{Log X} = \text{Log Xrt} + k \cdot \text{Sd}$$

$$\text{Log X} = 2.04 + (0.597 \cdot 0.096)$$

$$\text{Log X} = 2.09$$

$$X = 123.68 \text{ mm}$$

Untuk mencari batas kelas pada nilai Pr selanjutnya dilakukan tahapan yang sama.

Misal perhitungan kelas I :

$$\text{Nilai batas kelas} = 0 - 91.362$$

$$\text{Jumlah kelas} = 1 + 3.322 \text{ Log n}$$

$$= 1 + 3.322 \text{ Log } 20$$

$$= 5$$

$$\text{Derajat bebas (n)} = 2$$

$$\text{Significant } (\alpha, \%) = 5\%$$

Dengan $\alpha = 5\%$ dan derajat bebas (n) = 2, maka didapat nilai X^2 kritis = 5.991

$$\text{Frekuensi yang diharapkan (EF)} = (\text{jumlah data} / \text{jumlah kelas})$$

$$= 20 / 5 = 4$$

$$\text{Frekuensi yang terjadi (OF)} = 2$$

$$((\text{OF}) - (\text{EF}))^2 / (\text{EF}) = 1.000$$

$$\text{Akhirnya didapatkan : } X^2 \text{ Hitung} = \sum \frac{(\text{OF} - \text{EF})^2}{\text{EF}}$$

$$= 1.5$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada **Tabel 4.5** s/d **Tabel 4.6**

Tabel 4.5. Penentuan Batas Kelas untuk Uji Chi Square

Pr	k	S	Log X	Anti Log X
20	0.597	0.096	2.092	123.676
40	-0.164	0.096	2.019	104.481
60	-0.517	0.096	1.985	96.605
80	-0.768	0.096	1.961	91.362

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.6. Perhitungan Uji Chi Square

No	Batas Kelas	Expected	Observed	Ef - Of	(Ef - Of) ² /Ef
		Frequency	Frequence		
		(Ef)	(Of)		
1	0 - 91.362	4	2	2	1.000
2	91.362 - 96.605	4	5	1	0.250
3	96.605 - 104.481	4	4	0	0.000
4	104.481 - 123.676	4	4	0	0.000
5	123.676 - ~	4	5	1	0.250
	JUMLAH	20	20	χ^2_{hit}	1.5

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada **Tabel 4.6** diperoleh nilai $\chi^2_{hitung} = 1.5$. Untuk $\alpha = 5\%$ dan $DK = 2$, pada tabel nilai kritis untuk uji *Chi-Square* diperoleh $\chi^2_{cr} = 5.991$. Karena $\chi^2_{hitung} < \chi^2_{cr}$, maka hipotesanya diterima.

4.1.2.2 Uji Smirnov Kolmogorof

Contoh perhitungan uji distribusi frekuensi :

$$X = 87$$

$$\text{Log Xi} = 1.940$$

$$\text{Log Xrt} = 2.035$$

$$Sd = 0.096$$

$$k = (\text{Log Xi} - \text{Log Xr}) / Sd$$

$$= (1.940 - 2.035) / 0.096$$

$$= -0.989$$

$$Cs = 2.072$$

Pr didapatkan dari tabel, hubungan antara Cs, P dan k sehingga didapatkan :

$$Pr = 84,417\%$$

$$P' (Xm) = (100 - Pr) / 100$$

$$= (100 - 84.417) / 100$$

$$= 0.156$$

$$P (Xm) = (m / n + 1) \times 100 = (1 / 20 + 1) \times 100$$

$$= 0.050$$

$$[P(X_m) - P'(X_m)] = [0.050 - 0.156]$$

$$= 0.106$$

Perhitungan dilakukan sampai data terakhir, perhitungan selengkapnya disajikan pada **Tabel 4.7**.

Tabel 4.7. Perhitungan Uji Distribusi *Smirnov Kolmogorof*

No	P(X)	X (mm)	Log X	k	Pr (%)	P'(X)	[Pe(X) - Pt(X)]
1	0.050	87.00	1.940	-0.989	84.417	0.156	0.106
2	0.100	90.00	1.954	-0.836	79.209	0.208	0.108
3	0.150	92.00	1.964	-0.737	75.090	0.249	0.099
4	0.200	92.00	1.964	-0.737	75.090	0.249	0.049
5	0.250	93.00	1.968	-0.688	73.065	0.269	0.019
6	0.300	94.00	1.973	-0.640	71.061	0.289	0.011
7	0.350	95.00	1.978	-0.592	69.078	0.309	0.041
8	0.400	97.00	1.987	-0.498	65.174	0.348	0.052
9	0.450	98.00	1.991	-0.452	63.252	0.367	0.083
10	0.500	98.00	1.991	-0.452	63.252	0.367	0.133
11	0.550	100.00	2.000	-0.361	59.466	0.405	0.145
12	0.600	105.00	2.021	-0.141	50.324	0.497	0.103
13	0.650	107.00	2.029	-0.056	47.449	0.526	0.124
14	0.700	109.00	2.037	0.027	44.693	0.553	0.147
15	0.750	119.00	2.076	0.423	31.631	0.684	0.066
16	0.800	124.00	2.093	0.609	25.506	0.745	0.055
17	0.850	128.00	2.107	0.752	20.782	0.792	0.058
18	0.900	131.00	2.117	0.856	18.562	0.814	0.086
19	0.950	142.00	2.152	1.220	12.093	0.879	0.071
20	1.000	225.00	2.352	3.295	0.563	0.994	0.006
S	=	40.696				$\Delta P_{\max} =$	0.147
Log X_{rerata}	=	2.035					
Sd	=	0.096					
Cs	=	2.072					
n	=	20					
α	=	5%					
Δ_{kritis}	=	0,294					

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada **Tabel 4.7** diperoleh nilai $\Delta P_{\max} = 0.147$. Untuk $\alpha = 5\%$, pada tabel nilai kritis didapatkan Δ_{kritis} sebesar 0.294. Karena $\Delta P_{\max} < \Delta_{\text{kritis}}$ maka dapat disimpulkan bahwa data dapat diterima dan distribusi Log Pearson Type III dapat digunakan untuk perhitungan curah hujan rancangan.

4.1.3. Hujan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (PMP)

Perhitungan *PMP* dilakukan untuk menentukan *PMF*, hasil dari analisis ini kemudian digunakan untuk mengetahui berapa besar curah hujan ekstrim pada tahun 2004 bila dibandingkan dengan *PMP*.

Langkah perhitungann hujan maksimum yang mungkin terjadi sebagai berikut :

- Urutkan data hujan harian maksimum dari kecil ke besar.

- b. Menjumlah data curah hujan maksimum ($\Sigma = 2226.00$)
- c. Hitung rerata data hujan maksimum keseluruhan ($X_n = 111.30$)
- d. Hitung rerata data hujan maksimum tanpa menyertakan data hujan yang nilainya paling tinggi ($X_{n-m} = 105.32$)
- e. Bagi nilai $\overline{X_{n-m}}$ dengan $\overline{X_n}$ ($\overline{X_{n-m}} / \overline{X_n} = 0.950$)
- f. Hitung nilai standard deviasi dari seluruh data hujan maksimum ($S_n = 30.95$)
- g. Hitung nilai standard deviasi tanpa menyertakan data hujan yang nilainya paling tinggi ($S_{n-m} = 15.97$)
- h. Bagi nilai S_{n-m} dengan S_n ($S_{n-m} / S_n = 0.52$)

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada **Tabel 4.8**.

Tabel 4.8 Perhitungan hujan harian maksimum yang mungkin terjadi
(*Probable Maximum Precipitation, PMP*)

No	Tahun	Hujan Max Harian Tahunan (mm)	Curah Hujan Diurutkan (mm)
1	1992	92.000	87.000
2	1993	107.00	90.000
3	1994	119.00	92.000
4	1995	131.00	92.000
5	1996	98.000	93.000
6	1997	90.000	94.000
7	1998	142.00	95.000
8	1999	98.000	97.000
9	2000	105.00	98.000
10	2001	97.000	98.000
11	2002	128.00	100.000
12	2003	92.000	105.000
13	2004	225.00	107.000
14	2005	95.000	109.000
15	2006	124.00	119.000
16	2007	109.00	124.000
17	2008	87.000	128.000
18	2009	94.000	131.000
19	2010	100.00	142.000
20	2011	93.000	225.000
Jumlah			2,226.00
Rerata			111.30

$$\begin{aligned}
 x_n &= 111.30 \\
 S_n &= 30.95 \\
 x_{(n-m)} &= 105.32 \\
 S_{(n-m)} &= 15.97 \\
 (x_{n-m})/x_n &= 0.95 \\
 (S_{n-m})/S_n &= 0.52
 \end{aligned}$$

Sumber : Hasil Perhitungan

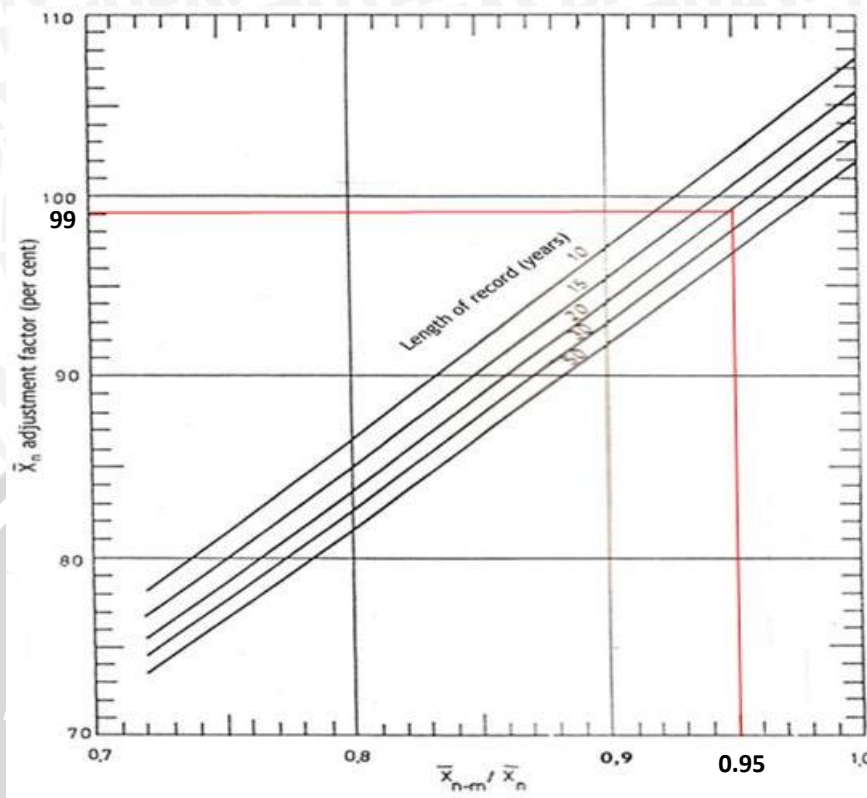
Untuk perhitungan selanjutnya, nilai-nilai yang telah dihitung di atas digunakan untuk mencari parameter-parameter PMP dengan menggunakan grafik-grafik untuk menentukan PMP. Langkah-langkah perhitungan selanjutnya sebagai berikut :

- a. Berdasarkan **Gambar 4.2**, untuk nilai $\overline{X_{n-m}} / \overline{X_n} = 0.95$ dan panjang data 20 tahun maka diperoleh faktor koreksi untuk $\overline{X_n}$ yaitu $F_{K1} = 99.0 \%$.
- b. Berdasarkan **Gambar 4.3**, untuk nilai $S_{n-m} / S_n = 0,52$ dan panjang data 20 tahun maka diperoleh faktor koreksi untuk S_n yaitu $F_{K1} = 59.00\%$.
- c. Berdasarkan **Gambar 4.4**, untuk panjang data 20 tahun maka diperoleh faktor koreksi untuk $\overline{X_n}$ yaitu $F_{K2} = 102.00\%$ dan faktor koreksi untuk S_n yaitu $F_{K2} = 108.00\%$
- d. $\overline{X_n}$ terkoreksi $= \overline{X_n} \cdot F_{K1} \cdot F_{K2} = 111.13 \cdot 99.0 \% \cdot 102.00 \% = 112.21 \text{ mm}$
- e. S_n terkoreksi $= S_n \cdot F_{K1} \cdot F_{K2} = 30.95 \cdot 59.00 \% \cdot 108.00 \% = 19.72 \text{ mm}$
- f. Berdasarkan **Gambar 4.5**, untuk nilai $\overline{X_n} = 111.13$ diperoleh nilai $K_m = 15$. Sehingga hujan maksimum yang mungkin terjadi (X_m) dapat dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

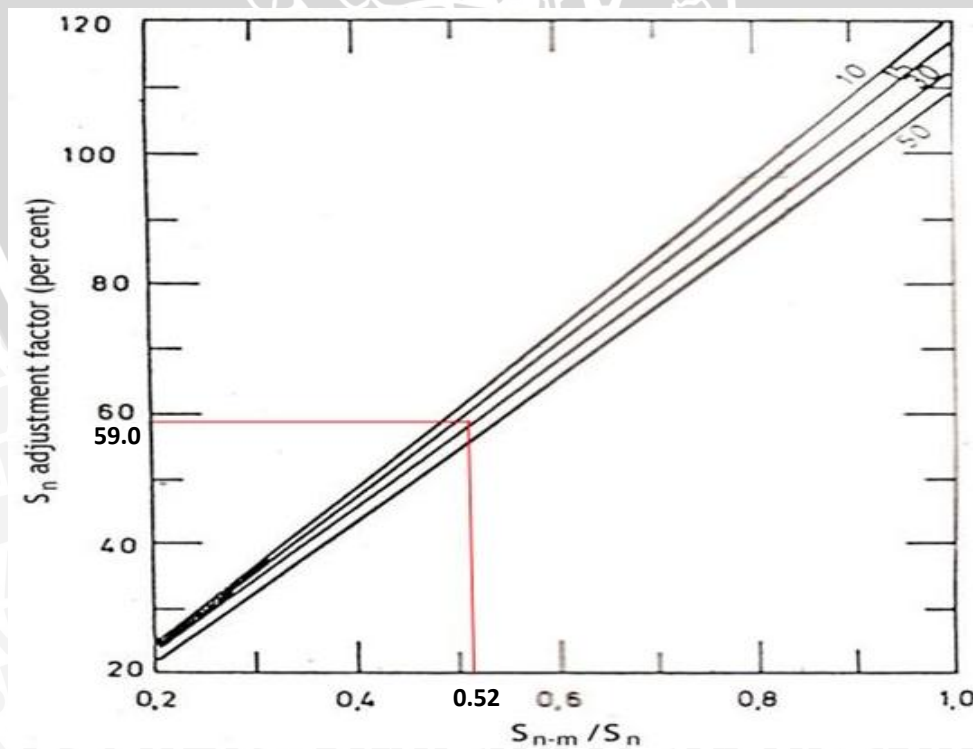
$$X_m = 111.13 + 15 \cdot 30.95 = 575.38 \text{ mm}$$

- g. Hujan maksimum terkoreksi ($PMP_{\text{terkoreksi}}$). Berdasarkan **Gambar 4.6**, untuk luas DAS Pikatan sebesar $43,27 \text{ km}^2$, maka diperoleh faktor reduksi luasan sebesar 98.00% . Selanjutnya pada **Gambar 4.7**, untuk panjang data 20 tahun maka diperoleh faktor koreksi sebesar 100.06% .

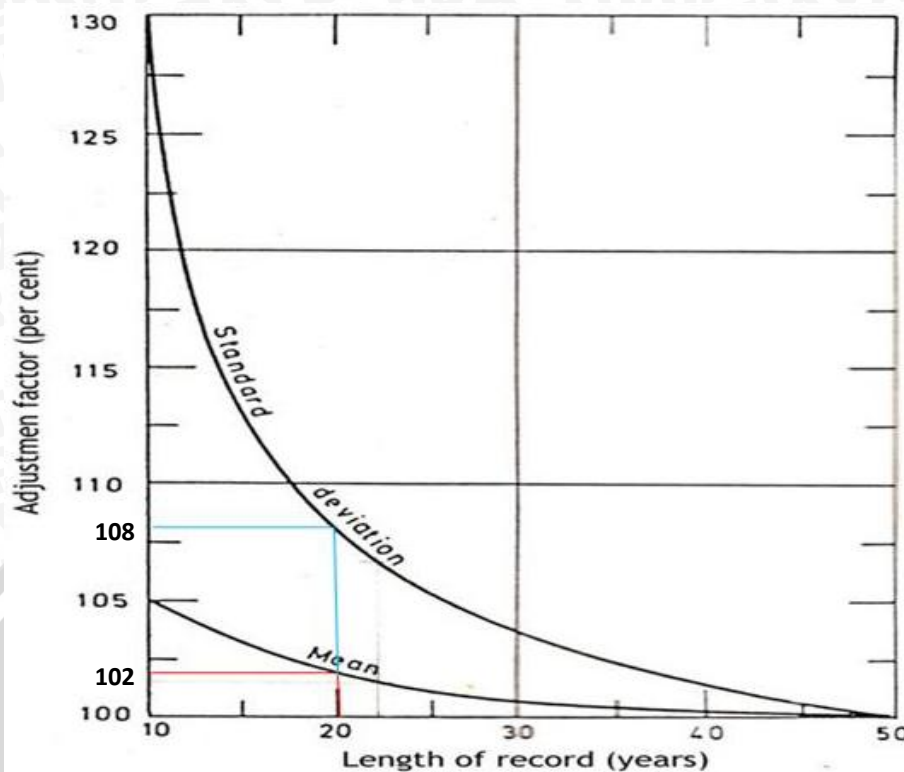
$$\begin{aligned} PMP_{\text{terkoreksi}} &= 575.35 \cdot 98.00 \% \cdot 100.06 \% \\ &= 564.181 \text{ mm} \end{aligned}$$



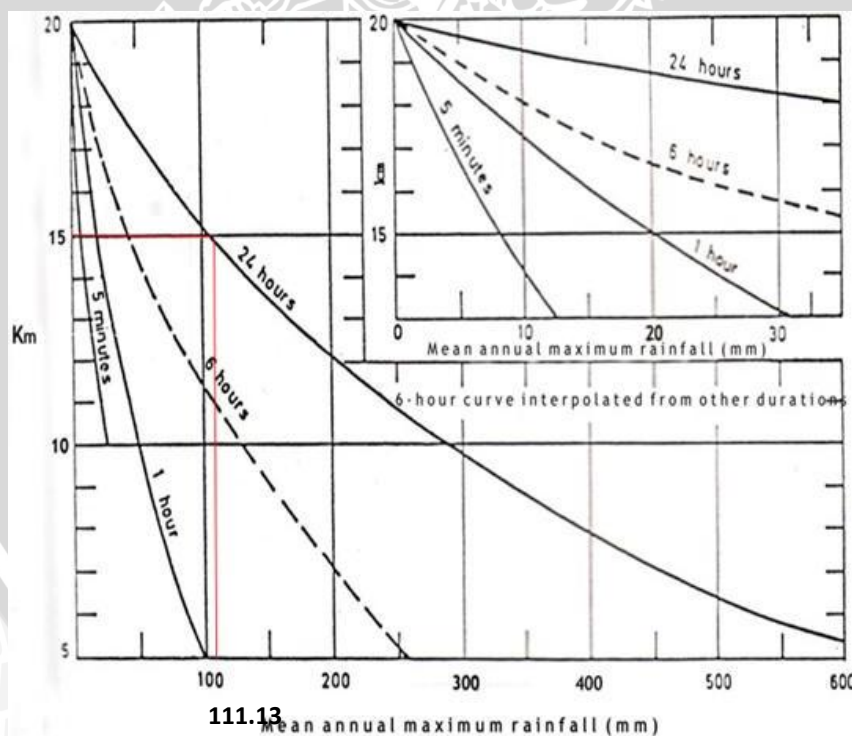
Gambar 4.2. Grafik hubungan $\overline{X}_{n-m} / \overline{X}_n$ dengan faktor penyesuaian \overline{X}_n



Gambar 4.3. Grafik hubungan S_{n-m} / S_n dengan faktor penyesuaian S_n .

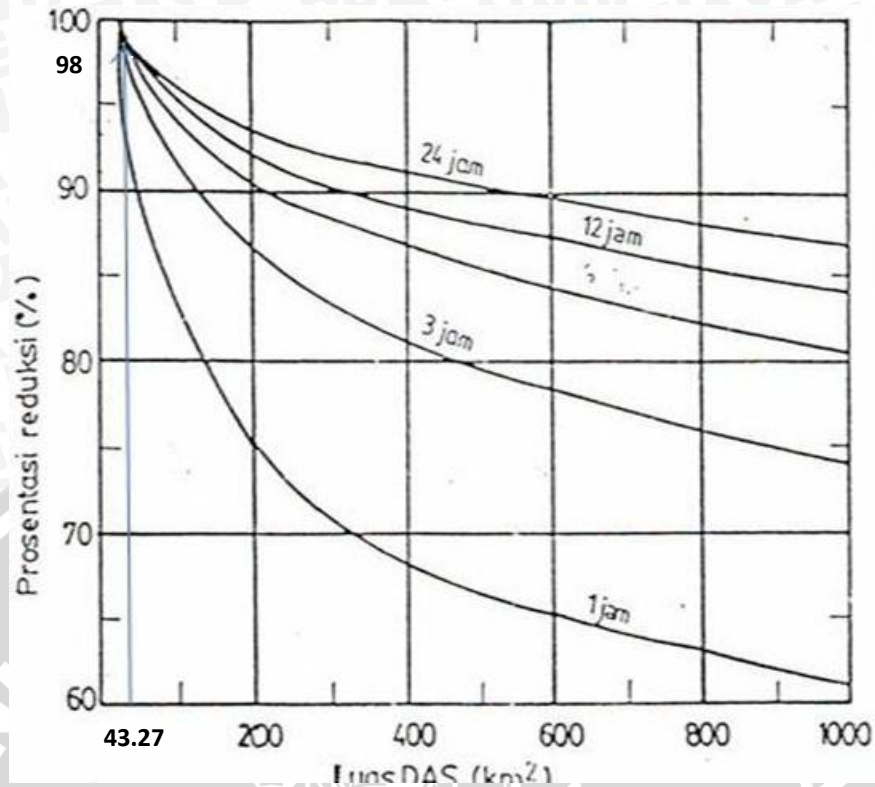


Gambar 4.4. Grafik penyesuaian terhadap panjang data.

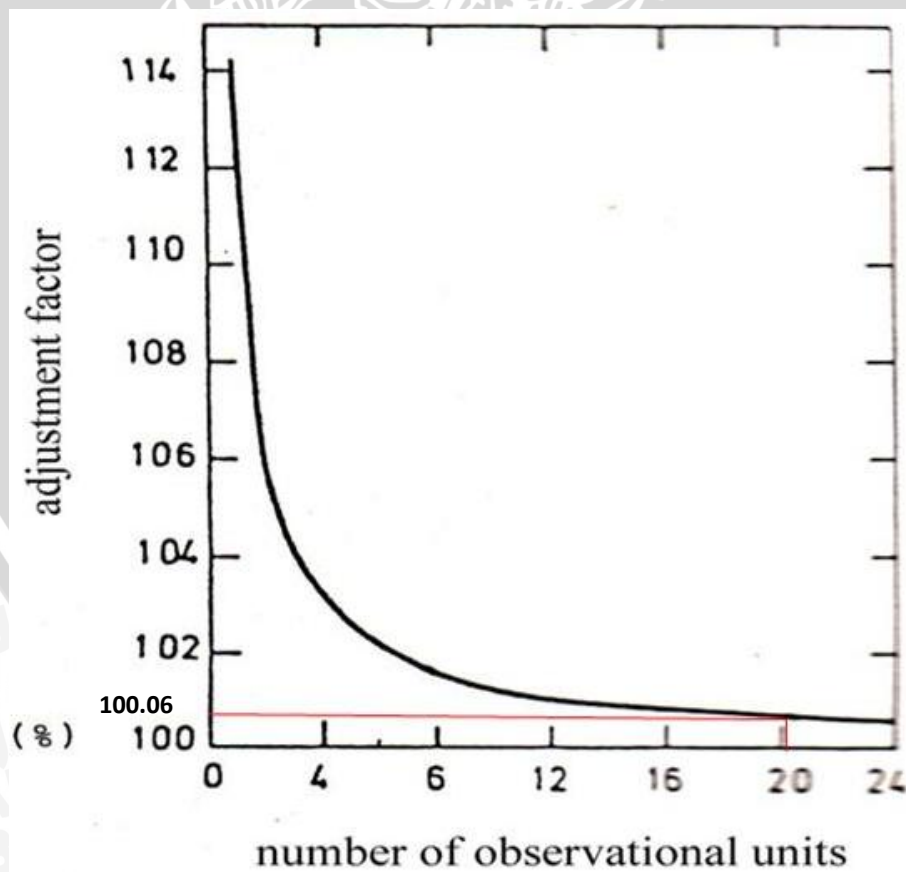


111.13 Mean annual maximum rainfall (mm)

Gambar 4.5. Grafik hubungan Km, durasi hujan dan hujan maksimum rerata tahunan.



Gambar 4.6. Grafik hubungan luasan DAS dengan prosentase reduksi.



Gambar 4.7. Grafik penyesuaian terhadap periode waktu pengamatan.

Berdasarkan perhitungan PMP, didapatkan nilai PMP sebesar 564.181 mm. Bila dibandingkan dengan PMP maka curah hujan ekstrim yang terjadi pada tahun 2004 adalah sebesar 40% PMP. Selanjutnya besarnya hujan rancangan pada DAS Pikatan untuk kala ulang 5 tahun – 40% PMP dapat dilihat pada **Tabel 4.9**.

Tabel 4.9 Curah Hujan Rancangan DAS Pikatan

Tr	P (%)	k	Log X	X _{rencangan}
2	50	-0.316	2.004	101.016
5	20	0.597	2.092	123.676
10	10	1.296	2.160	144.433
25	4	2.227	2.249	177.548
50	2	2.933	2.317	207.675
0.4 PMP	-	-	-	225.000

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.4. Analisis Debit banjir Rancangan (*Design Flood*)

Perhitungan debit banjir rancangan sungai Pikatan diperlukan untuk menghitung kapasitas debit sungai Pikatan pada daerah studi. Perhitungan debit banjir rancangan dalam studi ini menggunakan metode nakayasu.

4.1.4.1. Debit Aliran Dasar (*Baseflow*)

Dengan pertimbangan bahwa dilokasi studi tidak tersedia data debit pengamatan untuk mengetahui debit aliran dasar, maka perhitungan debit aliran dasar (*baseflow*) diperkirakan dengan persamaan pendekatan dengan variable masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai. Berikut merupakan tahapan perhitungan debit aliran dasar (*baseflow*) dengan data :

$$\text{Luas DAS (A)} = 43,27 \text{ km}^2$$

$$\text{Kerapatan Jaringan Sungai (D)} = 0.289$$

Perhitungan debit aliran dasar :

$$\begin{aligned} Q_B &= 0.4751 A^{0,6444} D^{0,9430} \\ &= 0.4751 \cdot 43.27^{0,6444} \cdot 0.289^{0,9430} \end{aligned}$$

$$Q_B = 1.67 \text{ m}^3/\text{dt}$$

4.1.4.2. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu *variable* yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut (Sosrodarsono, 1976:38). Adapun kondisi daerah Sungai Pikatan ditinjau dari segi berikut :

- Kondisi DAS yang sebagian besar alirannya berada di pegunungan dan termasuk pegunungan yang curam maka besar koefisien pengaliran sesuai **Tabel 2.5** sebesar 0.75 – 0.90.

- Berdasarkan tata guna lahan yang sebagian besar terdiri dari tanah bergelombang dan hutan maka besar koefisien pengaliran sesuai **Tabel 2.5** sebesar 0.5 – 0.75.
- Berdasarkan hubungan antara besarnya curah hujan (R_t) dengan koefisien pengaliran rata-rata, maka besar koefisien pengalirannya sesuai **Tabel 4.10**. sebesar 0.28 – 0.73.

Tabel 4.10 Perhitungan Koefisien Pengaliran Berdasarkan Besarnya Curah Hujan

	C 2th	C 5th	C 10th	C 25th	C 50th	C 0.4PMF
$1-15,7/R_t^{3/4}$	0.51	0.58	0.62	0.68	0.71	0.73
$1-5,65/R_t^{1/2}$	0.44	0.49	0.53	0.58	0.61	0.62
$1-7,20/R_t^{1/2}$	0.28	0.35	0.40	0.46	0.50	0.52
$1-3,14/R_t^{1/3}$	0.37	0.40	0.44	0.47	0.48	0.50
$1-6,60/R_t^{1/2}$	0.41	0.45	0.50	0.54	0.56	0.58

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari ketiga pertimbangan di atas, untuk mendapatkan nilai aman diambil nilai koefisien aliran (*run-off coefficient*) DAS Pikatan sebesar 0.75.

4.1.4.3. Distribusi Hujan dan Curah Hujan *Netto* Jam-jaman

Dengan pertimbangan hasil pencatatan hujan jam-jaman di lapangan melalui alat tidak didapatkan, maka distribusi hujan jam-jaman dihitung secara empiris. Intensitas curah hujan menurut *Mononobe* dapat dirumuskan seperti pada persamaan 2-13 dan 2-14.

$$r_t = \frac{R_{24}}{t} \left[\frac{t}{T} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Untuk Indonesia rata-rata $t = 6$ jam, maka untuk hujan pada jam ke 1:

$$r_t = \frac{R_{24}}{6} \left[\frac{6}{1} \right]^{\frac{2}{3}} = 0.550 \cdot R_{24}$$

Prosentase intensitas hujan rata – rata dalam 1 hari (R_T)

$$\begin{aligned} R_T &= (t \cdot r_t) - (t - 1) \cdot (r_{t-1}) \\ &= (1 \cdot 0.550) - (1 - 1) \cdot 0 = 0.550 = 55 \% \end{aligned}$$

Dengan berasumsi bahwa rata-rata hujan di Indonesia berdurasi 6 jam, maka tabel perhitungan distribusi hujan *Mononobe* selengkapnya dapat dilihat pada **Tabel 4.11** berikut ini.

Tabel 4.11 Distribusi Hujan Jam-jaman untuk Hujan Harian dengan Durasi Waktu Hujan 6 jam

No	Jam ke	Rasio [%]	Kumulatif [%]
1	1	55,0	55,0
2	2	14,3	69,3
3	3	10,0	79,4
4	4	8,0	87,4
5	5	6,7	94,1
6	6	5,9	100,0

Sumber : Hasil Perhitungan

Selanjutnya, untuk menentukan distribusi hujan netto jam-jaman dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$R_{\text{netto}} = C \cdot R$$

Hujan rancangan netto untuk $T_r = 2 \text{ th}$:

$$\begin{aligned} R_{\text{netto}} &= C \cdot R \\ &= 0.75 \cdot 101.016 \\ &= 75.76 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

Pada jam ke-1 :

$$\begin{aligned} R_1 &= 0.55 \cdot 75.76 \\ &= 41.69 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-2:

$$\begin{aligned} R_2 &= 0.143 \cdot 75.76 \\ &= 10.84 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-3 :

$$\begin{aligned} R_3 &= 0.100 \cdot 75.76 \\ &= 7.6 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-4 :

$$\begin{aligned} R_4 &= 0.08 \cdot 75.76 \\ &= 6.05 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-5 :

$$\begin{aligned} R_5 &= 0.067 \cdot 75.76 \\ &= 5.11 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan hujan rancangan berbagai kala ulang (T_r), selanjutnya dapat dilihat pada **Tabel 4.12** berikut ini.

Tabel 4.12 Perhitungan Hujan Netto Jam-jaman

Jam Ke	Rasio	Kumulatif	Hujan Jam-Jaman (mm)					
			2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	0.4 PMP
1	55.0%	55.03%	41.69	51.05	59.61	73.28	85.72	92.87
2	14.3%	69.34%	10.84	13.27	15.49	19.05	22.28	24.14
3	10.0%	79.37%	7.60	9.31	10.87	13.36	15.63	16.93
4	8.0%	87.36%	6.05	7.41	8.65	10.64	12.44	13.48
5	6.7%	94.10%	5.11	6.26	7.31	8.98	10.51	11.38
6	5.9%	100.00%	4.47	5.47	6.39	7.85	9.18	9.95
Probabilitas Hujan Harian			101.015	123.68	144.43	177.55	207.68	225.00
Koefisien Pengaliran			0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Hujan Efektif			75.76	92.76	108.32	133.16	155.76	168.75

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.4.4. Analisis Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak didapatkan stasiun pencatatan duga tinggi air otomatis (*Automatic Water Level Recorder, AWLR*), maka perhitungan hidrograf satuan dihitung secara teoritis dengan rumus hidrograf satuan sintetik *Nakayasu*.

Berikut ini merupakan tahapan perhitungan hidrograf satuan sintetik metode *Nakayasu*:

$$\text{Luas DAS (A)} = 43.27 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama} = 12.50 \text{ km}$$

$$\text{Hujan netto (efektif), } R_0 = 1.0 \text{ mm}$$

$$\text{Parameter hidrograf } (\alpha) = 3.488 \text{ (trial and error)}$$

Time lag, t_g (Sungai dengan panjang alur $L < 15 \text{ km}$), didapatkan :

$$t_g = 0.21 L^{0.7}$$

$$= 1.230 \text{ jam}$$

$$t_r = (0.5-1) t_g, \text{ digunakan } 1 t_g$$

$$= 1 \cdot 1.230$$

$$= 1.230 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0.8 t_r$$

$$= 1.230 + 0.8 \cdot 1.230$$

$$= 2.215 \text{ jam}$$

$$T_{0.3} = \alpha \cdot t_g$$

$$= 3.488 \cdot 1.230$$

$$= 4.292 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0,3} &= 2.215 + 4.292 \\ &= 6.507 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} &= 2.215 + 4.292 + 1,5 \cdot 4.292 \\ &= 12.944 \text{ jam} \end{aligned}$$

Dari persamaan (2-16) di dapatkan :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A R_o}{3,6 (0,3 T_p + T_{0,3})} \\ &= \frac{43,27,1}{3,6 (0,3 \cdot 2.215 + 4.292)} \\ &= 2.425 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

1. Pada waktu kurva naik ($0 < t < T_p$),

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \\ &= 2.425 \cdot \left(\frac{t}{2.215} \right)^{2,4} \end{aligned}$$

2. Pada waktu kurva turun (*decreasing limb*)

a. Selang nilai $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p)}{T_{0,3}} \\ &= 2.425 \cdot 0,3 \frac{(t - 2.215)}{4.292} \end{aligned}$$

b. Selang nilai $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p + 0,5 T_{0,3})}{1,5 T_{0,3}} \\ &= 2.425 \cdot 0,3 \frac{(t - 2,215 + 0,5 \cdot 4,292)}{1,5 \cdot 4,292} \end{aligned}$$

d. Selang nilai $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p + 0,5 T_{0,3})}{2,0 T_{0,3}} \end{aligned}$$

$$= 2,425.0,3 \frac{(t - 2,215 + 0,5.4,292)}{2,0.4,292}$$

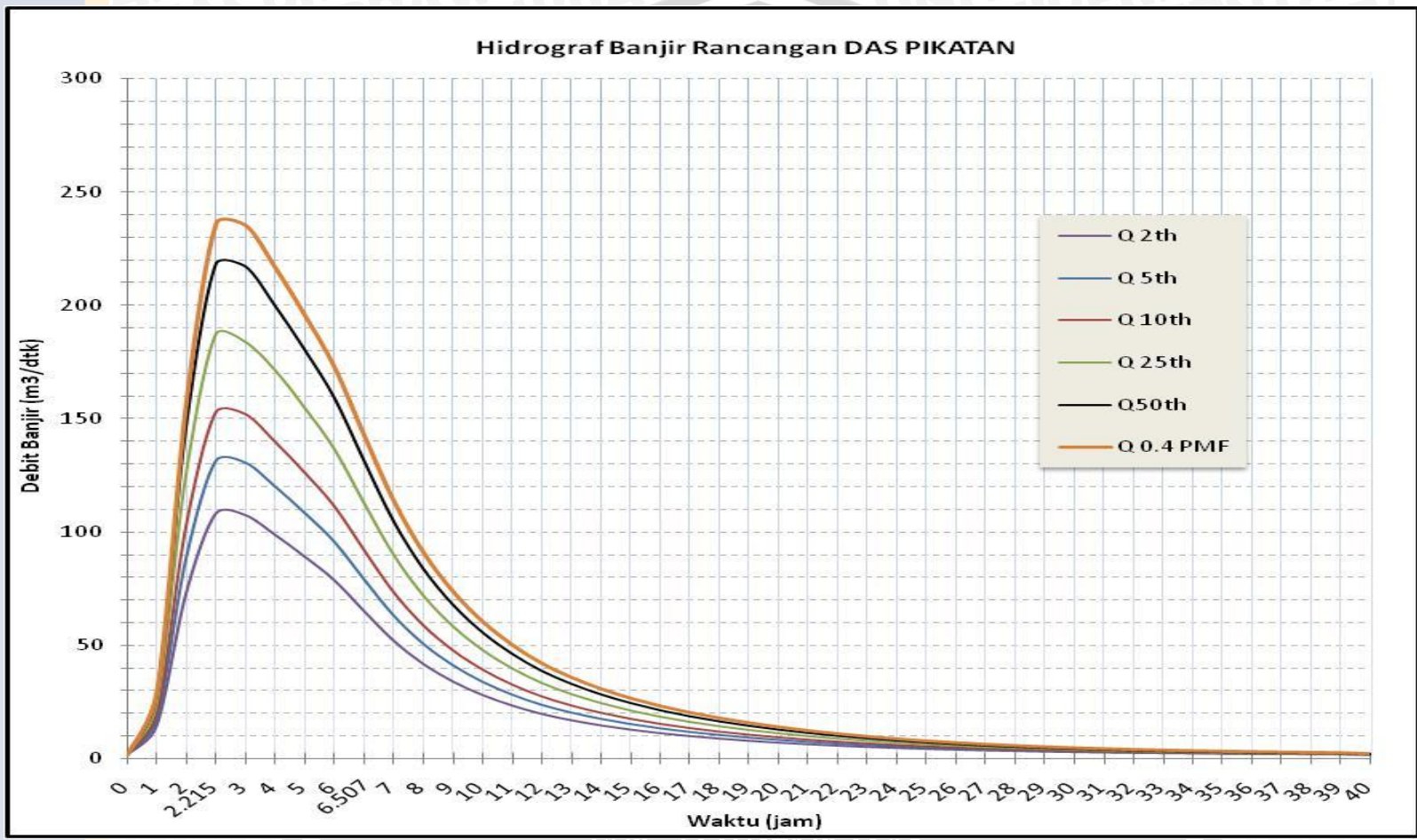
Perhitungan unit hidrograf dan banjir rancangan selengkapnya disajikan pada **Lampiran II**. Sedangkan untuk Rekapitulasi hasil perhitungan banjir rancangan untuk berbagai kala ulang disajikan pada **Tabel 4.13**. Untuk selanjutnya hidrograf banjir tersebut digunakan sebagai data masukan program HEC-RAS.

Tabel 4.13 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Kala Ulang (Tahun)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /detik)
2	108.030
5	131.434
10	152.871
25	187.071
50	218.186
0.4 PMF	236.078

Sumber: Hasil Perhitungan





Gambar 4.8 Hidrograf banjir rancangan DAS Pikatan

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2. Analisa Hidrolika.

Dalam studi ini analisa hidrolika dilakukan dengan bantuan program HEC-RAS dan untuk perbandingan, perhitungan profil muka air Sungai Pikatan juga dilakukan dengan Metode Tahapan Standar (*Standar Step Method*).

4.2.1. Analisa Hidrolika dengan Program HEC-RAS

Analisa Hidrolika dengan bantuan program HEC-RAS 4.0 dilakukan mulai patok 51 sampai dengan patok 1. Rangkaian kegiatan pada program ini adalah sebagai berikut :

1. Penyiapan data masukan
2. Membuat *project* baru
3. Menggambar skematisasi sistem sungai
4. Memasukkan data *geometric*
5. Memasukkan data *flow* dan *boundary conditions* (dimana didalamnya terdapat data kondisi-kondisi batas hidrolika yang melingkupi suatu sistem sungai)
6. Menjalankan *running* terhadap *steady analysis*
7. Evaluasi hasil perhitungan

4.2.1.1. Data Geometri

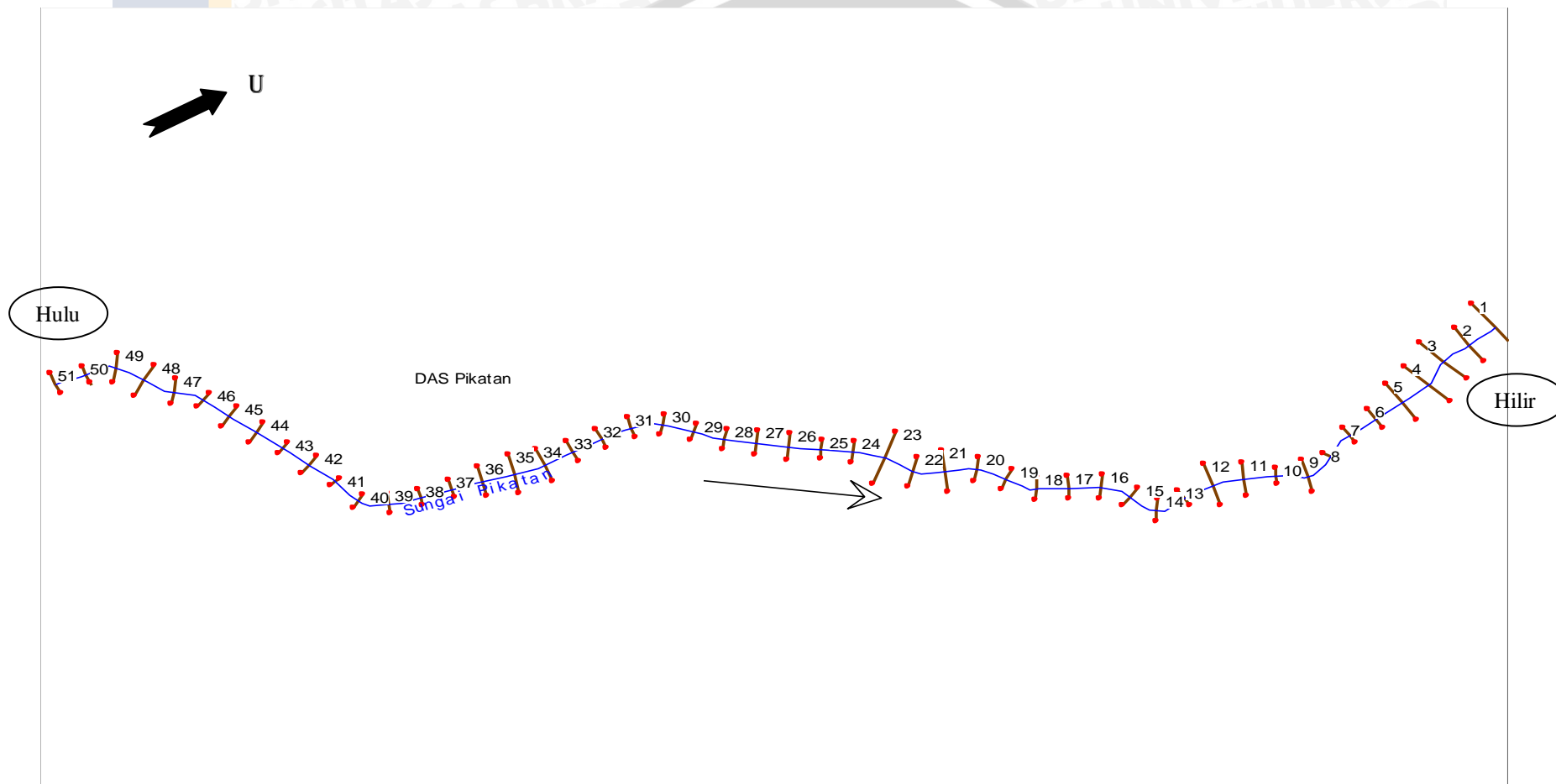
Data utama yang dibutuhkan pada suatu sistem sungai antara lain data potongan melintang sungai, jarak antara potongan melintang (panjang jangkauan).

a. Skema sistem sungai

Skema sungai menggambarkan berbagai variasi jangkauan sungai yang saling berhubungan. Pada program ini, skema sistem sungai merupakan data awal yang dibutuhkan sebelum data lain dimasukkan.

Setiap penampang sungai pada skema sistem sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi yang dapat berupa nama sungai dan nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada. Pada kajian ini, titik hulu analisa adalah patok 51 sedangkan titik hilir adalah patok 1. Skema sistem sungai dapat dilihat pada **Gambar**

4.9.



Gambar 4.9. Skema sistem sungai Pikatan (Tanpa Skala)

Sumber : Hasil Perhitungan

b. Geometri potongan melintang

Data penampang melintang digambarkan berupa titik-titik koordinat yang merupakan stasiun dan elevasi dari kiri ke kanan secara berurutan dan sistematis dari daerah hulu menuju hilir.

Sebagai data masukan pada program HEC-RAS, maka penyiapan data fisik sungai harus diperhatikan secara teliti karena akan mempengaruhi hasil keluaran perhitungan. Secara umum profil Sungai Pikatan sangat beragam. Hal ini bisa dilihat dari ketidakseragaman bentuk penampang sungai yang telah ada, dimana tebing-tebing pada setiap patok yang ada mempunyai tinggi yang beragam.

c. Koefisien Manning

Untuk menentukan angka kekasaran Manning dihitung berdasarkan kondisi sungai. Sungai Pikatan berada di pegunungan dengan dasar kerikil, kerakal dan sedikit batu besar maka koefisien manning diambil sebesar 0.040.

d. Koefisien kontraksi dan ekspansi

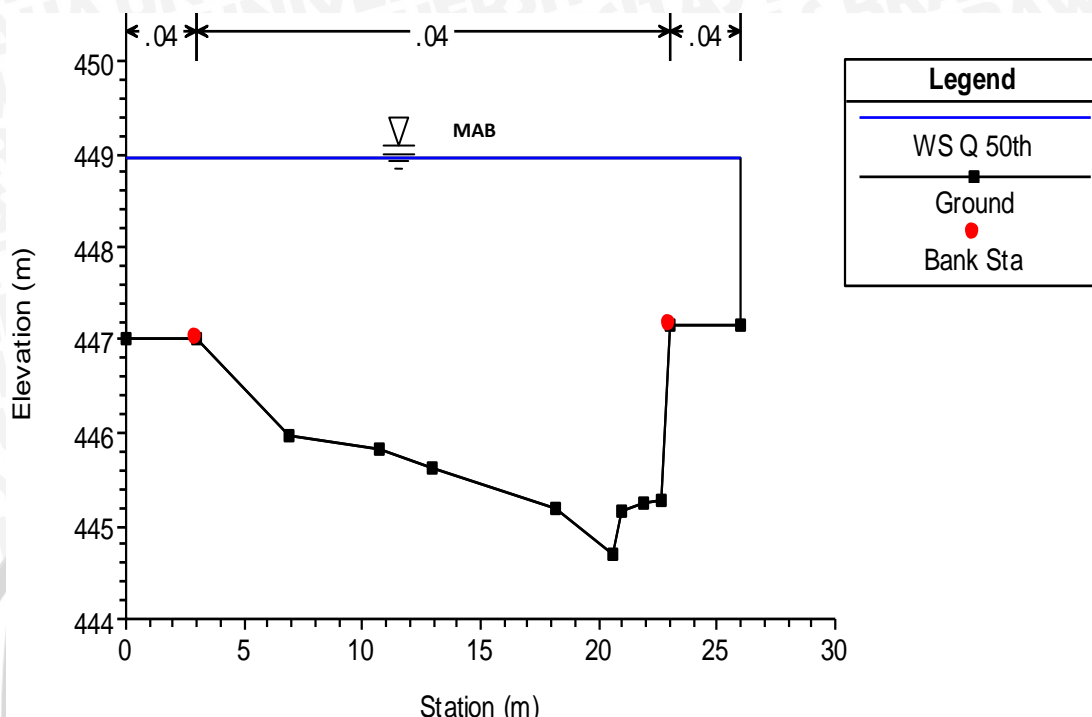
Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat efek arus balik yang disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran. Angka koefisien kontraksi dan ekspansi yang digunakan pada studi ini adalah 0.1 dan 0.3. Hal ini sesuai dengan ketentuan untuk kontraksi/penyempitan sebesar 0.10 -0.30 dan untuk ekspansi/pelebaran sebesar 0.20-0.50.

4.2.1.2. Hasil *Running* HEC-RAS

Dalam studi ini penyusun mensimulasikan sungai Pikatan dengan 6 kondisi hidrologi, yakni debit rancangan kala ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun, dan 0,4 PMF. Tampilan hasil *running* dari keenam kondisi tersebut akan sama jumlah patok, letak *bank* dan elevasinya, yang membedakan hanya tampilan tinggi muka air.

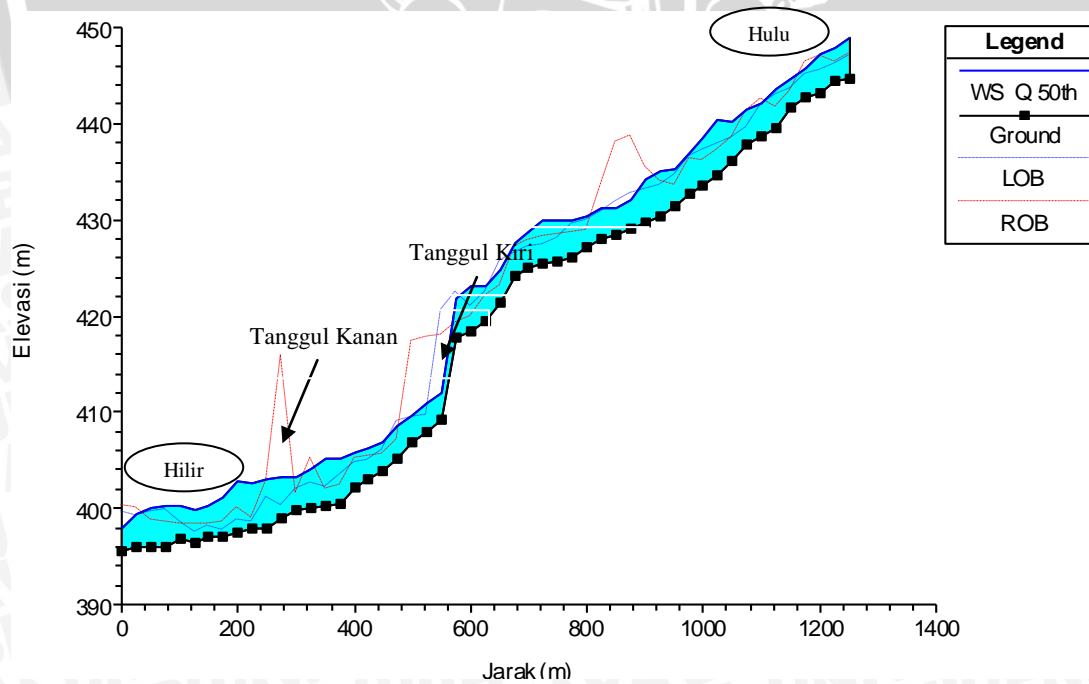
Tampilan output hasil *running* adalah simulasi tampilan sungai secara melintang, yang terdiri dari *cross* sungai Pikatan dengan data *input* yang telah dimasukkan dan dirunning dengan menggunakan perhitungan profil muka air *steady flow*.

Dari hasil *running* HEC-RAS untuk Q_{2th} , Q_{5th} , Q_{10th} , Q_{25th} , Q_{50th} , dan $Q_{0,4}$ PMF dapat diketahui ketinggian muka air sungai Pikatan dan tinggi limpasan muka air jika kapasitas tampungan sungai tersebut tidak mencukupi. Contoh hasil running HEC-RAS pada patok 51 dapat dilihat pada Gambar 4.10.



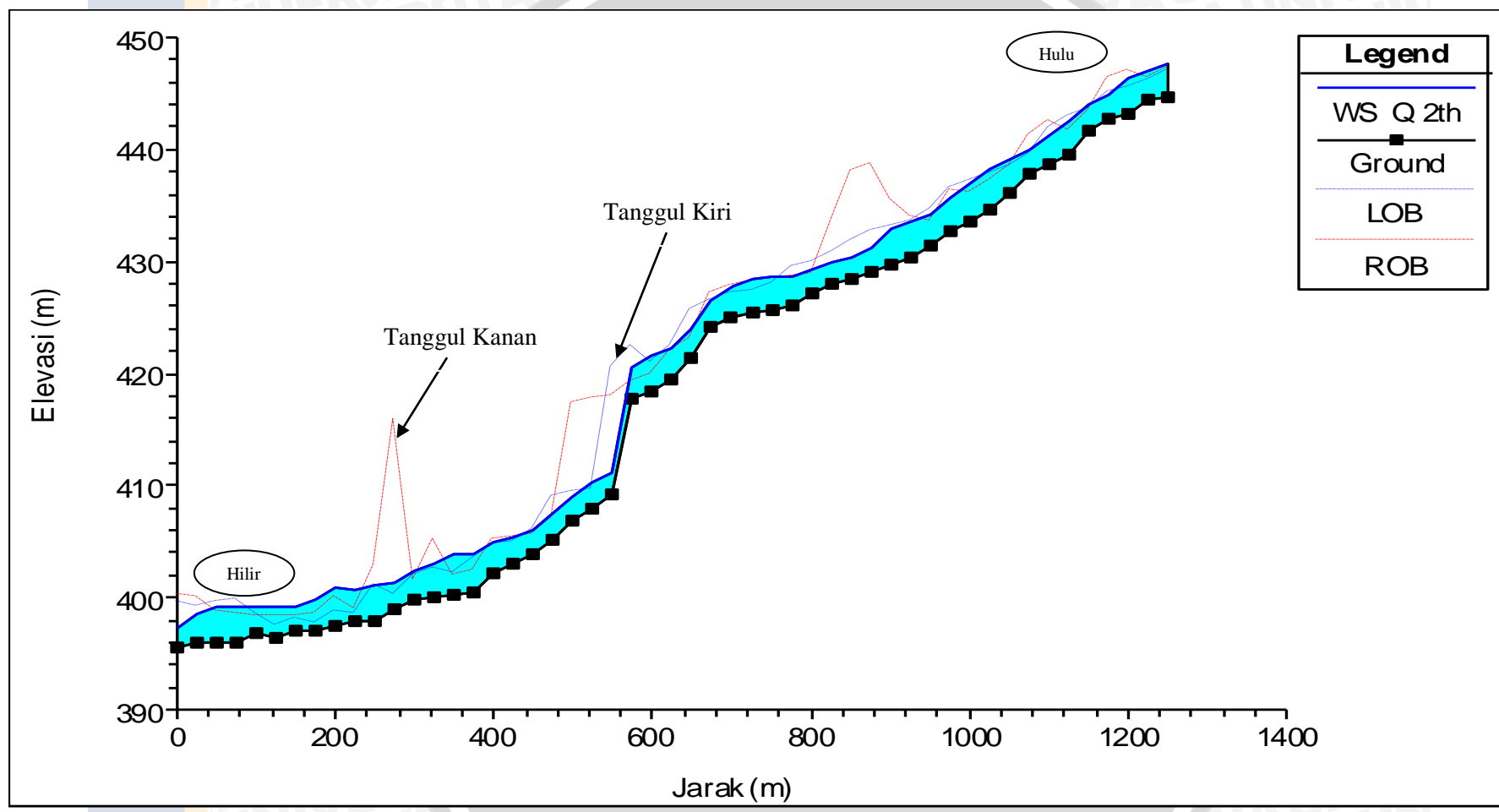
Gambar 4.10. Hasil running HEC-RAS patok 51 untuk Q_{50}

Sumber : Hasil Perhitungan



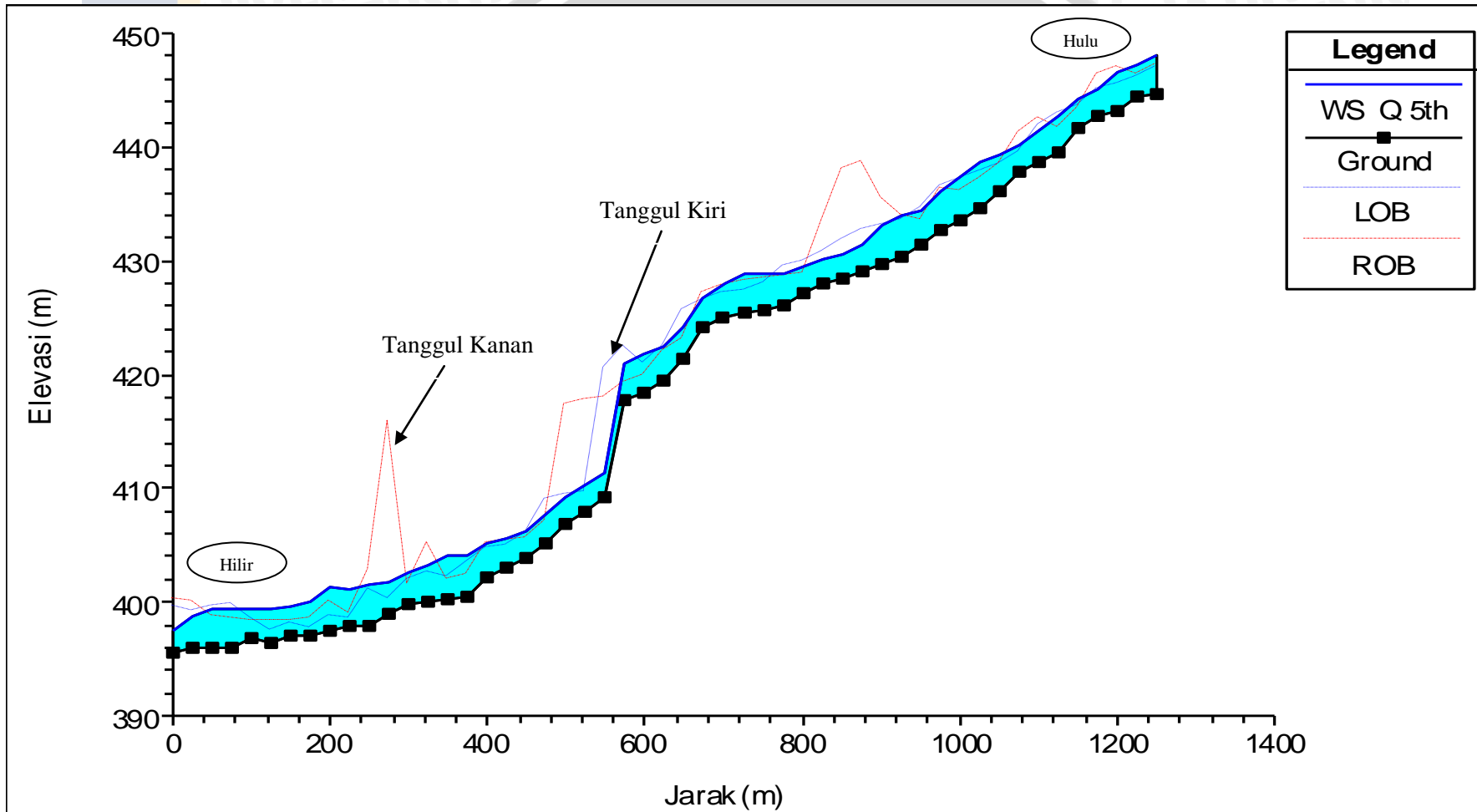
Gambar 4.11. Profil Muka Air Kondisi Eksisting Sungai Pikatan Pada Q_{50}

Sumber : Hasil Perhitungan



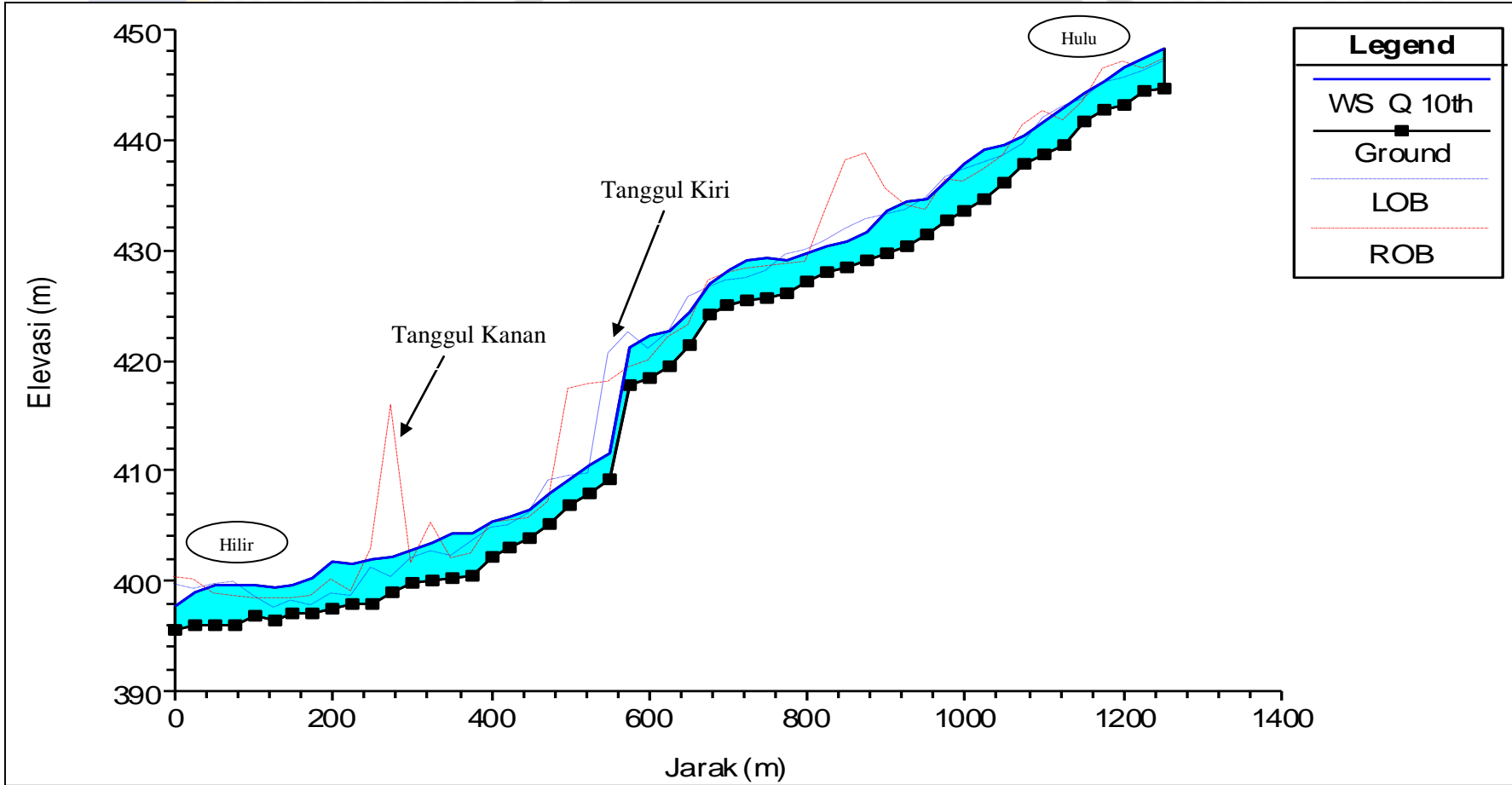
Gambar 4.12. Profil muka air dengan Q_{2th}

Sumber : Hasil Perhitungan



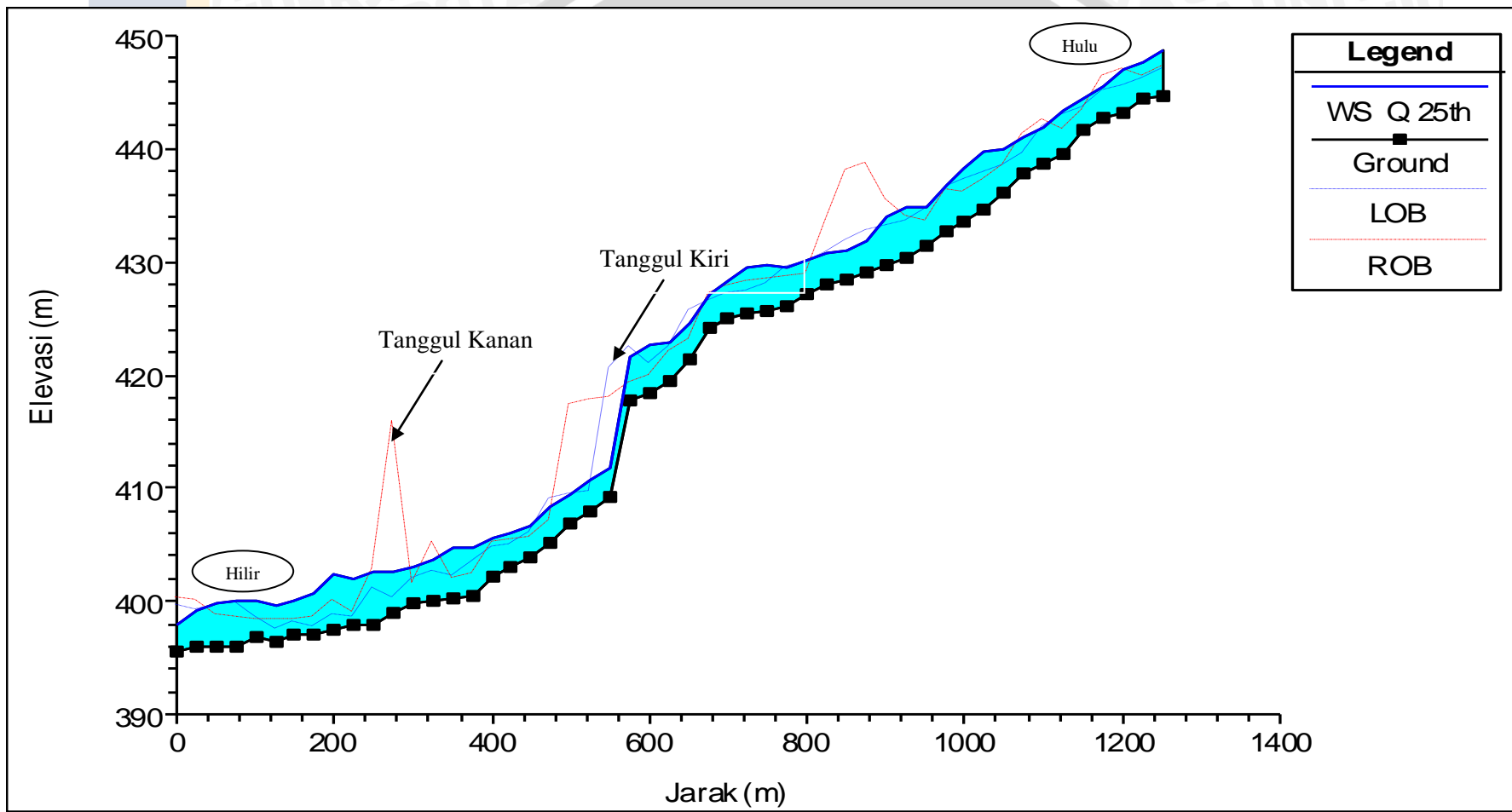
Gambar 4.13. Profil muka air dengan Q_{5th}

Sumber : Hasil Perhitungan



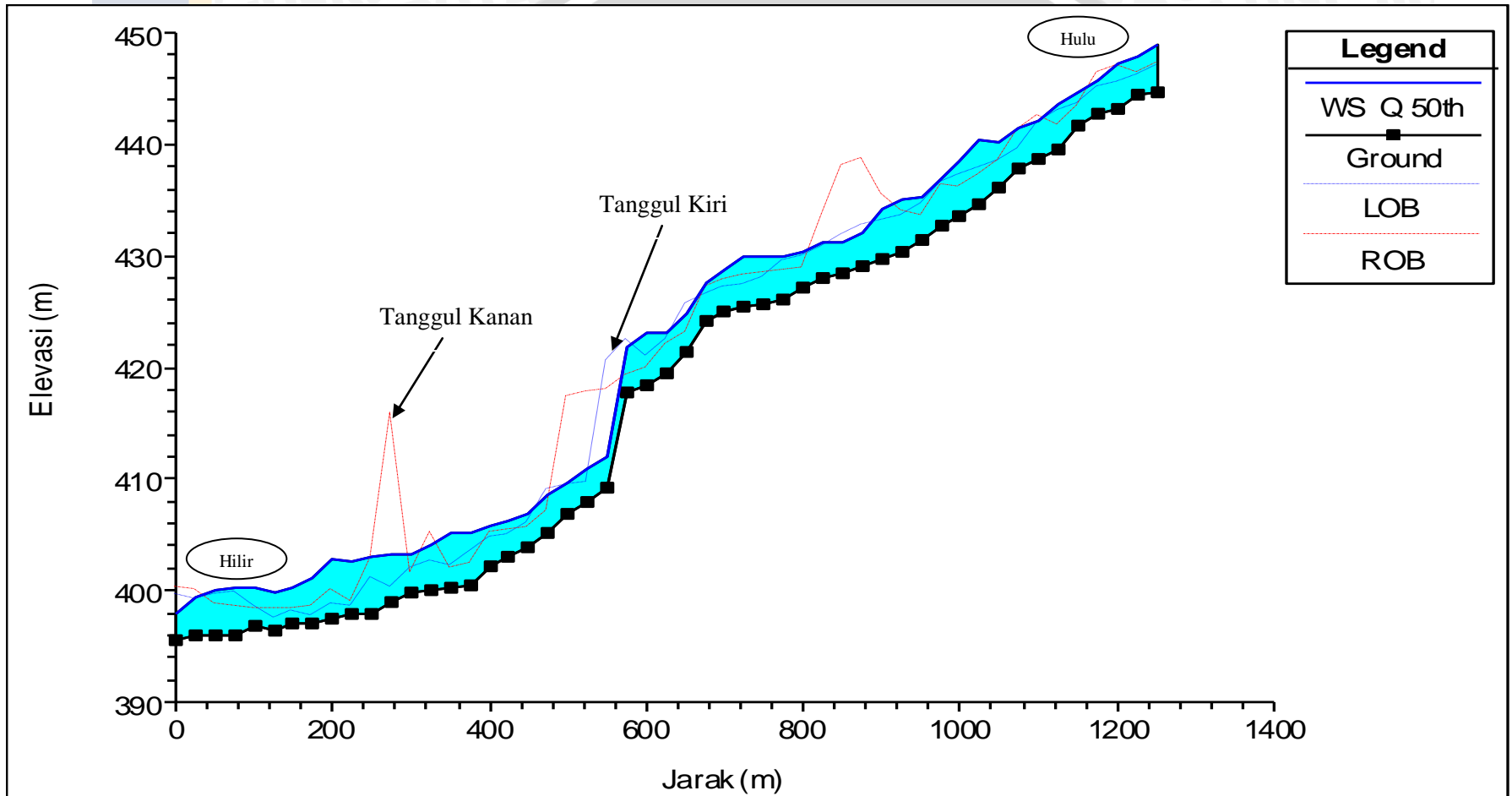
Gambar 4.14. Profil muka air dengan Q_{10th}

Sumber : Hasil Perhitungan



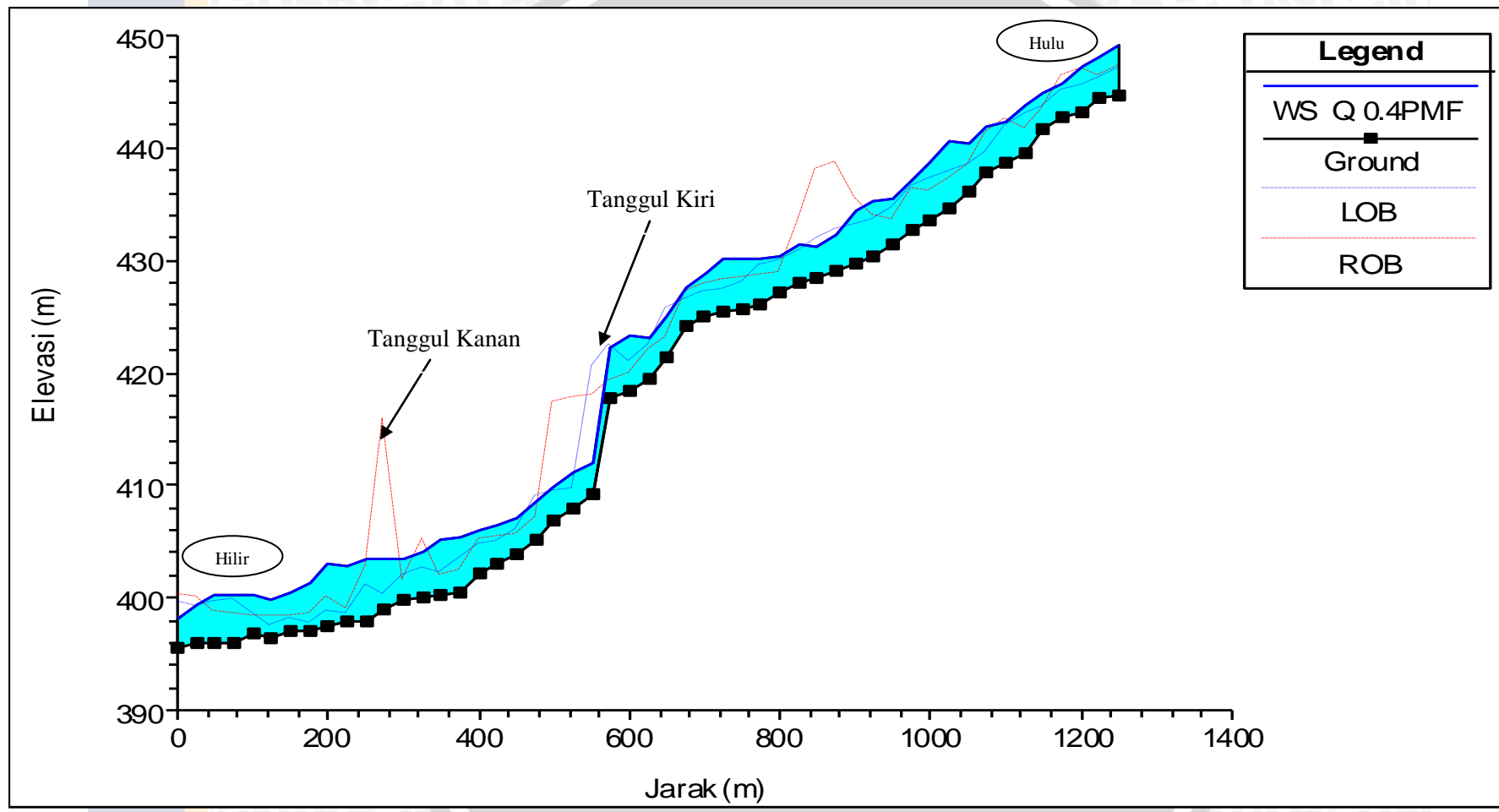
Gambar 4.15. Profil muka air dengan Q_{25th}

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.16. Profil muka air dengan Q_{50th}

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.17. Profil muka air dengan $Q_{0,4PMF}$

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.2. Analisa Profil Muka Air Sungai Pikatan dengan Metode Tahapan Standar (Standar Step Method)

Analisa profil muka air dengan Tahapan Standar ini bertujuan untuk membandingkan hasil analisa profil muka air Sungai Pikatan dari program dan dari perhitungan secara manual. Untuk perhitungan dengan Metode Tahapan Standar ini diambil 11 *section* dengan jarak masing-masing *section* adalah 125 m.

Tahapan perhitungan disusun dalam bentuk daftar seperti diperlihatkan dalam tabel 4.14. Nilai-nilai setiap kolom dalam tabel tersebut dijelaskan sebagai berikut :

1. No.
2. Penampang yang ditunjukkan dengan nomor *section* seperti “1”.
3. Elevasai dasar saluran.
4. Perkiraan kedalaman air (coba-coba).
5. Kemiringan dasar Sungai Pikatan.
6. Lebar Sungai Pikatan
7. Luas penampang basah yang dihitung untuk kedalaman y pada kolom 4.
8. Kecepatan aliran, $V = Q/A$, di mana A luas penampang diambil dari kolom 7.
9. Tinggi kecepatan.
10. Total tinggi energi, merupakan penjumlahan ketinggian dasar saluran, kedalaman air dan tinggi energi.
11. Keliling basah penampang sungai.
12. Jari-jari hidrolis untuk kedalaman air y , di mana A luas penampang basah dari kolom 7 dan P keliling basah.
13. Jari-jari hidrolis dipangkatkan $4/3$.
14. Kemiringan gesekan
15. Kemiringan gesekan rata-rata pada bagian penampang di sepanjang penampang sesuai dengan tiap tahap (rata-rata hitung dari kemiringan gesekan pada kolom 14 dan tahap sebelumnya).
16. Jarak dari masing-masing *section*.
17. Jarak Kumulatif dari masing-masing *section*.
18. Kehilangan tekanan karena gesekan, hasil kali nilai-nilai pada kolom 15 dan 16.
19. Kehilangan tekanan karena pusaran, sama dengan nol.
20. Tinggi energi total, yang dihitung dari penambahan kehilangan tinggi energi, hf, dengan tinggi energi total (H di kolom 10) pada perhitungan sebelumnya. Jika selisih H pada kolom 10 dan H pada kolom 20 berada pada kisaran yang dapat diterima,

maka perkiraan kedalaman air y pada kolom 4 merupakan kedalaman yang dicari pada titik tersebut, dan perhitungan dapat dilanjutkan pada titik berikutnya. Sebaliknya jika selisih masih jauh, maka perlu diulang dengan harga y yang baru.

Untuk hasil perhitungan profil muka air dengan Metode Tahapan Standar Sungai Pikatan pada $Q_{2\text{tahun}}$, $Q_{5\text{tahun}}$, $Q_{10\text{tahun}}$, $Q_{25\text{tahun}}$, $Q_{50\text{tahun}}$, $Q_{0.4\text{PMF}}$ dapat dilihat pada **Tabel 4.14 – Tabel 4.19**.



Profil Muka Air Sungai Pikatan pada Q2tahun dengan Metode Tahapan Standar

Q_{2th}	108.030 m ³ /det
L sungai	1250.000 m
Jumlah section	11.000
B-sal_hulu	20.010 m
B-sal_hilir	54.160 m
Slope dasar sungai	0.0400
Elevasi ujung hulu	444.690 m
Elevasi ujung hilir	395.520 m
Koefisien Manning (n)	0.040

Tabel 4.14. Perhitungan Profil Muka Air Sungai Pikatan pada Q2tahun dengan Metode Tahapan Standar

No	Section	Z (m)	y (m)	i	B (m)	A (m ²)	V (m/det)	V ² /2g	H (m)	P (m)	R (m)	$R^{4/3}$ m ^{4/3}	Sf	Sfrata-rata	Δx	Jarak kumulatif (m)	hf	he	H (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1	395.520	1.810	0.040	54.160	104.582	1.033	0.054	397.384	62.255	1.680	1.997	0.000385						397.384
2	6	396.350	1.376	0.040	20.000	31.295	3.452	0.607	398.333	26.152	1.197	1.270	0.006760	0.007145	125.000	125.000	0.893	0.055	398.333
3	11	397.980	1.382	0.040	30.000	45.290	2.385	0.290	399.652	36.182	1.252	1.349	0.003040	0.009800	125.000	250.000	1.225	0.095	399.653
4	16	400.530	0.946	0.040	21.900	22.517	4.798	1.173	402.650	26.132	0.862	0.820	0.020233	0.023273	125.000	375.000	2.909	0.088	402.650
5	21	406.960	0.644	0.040	36.470	24.309	4.444	1.007	408.610	39.349	0.618	0.526	0.027052	0.047285	125.000	500.000	5.911	0.050	408.610
6	26	419.440	0.596	0.040	23.240	14.571	7.414	2.802	422.838	25.907	0.562	0.464	0.085335	0.112387	125.000	625.000	14.048	0.180	422.838
7	31	425.760	8.018	0.040	18.740	278.848	0.387	0.008	433.786	54.599	5.107	8.795	0.000012	0.085347	125.000	750.000	10.668	0.279	433.786
8	36	428.990	4.786	0.040	22.820	155.036	0.697	0.025	433.801	44.224	3.506	5.325	0.000066	0.000078	125.000	875.000	0.010	0.005	433.801
9	41	433.580	1.443	0.040	9.250	17.519	6.166	1.938	436.961	15.705	1.116	1.157	0.023688	0.023754	125.000	1000.000	2.969	0.191	436.961
10	46	439.620	1.252	0.040	15.570	22.631	4.774	1.161	442.034	21.170	1.069	1.093	0.015025	0.038713	125.000	1125.000	4.839	0.233	442.034
11	51	444.690	0.944	0.040	20.010	20.662	5.229	1.393	447.027	24.230	0.853	0.809	0.024365	0.039390	125.000	1250.000	4.924	0.070	447.027

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

1. No	4. Coba-coba	7. $([6]+(\text{kemiringan} \cdot 4))$	10. $[3]+ [4] + [9]$	13. $[12]/4/3$	16. Jarak Section	19. $k(\Delta(v^2/2g))$
2. Diketahui	5. Diketahui	8. $[Q]/7$	11. $2 \times [2] + [5]$	14. $(([3]^2 \cdot ([8]^2))/(2.22 \cdot [13]))$	17. $[16]n + [16]n+1$	20. $[10]n-1 + [18] + [19]$
3. Diketahui	6. Diketahui	9. $([8]^2)/2g$	12. $6+(2 \cdot 4) \cdot (1 + \text{Kemiringan}^2)^{0.5}$	15. $([14]n + [14]n+1)/2$	18. $[15] \cdot [16]$	

Profil Muka Air Sungai Pikatan pada Q5tahun dengan Metode Tahapan Standar

Q_{sh}	131.434 m ³ /det
L sungai	1250.000 m
Jumlah section	11.000
B-sal_hulu	20.010 m
B-sal_hilir	54.160 m
Slope dasar sungai	0.0400
Elevasi ujung hulu	444.690 m
Elevasi ujung hilir	395.520 m
Koefisien Manning (n)	0.040

Tabel 4.15. Perhitungan Profil Muka Air Sungai Pikatan pada Q5tahun dengan Metode Tahapan Standar

No	Section	Z (m)	y (m)	i	B (m)	A (m ²)	V (m/det)	V ² /2g	H (m)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} m ^{4/3}	Sf	Sfrata-rata	Δx	Jarak kumulatif (m)	hf	he	H (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1	395.520	1.960	0.040	54.160	113.837	1.155	0.068	397.548	62.925	1.809	2.204	0.000436						397.548
2	6	396.350	1.504	0.040	20.000	34.615	3.797	0.735	398.589	26.728	1.295	1.412	0.007361	0.007797	125.000	125.000	0.975	0.067	398.589
3	11	397.980	1.646	0.040	20.000	38.345	3.428	0.599	400.225	27.362	1.401	1.568	0.005399	0.012760	125.000	250.000	1.595	0.041	400.225
4	16	400.530	1.165	0.040	21.900	28.236	4.655	1.104	402.800	27.111	1.041	1.056	0.014792	0.020192	125.000	375.000	2.524	0.051	402.800
5	21	406.960	0.731	0.040	31.210	23.880	5.504	1.544	409.235	34.479	0.693	0.613	0.035628	0.050421	125.000	500.000	6.303	0.132	409.234
6	26	419.440	0.699	0.040	23.240	17.209	7.637	2.973	423.111	26.364	0.653	0.566	0.074241	0.109869	125.000	625.000	13.734	0.143	423.111
7	31	425.760	6.914	0.040	18.740	225.169	0.584	0.017	432.691	49.660	4.534	7.505	0.000033	0.074274	125.000	750.000	9.284	0.296	432.691
8	36	428.990	3.681	0.040	22.820	111.114	1.183	0.071	432.743	39.284	2.829	4.000	0.000252	0.000285	125.000	875.000	0.036	0.016	432.743
9	41	433.580	1.388	0.040	9.250	16.688	7.876	3.162	438.129	15.456	1.080	1.108	0.040361	0.040613	125.000	1000.000	5.077	0.309	438.128
10	46	439.620	4.423	0.040	13.540	99.018	1.327	0.090	444.133	33.321	2.972	4.272	0.000297	0.040658	125.000	1125.000	5.082	0.922	444.133
11	51	444.690	1.100	0.040	20.010	24.428	5.380	1.476	447.265	24.929	0.980	0.973	0.021437	0.021734	125.000	1250.000	2.717	0.416	447.265

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

1. No	4. Coba-coba	7. $([6]+(\text{kemiringan} \times 4))$	10. $[3]+ [4] + [9]$	13. $[12]4/3$	16. Jarak Section	19. $k(\Delta(v^2/2g))$
2. Diketahui	5. Diketahui	8. $[Q]/7$	11. $2 \times [2] + [5]$	14. $(([3]^2) \times ([8]^2)) / (2.22 \times [13])$	17. $[16]n + [16]n+1$	20. $[10]n-1 + [18] + [19]$
3. Diketahui	6. Diketahui	9. $([8]^2)/2g$	12. $6 + ((2^4) \times (1 + \text{Kemiringan} \wedge 2) \times 0.5)$	15. $([14]n + [14]n+1)/2$	18. $[15] \times [16]$	

Profil Muka Air Sungai Pikatan pada Q10tahun dengan Metode Tahapan Standar

Q_{10th}	152.871 m ³ /det
L sungai	1250.000 m
Jumlah section	11.000
B-sal_hulu	20.010 m
B-sal_hilir	54.160 m
Slope dasar sungai	0.0400
Elevasi ujung hulu	444.690 m
Elevasi ujung hilir	395.520 m
Koefisien Manning (n)	0.040

Tabel 4.16. Perhitungan Profil Muka Air Sungai Pikatan pada Q10tahun dengan Metode Tahapan Standar

No	Section	Z (m)	y (m)	i	B (m)	A (m ²)	V (m/det)	V ² /2g	H (m)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} m ^{4/3}	Sf	Sfrata-rata	Δx	Jarak kumulatif (m)	hf	he	H (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1	395.520	2.090	0.040	54.160	121.931	1.254	0.080	397.690	63.507	1.920	2.386	0.000475						397.690
2	6	396.350	1.610	0.040	20.000	37.388	4.089	0.852	398.812	27.201	1.375	1.528	0.007884	0.008359	125.000	125.000	1.045	0.077	398.812
3	11	397.980	1.875	0.040	20.000	44.526	3.433	0.601	400.456	28.384	1.569	1.823	0.004661	0.012545	125.000	250.000	1.568	0.075	400.456
4	16	400.530	1.254	0.040	21.900	30.602	4.996	1.272	403.056	27.507	1.112	1.153	0.015603	0.020264	125.000	375.000	2.533	0.067	403.056
5	21	406.960	0.806	0.040	31.210	26.467	5.776	1.700	409.467	34.816	0.760	0.694	0.034657	0.050260	125.000	500.000	6.282	0.129	409.467
6	26	419.440	0.756	0.040	23.240	18.706	8.172	3.404	423.600	26.620	0.703	0.625	0.077045	0.111702	125.000	625.000	13.963	0.170	423.600
7	31	425.760	7.796	0.040	18.740	267.654	0.571	0.017	433.573	53.605	4.993	8.534	0.000028	0.077073	125.000	750.000	9.634	0.339	433.573
8	36	428.513	5.042	0.040	22.820	165.884	0.922	0.043	433.598	45.367	3.657	5.633	0.000109	0.000136	125.000	875.000	0.017	0.008	433.598
9	41	433.580	1.571	0.040	9.250	19.475	7.849	3.140	438.292	16.278	1.196	1.270	0.034963	0.035071	125.000	1000.000	4.384	0.310	438.292
10	46	439.620	3.837	0.040	13.540	81.404	1.878	0.180	443.637	30.701	2.652	3.670	0.000693	0.035655	125.000	1125.000	4.457	0.888	443.637
11	51	444.690	1.112	0.040	20.010	24.713	6.186	1.950	447.752	24.981	0.989	0.986	0.027977	0.028670	125.000	1250.000	3.584	0.531	447.752

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

1. No	4. Coba-coba	7. $([6]+(\text{kemiringan} \cdot 4))$	10. $[3]+ [4] + [9]$	13. $[12]/4/3$	16. Jarak Section	19. $k(\Delta(v^2/2g))$
2. Diketahui	5. Diketahui	8. $[Q]/7$	11. $2 \times [2] + [5]$	14. $(([3]^2) \cdot ([8]^2)) / (2.22 \cdot [13])$	17. $[16]n + [16]n+1$	20. $[10]n-1 + [18] + [19]$
3. Diketahui	6. Diketahui	9. $([8]^2)/2g$	12. $6 + ((2 \cdot 4) \cdot (1 + \text{Kemiringan}^2)^{0.5})$	15. $([14]n + [14]n+1)/2$	18. $[15]^2 \cdot [16]$	

Profil Muka Air Sungai Pikatan pada Q25tahun dengan Metode Tahapan Standar

Q_{25th}	187.071 m ³ /det
L sungai	1250.000 m
Jumlah section	11.000
B-sal_hulu	20.010 m
B-sal_hilir	54.160 m
Slope dasar sungai	0.0400
Elevasi ujung hulu	444.690 m
Elevasi ujung hilir	395.520 m
Koefisien Manning (n)	0.040

Tabel 4.17. Perhitungan Profil Muka Air Sungai Pikatan pada Q25tahun dengan Metode Tahapan Standar

No	Section	Z (m)	y (m)	i	B (m)	A (m ²)	V (m/det)	V ² /2g	H (m)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} m ^{4/3}	Sf	Sfrata-rata	Δx	Jarak kumulatif (m)	hf	he	H (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1	395.520	2.280	0.040	54.160	133.882	1.397	0.100	397.900	64.356	2.080	2.656	0.000530						397.900
2	6	396.350	1.757	0.040	20.000	41.318	4.528	1.045	399.152	27.858	1.483	1.691	0.008735	0.009265	125.000	125.000	1.158	0.095	399.152
3	11	397.980	2.279	0.040	20.000	55.968	3.342	0.569	400.828	30.192	1.854	2.277	0.003536	0.012271	125.000	250.000	1.534	0.143	400.828
4	16	400.530	1.386	0.040	21.900	34.196	5.470	1.525	403.441	28.099	1.217	1.299	0.016599	0.020135	125.000	375.000	2.517	0.096	403.441
5	21	406.960	0.919	0.040	31.210	30.388	6.156	1.932	409.811	35.322	0.860	0.818	0.033380	0.049979	125.000	500.000	6.247	0.122	409.811
6	26	419.440	0.838	0.040	23.240	20.890	8.955	4.087	424.366	26.989	0.774	0.711	0.081334	0.114714	125.000	625.000	14.339	0.216	424.366
7	31	425.760	9.168	0.040	18.740	339.890	0.550	0.015	434.943	59.739	5.690	10.157	0.000021	0.081355	125.000	750.000	10.169	0.407	434.942
8	36	428.990	5.933	0.040	22.820	205.808	0.909	0.042	434.965	49.355	4.170	6.712	0.000089	0.000110	125.000	875.000	0.014	0.008	434.965
9	41	433.580	1.946	0.040	9.250	25.566	7.317	2.729	438.254	17.951	1.424	1.602	0.024081	0.024170	125.000	1000.000	3.021	0.269	438.255
10	46	439.620	1.995	0.040	13.540	34.982	5.348	1.458	443.073	22.464	1.557	1.805	0.011418	0.035499	125.000	1125.000	4.437	0.381	443.073
11	51	444.690	1.257	0.040	20.010	28.322	6.605	2.224	448.171	25.633	1.105	1.142	0.027526	0.038944	125.000	1250.000	4.868	0.230	448.171

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

- | | | | | | | |
|--------------|--------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|------------------------|-----------------------------|
| 1. No | 4. Coba-coba | 7. $([6]+(\text{kemiringan} \times 4))$ | 10. $[3]+ [4] + [9]$ | 13. $[12]/4/3$ | 16. Jarak Section | 19. $k(\Delta(v^2/2g))$ |
| 2. Diketahui | 5. Diketahui | 8. $[Q]/7$ | 11. $2 \times [2] + [5]$ | 14. $(([3]^2 \times ([8]^2)) / (2.22 \times [13]))$ | 17. $[16]n + [16]n+1$ | 20. $[10]n-1 + [18] + [19]$ |
| 3. Diketahui | 6. Diketahui | 9. $([8]^2)/2g$ | 12. $6 + ((2 \times 4) \times (1 + \text{Kemiringan}^2)^{0.5})$ | 15. $([14]n + [14]n+1)/2$ | 18. $[15] \times [16]$ | |

Profil Muka Air Sungai Pikanan pada Q50tahun dengan Metode Tahapan Standar

Q_{50th}	218.186 m ³ /det
L sungai	1250.000 m
Jumlah section	11.000
B-sal_hulu	20.010 m
B-sal_hilir	54.160 m
Slope dasar sungai	0.0400
Elevasi ujung hulu	444.690 m
Elevasi ujung hilir	395.520 m
Koefisien Manning (n)	0.040

Tabel 4.18. Perhitungan Profil Muka Air Sungai Pikanan pada Q50tahun dengan Metode Tahapan Standar

No	Section	Z (m)	y (m)	i	B (m)	A (m ²)	V (m/det)	V ² /2g	H (m)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} m ^{4/3}	Sf	Sfrata-rata	Δx	Jarak kumulatif (m)	hf	he	H (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1	395.520	2.430	0.040	54.160	143.419	1.521	0.118	398.068	65.027	2.206	2.871	0.000581						398.068
2	6	396.350	1.869	0.040	20.000	44.364	4.918	1.233	399.452	28.358	1.564	1.816	0.009599	0.010180	125.000	125.000	1.272	0.111	399.452
3	11	397.980	2.703	0.040	20.000	68.672	3.177	0.515	401.198	32.088	2.140	2.758	0.002638	0.012237	125.000	250.000	1.530	0.215	401.197
4	16	400.530	1.510	0.040	21.900	37.630	5.798	1.714	403.754	28.653	1.313	1.438	0.016848	0.019486	125.000	375.000	2.436	0.120	403.753
5	21	406.960	1.010	0.040	31.210	33.579	6.498	2.152	410.122	35.729	0.940	0.921	0.033053	0.049901	125.000	500.000	6.238	0.131	410.123
6	26	419.440	0.909	0.040	23.240	22.784	9.576	4.674	425.023	27.306	0.834	0.786	0.084136	0.117189	125.000	625.000	14.649	0.252	425.023
7	31	425.760	10.233	0.040	18.740	401.208	0.544	0.015	436.008	64.504	6.220	11.439	0.000019	0.084154	125.000	750.000	10.519	0.466	436.008
8	36	428.990	6.999	0.040	22.820	257.673	0.847	0.037	436.025	54.119	4.761	8.010	0.000065	0.000083	125.000	875.000	0.010	0.006	436.025
9	41	433.580	2.404	0.040	9.250	33.790	6.457	2.125	438.109	20.000	1.690	2.012	0.014934	0.014998	125.000	1000.000	1.875	0.209	438.109
10	46	439.620	1.599	0.040	13.540	26.755	8.155	3.390	444.608	20.689	1.293	1.409	0.034020	0.048954	125.000	1125.000	6.119	0.379	444.607
11	51	444.690	5.087	0.040	20.010	153.542	1.421	0.103	449.880	42.759	3.591	5.499	0.000265	0.034285	125.000	1250.000	4.286	0.986	449.880

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

1. No	4. Coba-coba	7. $([6]+(\text{kemiringan} \cdot 4))$	10. $[3]+ [4] + [9]$	13. $[12]/4/3$	16. Jarak Section	19. $k(\Delta(v^2/2g))$
2. Diketahui	5. Diketahui	8. $[Q]/7$	11. $2 \times [2] + [5]$	14. $(([3]^2 \cdot 2) \cdot ([8]^2)) / (2.22 \cdot [13])$	17. $[16]n + [16]n+1$	20. $[10]n-1 + [18] + [19]$
3. Diketahui	6. Diketahui	9. $([8]^2)/2g$	12. $6+(2 \cdot 4) \cdot (1 + \text{Kemiringan}^2)^{0.5}$	15. $([14]n + [14]n+1)/2$	18. $[15] \cdot [16]$	

Profil Muka Air Sungai Pikanan pada Q0.4PMF dengan Metode Tahapan Standar

Q _{0.4PMF}	236.078 m ³ /det
L sungai	1250.000 m
Jumlah section	11.000
B-sal_hulu	20.010 m
B-sal_hilir	54.160 m
Slope dasar sungai	0.0400
Elevasi ujung hulu	444.690 m
Elevasi ujung hilir	395.520 m
Koefisien Manning (n)	0.040

Tabel 4.19. Perhitungan Profil Muka Air Sungai Pikanan pada Q0.4PMF dengan Metode Tahapan Standar

No	Section	Z (m)	y (m)	i	B (m)	A (m ²)	V (m/det)	V ² /2g	H (m)	P (m)	R (m)	R ^{4/3} m ^{4/3}	Sf	Sfrata-rata	Δx	Jarak kumulatif (m)	hf	he	H (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1	395.520	2.510	0.040	54.160	148.542	1.589	0.129	398.159	65.385	2.272	2.986	0.000610						398.159
2	6	396.350	1.926	0.040	20.000	45.939	5.139	1.346	399.622	28.613	1.606	1.880	0.010125	0.010734	125.000	125.000	1.342	0.122	399.622
3	11	397.980	2.964	0.040	20.000	76.866	3.071	0.481	401.425	33.258	2.311	3.056	0.002225	0.012349	125.000	250.000	1.544	0.260	401.425
4	16	400.530	1.588	0.040	21.900	39.819	5.929	1.792	403.909	29.001	1.373	1.526	0.016601	0.018826	125.000	375.000	2.353	0.131	403.910
5	21	406.960	1.055	0.040	31.210	35.169	6.713	2.297	410.312	35.930	0.979	0.972	0.033415	0.050016	125.000	500.000	6.252	0.152	410.313
6	26	419.440	0.950	0.040	23.240	23.888	9.883	4.978	425.368	27.489	0.869	0.829	0.084889	0.118304	125.000	625.000	14.788	0.268	425.368
7	31	425.760	10.703	0.040	18.740	429.705	0.549	0.015	436.479	66.607	6.451	12.010	0.000018	0.084907	125.000	750.000	10.613	0.496	436.478
8	36	428.990	7.469	0.040	22.820	282.000	0.837	0.036	436.494	56.221	5.016	8.586	0.000059	0.000077	125.000	875.000	0.010	0.006	436.494
9	41	433.580	2.694	0.040	9.250	39.427	5.988	1.827	438.101	21.296	1.851	2.273	0.011366	0.011425	125.000	1000.000	1.428	0.179	438.102
10	46	439.620	1.593	0.040	13.540	26.642	8.861	4.002	445.215	20.664	1.289	1.403	0.040325	0.051692	125.000	1125.000	6.461	0.652	445.215
11	51	444.690	6.706	0.040	20.010	224.130	1.053	0.057	451.453	50.000	4.483	7.391	0.000108	0.040433	125.000	1250.000	5.054	1.184	451.453

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

1. No	4. Coba-coba	7. $((6)+(kemiringan*4)$	10. $[3]+ [4] + [9]$	13. $[12]4/3$	16. Jarak Section	19. $k(\Delta(v^2/2g))$
2. Diketahui	5. Diketahui	8. $[Q]7$	11. $2 \times [2] + [5]$	14. $(([3]^2)*([8]^2))/(2.22*[13])$	17. $[16]n + [16]n+1$	20. $[10]n-1 + [18] + [19]$
3. Diketahui	6. Diketahui	9. $([8]^2)/2g$	12. $6+((2*4)*(1+Kemiringan^2)^0.5)$	15. $([14]n + [14]n+1)/2$	18. $[15]*[16]$	

4.2.3. Perbandingan Hasil Perhitungan Profil Muka Air Sungai Pikatan melalui program HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar (*Standar Step Method*)

Perbandingan dari hasil perhitungan profil muka air Sungai Pikatan melalui program HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar dapat dilihat pada tabel 4.20 – 4.25.

Tabel 4.20. Perbandingan hasil perhitungan tinggi muka air HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar pada Q_{2th} .

No	Section	Tinggi Muka Air (m)	
		HEC-RAS	Metode Tahapan Standar
1	1	397.330	397.384
2	6	399.120	398.333
3	11	401.210	399.653
4	16	403.820	402.650
5	21	408.960	408.610
6	26	422.200	422.838
7	31	428.600	433.786
8	36	431.220	433.801
9	41	437.070	436.961
10	46	442.540	442.034
11	51	447.700	447.027

Tabel 4.21. Perbandingan hasil perhitungan tinggi muka air HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar pada Q_{5th} .

No	Section	Tinggi Muka Air (m)	
		HEC-RAS	Metode Tahapan Standar
1	1	397.480	397.548
2	6	399.310	398.589
3	11	401.630	400.225
4	16	404.140	402.800
5	21	409.140	409.234
6	26	422.400	423.111
7	31	428.920	432.691
8	36	431.450	432.743
9	41	437.440	438.128
10	46	442.810	444.133
11	51	447.990	447.265

Tabel 4.22. Perbandingan hasil perhitungan tinggi muka air HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar pada Q_{10th} .

No	Section	Tinggi Muka Air (m)	
		HEC-RAS	Metode Tahapan Standar
1	1	397.610	397.690
2	6	399.460	398.812
3	11	402.010	400.456
4	16	404.410	403.056
5	21	409.290	409.467
6	26	422.570	423.600
7	31	429.210	433.573
8	36	431.630	433.598
9	41	437.730	438.292
10	46	443.060	443.637
11	51	448.240	447.752

Tabel 4.23. Perbandingan hasil perhitungan tinggi muka air HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar pada Q_{25th} .

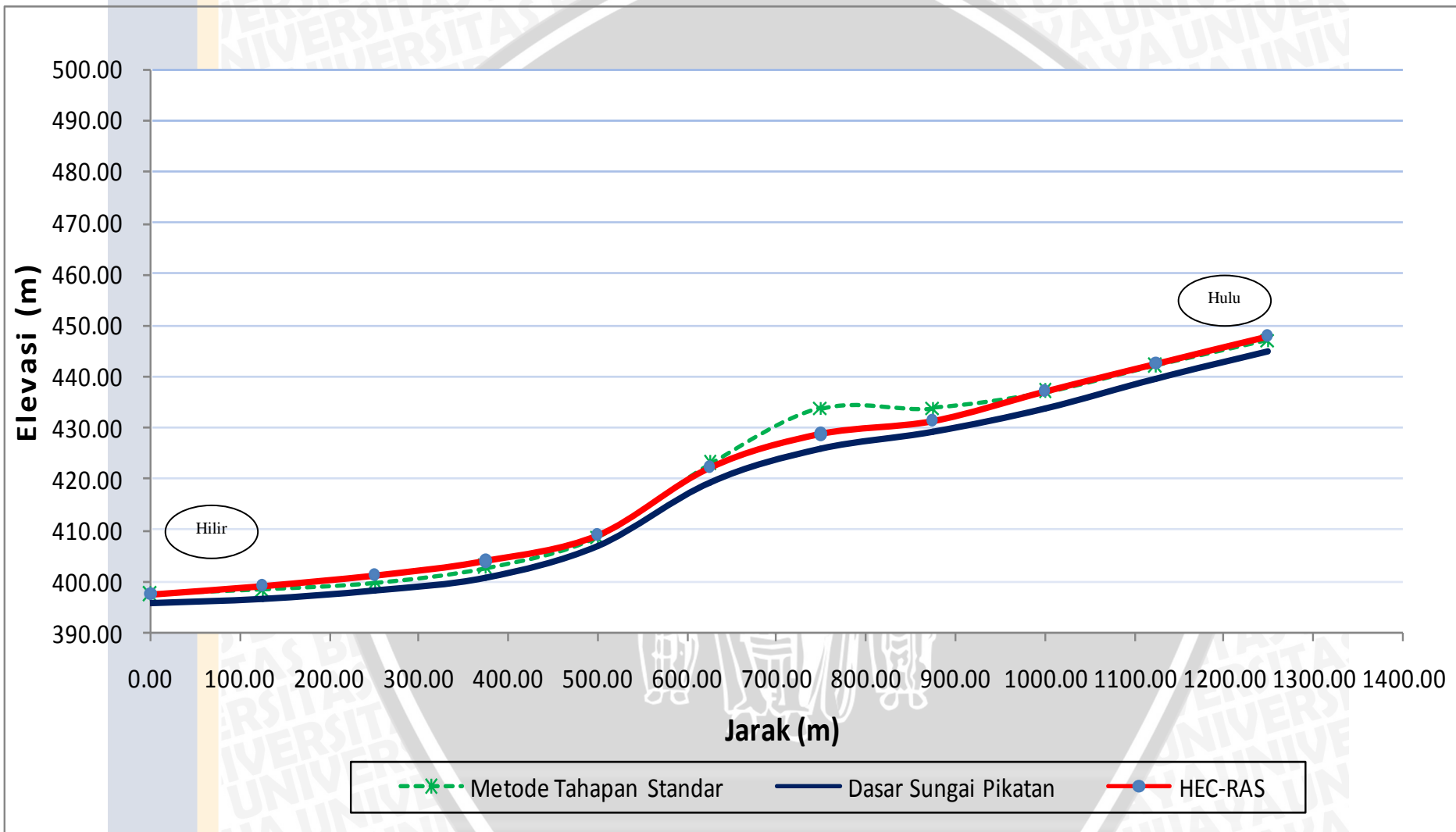
No	Section	Tinggi Muka Air (m)	
		HEC-RAS	Metode Tahapan Standar
1	1	397.800	397.900
2	6	399.660	399.152
3	11	402.590	400.828
4	16	404.800	403.441
5	21	409.510	409.811
6	26	422.820	424.366
7	31	429.640	434.942
8	36	431.890	434.965
9	41	438.170	438.255
10	46	443.370	443.073
11	51	448.620	448.171

Tabel 4.24. Perbandingan hasil perhitungan tinggi muka air HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar pada Q_{50th} .

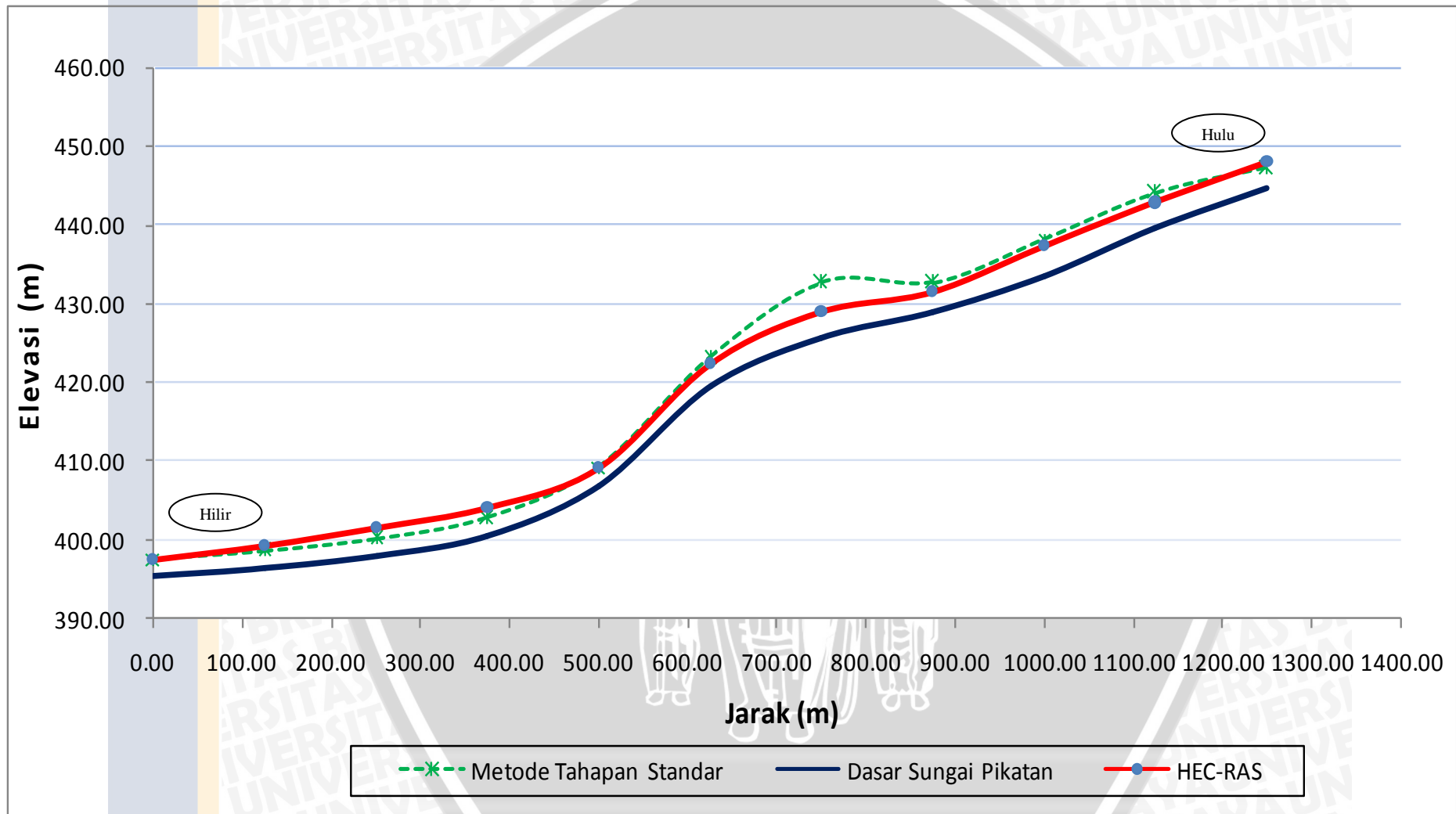
No	Section	Tinggi Muka Air (m)	
		HEC-RAS	Metode Tahapan Standar
1	1	397.950	398.068
2	6	399.790	399.452
3	11	403.100	401.197
4	16	405.130	403.753
5	21	409.670	410.123
6	26	423.020	425.023
7	31	430.010	436.008
8	36	432.110	436.025
9	41	438.540	438.109
10	46	443.630	444.607
11	51	448.950	449.880

Tabel 4.25. Perbandingan hasil perhitungan tinggi muka air HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar pada $Q_{0.4PMF}$.

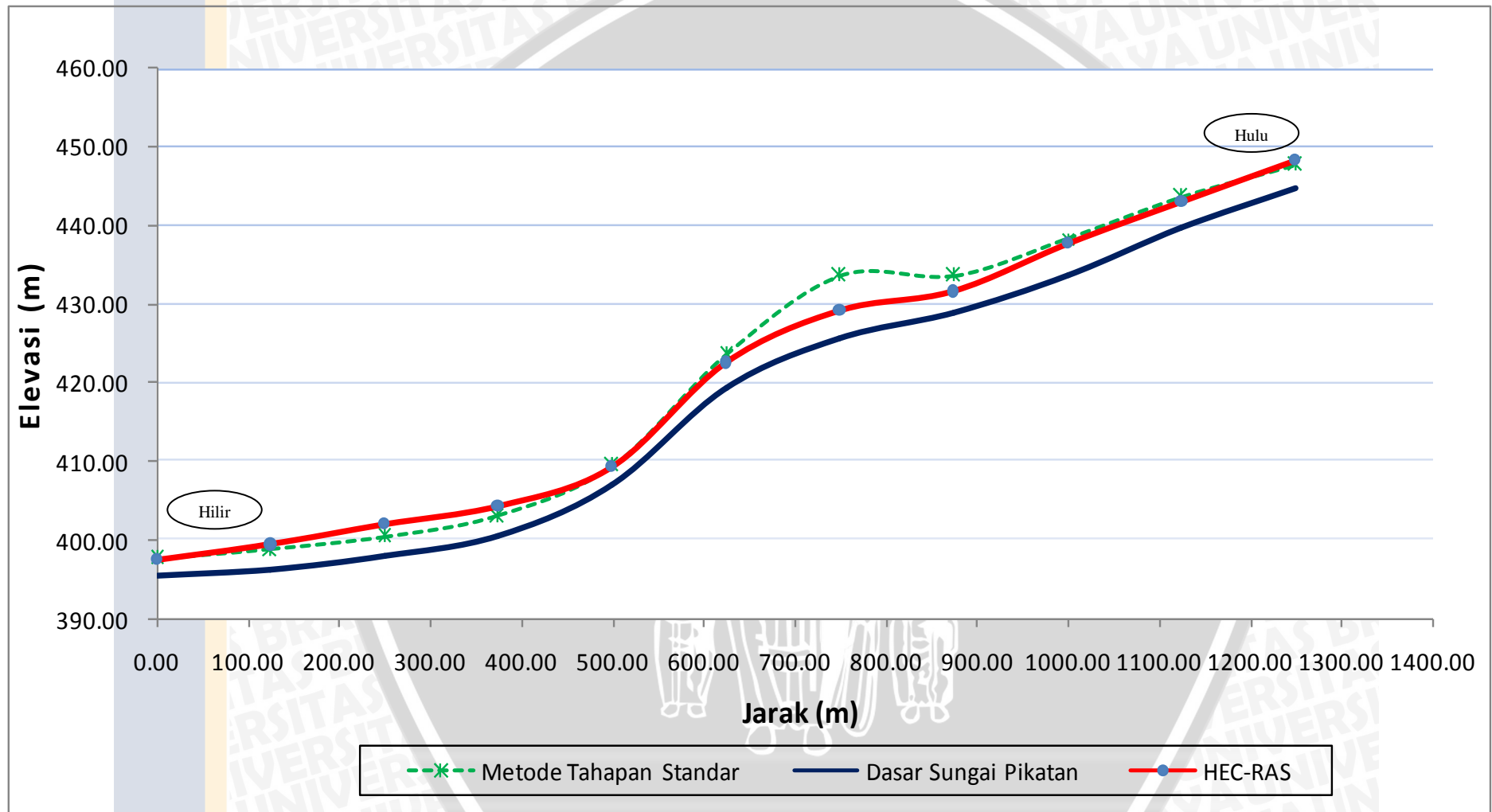
No	Section	Tinggi Muka Air (m)	
		HEC-RAS	Metode Tahapan Standar
1	1	398.030	398.159
2	6	399.850	399.622
3	11	403.380	401.425
4	16	405.310	403.910
5	21	409.770	410.313
6	26	423.130	425.368
7	31	430.220	436.478
8	36	432.230	436.494
9	41	438.750	438.102
10	46	443.780	445.215
11	51	449.130	451.453



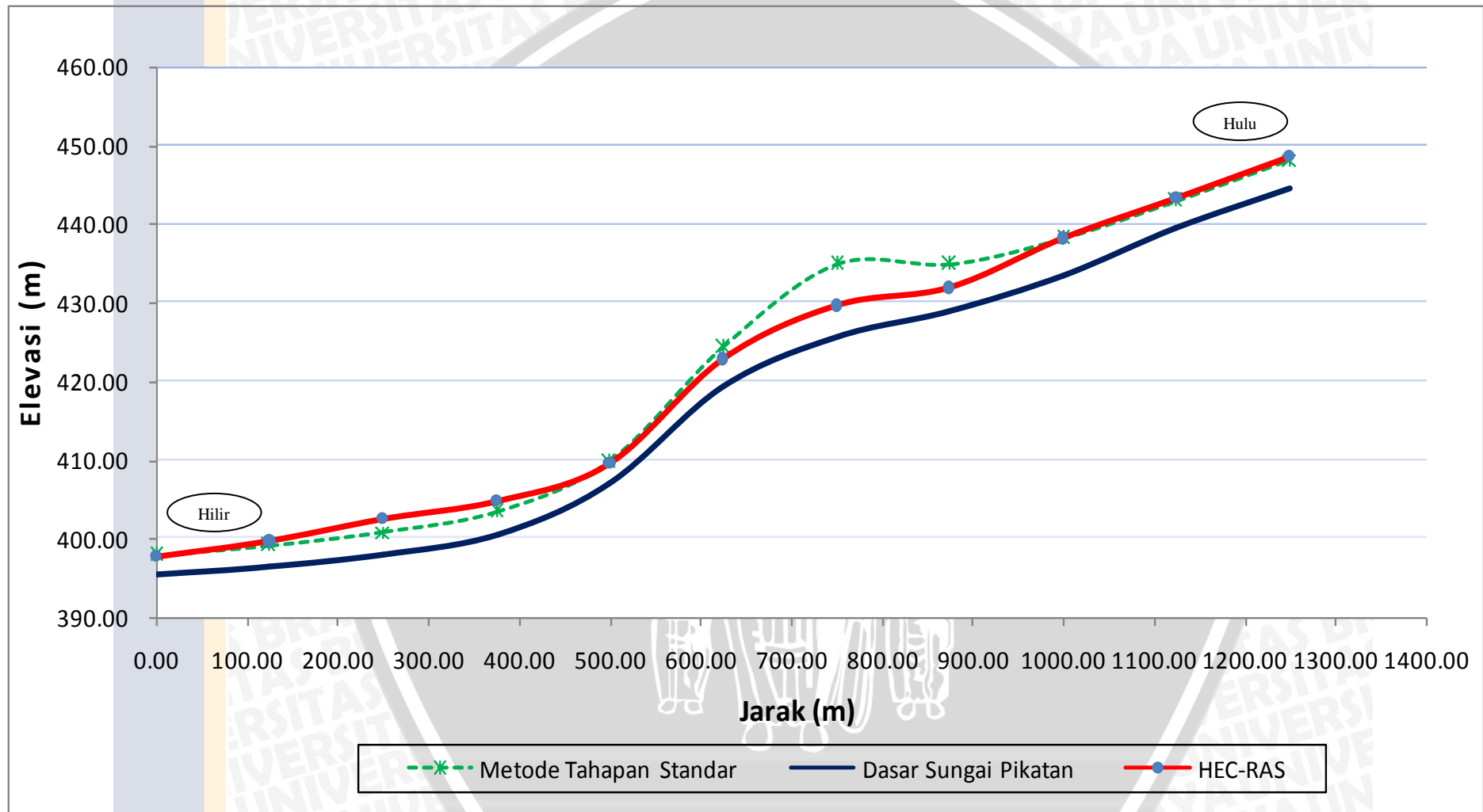
Gambar 4.18. Perbandingan profil muka air Sungai Pikatan hasil perhitungan HEC-RAS dan Metode Tahapan Standar pada Q_{2th} .



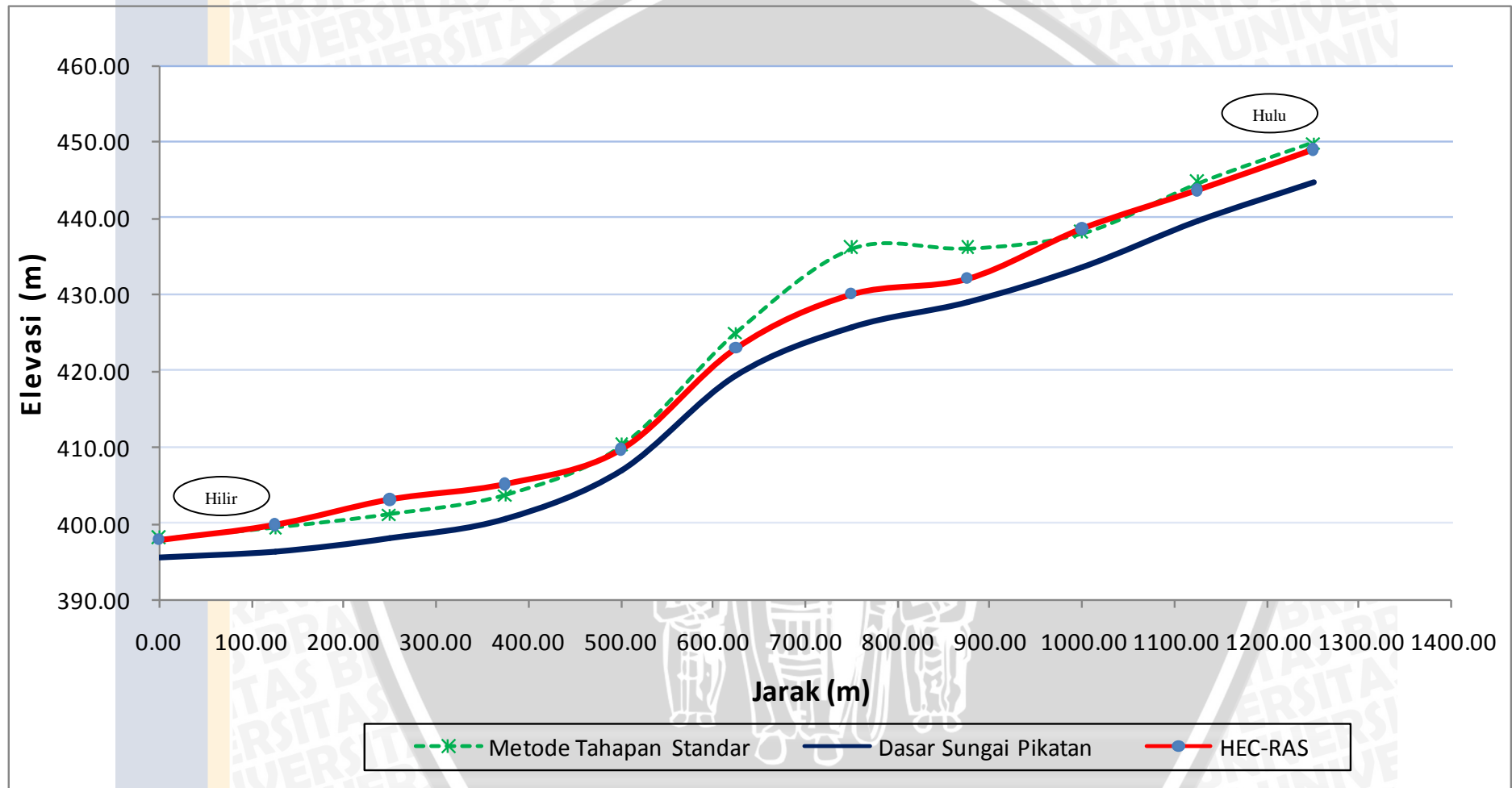
Gambar 4.19. Perbandingan profil muka air Sungai Pikatan hasil perhitungan HEC-RAS dan Metode Tahapan Standar pada Q_{5th} .



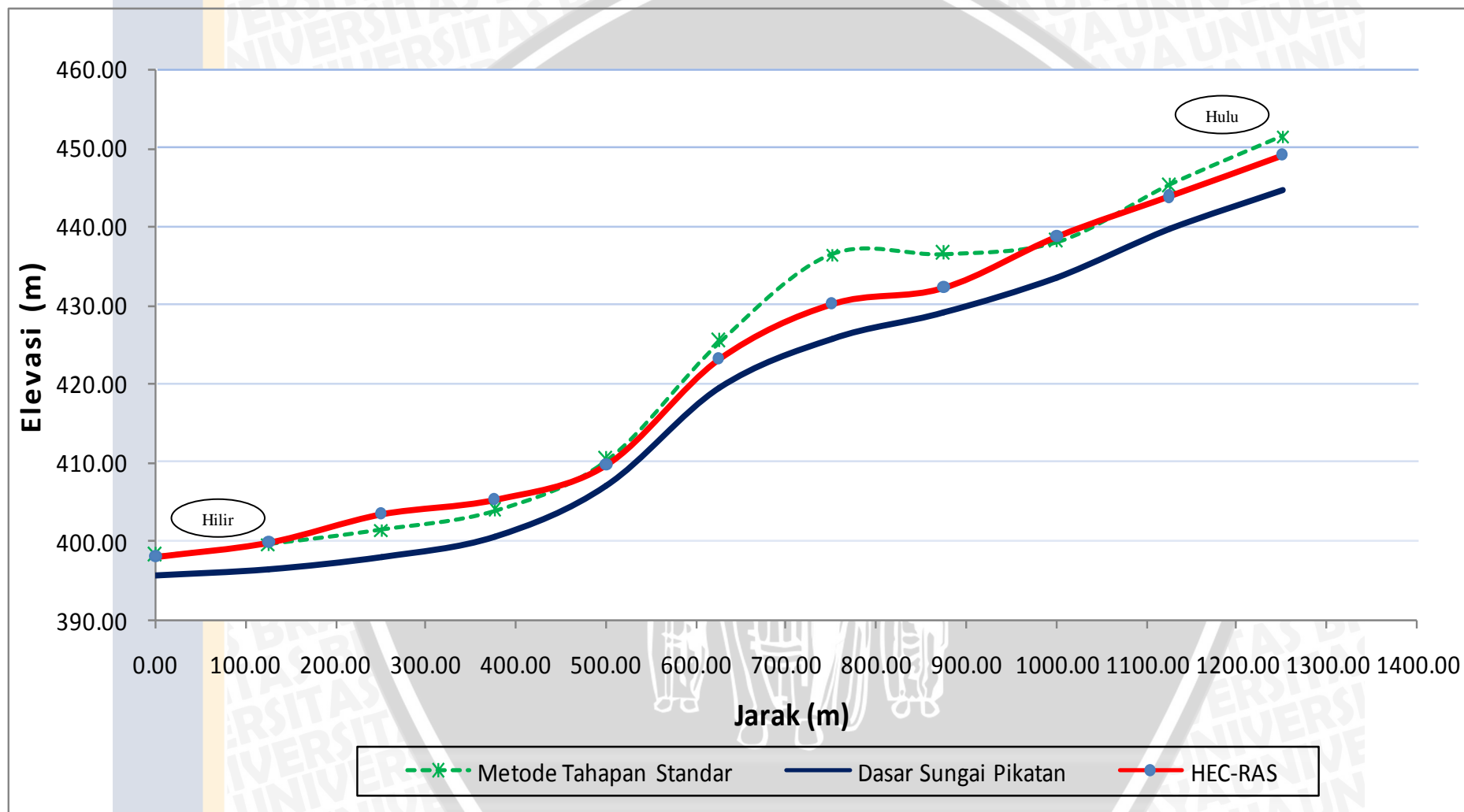
Gambar 4.20. Perbandingan profil muka air Sungai Pikatan hasil perhitungan HEC-RAS dan Metode Tahapan Standar pada Q_{10thn} .



Gambar 4.21. Perbandingan profil muka air Sungai Pikatan hasil perhitungan HEC-RAS dan Metode Tahapan Standar pada Q_{25thn} .



Gambar 4.22. Perbandingan profil muka air Sungai Pikatan hasil perhitungan HEC-RAS dan Metode Tahapan Standar pada Q_{50th} .



Gambar 4.23. Perbandingan profil muka air Sungai Pikatan hasil perhitungan HEC-RAS dan Metode Tahapan Standar pada $Q_{0.4PMF}$.

Dari hasil Perbandingan perhitungan profil muka air Sungai Pikatan melalui program HEC-RAS dengan Metode Tahapan Standar pada tabel 4.20 – 4.25 dapat dilihat terdapat perbedaan pada hasil analisa, contohnya adalah hasil analisa profil muka air pada patok 31 dan 36. Untuk perencanaan perbaikan Sungai Pikatan, hasil yang digunakan adalah hasil dari program HEC-RAS.

4.3. Perencanaan Perbaikan Sungai Pikatan.

Dari hasil analisa profil muka air pada kondisi eksisting, dapat diketahui bahwa ada beberapa penampang Sungai Pikatan yang tidak mampu untuk menampung debit banjir rencana yang lewat. Hal ini harus segera diatasi, karena dampak dari banjir yang terjadi sangat merugikan penduduk.

Alternatif perencanaan yang diusulkan dalam mengatasi masalah banjir di sungai Pikatan adalah sebagai berikut :

1. Perbaikan penampang sungai dilakukan dengan pengerukan dasar sungai hal ini bertujuan agar Sungai Pikatan dapat mengalirkan debit yang lebih besar daripada kondisi eksisting.
2. Pembangunan tanggul di sisi sungai yang mengalami limpasan dilakukan jika masih terdapat penampang sungai yang tidak mampu mengalirkan debit banjir rancangan setelah dilakukan perbaikan penampang Sungai Pikatan.
3. Perencanaan revetment dilakukan untuk menghindari longsornya tebing sungai.

4.3.1. Perencanaan Perbaikan Penampang Sungai Pikatan.

Perencanaan perbaikan penampang sungai Pikatan dilakukan dengan pengerukan, pengerukan ini dilaksanakan agar sungai Pikatan mampu mengalirkan Q_{dominan} yaitu $Q_{5\text{th}}$.

Bentuk penampang sungai direncanakan berbentuk trapesium. Untuk elevasi dasar sungai tetap menggunakan elevasi eksisting, Sehingga kemiringan sungai (*slope*) tidak berubah. Perbaikan alur sungai direncanakan mulai patok 51 sampai dengan patok 1.

Dasar perencanaan perbaikan alur sungai adalah sebagai berikut :

- a. Debit banjir rencana

$$\text{Debit rencana} = 131.434 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

- b. Kemiringan tebing sungai

$$\text{Kemiringan tebing sungai direncanakan } 1 : 2$$

- c. Lebar rencana sungai

$$B = \alpha Q^{1/2}$$

$$= 5 (131.434)^{1/2}$$

$$= 57.32$$

Dikarenakan sulitnya pembebasan lahan di kanan kiri sungai yang merupakan lahan pertanian penduduk yang menjadi mata pencaharian, maka lebar sungai rencana tidak dapat mengikuti lebar rencana sungai seperti di atas, untuk lebar rencana sungai disesuaikan dengan lebar pengerukan penampang Sungai Pikatan (contoh pada patok 51 dengan lebar 20.1 meter)

Contoh perhitungan perbaikan penampang sungai pada patok 51.

$$\text{Luas Penampang (A)} = 56.895 \text{ m}^2$$

$$\text{Kecepatan Aliran (V)} = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{0.5}$$

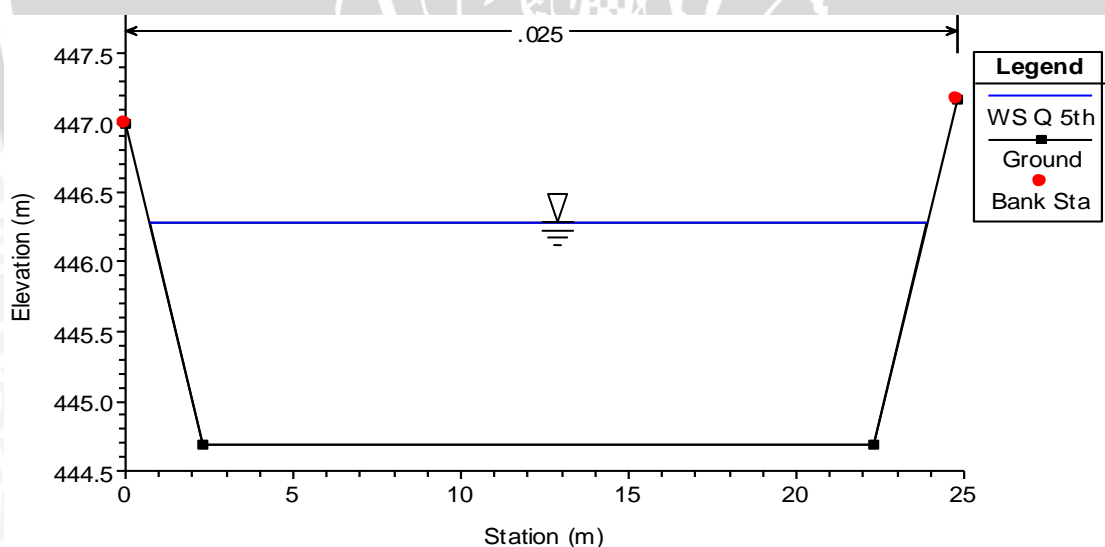
$$= 1/0.025 \times (1.875)^{2/3} \times (0.04)^{0.5}$$

$$= 9.377 \text{ m/dt}$$

$$\text{Debit Penampang (Q)} = V \times A = 533.517 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Jadi, kapasitas penampang yang direncanakan mencukupi untuk menampung debit dengan kala ulang 5 tahun.

Contoh perbaikan penampang sungai pada patok 51 :



Gambar 4.24. Kondisi sungai Pikatan patok 51 setelah perbaikan penampang

Sumber : Hasil Perhitungan

Setelah adanya perbaikan penampang sungai masih ada air sungai yang meluap pada Q_{50th} maka diupayakan penanganan selanjutnya dengan perencanaan tanggul disekitar daerah yang masih ada luapan banjir.

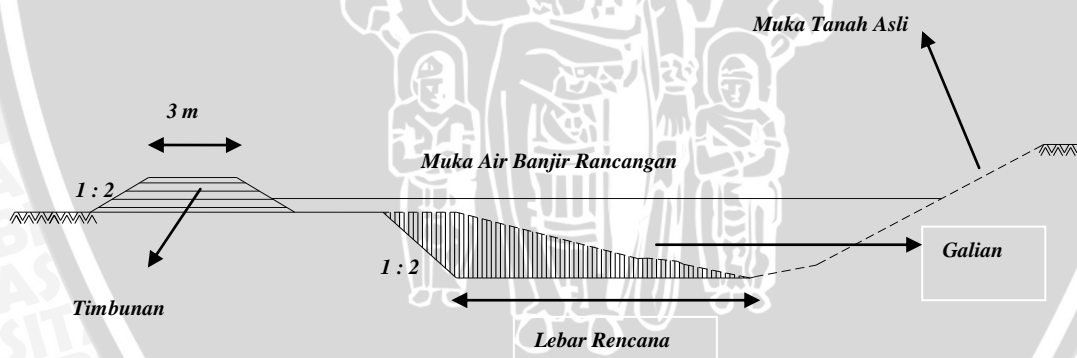
4.3.2. Perencanaan Tanggul.

Berdasarkan penuturan Bapak Kayati, yaitu warga setempat Desa Wiyu banjir historis yang pernah terjadi di Desa Wiyu adalah setinggi $\pm 3,5\text{m}$. Dari hasil running HEC-RAS dapat diketahui bahwa banjir historis yang pernah terjadi adalah setara Q_{50} . Untuk mengatasi banjir tersebut terulang kembali maka dibangun tanggul sungai di sepanjang ruas sungai mulai patok 51 sampai dengan patok 1 dengan Q_{50} . Tetapi ada beberapa ruas yang tidak memerlukan tanggul karena dengan Q_{50} kapasitas sungai pada ruas tersebut masih mencukupi, tanggul sungai ditempatkan pada patok-patok yang terdapat luapan. Contoh patok yang masih mengalami luapan setelah perbaikan penampang sungai adalah patok 14.

Contoh perencanaan tanggul pada patok 14 :

1. Debit Rencana : $Q_{50\text{th}}$
2. Debit Banjir Rancangan : $218.186 \text{ m}^3/\text{dtk}$
3. Bahan : Urugan Tanah
4. Tinggi tanggul : $1,29 \text{ m}$ (elevasi muka air rencana + tinggi jagaan)
5. Kemiringan tanggul : $1 : 2$
6. Kemiringan lereng : $1 : 2$

Dimensi dari perencanaan tanggul patok 14 dapat dilihat pada **Gambar 4.25**.

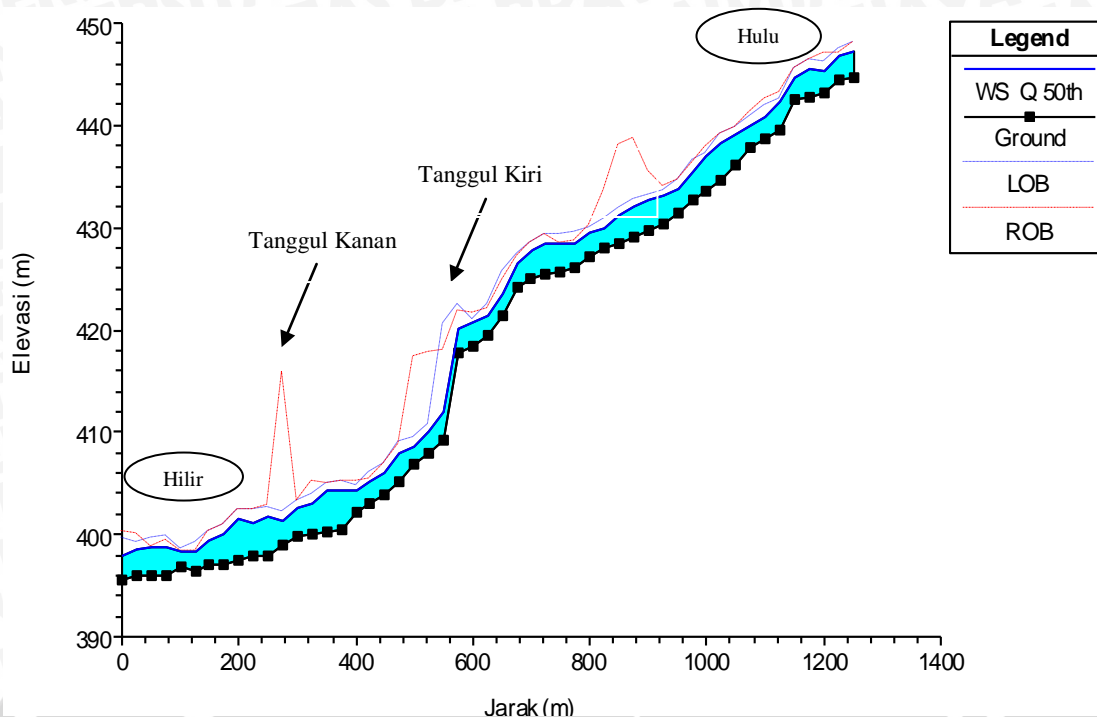


Gambar 4.25. Dimensi perencanaan tanggul patok 14

Sumber : Hasil Perencanaan

Untuk contoh perencanaan tanggul pada patok yang lain yang mengalami luapan banjir dapat dilihat pada **Lampiran III**.

Setelah dilakukan upaya pembuatan tanggul dan perbaikan penampang sungai dapat diketahui bahwa kapasitas tampungan sungai mencukupi untuk aliran debit dengan kala ulang 50 tahun. Hal itu dapat dilihat pada **Gambar 4.26**, di mana sudah tidak ada luapan banjir pada patok 51 sampai dengan patok 1.



Gambar 4.26. Kondisi sungai Pikatan setelah ada upaya penanganan pada Q_{50th}

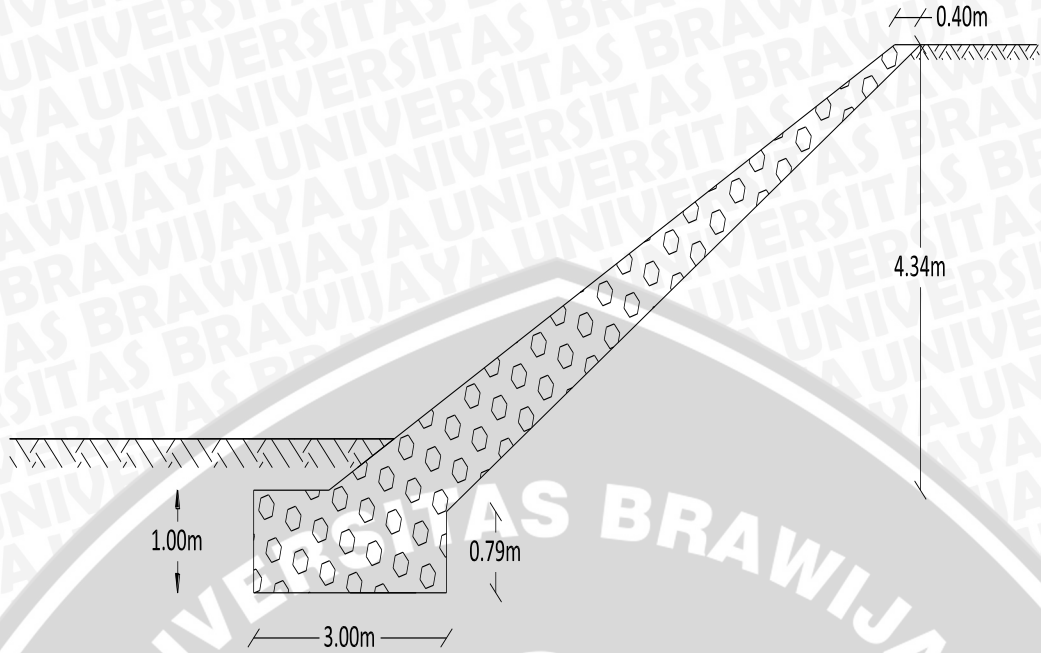
Sumber : Hasil Perencanaan

4.3.3. Perencanaan Revetment Sungai Pikatan.

Revetment direncanakan di sepanjang ruas sungai mulai patok 51 sampai dengan patok 1 hal ini bertujuan untuk mencegah longsornya tebing sungai Pikatan.

Contoh perencanaan revetment pada patok 11 adalah sebagai berikut :

- Patok = 11
- Tinggi revetment = 4,34 m
- Lebar bagian puncak = 0,4 m
- Lebar (B) = 2,17 m
- Lebar Pondasi = 3,00 m



Gambar 4.27. Penampang Rencana Revetment Patok 11

Sumber : Hasil Perencanaan

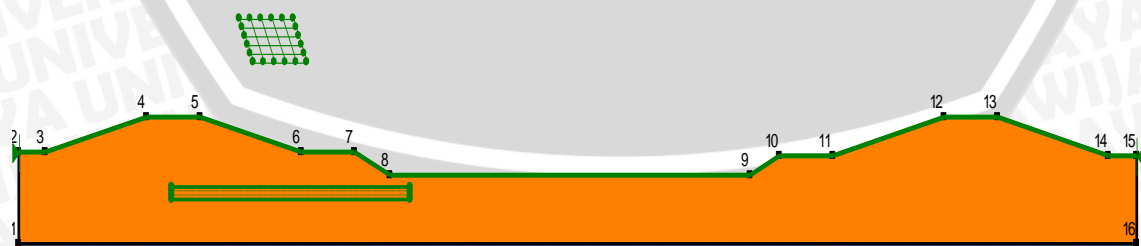
4.4. Analisa Stabilitas

4.4.1. Stabilitas Tanggul

Untuk perhitungan stabilitas lereng tanggul digunakan program geoslope yang dalam perhitungannya menggunakan metode *Bishop*, *Janbu*, *Ordinary* dan *Mergenstern Price*.

Di bawah ini disajikan stabilitas pada tanggul kiri dan tanggul kanan dengan dimensi maksimum, dengan anggapan bahwa stabilitas tanggul di bawah ini cukup mewakili perhitungan tanggul pada patok-patok yang lainnya.

Hasil perhitungan nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul kiri dengan dimensi terbesar dapat dilihat pada gambar 4.28 – 4.29.



Gambar 4.28. Stabilitas Tanggul Kiri Patok 9 Sungai Pikatan

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.29. Bidang Longsoran Tanggul Kiri Patok 9 Sungai Pikatan

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.26. Nilai Keamanan Minimum (*safety factor*) Tanggul Kiri Patok 9

PATOK 9.Sptmbr.gsz - SLOPE/W S...		
SLOPE/W® 2007		
Data File: PATOK 9.Sptmbr.gsz		
Analysis: SLOPE/W Analysis		
Minimum Factor of Safety		
	Moment	Force
Ordinary:	4.039	-
Bishop:	4.276	-
Janbu:	-	3.844
Slip Surface #:		144 of 144
Searching for Critical Slip Surface		
<input type="button" value="Start"/> <input type="button" value="Stop"/>		

Perhitungan nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul sebelah kanan tertinggi patok 15 dilihat pada gambar 4.30 - 4.31.



Gambar 4.30. Stabilitas Tanggul Kanan Patok 15 Sungai Pikatan

Sumber : Hasil Perhitungan

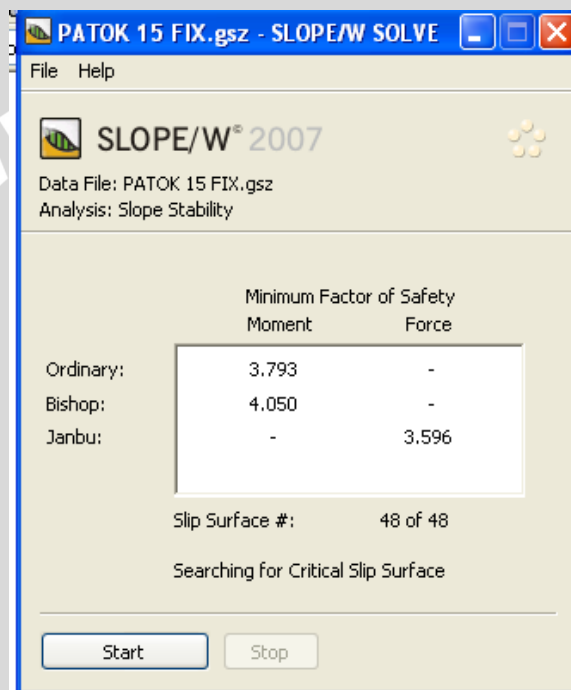




Gambar 4.31. Bidang Longsor Tanggul Kanan Patok 15 Sungai Pikatan

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.27. Nilai Keamanan Minimum (*safety factor*) Tanggul Kiri Patok 15



Tabel 4.28. Analisis Stabilitas Lereng Sungai Pikatan dengan menggunakan *Geo studio Slope*.

No	No. Patok	<i>Fellenius</i>	<i>Bishop</i>	<i>Janbu</i>	Keterangan
1	Patok 9	4.039	4.276	3.844	Aman
2	Patok 15	3.793	4.050	3.596	Aman

Sumber : Hasil Perhitungan

Dengan demikian angka keamanan minimum stabilitas lereng yang diperoleh dari software *Geo Studio Slope / W Define* ini, diperoleh angka–angka keamanan sungai Pikatan terhadap kelongsoran dengan $SF > 1,5$ sehingga dinyatakan aman terhadap kelongsoran baik pada metode *Fellenius*, *Bishop* ataupun *Janbu*.

4.4.2. Stabilitas Revetment

Di bawah ini disajikan stabilitas revetment pada patok 11, dengan anggapan bahwa stabilitas revetment di bawah ini cukup mewakili perhitungan stabilitas revetment pada patok-patok yang lainnya.

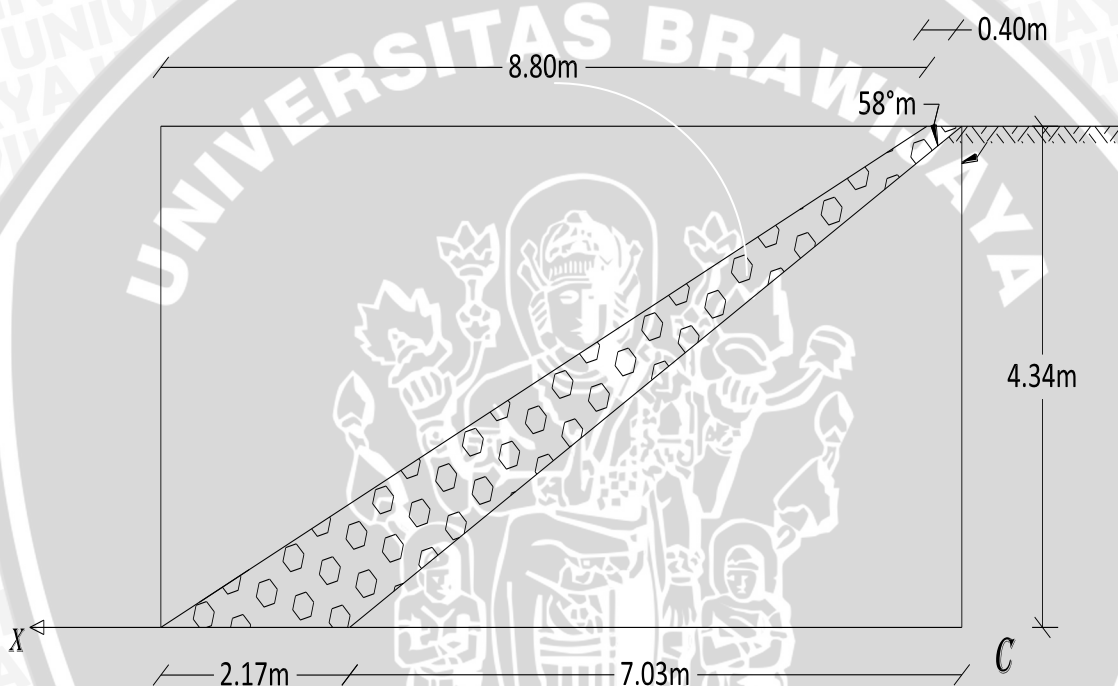
Data Mekanika Tanah

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.773 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0.395 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 16^\circ$$

$$F_s = 1.5$$



Gambar 4.32. Penampang rencana badan revetment patok 11

Sumber: Hasil Perencanaan

Tabel 4.29. Momen Geometris dari Luas Terhadap Titik C

b.h	A	x	A.x
4.340x 9.2	39.928	4.600	183.669
4.340 x 7.030 x 0.5	-15.255	2.362	-36.033
4.340 x 8.800 x 0.5	-19.096	6.260	-119.541
Σ	5.577		28.095

Sumber : Hasil Perhitungan

Parameter tanah

➤ Berat isi tanah = 1.733 t/m³

- Sudut Geser = 16°
- Berat sendiri beban = $4.34 \times 2.20 = 9.548 \text{ t/m}$

Jarak dari titik C ke pusat

$$X = \frac{28.095}{5.577} = 5.038 \text{ m}$$

Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Aktif

$$\Phi = -58^{\circ}; \alpha = 0^{\circ}; \emptyset = 16^{\circ}; \delta = 2/3 \emptyset = 10.667$$

$$\text{Cos}^2 \Phi = \text{Cos}^2 (-58)^{\circ} = 0.281$$

$$\text{Cos}^2 (\emptyset - \Phi) = \text{Cos}^2 74 = 0.076$$

$$\text{Cos} (\Phi + \delta) = \text{Cos} -47.33 = 0.678$$

$$\text{Sin} (\emptyset + \delta) = \text{Sin} 26.67 = 0.449$$

$$\text{Sin} (\emptyset - \alpha) = \text{Sin} 16 = 0.276$$

$$\text{Cos} (\alpha - \Phi) = \text{Cos} 58 = 0.530$$

$$K_a = \frac{\text{Cos}^2 (\emptyset - \Phi)}{\text{Cos}^2 \Phi \times \text{Cos} (\Phi + \delta) \left\{ 1 + \frac{\text{Sin} (\emptyset + \delta) \times \text{Sin} (\emptyset - \alpha)}{\text{Cos} (\alpha - \Phi) \times \text{Cos} (\Phi + \delta)} \right\}}$$

$$= 0.159$$

Tinggi ekivalen tanah karena beban, pembebanan h_s :

$$H_s = q/\gamma t = 1/1.733 = 0.577 \text{ m}$$

Perhitungan tekanan tanah yang bekerja pada tembok dan garis kerjanya.

$$P_1 = \frac{\gamma t}{2} H(H+2h_s). K_a = \frac{1.733 \times 4.34}{2} (4.34 + 2 \times 0.57) \cdot 0.159$$

$$= 3.351 \text{ t/m}$$

Sudut yang dibentuk P_1 dengan bidang mendatar $\delta + \Phi = -47.33^{\circ}$, maka

$$PH_1 = P_1 \cdot \text{Cos} (\delta + \Phi) = 2.271 \text{ t/m}$$

$$PV_1 = P_1 \cdot \text{Sin} (\delta + \Phi) = -2.464 \text{ t/m}$$

Tinggi garis kerja

$$h_1 = \frac{H}{3} \times \frac{H+3H_s}{H+2H_s} = \frac{4.34}{3} \times \frac{4.34+3 \cdot 0.577}{4.34+2 \cdot 0.577} = \frac{4.34}{3} \times \frac{6.071}{5.494} = 1.599 \text{ m}$$

Gaya tekanan tanah yang bekerja pada pondasi dan tinggi garis kerja

$$P_2 = \frac{\gamma t}{2} h_0(h_0+2h_1). K_a = \frac{1.733 \times 1}{2} (1 + 2 \times 4.34) \cdot 0.159$$

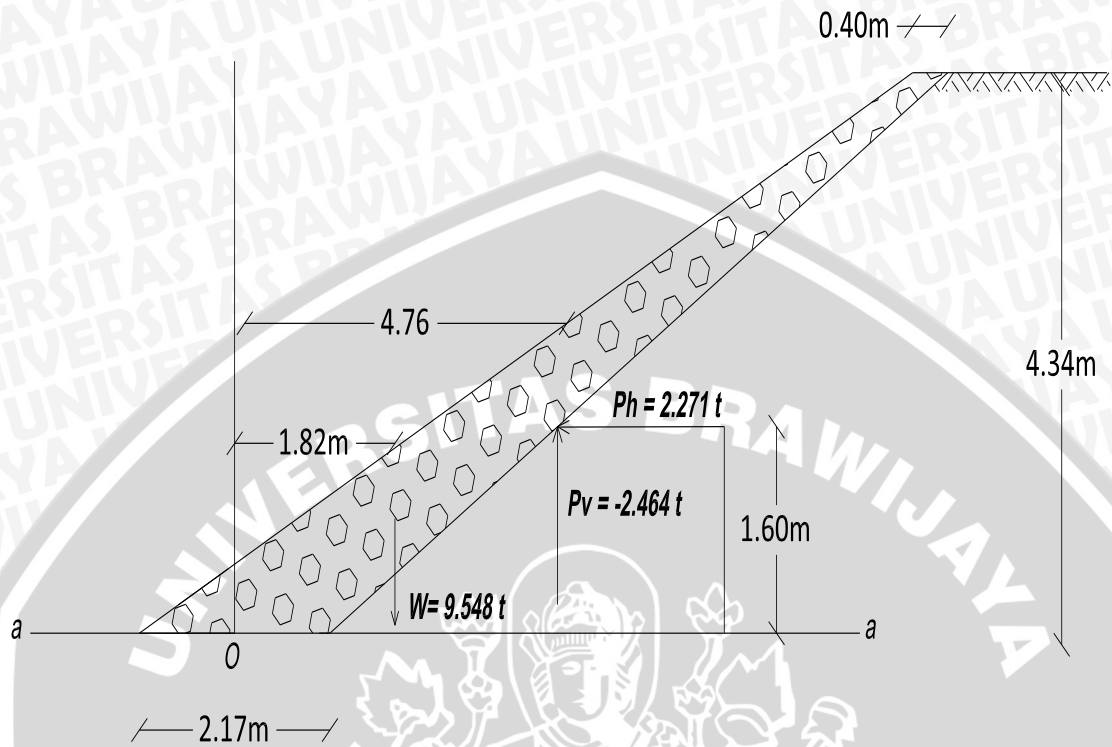
$$= 1.501 \text{ t/m}$$

$$PH_2 = P_2 \cdot \text{Cos} (\delta + \Phi) = 1.017 \text{ t/m}$$

$$PV_2 = P_2 \cdot \text{Sin} (\delta + \Phi) = -1.104 \text{ t/m}$$

Tinggi garis kerja

$$h_2 = \frac{H}{3} \times \frac{H+3H_s}{H+2H_s} = \frac{1}{3} \times \frac{1+3 \times 4.84}{1+2 \times 4.84} = 0.48 \text{ m}$$



Gambar 4.33. Beban yang bekerja pada irisan a-a

Sumber: Hasil Perencanaan

Tabel 4.30. Ikhtisar Gaya Irisan yang Bekerja pada Irisan a-a.

	Gaya Vertikal	Lengan (m)	Momen Tahan	Gaya Horisontal	Lengan (m)	Momen Guling
Berat Sendiri Dinding	9.55	1.82	17.38			
Gaya Vertikal Tekanan Tanah	-2.46	4.76	-11.73			
Gaya Horisontal Tekanan Tanah				2.27	1.60	3.63
Σ	7.08		5.65	2.27		3.63

Sumber : Hasil Perhitungan

Pengamatan terhadap penampang taksiran

Berat sendiri persatuan dinding, gaya luar yang bekerja dan posisi kerja diperlihatkan pada Gambar 4.33 dan bila gaya penampang yang dihitung dari titik tengah pada penampang a-a disusun dalam Tabel 4.30.

$$M = 5.65 - 3.63 = 2.02 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.02}{7.08} = 0.29 \text{ m} < B/6 = 0.36 \text{ m}$$

Dianggap bahwa luas penampang dari irisan a-a adalah A_1 dan modulus penampang adalah z ,

$$A_1 = b \times h = 1 \times 2.17 = 2.17 \text{ m}^2$$

$$z = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{1 \times 2.17^2}{6} = 0.79 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{N}{A_1} \pm \frac{M}{z} = \frac{7.08}{2.17} \pm \frac{2.02}{0.79} = 3.26 \pm 2.56$$

$$\sigma_1 = 5.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.70 \text{ kg/cm}^2$$

Pengamatan terhadap kemantapan dasar pondasi

Untuk mengetahui apakah kemantapan dasar pondasi terjaga atau tidak, maka kita harus menghitung daya dukung pondasi yang diijinkan :

Dengan $\phi = 16^\circ$, maka dari tabel koefisien daya dukung Terzaghi didapatkan nilai :

$$N_c = 13.78$$

$$N_q = 5.04$$

$$N_\gamma = 3.12$$

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

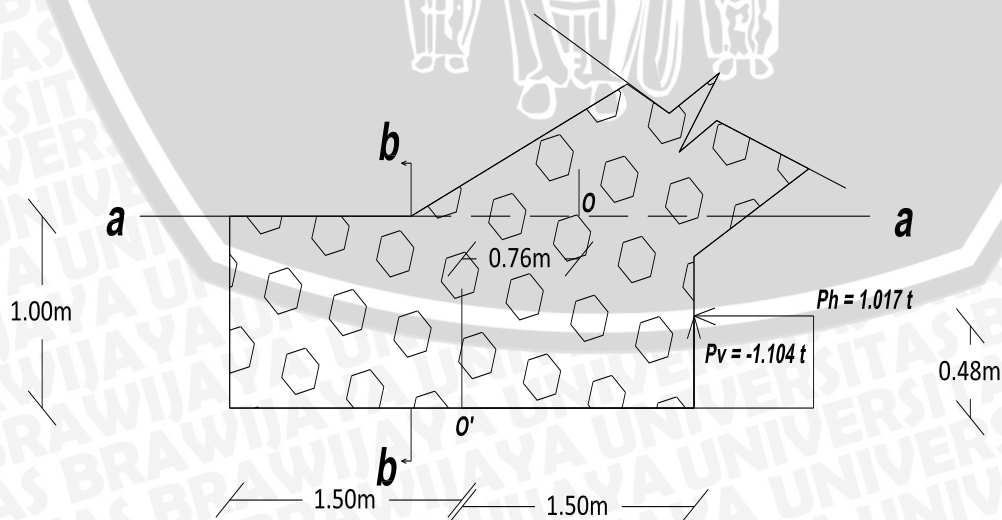
$$= 0.395 \cdot 13.78 + 1.733 \cdot 1 \cdot 5.04 + 0.5 \cdot 1.733 \cdot 3 \cdot 3.12$$

$$= 5.44 + 8.73 + 8.11$$

$$= 22.28 \text{ ton/m}^2$$

Dari hasil perhitungan di atas maka didapatkan daya dukung yang diijinkan sebesar 22.28 ton/m^2

Gaya penampang dihitung dari titik tengah O' dari dasar pondasi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.34, dan disusun dalam Tabel 4.31.



Gambar 4.34. Beban yang bekerja pada bagian pondasi

Sumber: Hasil Perencanaan

Tabel 4.31. Ikhtisar Gaya Irisan pada Dasar Pondasi.

	Gaya Vertikal	Lengan (m)	Momen Tahan	Gaya Horisontal	Lengan (m)	Momen Guling
Momen Pada Titik Tengah a-a			2.02			
Gaya Pada Titik Tengah a-a	7.08	0.76	5.38	2.27	1.00	2.27
Berat Sendiri Pondasi	6.60					
Tekanan Tanah Pada Pondasi	-1.10	1.50	-1.66	1.02	0.48	0.49
Σ	12.58		5.75	3.29		2.76

Sumber : Perhitungan

Eksentrisitas

$$M = 5.75 - 2.76 = 2.99 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.99}{12.58} = 0.24 < B/6 = 0.50 \text{ (Aman)}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \\ &= \frac{12.58}{3.00} \left(1 \pm \frac{6(0.24)}{3}\right) \\ &= 4.19 (1 \pm (0.48)) \end{aligned}$$

$$\sigma_1 = 6.20 \text{ ton/m}^2 < 22.28 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2.18 \text{ ton/m}^2 < 22.28 \text{ ton/m}^2$$

Stabilitas Gelincir

$$F_s = \frac{N \times \mu}{H} = \frac{12.58 \times 0.75}{5.75} = 1.64 > 1.5 \dots \text{ (Aman)}$$

Dari hasil analisa perhitungan stabilitas revetment, didapatkan bahwa stabilitas revetment patok 11 adalah **Aman**.

4.5. Volume Pekerjaan dan Rencana Anggaran Biaya Normalisasi Sungai Pkatan

4.5.1. Volume Pekerjaan Normalisasi Sungai Pkatan

Berdasarkan hasil desain, selanjutnya dilakukan perhitungan volume pekerjaan. Secara umum jenis dan volume pekerjaan untuk normalisasi Sungai Pkatan adalah sebagai berikut :

Tabel 4.32. Rekapitulasi Volume Pekerjaan Normalisasi Sungai Pikatan

No	Uraian Pekerjaan	Satuan	Volume
1	2	3	4
I	PERSIAPAN UMUM		
1.1	Mobilisasi dan Demobilisasi	ls	1.00
1.2	Pemasangan Bouwplank	titik	51.00
1.3	Pembuatan Direksi Keet	m ²	36.00
1.4	Pembuatan Gudang Alat dan Bahan	m ²	36.00
II	PEKERJAAN NORMALISASI/PENGERUKAN		
2.1	Galian Alur Sungai (Pengerukan)	m ³	35,955.69
III	PEKERJAAN SIPIL/BANGUNAN SUNGAI		
3.1	PEKERJAAN TANGGUL		
3.1.1	Tanggul Banjir Sisi Kiri Timbunan	m ³	7,846.28
3.1.2	Tanggul Banjir Sisi Kanan Timbunan	m ³	8,922.59
3.2	PEKERJAAN REVETMENT		
3.2.1	Pasangan Batukali 1 Pc : 4 Psr	m ³	9,673.75

Sumber : Perhitungan

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada **Lampiran VI**.

4.5.2. Rencana Anggaran Biaya

Rencana anggaran biaya yang disusun mengikuti bentuk perhitungan volume pekerjaan tersebut diatas. Selanjutnya volume dari setiap jenis pekerjaan dikalikan dengan harga satuan, hingga akhirnya diperoleh estimasi total biaya pelaksanaan pekerjaan normalisasi, pembangunan tanggul dan revetment Sungai Pikatan.

4.5.2.1. Harga Satuan Pekerjaan

Harga satuan pekerjaan didasarkan pada Daftar Standar Satuan Harga Barang/Jasa Kegiatan Pembangunan Kabupaten Mojokerto tahun 2012.

Daftar harga satuan yang dipakai serta analisa harga satuan dalam pelaksanaan pekerjaan ini dicantumkan secara lengkap pada **Lampiran VII dan Lampiran VIII**.

4.5.2.2. Estimasi Biaya Pekerjaan

Rincian estimasi biaya pelaksanaan pekerjaan normalisasi Sungai Pikatan serta rekapitulasi estimasi biaya pekerjaan/pelaksanaan secara keseluruhan diuraikan pada tabel berikut :

Tabel 4.33. Rencana Anggaran Biaya Normalisasi Sungai Pikatan

No	Uraian Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan	Jumlah Harga
1	2	3	4	5	6
I	PERSIAPAN UMUM				Rp 137.276.100.00
1.1	Mobilisasi dan Demobilisasi	ls	1.00	14.850.000.00	Rp 14.850.000.00
1.2	Pemasangan Bouwplank	titik	51.00	127.500.00	Rp 6.502.500.00
1.3	Pembuatan Direksi Keet	m ²	36.00	1.497.000.00	Rp 53.892.000.00
1.4	Pembuatan Gudang Alat dan Bahan	m ²	36.00	1.723.100.00	Rp 62.031.600.00
II	PEKERJAAN NORMALISASI/PENGERUKAN				Rp 995.972.543.75
2.1	Galian Alur Sungai (Pengerukan)	m ³	35.955.69	27.700.00	Rp 995.972.543.75
III	PEKERJAAN SIPIL/BANGUNAN SUNGAI				Rp 7.045.250.828.75
3.1	PEKERJAAN TANGGUL				
3.1.1	Tanggul Banjir Sisi Kiri Timbunan	m ³	7.846.28	50.700.00	Rp 397.806.142.50
3.1.2	Tanggul Banjir Sisi Kanan Timbunan	m ³	8.922.59	50.700.00	Rp 452.375.186.25
3.2	PEKERJAAN REVETMENT				
3.2.1	Pasangan Batukali 1 Pc : 4 Psr	m ³	9.673.75	640.400.00	Rp 6.195.069.500.00
IV	PEMBEBASAN LAHAN	m ²			Rp 337.500.000.00
A	SUB TOTAL				Rp 8.515.999.472.50
B	PPN 10%				Rp 851.599.947.25
C	TOTAL				Rp 9.367.599.419.75
D	TOTAL DIBULATKAN				Rp 9.367.600.000.00
Sembilan Miliar Tiga Ratus Enam Puluh Tujuh Juta Enam Ratus Ribu Rupiah					

Sumber : Perhitungan

