

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 Sebangkau. Hasil perhitungan debit banjir rancangan tersebut nantinya akan digunakan sebagai input data perhitungan profil aliran dalam program HEC-RAS dengan kala ulang 25 tahun. Untuk mendukung perhitungan debit banjir rancangan tersebut maka dilakukan analisa curah hujan terlebih dahulu.

4.1.1. Data Curah Hujan

Data hujan diperoleh dari Proyek CV. Bahtra Jasa Konsul. Data hujan yang dipergunakan dalam analisis hidrologi diambil dari lima stasiun penakar hujan yaitu Stasiun Tebas, Selakau, Bengkayang, Samalantan, dan Pemangkat. Data hujan yang digunakan dalam analisis hidrologi ini meliputi data curah hujan harian dengan periode pengamatan tahun 2000 sampai dengan tahun 2009 yang disajikan dalam lampiran data curah hujan harian (Lampiran 1).

4.1.2. Uji Konsistensi Data Curah Hujan

Sebelum digunakan dalam analisis, data curah hujan terlebih dahulu diuji konsistensinya untuk mengetahui apakah data tersebut mengalami perubahan atau tidak yaitu dengan menggunakan metode kurva massa ganda (*double mass curve*). Data curah hujan tahunan jangka waktu yang panjang dari suatu stasiun penakar hujan dibandingkan dengan data curah hujan rata-rata sekelompok stasiun penakar hujan lain dalam periode yang sama. Data curah hujan yang digunakan dalam uji konsistensi adalah data curah hujan tahunan dari tahun 2000 sampai dengan tahun 2009.

Dari hasil uji konsistensi data hujan diperoleh garis lurus tanpa patahan yang dibuat dari diagram pencar. Hal ini menunjukkan bahwa pengaruh curah hujan pada suatu stasiun hujan terhadap stasiun lainnya adalah konsisten dan saling berhubungan. Langkah melakukan uji konsistensi data Stasiun Tebas tahun 2000 sebagai berikut :

- Menghitung hujan tahunan di Stasiun Tebas = 2840 mm
- Menghitung komulatif hujan tahunan untuk stasiun yang akan diuji (Stasiun Tebas) yaitu menjumlahkan hujan tahunan dari tahun 2000 dengan tahun-tahun berikutnya.
- Menghitung rata-rata hujan tahunan untuk stasiun pembanding (Stasiun Selakau, Bengkayang, Samalantan dan Pemangkat) yaitu sebesar 3227.1 mm.

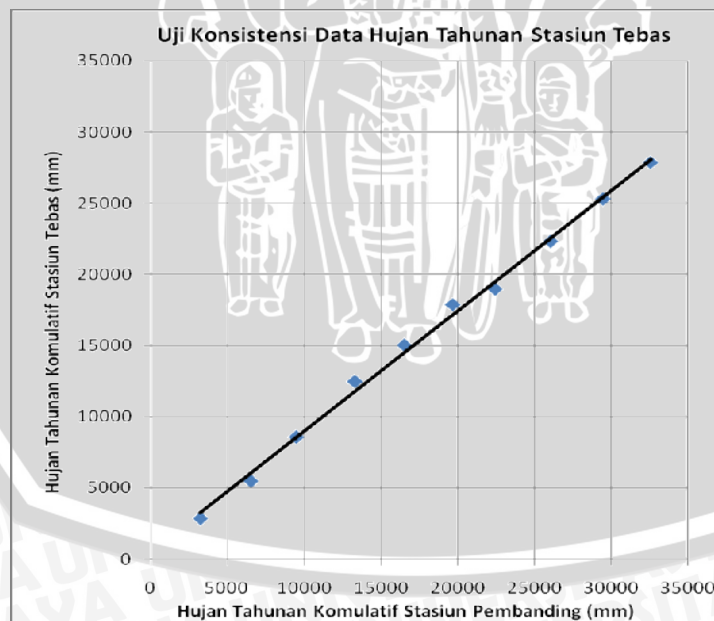
- d. Menghitung kumulatif hujan tahunan untuk stasiun pembanding.
- e. Melakukan penggambaran dalam bentuk diagram pencar (*scatter diagram*) antara stasiun yang akan diuji dan stasiun pembanding, Stasiun yang akan diuji pada sumbu Y dan stasiun pembanding pada sumbu X.

Untuk perhitungan selanjutnya, uji konsistensi data curah hujan dapat dilihat pada Tabel 4.1 sampai dengan Tabel 4.5.

Tabel 4.1 Uji konsistensi data hujan tahunan stasiun hujan Tebas

Tahun	Hujan Tahunan (mm)							Rerata stasiun pembanding	Kumulatif stasiun pembanding
	Stasiun Tebas	Kumulatif Stasiun Tebas	Stasiun Selakau	Stasiun Bengkayang	Stasiun Samalantan	Stasiun Pemangkat			
2000	2840.0	2840.0	2479.5	2912.0	4023.0	3494.0	3227.1	3227.1	
2001	2637.0	5477.0	2542.0	2864.0	5452.0	2313.3	3292.8	6520.0	
2002	3104.0	8581.0	2509.0	3110.0	3427.0	2927.0	2993.3	9513.2	
2003	3866.0	12447.0	3405.9	3241.0	5593.0	3058.5	3824.6	13337.8	
2004	2557.0	15004.0	2284.5	2089.0	5709.0	2572.0	3163.6	16501.4	
2005	2895.0	17899.0	2621.5	2367.0	5199.0	2569.0	3189.1	19690.6	
2006	1068.0	18967.0	2170.0	3206.0	3645.6	1948.2	2742.5	22433.0	
2007	3368.0	22335.0	2939.7	2659.0	6174.0	2668.0	3610.2	26043.2	
2008	2962.0	25297.0	2802.5	3115.0	5027.0	2952.0	3474.1	29517.3	
2009	2581.6	27878.6	3048.0	3194.0	3398.0	2691.3	3082.8	32600.1	

Sumber : Perhitungan

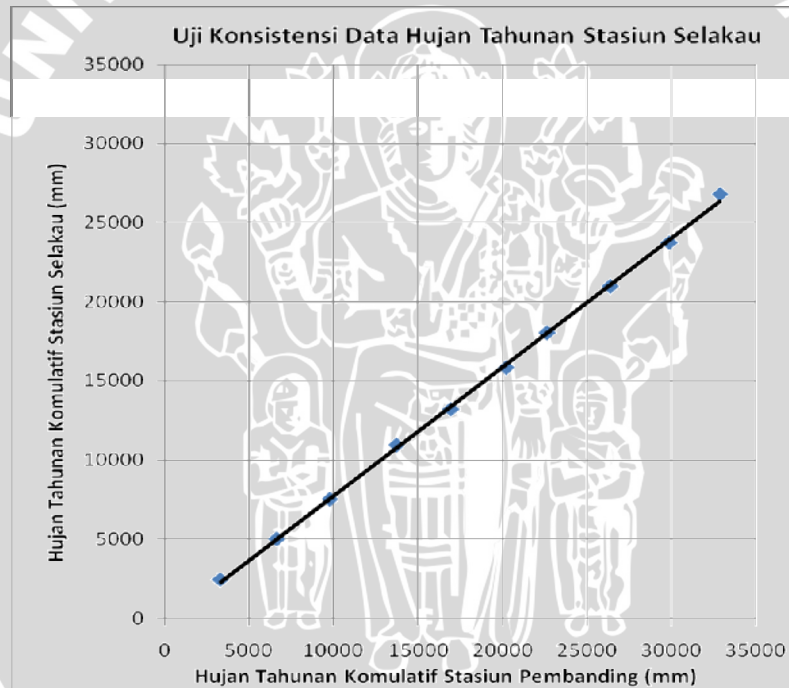


Gambar 4.1 Hubungan kumulatif hujan tahunan stasiun hujan Tebas

Tabel 4.2 Uji konsistensi data hujan tahunan stasiun hujan Selakau

Tahun	Hujan Tahunan (mm)							
	Stasiun Selakau	Kumulatif Stasiun Selakau	Stasiun Tebas	Stasiun Bengkayang	Stasiun Samalantan	Stasiun Pemangkat	Rerata stasiun pembanding	Kumulatif stasiun pembanding
2000	2479.5	2479.5	2840.0	2912.0	4023.0	3494.0	3317.3	3317.3
2001	2542.0	5021.5	2637.0	2864.0	5452.0	2313.3	3316.6	6633.8
2002	2509.0	7530.5	3104.0	3110.0	3427.0	2927.0	3142.0	9775.8
2003	3405.9	10936.4	3866.0	3241.0	5593.0	3058.5	3939.6	13715.5
2004	2284.5	13220.9	2557.0	2089.0	5709.0	2572.0	3231.8	16947.2
2005	2621.5	15842.4	2895.0	2367.0	5199.0	2569.0	3257.5	20204.7
2006	2170.0	18012.4	1068.0	3206.0	3645.6	1948.2	2467.0	22671.7
2007	2939.7	20952.1	3368.0	2659.0	6174.0	2668.0	3717.3	26388.9
2008	2802.5	23754.6	2962.0	3115.0	5027.0	2952.0	3514.0	29902.9
2009	3048.0	26802.6	2581.6	3194.0	3398.0	2691.3	2966.2	32869.1

Sumber : Perhitungan

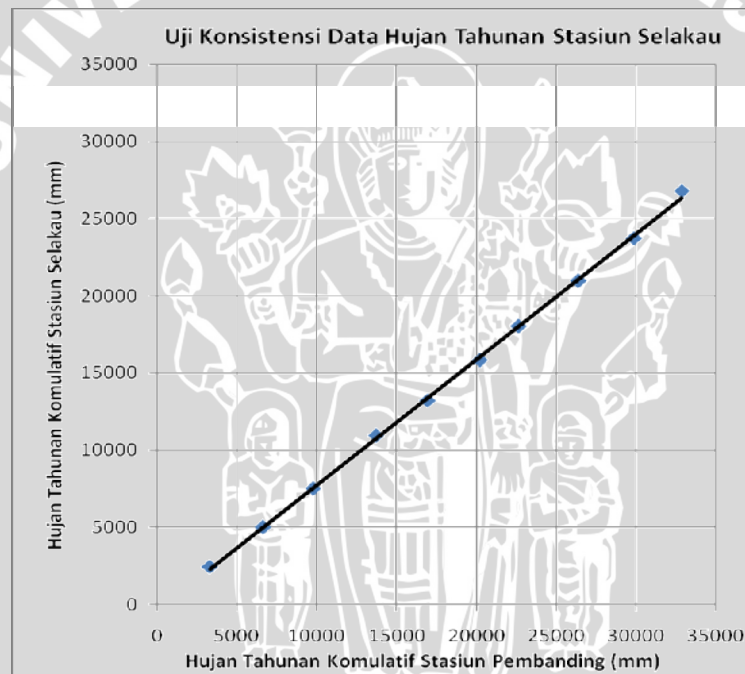


Gambar 4.2 Hubungan kumulatif hujan tahunan stasiun hujan Selakau

Tabel 4.3 Uji konsistensi data hujan tahunan stasiun hujan Bengkayang

Tahun	Hujan Tahunan (mm)							
	Stasiun Bengkayang	Kumulatif Stasiun Bengkayang	Stasiun Tebas	Stasiun Selakau	Stasiun Samalantan	Stasiun Pemandkat	Rerata stasiun pembanding	Kumulatif stasiun pembanding
2000	2912.0	2912.0	2840.0	2479.5	4023.0	3494.0	3209.1	3209.1
2001	2864.0	5776.0	2637.0	2542.0	5452.0	2313.3	3236.1	6445.2
2002	3110.0	8886.0	3104.0	2509.0	3427.0	2927.0	2991.8	9437.0
2003	3241.0	12127.0	3866.0	3405.9	5593.0	3058.5	3980.9	13417.8
2004	2089.0	14216.0	2557.0	2284.5	5709.0	2572.0	3280.6	16698.4
2005	2367.0	16583.0	2895.0	2621.5	5199.0	2569.0	3321.1	20019.6
2006	3206.0	19789.0	1068.0	2170.0	3645.6	1948.2	2208.0	22227.5
2007	2659.0	22448.0	3368.0	2939.7	6174.0	2668.0	3787.4	26014.9
2008	3115.0	25563.0	2962.0	2802.5	5027.0	2952.0	3435.9	29450.8
2009	3194.0	28757.0	2581.6	3048.0	3398.0	2691.3	2929.7	32380.5

Sumber : Perhitungan

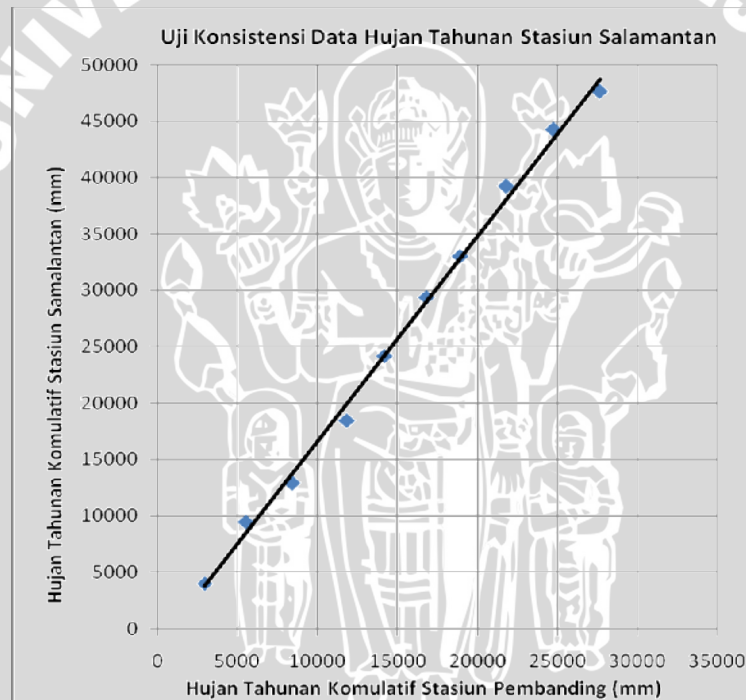


Gambar 4.3 Hubungan kumulatif hujan tahunan stasiun hujan Bengkayang

Tabel 4.4 Uji konsistensi data hujan tahunan stasiun hujan Samalantan

Tahun	Hujan Tahunan (mm)							
	Stasiun Samalantan	Kumulatif Stasiun Samalantan	Stasiun Tebas	Stasiun Selakau	Stasiun Bengkayang	Stasiun Pemangkat	Rerata stasiun pembanding	Kumulatif stasiun pembanding
2000	4023.0	4023.0	2840.0	2479.5	2912.0	3494.0	2931.4	2931.4
2001	5452.0	9475.0	2637.0	2542.0	2864.0	2313.3	2589.1	5520.5
2002	3427.0	12902.0	3104.0	2509.0	3110.0	2927.0	2912.5	8433.0
2003	5593.0	18495.0	3866.0	3405.9	3241.0	3058.5	3392.9	11825.8
2004	5709.0	24204.0	2557.0	2284.5	2089.0	2572.0	2375.6	14201.4
2005	5199.0	29403.0	2895.0	2621.5	2367.0	2569.0	2613.1	16814.6
2006	3645.6	33048.6	1068.0	2170.0	3206.0	1948.2	2098.1	18912.6
2007	6174.0	39222.6	3368.0	2939.7	2659.0	2668.0	2908.7	21821.3
2008	5027.0	44249.6	2962.0	2802.5	3115.0	2952.0	2957.9	24779.2
2009	3398.0	47647.6	2581.6	3048.0	3194.0	2691.3	2878.7	27657.9

Sumber : Perhitungan

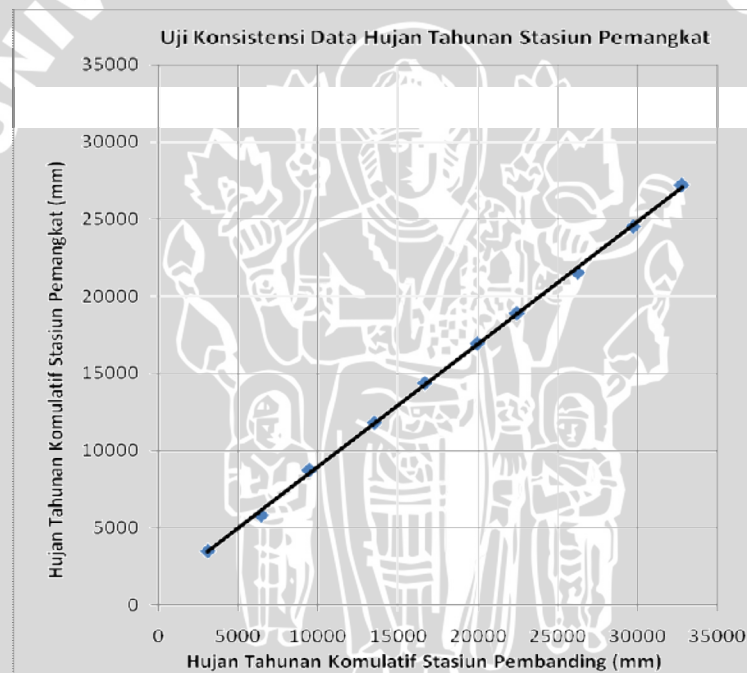


Gambar 4.4 Hubungan kumulatif hujan tahunan stasiun hujan Samalantan

Tabel 4.5 Uji konsistensi data hujan tahunan stasiun hujan Pemangkat

Tahun	Hujan Tahunan (mm)							
	Stasiun Pemangkat	Kumulatif Stasiun Pemangkat	Stasiun Tebas	Stasiun Selakau	Stasiun Bengkayang	Stasiun Samalantan	Rerata stasiun pembanding	Kumulatif stasiun pembanding
2000	3494.0	3494.0	2840.0	2479.5	2912.0	4023.0	3063.6	3063.6
2001	2313.3	5807.3	2637.0	2542.0	2864.0	5452.0	3373.8	6437.4
2002	2927.0	8734.3	3104.0	2509.0	3110.0	3427.0	3037.5	9474.9
2003	3058.5	11792.8	3866.0	3405.9	3241.0	5593.0	4026.5	13501.4
2004	2572.0	14364.8	2557.0	2284.5	2089.0	5709.0	3159.9	16661.2
2005	2569.0	16933.8	2895.0	2621.5	2367.0	5199.0	3270.6	19931.9
2006	1948.2	18882.0	1068.0	2170.0	3206.0	3645.6	2522.4	22454.3
2007	2668.0	21550.0	3368.0	2939.7	2659.0	6174.0	3785.2	26239.4
2008	2952.0	24502.0	2962.0	2802.5	3115.0	5027.0	3476.6	29716.1
2009	2691.3	27193.3	2581.6	3048.0	3194.0	3398.0	3055.4	32771.5

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.5 Hubungan kumulatif hujan tahunan stasiun hujan Pemangkat

Dari hasil uji konsistensi data hujan diatas, dimana semua stasiun memiliki kurva lurus tanpa patahan, maka dapat disimpulkan bahwa data hujan yang ada sudah konsisten.

4.1.3. Analisa Curah Hujan Harian Daerah Maksimum Tahunan

Data hujan yang didapat dari stasiun pengukur hujan adalah berupa data hujan di suatu titik tertentu, sedangkan untuk keperluan analisa, yang diperlukan adalah data curah hujan harian daerah maksimum tahunan. Pada analisis curah hujan ini digunakan

metode Thiessen. Adapun contoh perhitungan untuk mencari luasan pengaruh stasiun hujan sebagai berikut :

- a. Stasiun hujan digambar pada peta dan ditarik garis hubung masing-masing stasiun.
- b. Membuat garis bagi tegak lurus dari garis hubung tersebut membentuk poligon - poligon mengelilingi tiap-tiap stasiun.
- c. Sisi-sisi tiap poligon merupakan batas-batas daerah stasiun hujan yang bersangkutan.
- d. Menghitung luas daerah tiap poligon.

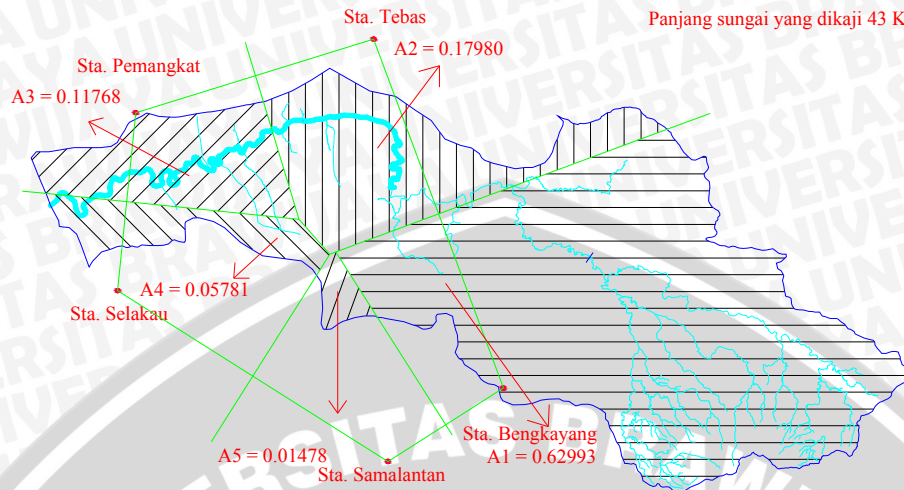
Luas pengaruh Stasiun hujan dan hasil perhitungan analisis curah hujan daerah dengan menggunakan Poligon Thiessen dapat dilihat pada gambar 4.6 serta tabel 4.6.

Sedangkan untuk mencari curah hujan harian maksimum tahunan, adapun perhitungannya sebagai berikut :

- a. Memilih curah hujan maksimum untuk satu stasiun diikuti stasiun-stasiun lainnya. Untuk Stasiun Tebas diperoleh hujan maksimum sebesar 98 mm pada 24 November 2000 (Lampiran 1).
- b. Mengkalikan curah hujan harian daerah maksimum tahunan dengan koefisien pengaruh luasan stasiun hujan.
- c. Menjumlahkan curah hujan harian maksimum pada setiap stasiun hujan.
- d. Memilih nilai tertinggi dari curah hujan maksimal rerata sebagai curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan = 90.20 mm

Hasil perhitungan curah hujan harian daerah maksimum tahunan pada DAS Sebangkau selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.7 - 4.9.

Panjang Sungai Utama 108 KM
 Panjang sungai yang dikaji 43 KM



Gambar 4.6. Poligon Thiessen DAS Sebangkau
 Sumber : Perhitungan

Tabel 4.6 Luas pengaruh stasiun hujan

Stasiun Hujan	Luas (km ²)	Koefisien Thiessen
Tebas	166.492	0.17980
Selakau	53.532	0.05781
Bengkayang	583.318	0.62993
Samalantan	13.690	0.01478
Pemangkat	108.967	0.11768
Jumlah	926.000	1.000

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.7 Perhitungan curah hujan harian daerah maksimum tahunan

No	Tahun		CH Max	CH Max	CH Max	CH Max	CH Max
			St. Tebas	St. Selakau	St. Bengkayang	St. Samalantan	St. Pemangkat
1	2000	24-Nov	98	24	14	55	-
		16-Okt	-	125	-	-	14
		04-Feb	50	108	119	-	-
		3-Okt	11	4	18	133	27
		06-Feb	-	-	-	14	310
2	2001	27-Feb	107	9	20	2	-
		26-Jul	94	116	26	-	3
		26-Jul	94	116	26	-	3
		21-Nov	-	49.5	3	117	48
		19-Nov	-	38	29	-	142
3	2002	07-Jun	116	-	40	-	27
		19-Jan	-	136.5	26	11	10
		22-Jan	-	27.5	92	-	40
		10-Jan	24	23	2	107	2
		05-Jan	44	11.5	6	-	133
4	2003	08-Jan	280	180	18	36	-
		08-Jan	280	180	18	36	-
		12-Jan	10	175	109	197	43
		13-Jan	24	-	-	214	-
		09-Jan	-	19	6	48	317
5	2004	08-Mar	133	120.5	69	103	130
		08-Mar	133	120.5	69	103	130
		28-Dec	31	41	73	98	42
		01-Jan	6	29	11	124	0
		26-Jan	15	27	-	-	135
6	2005	01-Jan	185	69	41	21	42
		19-Nov	-	384	14	53	10
		02-Jan	40	48.5	67	7	31
		25-Mei	68	114	33	98	-
		26-Mei	18	-	1	-	123
7	2006	07-Jan	146	9	40	10.3	-
		26-Feb	10	147	-	46	-
		07-Nov	-	-	165	2.5	42
		27-Feb	-	-	-	100.6	124
		27-Feb	-	-	-	100.6	124
8	2007	12-Jan	136	13.5	-	4	-
		22-Jul	111	230	26	56	-
		1-Mei	26	4	96	-	-
		6-Des	25	11	-	96	9
		05-Sep	21	-	-	-	128
9	2008	16-Nov	159	-	2	-	11
		01-Feb	23	109	15	19	11
		28-Feb	20	-	116	-	-
		14-Jul	-	0.5	3	119	133
		14-Jul	-	0.5	3	119	133
10	2009	10-Jan	180	208.5	15	138	20
		10-Jan	180	208.5	15	138	20
		20-Aug	16.5	19	116	12	22
		10-Jan	180	208.5	15	138	20
		02-Feb	11	110.5	31	29	185

Sumber : Analisis data

Tabel 4.8 Perhitungan curah hujan harian rerata daerah maksimum tahunan dengan metode Thiessen

Koefisien Thiessen		0.17980	0.05781	0.62993	0.01478	0.11768	Curah hujan rerata daerah	
No	Tahun	CH Max	CH Max	CH Max	CH Max	CH Max		
		St. Tebas	St. Selakau	St. Bengkayang	St. Samalantan	St. Pemangkat		
1	2000	24-Nov	17.62	1.39	8.82	0.81	-	28.64
		16-Okt	-	7.23	-	-	1.65	8.87
		04-Feb	8.99	6.24	74.96	-	-	90.20
		3-Okt	1.98	0.23	11.34	1.97	3.18	18.69
		06-Feb	-	-	-	0.21	36.48	36.69
						R max	90.20	
2	2001	27-Feb	19.24	0.52	12.60	0.03	-	32.39
		26-Jul	16.90	6.71	16.38	-	0.35	40.34
		26-Jul	16.90	6.71	16.38	-	0.35	40.34
		21-Nov	-	2.86	1.89	1.73	5.65	12.13
		19-Nov	-	2.20	18.27	-	16.71	37.17
						R max	40.34	
3	2002	07-Jun	20.86	-	25.20	-	3.18	49.23
		19-Jan	-	7.89	16.38	0.16	1.18	25.61
		22-Jan	-	1.59	57.95	-	4.71	64.25
		10-Jan	4.32	1.33	1.26	1.58	0.24	8.72
		05-Jan	7.91	0.66	3.78	-	15.65	28.01
						R max	64.25	
4	2003	08-Jan	50.34	10.41	11.34	0.53	-	72.62
		08-Jan	50.34	10.41	11.34	0.53	-	72.62
		12-Jan	1.80	10.12	68.66	2.91	5.06	88.55
		13-Jan	4.32	-	-	3.16	-	7.48
		09-Jan	-	1.10	3.78	0.71	37.30	42.89
						R max	88.55	
5	2004	08-Mar	23.91	6.97	43.47	1.52	15.30	91.17
		08-Mar	23.91	6.97	43.47	1.52	15.30	91.17
		28-Dec	5.57	2.37	45.99	1.45	4.94	60.32
		01-Jan	1.08	1.68	6.93	1.83	-	11.52
		26-Jan	2.70	1.56	-	-	15.89	20.14
						R max	91.17	
6	2005	01-Jan	33.26	3.99	25.83	0.31	4.94	68.33
		19-Nov	-	22.20	8.82	0.78	1.18	32.98
		02-Jan	7.19	2.80	42.21	0.10	3.65	55.95
		25-Mei	12.23	6.59	20.79	1.45	-	41.05
		26-Mei	3.24	-	0.63	-	14.47	18.34
						R max	68.33	
7	2006	07-Jan	26.25	0.52	25.20	0.15	-	52.12
		26-Feb	1.80	8.50	-	0.68	-	10.98
		07-Nov	-	-	103.94	0.04	4.94	108.92
		27-Feb	-	-	-	1.49	14.59	16.08
		27-Feb	-	-	-	1.49	14.59	16.08
						R max	108.92	
8	2007	12-Jan	24.45	0.78	-	0.06	-	25.29
		22-Jul	19.96	13.30	16.38	0.83	-	50.46
		1-Mei	4.67	0.23	60.47	-	-	65.38
		6-Dec	4.49	0.64	-	1.42	1.06	7.61
		05-Sep	3.78	-	-	-	15.06	18.84
						R max	65.38	
9	2008	16-Nov	28.59	-	1.26	-	1.29	31.14
		01-Feb	4.14	6.30	9.45	0.28	1.29	21.46
		28-Feb	3.60	-	73.07	-	-	76.67
		14-Jul	-	0.03	1.89	1.76	15.65	19.33
		14-Jul	-	0.03	1.89	1.76	15.65	19.33
						R max	76.67	
10	2009	10-Jan	32.36	12.05	9.45	2.04	2.35	58.26
		10-Jan	32.36	12.05	9.45	2.04	2.35	58.26
		20-Aug	2.97	1.10	73.07	0.18	2.59	79.90
		10-Jan	32.36	12.05	9.45	2.04	2.35	58.26
		02-Feb	1.98	6.39	19.53	0.43	21.77	50.09
						R max	79.90	

Sumber : Analisis data

Tabel 4.9 Rekapitulasi curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan

No.	Tahun	Tinggi Curah Hujan (mm)
1	2000	90.20
2	2001	40.34
3	2002	64.25
4	2003	88.55
5	2004	91.17
6	2005	68.33
7	2006	108.92
8	2007	65.38
9	2008	76.67
10	2009	79.90

Sumber : Perhitungan

4.1.4. Perhitungan Curah Hujan Rancangan

Data hidrologi berupa data curah hujan daerah maksimum tahunan yang telah dihitung sebelumnya akan digunakan untuk memperkirakan besarnya debit banjir rancangan Sungai Sebangkau. Penentuan curah hujan rancangan dengan periode ulang tertentu dihitung dengan menggunakan analisis frekuensi dalam hal ini dengan menggunakan metode *Log Pearson Type III*.

Langkah-langkah perhitungan distribusi *Log Pearson Tipe III* adalah sebagai berikut:

- Jumlahkan seluruh data hujan logaritmis selama 10 tahun ($\sum \text{Log } X = 18.750$)
- Hitung rata – rata $\text{Log } X$ dengan persamaan (2-4)

$$\text{Log } \bar{X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} = \frac{18.750}{10} = 1.875$$

- Hitung nilai Standar Deviasi (S_d) berdasarkan persamaan (2-5)

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X - \log \bar{X})^2}{n-1}} = 0.119$$

- Hitung nilai Koefisien *Skewness* (C_s) berdasarkan persamaan (2-6)

$$C_s = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\log X - \log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S_d^3} = -1.171$$

Untuk $C_s = -1.171$ dapat di cari nilai G yang didapat dari Tabel 2.1. nilai K untuk Distribusi *Log Pearson III*. Dengan cara interpolasi, didapatkan nilai G untuk masing–masing kala ulang (T_r) tertentu.

e. Hitung besarnya hujan rancangan untuk masing–masing T_r dengan menggunakan persamaan (2-7).

Untuk $T_r = 2$

$$\begin{aligned} \log X &= \log \bar{X} + G \cdot S_d \\ &= 1.875 + (0.191) \cdot (-0.119) \\ &= 1.898 \\ X &= 10^{\log X} \\ &= 10^{1.898} \\ &= 31.723 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.10 dan Tabel 4.11.

Tabel 4.10 Perhitungan parameter statistik *Log Pearson Type III*

No	Data (X) (mm/hari)	Log X	(Log X - Log X _{rerata}) ²	(Log X - Log X _{rerata}) ³
1	40.338	1.606	0.0725212	-0.0195298
2	64.251	1.808	0.0045073	-0.0003026
3	65.380	1.815	0.0035488	-0.0002114
4	68.332	1.835	0.0016316	-0.0000659
5	76.668	1.885	0.0000922	0.0000009
6	79.904	1.903	0.0007591	0.0000209
7	88.550	1.947	0.0052091	0.0003760
8	90.195	1.955	0.0064273	0.0005153
9	91.165	1.960	0.0071935	0.0006101
10	108.918	2.037	0.0262721	0.0042584
Σ	=	18.750	0.1281623	-0.0143282
Log X _{rerata}	=	1.875		
Sd	=	0.119		
Cs	=	-1.171		

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.11 Perhitungan curah hujan rancangan metode Log Pearson Type III

Tr	P (%)	G	Log X	X _{rencangan} (mm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1.01	99.01	-3.131	1.501	31.723
2	50	0.191	1.898	79.025
5	20	0.845	1.976	94.595
10	10	1.092	2.005	101.236
20	5	1.227	2.021	105.053
25	4	1.294	2.029	107.016
50	2	1.395	2.042	110.029
100	1	1.469	2.050	112.282

Sumber : Perhitungan

Keterangan:

1. Kala ulang (tahun)
2. Probabilitas (%)
3. Faktor frekuensi (K) fungsi dari nilai koefisien asimetri (Cs) dan kala ulang (Tr) dari tabel nilai distribusi Log Person Tipe III (Tabel 2.1)
4. Log X rerata + (3) . Sd
5. Antilog (4)

4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

4.1.5.1. Uji *Smirnov Kolmogorov*

Untuk menguji diterima atau tidaknya distribusi, maka dilakukan pengujian simpangan horizontal yakni uji *Smirnov Kolmogorov*.

Langkah perhitungan uji distribusi *Smirnov Kolmogorov* sebagai berikut :

- a. Data diurutkan dari kecil ke besar.
- b. Menghitung peluang empiris (Pe) masing-masing nilai X dengan metode *Weibul*, dengan rumus :

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\%$$

dimana :

- P = peluang (%)
- m = nomor urut data
- n = jumlah data

maka contoh perhitungannya :

$$Pe(x) = \frac{m}{n+1}, \text{ untuk data } X = 40.338 \text{ mm}$$

$$Pe(x) = \frac{1}{10+1} = 0.0909 \%$$

c. Cari besarnya K untuk masing-masing nilai X .

$$K = \frac{\text{Log } X - \text{Log } \bar{X}}{S_d}, \text{ untuk data } X = 40.338 \text{ mm maka,}$$

$$= \frac{\text{Log } 40.338 - 1.875}{0.119} = -2.257$$

d. Cari nilai peluang P_r untuk nilai $C_s = -1.171$ dan nilai $K = -2.257$ pada tabel nilai K untuk distribusi *Log Pearson III*. Untuk data 1 didapatkan $P_t = 96.147$.

e. Hitung besarnya kala ulang teoritis masing-masing nilai X .

$$Pt(x) = 1 - \frac{Pt}{100}, \text{ untuk data } X = 40.338 \text{ mm}$$

$$Pt(x) = 1 - \frac{40.338}{100} = 0.0385 = 3.85 \%$$

f. Hitung besarnya selisih antara peluang empiris dan teoritis (ΔP)

$$\Delta P = |Pe(X) - Pt(X)|, \text{ untuk data } X = 40.338 \text{ mm}$$

$$= 0.0909 - 0.0385 = 0.0524 \% = 5.237 \%$$

g. Cari nilai ΔP yang paling maksimal (ΔP_{max}), dari rangkaian data yang diuji didapatkan nilai $\Delta P_{max} = 0.0798 = 7.979 \%$

Tabel 4.12 Perhitungan uji kesesuaian distribusi *Smirnov Kolmogorof*

No	X (mm/hari)	K	Pt	Pt (X)	Pe (X)	ΔP
1	40.338	-2.257	96.147	0.0385	0.0909	0.0524
2	64.251	-0.563	74.055	0.2594	0.1818	0.0776
3	65.380	-0.499	72.031	0.2797	0.2727	0.0070
4	68.332	-0.338	66.898	0.3310	0.3636	0.0326
5	76.668	0.080	53.519	0.4648	0.4545	0.0103
6	79.904	0.231	48.156	0.5184	0.5455	0.0270
7	88.550	0.605	31.016	0.6898	0.6364	0.0535
8	90.195	0.672	27.945	0.7205	0.7273	0.0067
9	91.165	0.711	26.161	0.7384	0.8182	0.0798
10	108.918	1.358	2.731	0.9727	0.9091	0.0636
Sumber : Perhitungan				ΔP_{max}	=	0.0798

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada Tabel 4.12 diperoleh nilai $\Delta P_{max} = 7.979 \%$. Untuk $\alpha = 5 \%$ dan $n = 10$, pada tabel nilai kritis untuk uji *Smirnov Kolmogorov* (Tabel 2.2) diperoleh $\Delta P_{cr} = 0.409 = 41 \%$. Karena $\Delta P_{max} < \Delta P_{cr}$, maka uji distribusi *Smirnov Kolmogorov* diterima.

4.1.4.2. Uji Distribusi *Chi-Square* (X^2)

Selanjutnya setelah dilakukan uji simpangan horizontal, dilakukan juga pengujian simpangan vertikal, yakni *Chi - Square* (X^2). Uji *Chi Square* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 .

Langkah perhitungan uji distribusi *Chi-Square* sebagai berikut :

- a. Urutkan data pengamatan dari kecil ke besar
- b. Menentukan batas kelas dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Kala ulang (Tr)} &= 2 \\ \text{Cs} &= -1.171 \\ \text{G} &= 0.1907 \\ \text{Sd} &= 0.119 \\ \text{Log X} &= \text{Log } X_r + G \times \text{Sd} \\ \text{Log X} &= 1.875 + (0.1907) \times 0.119 \\ \text{Log X} &= 1.898 \\ X_{\text{rancangan}} &= 79.025 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kelas} &= 1 + 3.322 \text{ Log } n \\ &= 1 + 3.322 \text{ Log } 10 \\ &= 4.22 \\ &\approx 4 \end{aligned}$$

Sehingga interval untuk masing-masing kelas yaitu 25 %.

Misal perhitungan kelas I :

$$\text{Nilai Batas kelas} = 0 - 49.610 \text{ mm}$$

- c. Menentukan frekuensi data hasil pengamatan (O_f) dengan menjumlahkan banyaknya data yang termasuk pada tiap-tiap kelas.

$$O_f = 1, \text{ untuk kelas } 0 < P \leq 49.610 \text{ mm}$$

- d. Menentukan frekuensi data yang diharapkan (E_f).

$$E_f = \frac{n}{K} = \frac{10}{4} = 2.5$$

e. Untuk tiap-tiap tentukan nilai :

$$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}, \text{ untuk kelas } X \leq 49.610 \text{ mm}$$

$$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f} = \frac{(1 - 2.5)^2}{2.5} = 0.900$$

f. Menentukan besarnya $(X^2)_{hitung}$ berdasarkan persamaan 2-8.

$$X^2_{hitung} = \sum_{f=1}^K \frac{(O_f - E_f)^2}{E_f} = 3.600$$

g. Menentukan derajat kebebasan (DK) berdasarkan persamaan (2-9).

$$\text{Derajat bebas} = K - P - 1 = 4 - 2 - 1 = 1$$

Dengan $\alpha = 5\%$ dan derajat bebas = 1, maka didapat 3.940.

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.13 dan 4.14

Tabel 4.13 Penentuan batas kelas untuk uji distribusi Chi-Square

Pr	G	Sd	Log X	X _{rancangan}
25	0.7361	0.119	1.963	91.802
50	0.1907	0.119	1.898	79.025
75	-1.5038	0.119	1.696	49.610

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.14 Perhitungan uji distribusi Chi-Square

NO	Probability (P)	Expected Frequency (Ef)	Observed Frequence (Of)	Ef - Of	(Ef - Of) ² /Ef
1	0-49.610	2.5	1	1.5	0.900
2	49.610-79.025	2.5	4	1.5	0.900
3	79.025-91.802	2.5	4	1.5	0.900
4	> 91.802	2.5	1	1.5	0.900
JUMLAH		10	10	X ² _{hit}	3.600

Sumber : Perhitungan

Keterangan :

P = Probabilitas (%)

O_f = Observed frequency = Frekuensi data hasil pengamatan pada distribusi Log Pearson Type III

E_f = Expected frequency = Frekuensi data yang diharapkan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada Tabel 4.14 diperoleh nilai $X^2_{hitung} = 3.600$. Untuk $\alpha = 5\%$ dan $DK = 1$, pada tabel nilai kritis untuk uji *Chi-Square* yang disajikan pada Tabel 2.3. diperoleh $X^2_{cr} = 3.940$. Karena $X^2_{hitung} < X^2_{cr}$, maka uji distribusi *Chi Square* diterima.

4.2. Analisa Debit Banjir Rancangan

4.2.1. Koefisien Pengaliran

Koefisien Pengaliran (C) adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Nilai koefisien pengaliran dipengaruhi oleh kondisi daerah pengaliran tersebut. Adapun kondisi dan perhitungan daerah Sungai Sebangkau ditinjau berdasarkan tata guna lahan sebagai berikut ini :

1. Mengkategorikan tata guna lahan yang terdapat pada Das Sebangkau dengan tata guna lahan yang ditinjau pada Tabel 2.5.

Pekarangan dengan luas 172.680 Km² sebagai Ladang garapan, tanah berat tanpa vegetasi dengan koefisien 0.60.

2. Menghitung luas tata guna lahan yang diketahui kategorinya atau yang akan digunakan, 884.310 Km².
3. Menghitung presentase luas pekarangan dengan luas DAS sebangkau.

$$\frac{172.680}{884.310} \times 100\% = 0.1953\%$$

4. Menghitung luas pekarangan dikali dengan koefisien tata guna lahan.

$$172.680 \times 0.6 = 103.608$$

5. Menjumlahkan perkalian antara luas tata guna lahan dengan koefisien. 489.104.

6. Menghitung koefisien pengaliran rata-rata, yaitu jumlah perkalian antara luas tata guna lahan dengan koefisien dibagi jumlah luas tata guna lahan yang dikategorikan.

$$\frac{489.104}{884.310} = 0.5531$$

Tabel 4.15 Perhitungan koefisien pengaliran berdasarkan besarnya curah hujan

No	Tata guna lahan	Luas (Km ²)	%	Kategori	Koefisien	Luas X koefisien
1	Pekarangan	172.680	0.1953	Ladang garapan, tanah berat tanpa vegetasi	0.60	103.608
2	Tegal	140.130	0.1585		0.60	84.078
3	Ladang	46.250	0.0523		0.60	27.750
4	Perkebunan	193.100	0.2184	Ladang garapan, tanah berat dengan vegetasi	0.50	96.550
5	Sawah	174.150	0.1969		0.50	87.075
6	Sawah tadah hujan	27.920	0.0316		0.50	13.960
7	Hutan rakyat	6.900	0.0078	Hutan	0.25	1.725
8	Hutan negara	56.160	0.0635		0.25	14.040
9	Rawa-rawa	14.240	0.0161	Tanah tidak produktif	0.90	12.816
10	Tambak	32.400	0.0366		0.90	29.160
11	Kolam atau empang	20.380	0.0230		0.9	18.342
12	Lain-lain	41.690		Jumlah		489.104
	Luas DAS Sebangkau	926.000				
	Luas tata guna lahan DAS Sebangkau yang dikategorikan	884.310		koefisien pengaliran rata-rata		0.5531

Sumber : Perhitungan

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

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun hujan otomatis (*Automatic Rainfall Recorder*, ARR), dan yang tersedia adalah data hujan harian, Mononobe (Suyono dan Takeda, 1983) mengusulkan persamaan berikut untuk menurunkan kurva IDF (Triatmodjo, 2009 : 265).

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

Untuk hujan pada jam ke 1 pada kala ulang 1 Th dengan $R_{24} = 31.723$, maka :

$$R_1 = \frac{31.723}{6} \left[\frac{6}{1} \right]^{\frac{2}{3}} = 10.998$$

Dengan berasumsi bahwa rata-rata hujan di Indonesia berdurasi 6 jam, maka tabel perhitungan distribusi hujan *Mononobe* selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.16 berikut ini.

Tabel 4.16 Hasil hitungan IDF dengan metode Mononobe

waktu (jam)	Periode Ulang (tahun)							
	1.01	2	5	10	20	25	50	100
1	10.998	27.397	32.794	35.096	36.420	37.100	38.145	38.926
2	6.928	17.259	20.659	22.109	22.943	23.372	24.030	24.522
3	5.287	13.171	15.766	16.873	17.509	17.836	18.338	18.714
4	4.364	10.872	13.014	13.928	14.453	14.723	15.138	15.448
5	3.761	9.369	11.215	12.003	12.455	12.688	13.045	13.312
6	3.331	8.297	9.932	10.629	11.030	11.236	11.552	11.789
Hujan rancangan (mm)	31.723	79.025	94.595	101.236	105.053	107.016	110.029	112.282

Sumber : Perhitungan

Selanjutnya, untuk mendapatkan kedalaman hujan jam-jaman dari hujan rancangan dapat menggunakan distribusi hujan *Alternating Block Method (ABM)*.

Langkah perhitungan *Hyetograph* dengan metode ABM:

- Menghitung kedalaman hujan, perkalian antara intensitas hujan yang telah didapat pada persamaan 2-11.

Misalkan pada kala ulang 1 Th jam kedua :

$$I_t T_d = 2 * 6.928 = 13.856 \text{ mm}$$

- Menghitung selisih kedalaman hujan yang berurutan.

$$\Delta p = \text{Abs}(10.998 - 13.856) = 2.859 \text{ mm}$$

- Menghitung kedalaman hujan dalam persen.

$$= \frac{2.859}{19.984} = 14.304 \%$$

- Menempatkan nilai (%) hujan tertinggi pada kolom selanjutnya di tengah-tengah durasi hujan, yaitu baris ketiga, selanjutnya diletakkan di baris ke empat, kedua, kelima, pertama dan baris keenam.

- Menghitung hyetograph dalam mm, yaitu mengalikan % hyetograph dengan hujan rancangan.

$$= 10.034 \times 31.723 = 3.183 \text{ mm}$$

- Menghitung hujan netto jam-jaman, yaitu mengalikan hyetograph dengan koefisien pengaliran.

$$= 3.183 \text{ mm} \times 0.55 = 1.751 \text{ mm}$$

Tabel 4.17 Perhitungan Hyetograph $Q_{1.01}^{Th}$ dengan metode ABM

Td (jam)	Δ_t (jam)	I_t (mm/jam)	$I_t T_d$ (mm)	Δp (mm)	pt (%)	Hyetograph		Hujan jam-jam (mm)
						(%)	(mm)	
1	0-1	10.998	10.998	10.998	55.032	6.746	2.140	1.177
2	1-2	6.928	13.856	2.859	14.304	10.034	3.183	1.751
3	2-3	5.287	15.862	2.005	10.034	55.032	17.458	9.602
4	3-4	4.364	17.458	1.596	7.988	14.304	4.538	2.496
5	4-5	3.761	18.806	1.348	6.746	7.988	2.534	1.394
6	5-6	3.331	19.984	1.178	5.896	5.896	1.871	1.029
			Σ	19.984	100.000	100.000	31.723	

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.18 Perhitungan Hyetograph Q_{2}^{Th} dengan metode ABM

Td (jam)	Δ_t (jam)	I_t (mm/jam)	$I_t T_d$ (mm)	Δp (mm)	pt (%)	Hyetograph		Hujan jam-jam (mm)
						(%)	(mm)	
1	0-1	27.397	27.397	27.397	55.032	6.746	5.331	2.932
2	1-2	17.259	34.517	7.121	14.304	10.034	7.929	4.361
3	2-3	13.171	39.513	4.995	10.034	55.032	43.489	23.919
4	3-4	10.872	43.489	3.977	7.988	14.304	11.304	6.217
5	4-5	9.369	46.847	3.358	6.746	7.988	6.313	3.472
6	5-6	8.297	49.783	2.935	5.896	5.896	4.660	2.563
			Σ	49.783	100.000	100.000	79.025	

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.19 Perhitungan Hyetograph Q_{5}^{Th} dengan metode ABM

Td (jam)	Δ_t (jam)	I_t (mm/jam)	$I_t T_d$ (mm)	Δp (mm)	pt (%)	Hyetograph		Hujan jam-jam (mm)
						(%)	(mm)	
1	0-1	32.794	32.794	32.794	55.032	6.746	6.381	3.510
2	1-2	20.659	41.318	8.524	14.304	10.034	9.492	5.220
3	2-3	15.766	47.298	5.979	10.034	55.032	52.058	28.632
4	3-4	13.014	52.058	4.760	7.988	14.304	13.531	7.442
5	4-5	11.215	56.077	4.020	6.746	7.988	7.556	4.156
6	5-6	9.932	59.591	3.514	5.896	5.896	5.578	3.068
			Σ	59.591	100.000	100.000	94.595	

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.20 Perhitungan Hyetograph Q_{10}^{Th} dengan metode ABM

Td (jam)	Δ_t (jam)	I_t (mm/jam)	$I_t T_d$ (mm)	Δp (mm)	pt (%)	Hyetograph		Hujan jam-jam (mm)
						(%)	(mm)	
1	0-1	35.096	35.096	35.096	55.032	6.746	6.829	3.756
2	1-2	22.109	44.219	9.122	14.304	10.034	10.158	5.587
3	2-3	16.873	50.618	6.399	10.034	55.032	55.712	30.642
4	3-4	13.928	55.712	5.094	7.988	14.304	14.481	7.964
5	4-5	12.003	60.014	4.302	6.746	7.988	8.087	4.448
6	5-6	10.629	63.775	3.760	5.896	5.896	5.969	3.283
			Σ	63.775	100.000	100.000	101.236	

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.21 Perhitungan Hyetograph $Q_{20\text{ Th}}$ dengan metode ABM

Td (jam)	Δ_t (jam)	I_t (mm/jam)	$I_t T_d$ (mm)	Δp (mm)	pt (%)	Hyetograph		Hujan jam-jam (mm)
						(%)	(mm)	
1	0-1	36.420	36.420	36.420	55.032	6.746	7.086	3.898
2	1-2	22.943	45.886	9.466	14.304	10.034	10.541	5.798
3	2-3	17.509	52.527	6.640	10.034	55.032	57.813	31.797
4	3-4	14.453	57.813	5.286	7.988	14.304	15.027	8.265
5	4-5	12.455	62.277	4.464	6.746	7.988	8.392	4.615
6	5-6	11.030	66.180	3.902	5.896	5.896	6.194	3.407
			Σ	66.180	100.000	100.000	105.053	

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.22 Perhitungan Hyetograph $Q_{25\text{ Th}}$ dengan metode ABM

Td (jam)	Δ_t (jam)	I_t (mm/jam)	$I_t T_d$ (mm)	Δp (mm)	pt (%)	Hyetograph		Hujan jam-jam (mm)
						(%)	(mm)	
1	0-1	37.100	37.100	37.100	55.032	6.746	7.219	3.970
2	1-2	23.372	46.744	9.643	14.304	10.034	10.738	5.906
3	2-3	17.836	53.508	6.764	10.034	55.032	58.893	32.391
4	3-4	14.723	58.893	5.385	7.988	14.304	15.308	8.419
5	4-5	12.688	63.441	4.548	6.746	7.988	8.548	4.702
6	5-6	11.236	67.416	3.975	5.896	5.896	6.310	3.471
			Σ	67.416	100.00	100.00	107.01	6

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.23 Perhitungan Hyetograph $Q_{50\text{ Th}}$ dengan metode ABM

Td (jam)	Δ_t (jam)	I_t (mm/jam)	$I_t T_d$ (mm)	Δp (mm)	pt (%)	Hyetograph		Hujan jam-jam (mm)
						(%)	(mm)	
1	0-1	38.145	38.145	38.145	55.032	6.746	7.422	4.082
2	1-2	24.030	48.060	9.915	14.304	10.034	11.040	6.072
3	2-3	18.338	55.014	6.955	10.034	55.032	60.551	33.303
4	3-4	15.138	60.551	5.537	7.988	14.304	15.739	8.656
5	4-5	13.045	65.227	4.676	6.746	7.988	8.789	4.834
6	5-6	11.552	69.314	4.087	5.896	5.896	6.488	3.568
			Σ	69.314	100.000	100.000	110.029	

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.24 Perhitungan Hyetograph $Q_{100\text{ Th}}$ dengan metode ABM

Td (jam)	Δ_t (jam)	I_t (mm/jam)	$I_t T_d$ (mm)	Δp (mm)	pt (%)	Hyetograph		Hujan jam-jam (mm)
						(%)	(mm)	
1	0-1	38.926	38.926	38.926	55.032	6.746	7.574	4.166
2	1-2	24.522	49.044	10.118	14.304	10.034	11.266	6.196
3	2-3	18.714	56.141	7.097	10.034	55.032	61.791	33.985
4	3-4	15.448	61.791	5.650	7.988	14.304	16.061	8.833
5	4-5	13.312	66.562	4.771	6.746	7.988	8.969	4.933
6	5-6	11.789	70.733	4.171	5.896	5.896	6.621	3.641
			Σ	70.733	100.000	100.000	112.282	

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.25. Rekapitulas perhitungan hujan netto Jam-jaman

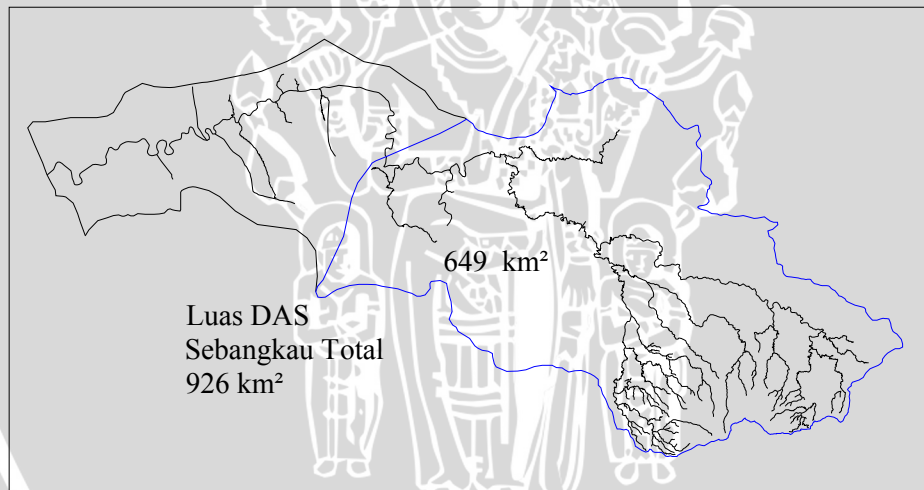
JAM KE	HUJAN JAM-JAMAN (mm)							
	1.01	2	5	10	20	25	50	100
1	1.177	2.932	3.510	3.756	3.898	3.970	4.082	4.166
2	1.751	4.361	5.220	5.587	5.798	5.906	6.072	6.196
3	9.602	23.919	28.632	30.642	31.797	32.391	33.303	33.985
4	2.496	6.217	7.442	7.964	8.265	8.419	8.656	8.833
5	1.394	3.472	4.156	4.448	4.615	4.702	4.834	4.933
6	1.029	2.563	3.068	3.283	3.407	3.471	3.568	3.641

Sumber : Perhitungan

4.2.3. Analisis Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun duga tinggi air otomatis (*Automatic Water Level Recorder, AWLR*), maka perhitungan hidrograf satuan dihitung secara teoritis dengan rumus hidrograf satuan sintetis *Nakayasu* seperti persamaan (2-15).

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



Gambar 4.7 Luas DAS Sebangkau yang dikaji

Luas DAS (A) yang dikaji = 649 km²

Luas DAS (A) total = 926 km²

Panjang sungai utama = 108 km

Hujan netto (efektif), R_0 = 1.0 mm

Parameter hidrograf (α) = 2

- Bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun lambat $\alpha = 3$
- Daerah pengaliran biasa : $\alpha = 2$
- Bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun cepat $\alpha = 1.5$

Time lag, t_g (Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km), dari persamaan (2-19)

didapatkan :

$$\begin{aligned} t_g &= 0.4 + 0.058 \times 108 \\ &= 6.664 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_r &= (0.5-1) t_g, \text{ digunakan } 0.75 \\ &= 0.75 \times 6.664 \\ &= 4.998 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= t_g + 0.8 t_r \\ &= 6.664 + 0.8 \times 4.998 \\ &= 10.662 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{0.3} &= \alpha \times t_g \\ &= 2 \times 6.664 \\ &= 13.328 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0.3} &= 10.662 + 13.328 \\ &= 23.990 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} &= 10.662 + 13.328 + (1.5 \times 13.328) \\ &= 43.982 \text{ jam} \end{aligned}$$

Dari persamaan (2-15) di dapatkan :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A R_o}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})} \\ &= \frac{649}{3.6 (0.3 \times 10.662 + 13.328)} \end{aligned}$$

$$Q_p = 10.908 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{mm}$$

Pada waktu kurva naik ($0 < t < T_p$), untuk $t = 1$ jam didapatkan :

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \\ &= 10.908 \times \left(\frac{1}{10.662} \right)^{2.4} \\ &= 0.037 \end{aligned}$$

Pada waktu kurva turun (*decreasing limb*)

a. Selang nilai $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0.3})$, untuk $t = 11$ jam didapatkan :

$$Q_{(t)} = Q_p \times 0.3 \frac{(t-T_p)}{T_{0.3}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 10.908 \times 0,3^{\frac{(11-10,622)}{13,328}} \\
 &= 10.581 \text{ m}^3/\text{detik/mm}
 \end{aligned}$$

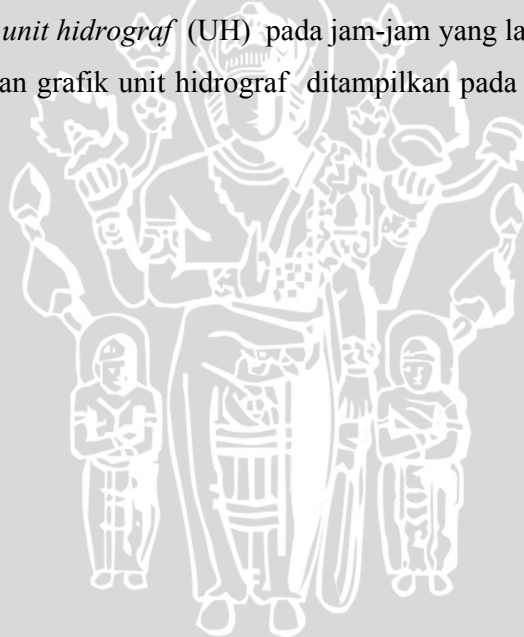
b. Selang nilai $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 24$ jam didapatkan :

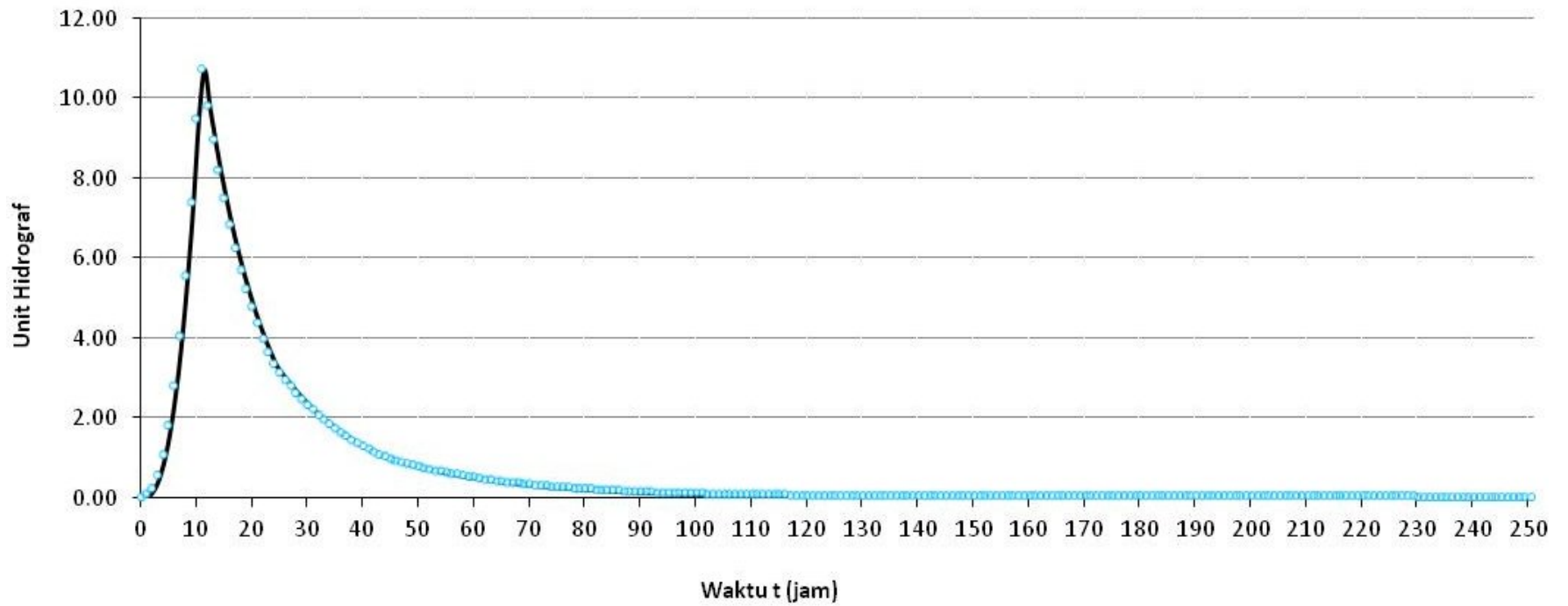
$$\begin{aligned}
 Q_{(t)} &= Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{1,5 T_{0,3}}} \\
 &= 10.908 \times 0,3^{\frac{(24-10,662+0,5.13,328)}{1,5.13,328}} \\
 &= 3.271 \text{ m}^3/\text{detik/mm}
 \end{aligned}$$

c. Selang nilai $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 44$ jam didapatkan :

$$\begin{aligned}
 Q_{(t)} &= Q_p \times 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{2,0 T_{0,3}}} \\
 &= 10.908 \times 0,3^{\frac{(44-10,662+0,5.13,328)}{2,0.13,328}} = 0.981 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

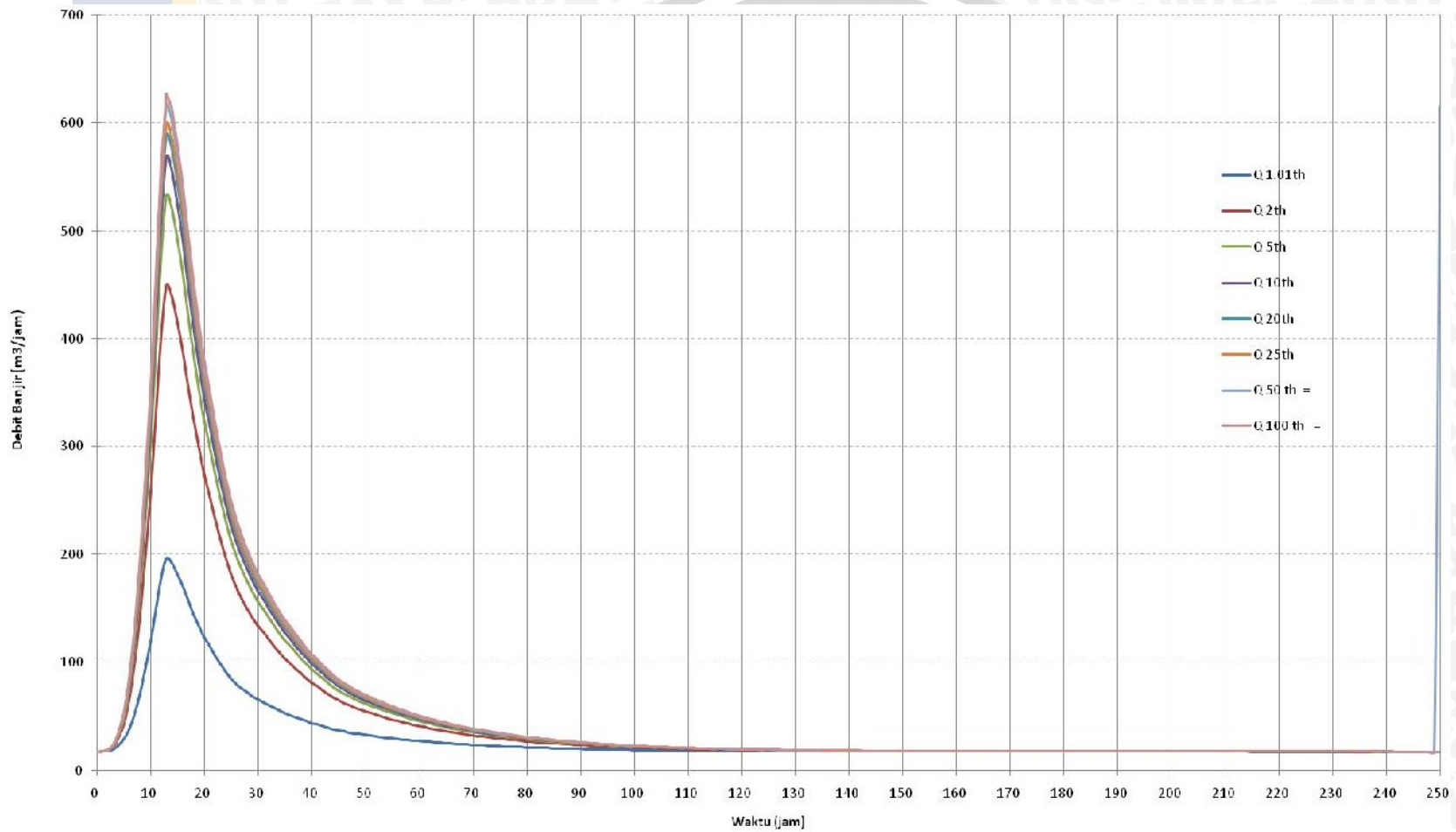
Untuk perhitungan *unit hidrograf* (UH) pada jam-jam yang lain akan ditampilkan pada lampiran 2, sedangkan grafik unit hidrograf ditampilkan pada Gambar 4.8 berikut ini.





Gambar 4.8 Grafik hidrograf satuan sintetik *Nakayasu* Sungai Sebangkau
Sumber : Perhitungan





Gambar 4.9 Grafik hidrograf banjir rancangan Metode *HSS Nakayasu*
 Sumber : Perhitungan

4.2.4. Debit Aliran Dasar (*Baseflow*)

Dengan pertimbangan bahwa di lokasi studi tidak tersedia data debit pengamatan untuk mengetahui debit aliran dasar, maka perhitungan debit aliran dasar (*base flow*) diperkirakan dengan persamaan (2-14) pendekatan dengan variabel masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai. Berikut merupakan tahapan perhitungan debit aliran dasar (*base flow*) dengan data :

$$\begin{aligned}\text{Luas DAS (A)} &= 926 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang orde sungai} &= 400.46 \text{ km}\end{aligned}$$

Perhitungan kerapatan jaringan sungai :

$$\begin{aligned}D &= \frac{\text{Panjang Total Orde Sungai}}{A} \\ &= \frac{400.46}{926} = 0.432\end{aligned}$$

Perhitungan debit aliran dasar :

$$\begin{aligned}Q_B &= 0.4751 \times A^{0.6444} \times D^{0.9430} \\ &= 0.4751 \times 926^{0.6444} \times 0.432^{0.9430} \\ Q_B &= 17.586 \text{ m}^3/\text{dt}\end{aligned}$$

4.2.5. Hidrograf Debit Banjir Rancangan

Hidrograf debit banjir rancangan dihitung dengan menggunakan prinsip linieritas perkalian antara ordinat hidrograf satuan dengan hujan *netto* , kemudian dari hasil perkalian untuk tiap kejadian hujan dijumlahkan secara superposisi dan hasil akhirnya ditambah aliran dasar. Hasil perhitungan banjir rancangan berbagai kala ulang akan dapat dilihat pada lampiran 2, sedangkan untuk rekapitulasi perhitungannya akan ditampilkan pada Tabel 4.26 dan Gambar 2.9.

Tabel 4.35 Rekapitulasi debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu

Tr	Q (m ³ /detik)
1.01	196.2813
2	449.4247
5	532.7489
10	568.2874
20	588.7180
25	599.2204
50	615.3451
100	627.4011

Sumber : Perhitungan

4.3. Data Masukan Program HEC-RAS

Analisa profil aliran sepanjang sepanjang 43 km mulai patok 55 (hulu sungai) sampai dengan patok 1 (muara sungai) pada studi ini menggunakan paket program HEC-RAS 4.1.0. Rangkaian kegiatan yang harus dilakukan pada program ini adalah sebagai berikut :

1. Membuat *new project*
2. Skematisasi sistem sungai
3. Penyiapan data masukan
4. Memasukkan data *geometric* penampang sungai
5. Memasukkan data *flow* dan *boundary conditions* (dimana di dalamnya terdapat data kondisi-kondisi batas hidrolika yang melingkupi suatu sistem sungai)
6. Menjalankan *running* terhadap *unsteady analysis*
7. Evaluasi hasil perhitungan

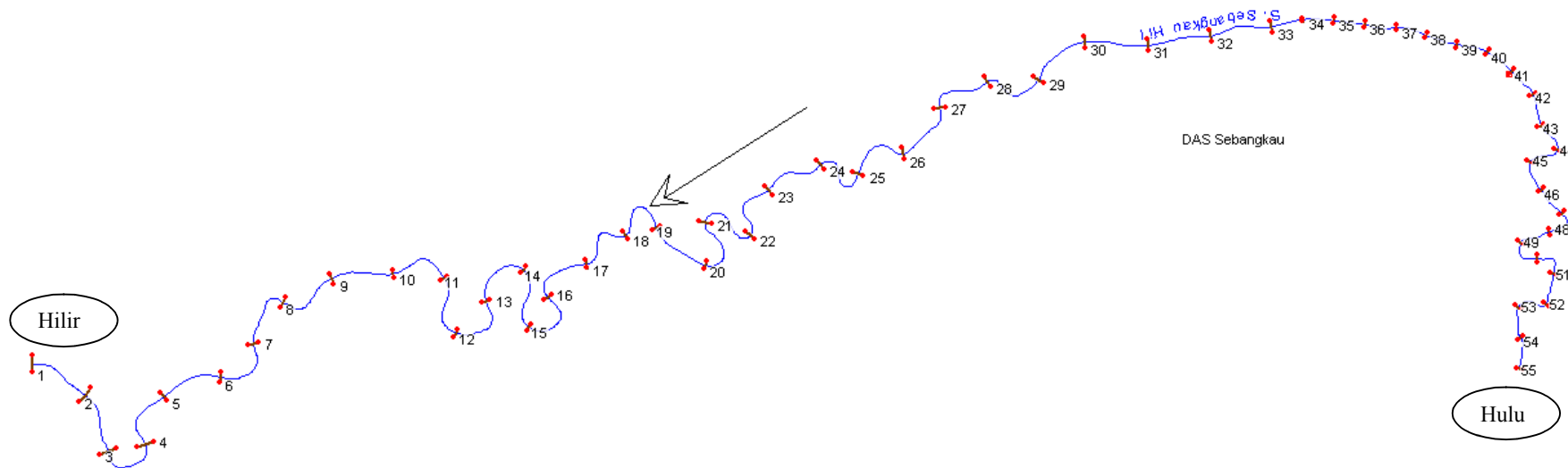
4.3.1. Data Geometri

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

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 berupa nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada. Pada kajian ini, titik hulu analisa adalah patok 55 sedangkan titik hilir adalah patok 1 (muara sungai). Skema sistem sungai dapat dilihat pada Gambar 4.10.



Gambar 4.10 Skema sistem Sungai Sebangkau (tanpa skala)
 Sumber : Analisa Program HEC-RAS

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 Sebangkau sepanjang 43 km sangat beragam dan tidak beraturan. Data geometri melintang sungai eksisting selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 3.

c. Tinjauan Koefisien Kekasaran Manning

Koefisien Manning yang dipakai dalam studi ini di ambil berdasarkan kondisi ruas sungai yang ditinjau. Untuk ruas sungai utama berdasarkan kondisi sungai yang bersih, tidak ada batuan, penuh dengan air, tidak ada celah dan air dalam tidak beriak(tenang) diambil angka koefisien manning sebesar 0.030.

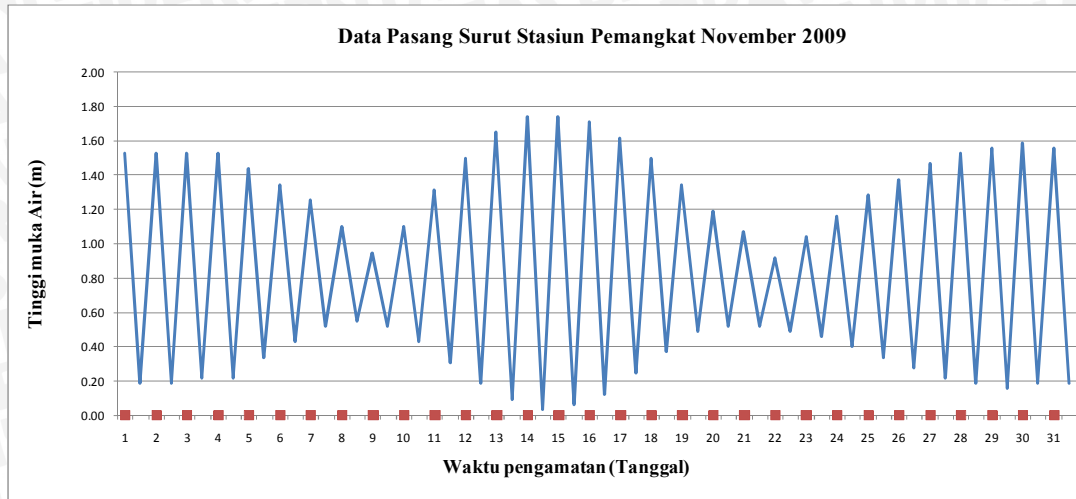
Sedangkan untuk sungai yang sudah dilakukan normalisasi dan tanggul diambil angka koefisien manning's sebesar 0.025. Kriteria tersebut diatas diambil dari tabel 2.7.

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 bervariasi dan didasarkan pada Tabel 2.6. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 4.

4.3.2. Input Data Aliran Tidak Tetap (*Unsteady flow data*)

Data batas kondisi (*Boundary Condition*) yang diperlukan untuk menjalankan program HEC-RAS 4.1.0 ialah batas hulu dan batas hilir. Dimana batas hulu menggunakan Q_{25Th} , sedangkan pada kondisi batas hilir digunakan data pasang surut yang terdapat pada Stasiun Pemangkat, data diambil saat pasang tertinggi pada tanggal 15 november 2009. Untuk langkah-langkah pengerjaan HEC-RAS dilampirkan pada lampiran 3.



Gambar 4.11 Grafik pasang surut Stasiun Pemangkat
 Sumber : CV. Bahtra Jasa Konsul

Tabel 4.27 Data pasang surut stasiun Pemangkat

10 November 2009		11 November 2009		12 November 2009		13 November 2009		14 November 2009		15 November 2009	
jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)
1	0.79	1	0.88	1	0.87	1	0.78	1	0.66	1	0.52
2	0.85	2	0.99	2	1.00	2	0.94	2	0.83	2	0.70
3	0.92	3	1.09	3	1.13	3	1.10	3	1.00	3	0.87
4	0.99	4	1.20	4	1.27	4	1.26	4	1.17	4	1.04
5	1.03	5	1.31	5	1.40	5	1.41	5	1.34	5	1.22
6	1.00	6	1.25	6	1.46	6	1.57	6	1.51	6	1.39
7	0.96	7	1.18	7	1.38	7	1.60	7	1.68	7	1.57
8	0.92	8	1.12	8	1.29	8	1.50	8	1.66	8	1.74
9	0.89	9	1.06	9	1.21	9	1.39	9	1.55	9	1.63
10	0.85	10	0.99	10	1.12	10	1.29	10	1.43	10	1.51
11	0.81	11	0.93	11	1.04	11	1.19	11	1.32	11	1.40
12	0.77	12	0.87	12	0.95	12	1.08	12	1.20	12	1.29
13	0.74	13	0.80	13	0.87	13	0.98	13	1.09	13	1.17
14	0.70	14	0.74	14	0.79	14	0.88	14	0.97	14	1.06
15	0.66	15	0.68	15	0.70	15	0.78	15	0.86	15	0.95
16	0.63	16	0.62	16	0.62	16	0.67	16	0.74	16	0.83
17	0.59	17	0.55	17	0.53	17	0.57	17	0.63	17	0.72
18	0.55	18	0.49	18	0.45	18	0.47	18	0.51	18	0.61
19	0.52	19	0.43	19	0.36	19	0.36	19	0.40	19	0.49
20	0.48	20	0.36	20	0.28	20	0.26	20	0.28	20	0.38
21	0.50	21	0.33	21	0.19	21	0.16	21	0.16	21	0.27
22	0.58	22	0.47	22	0.31	22	0.15	22	0.05	22	0.15
23	0.66	23	0.60	23	0.47	23	0.32	23	0.17	23	0.09
24	0.74	24	0.730	24	0.63	24	0.49	24	0.350	24	0.25

16 November 2009		17 November 2009		18 November 2009		19 November 2009		20 November 2009	
jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)	jam	Tinggi muka air (m)
1	0.42	1	0.36	1	0.40	1	0.50	1	0.66
2	0.58	2	0.51	2	0.51	2	0.58	2	0.71
3	0.75	3	0.65	3	0.63	3	0.67	3	0.76
4	0.91	4	0.80	4	0.75	4	0.75	4	0.81
5	1.08	5	0.94	5	0.87	5	0.83	5	0.86
6	1.24	6	1.09	6	0.98	6	0.92	6	0.91
7	1.41	7	1.23	7	1.10	7	1.00	7	0.96
8	1.57	8	1.38	8	1.22	8	1.09	8	1.01
9	1.69	9	1.52	9	1.33	9	1.17	9	1.06
10	1.58	10	1.59	10	1.45	10	1.26	10	1.11
11	1.47	11	1.49	11	1.43	11	1.34	11	1.16
12	1.36	12	1.39	12	1.35	12	1.26	12	1.18
13	1.25	13	1.29	13	1.26	13	1.18	13	1.09
14	1.14	14	1.19	14	1.18	14	1.10	14	1.03
15	1.03	15	1.09	15	1.09	15	1.02	15	0.96
16	0.92	16	1.00	16	1.01	16	0.94	16	0.90
17	0.81	17	0.90	17	0.92	17	0.86	17	0.83
18	0.70	18	0.80	18	0.84	18	0.78	18	0.77
19	0.60	19	0.70	19	0.75	19	0.70	19	0.70
20	0.49	20	0.60	20	0.67	20	0.62	20	0.64
21	0.38	21	0.50	21	0.58	21	0.54	21	0.57
22	0.27	22	0.40	22	0.50	22	0.51	22	0.53
23	0.16	23	0.31	23	0.41	23	0.56	23	0.57
24	0.22	24	0.28	24	0.41	24	0.61	24	0.60

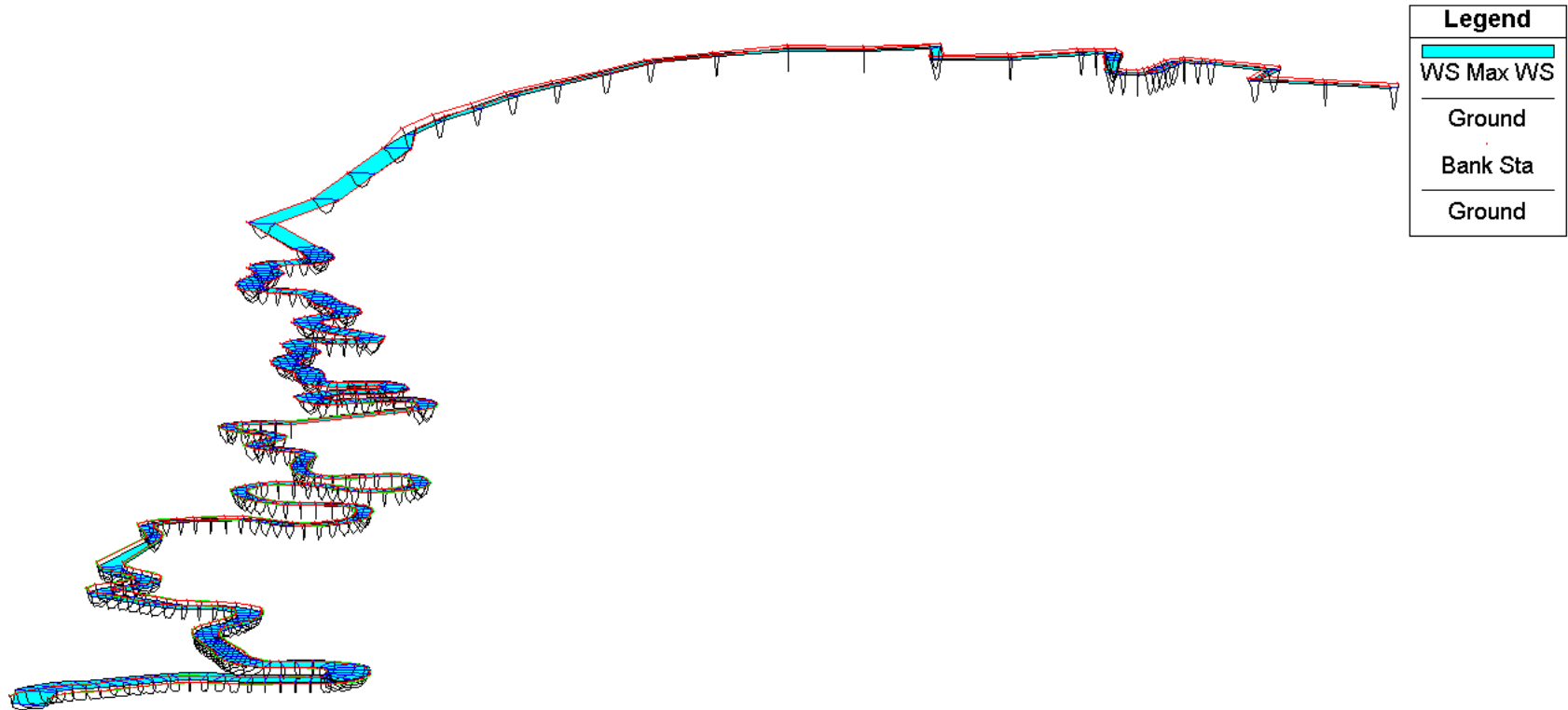
Sumber : CV. Bahtra Jasa Konsul

4.3.3. Hasil Running HEC-RAS

Dari hasil running program HEC-RAS dapat diketahui bahwa kapasitas sungai tidak mampu untuk menampung debit kala ulang tertentu. Hal tersebut ditunjukkan oleh gambar 4.12-4., dimana kapasitas sungai Sebangkau pada patok 33 mengalami limpasan. Sedangkan untuk kala ulang 1.01, 2, 5, 10, 20, 50 dan 100th akan ditampilkan pada gambar 4.11-4.18. Hasil rekapitulasi perhitungan disajikan pada tabel 4.17.

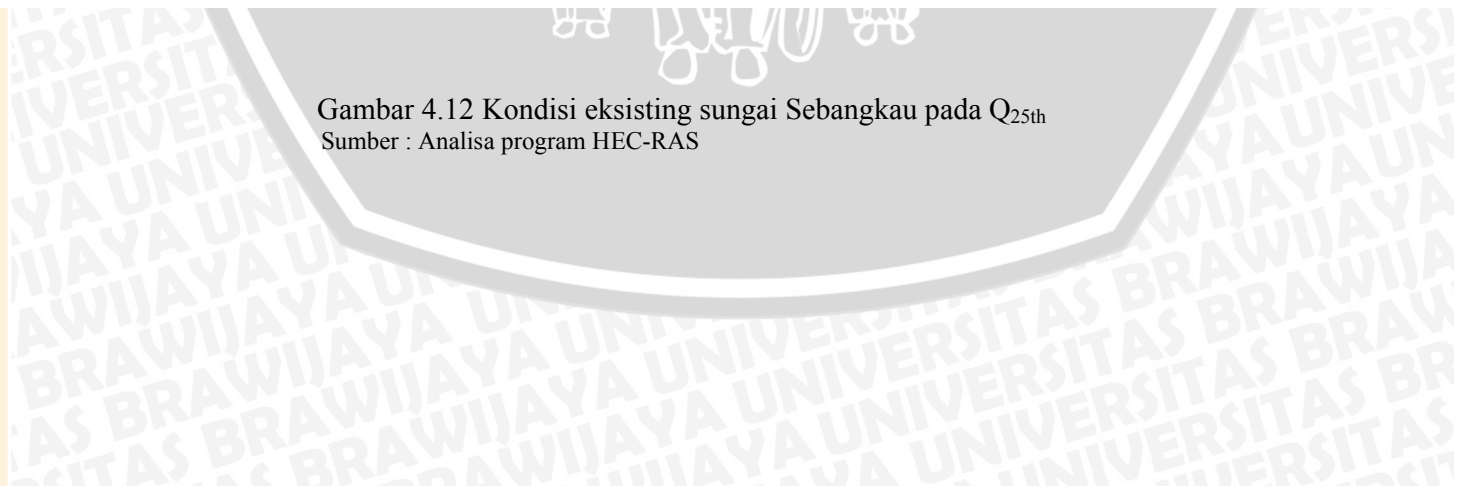


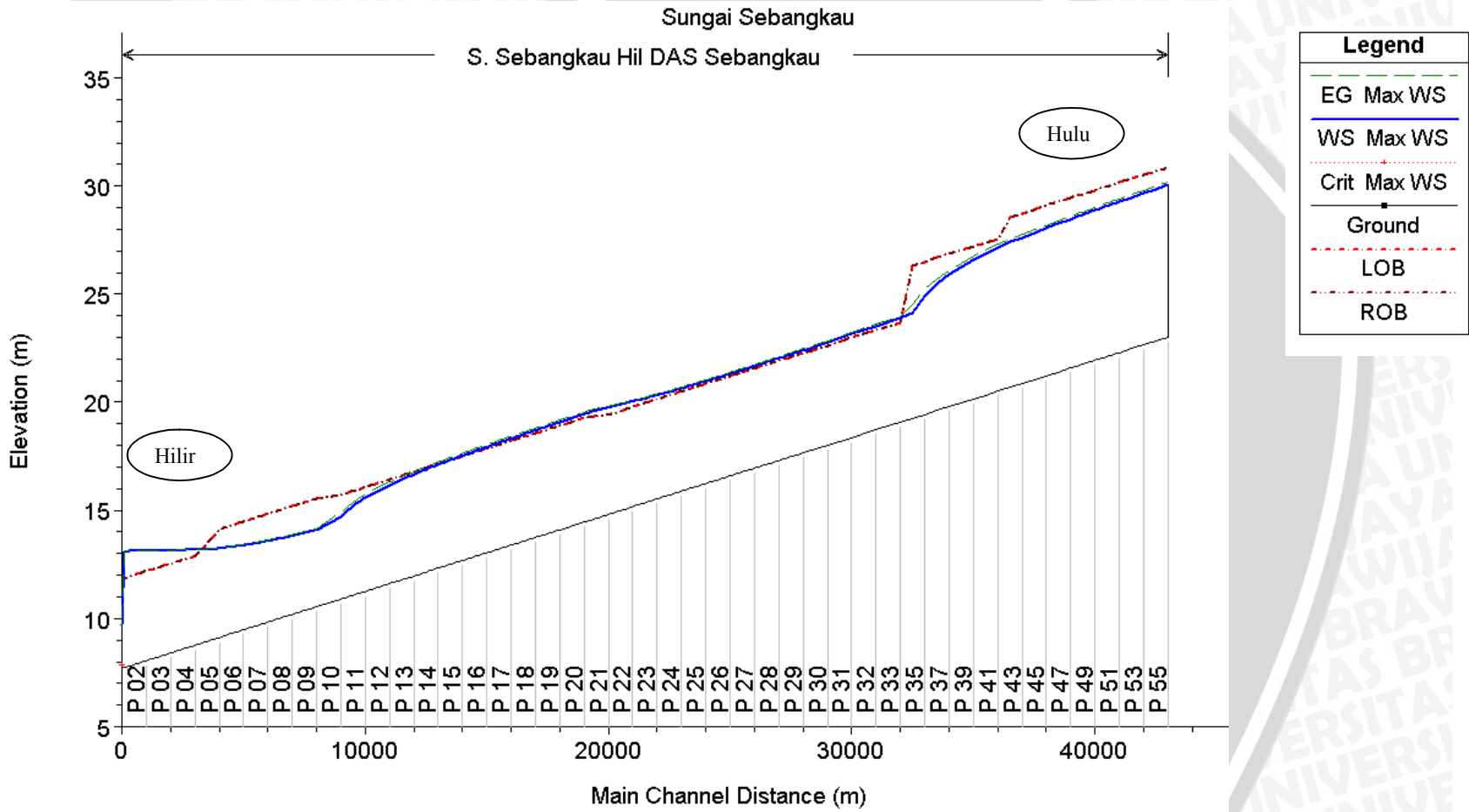
Sungai Sebangkau



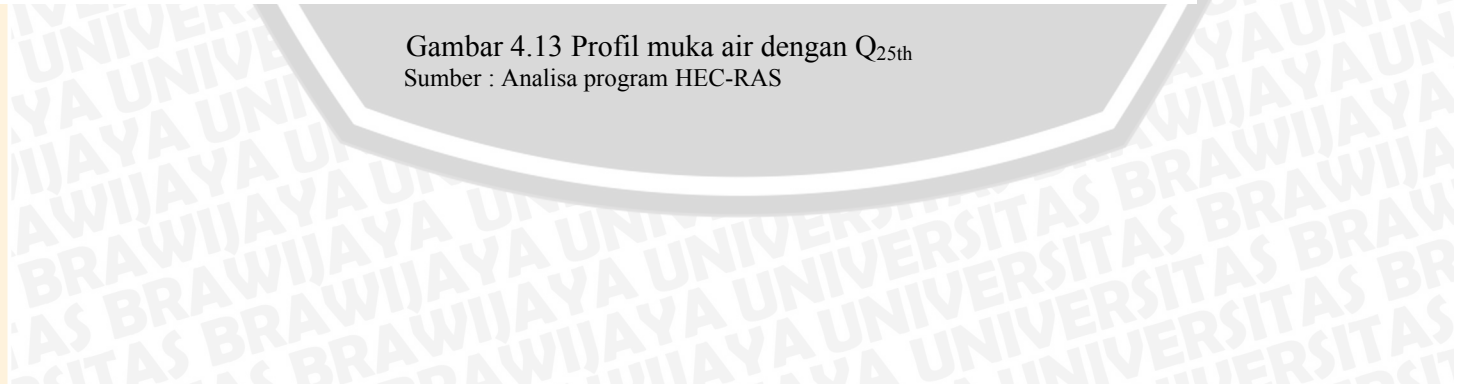
Gambar 4.12 Kondisi eksisting sungai Sebangkau pada Q_{25th}

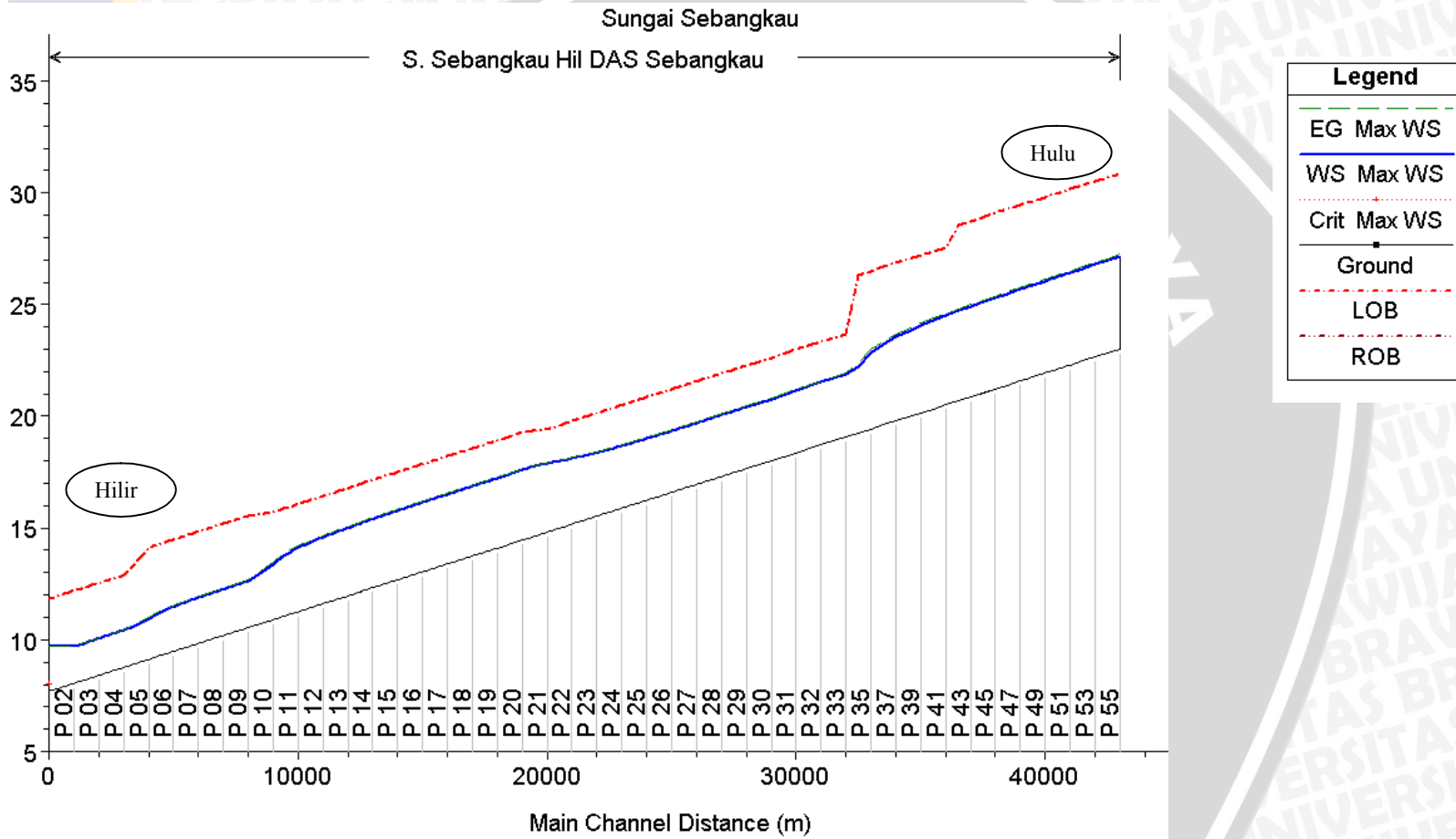
Sumber : Analisa program HEC-RAS



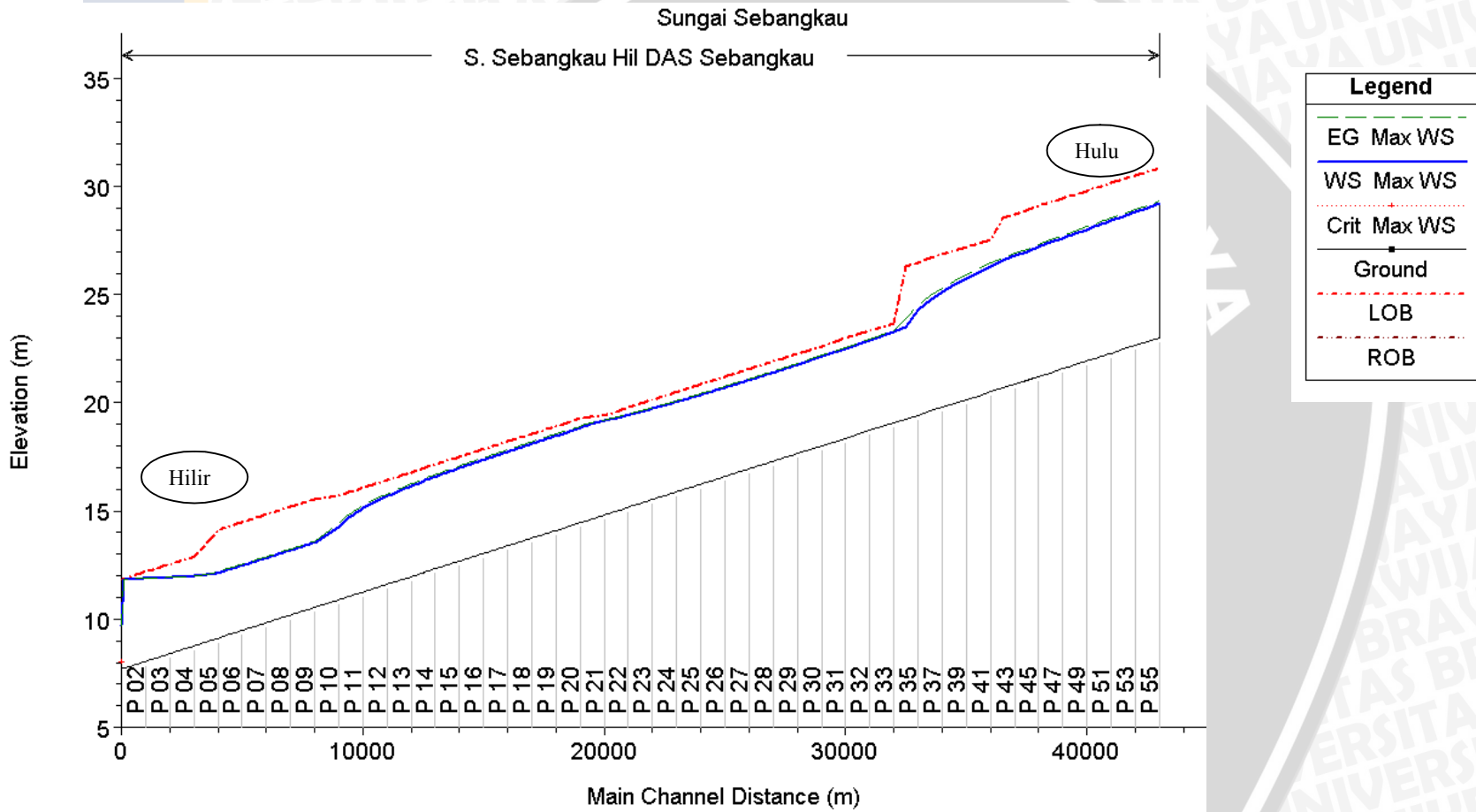
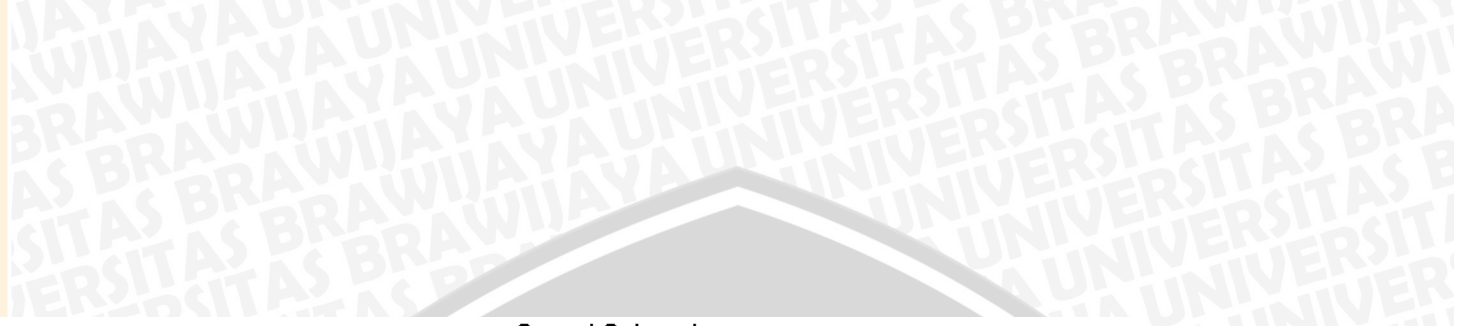


Gambar 4.13 Profil muka air dengan Q_{25th}
 Sumber : Analisa program HEC-RAS

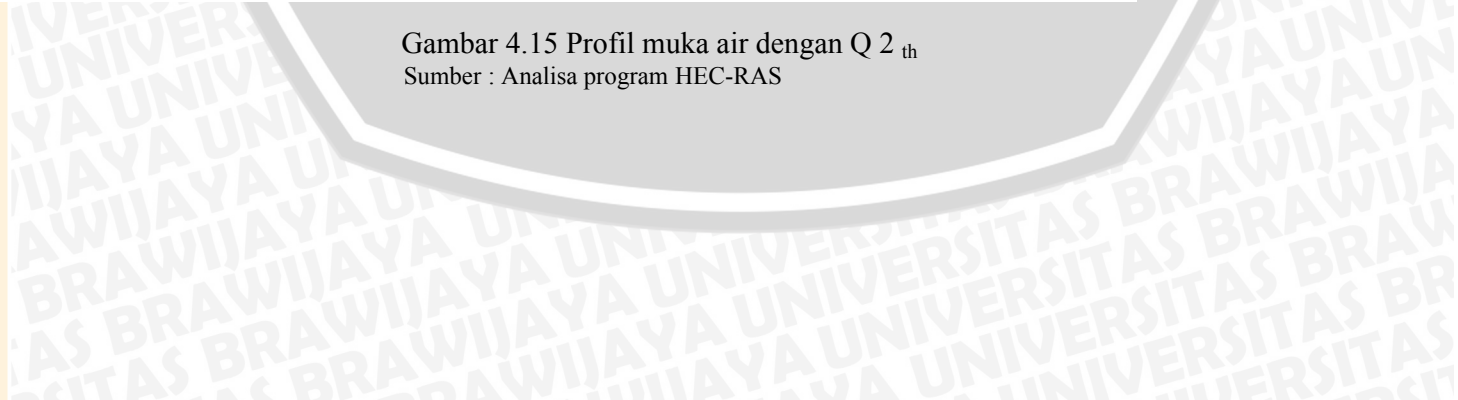


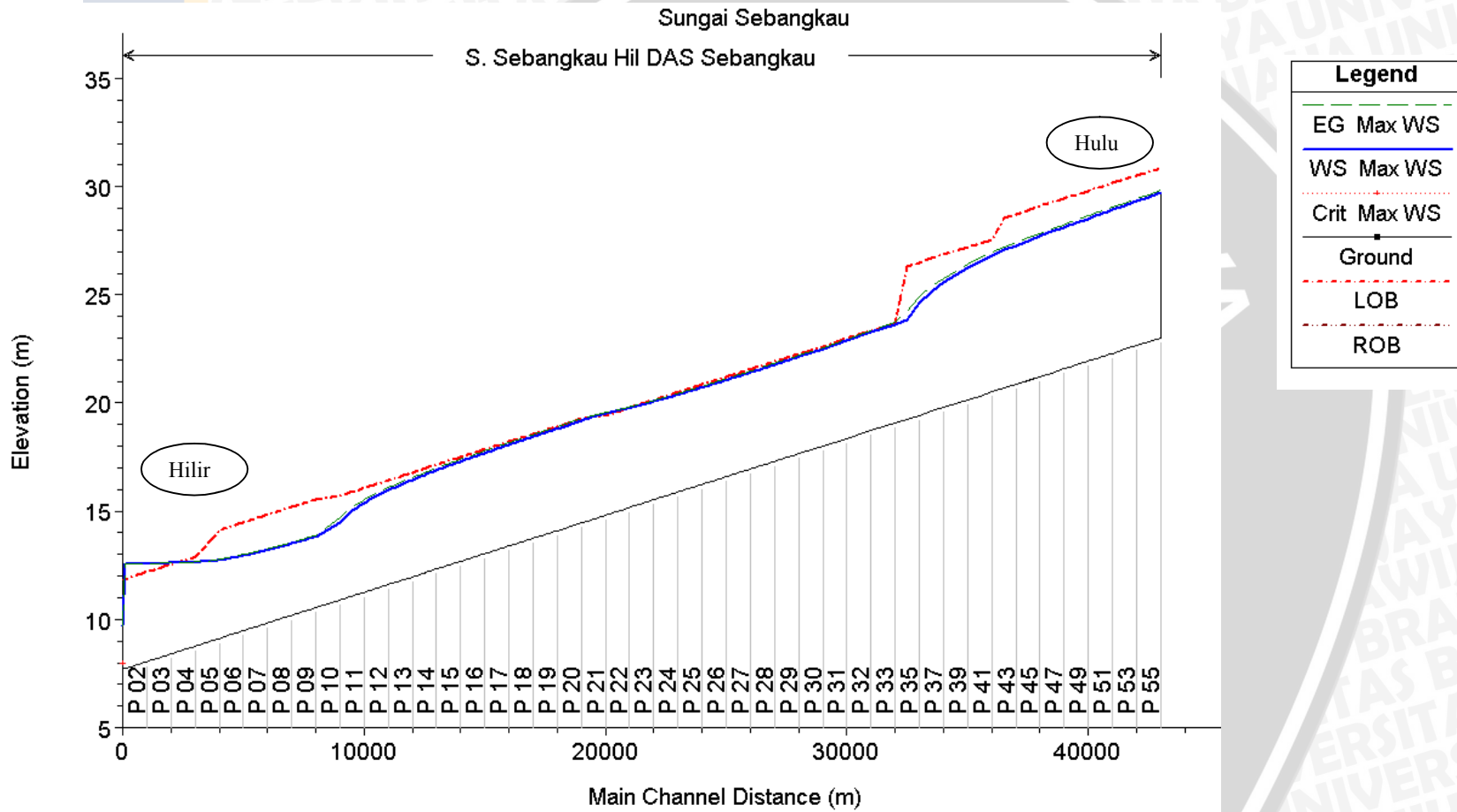
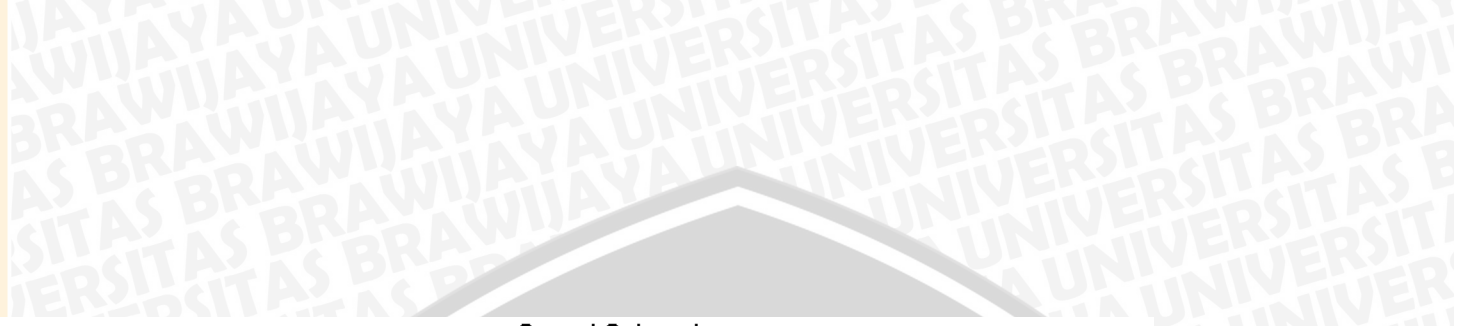


Gambar 4.14 Profil muka air dengan $Q 1.01_{th}$
 Sumber : Analisa program HEC-RAS

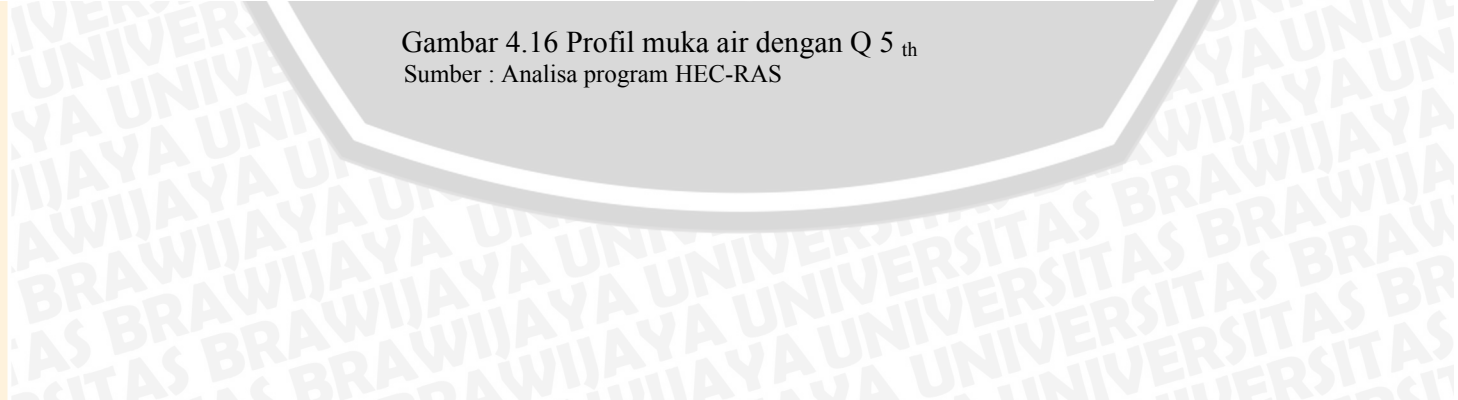


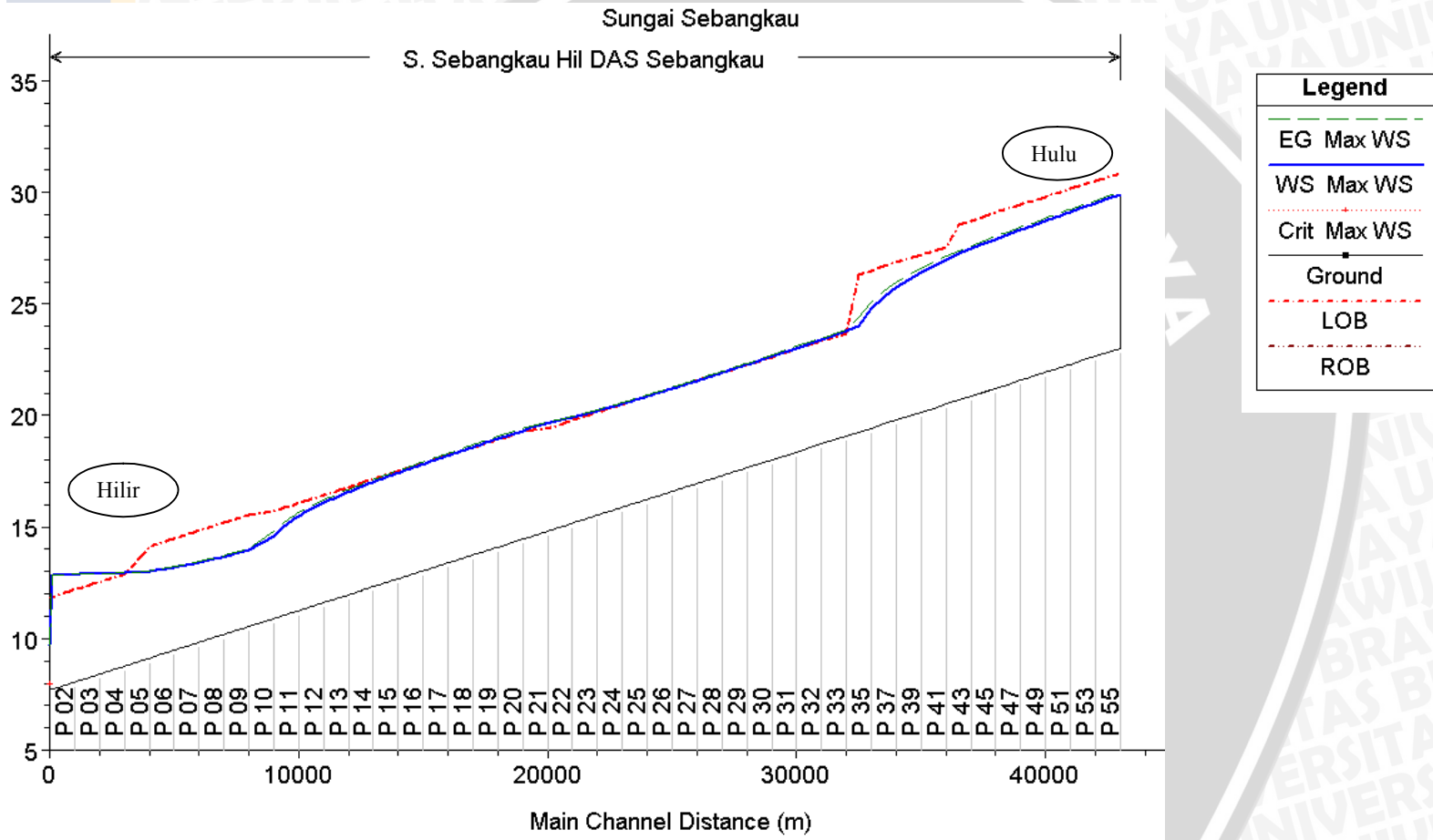
Gambar 4.15 Profil muka air dengan $Q 2_{th}$
 Sumber : Analisa program HEC-RAS



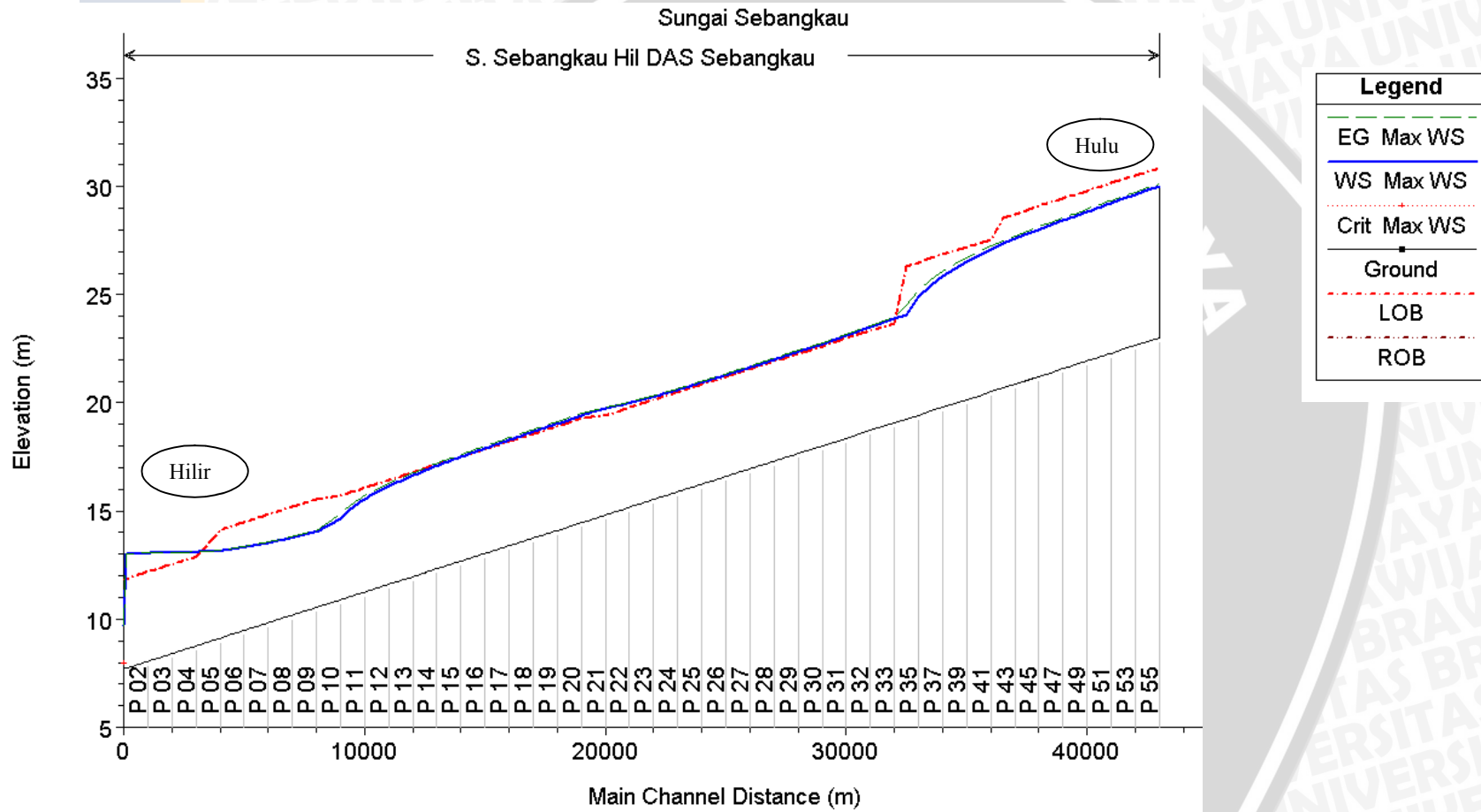


Gambar 4.16 Profil muka air dengan Q_{5th}
 Sumber : Analisa program HEC-RAS

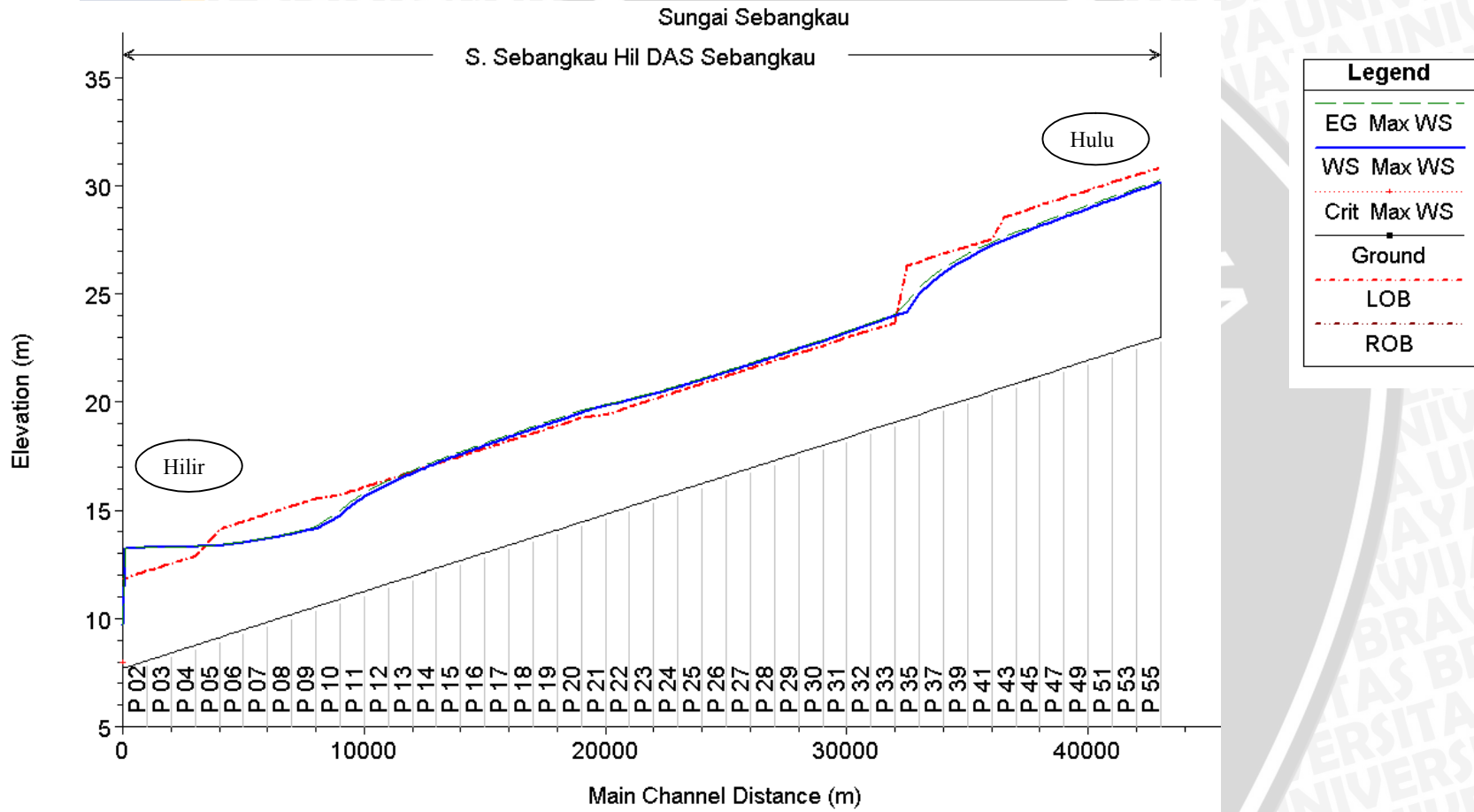




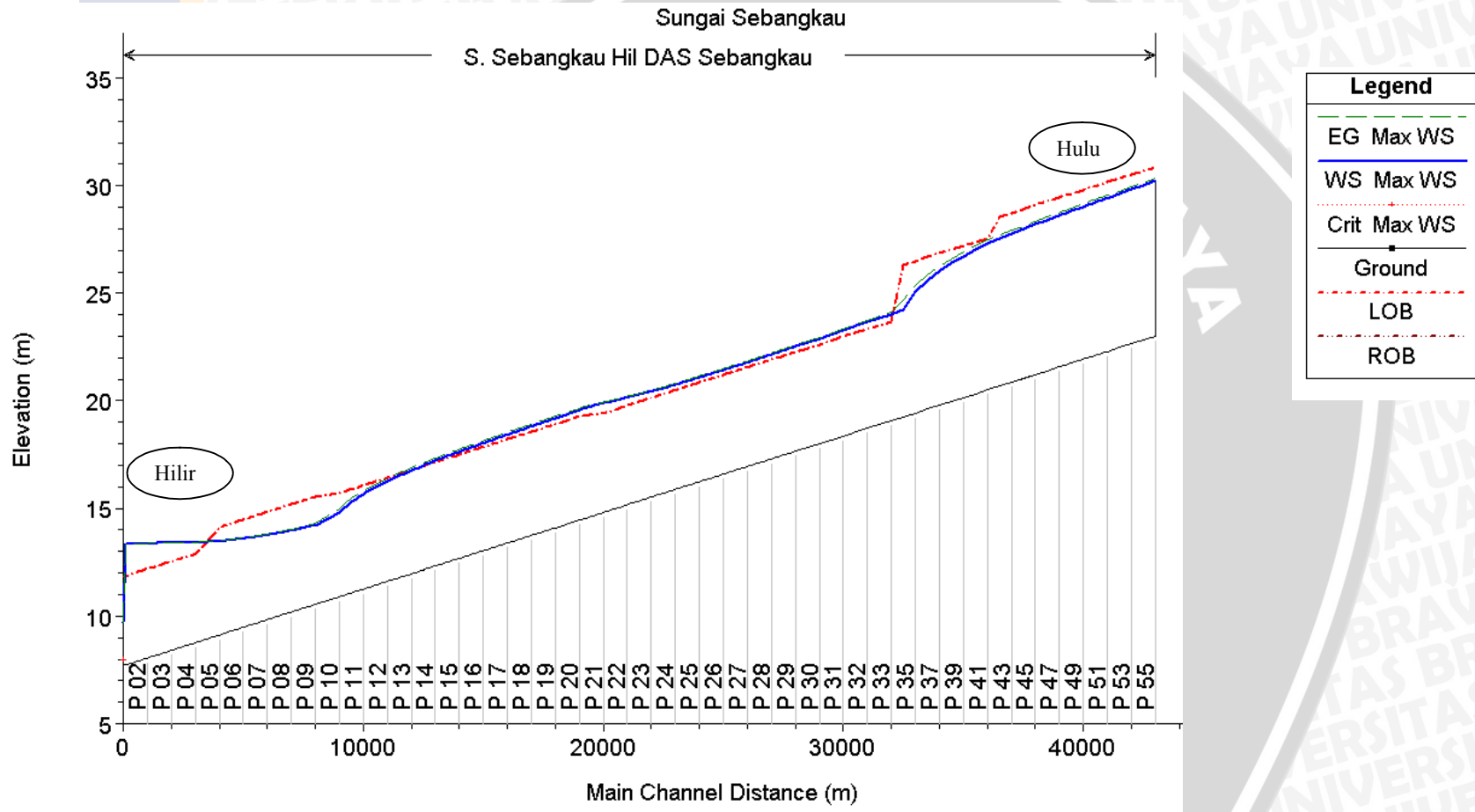
Gambar 4.17 Profil muka air dengan Q 10th
 Sumber : Analisa program HEC-RAS



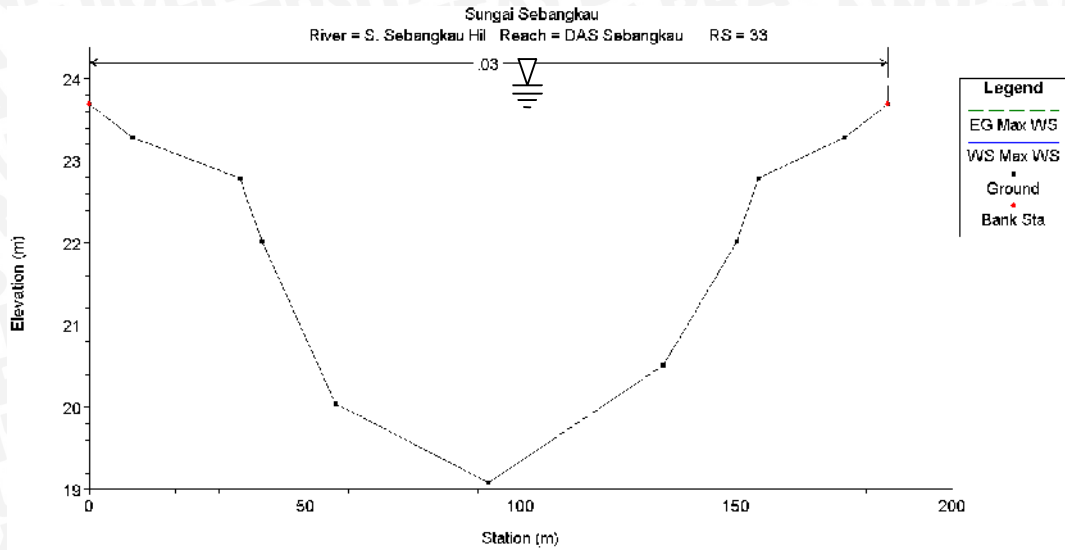
Gambar 4.18 Profil muka air dengan Q_{20th}
 Sumber : Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.19 Profil muka air dengan Q_{50} th
 Sumber : Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.20 Profil muka air dengan Q 100th
Sumber : Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.21 Tinggi limpasan di patok 33 pada program HEC-RAS saat $Q_{25\text{ Th}}$

Sumber : Analisa program HEC-RAS

Tabel 4.28 Penampang sungai yang meluber hasil running program HEC-RAS pada kondisi Eksisting

Debit	Patok-patok yang meluber
$Q_{1,01\text{th}}$	Tidak ada
$Q_{2\text{th}}$	Tidak ada
$Q_{5\text{th}}$	P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₃ , P ₂
$Q_{10\text{th}}$	P ₃₃ , P ₃₂ , P ₃₁ , P ₃₀ , P ₂₉ , P ₂₈ , P ₂₄ , P ₂₃ , P ₂₂ , P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₄ , P ₃ , P ₂
$Q_{20\text{th}}$	P ₃₃ , P ₃₂ , P ₃₁ , P ₃₀ , P ₂₉ , P ₂₈ , P ₂₇ , P ₂₆ , P ₂₅ , P ₂₄ , P ₂₃ , P ₂₂ , P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₁₇ , P ₁₆ , P ₄ , P ₃ , P ₂
$Q_{25\text{th}}$	P ₃₃ , P ₃₂ , P ₃₁ , P ₃₀ , P ₂₉ , P ₂₈ , P ₂₇ , P ₂₆ , P ₂₅ , P ₂₄ , P ₂₃ , P ₂₂ , P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₁₇ , P ₁₆ , P ₁₅ , P ₄ , P ₃ , P ₂
$Q_{50\text{th}}$	P ₃₃ , P ₃₂ , P ₃₁ , P ₃₀ , P ₂₉ , P ₂₈ , P ₂₇ , P ₂₆ , P ₂₅ , P ₂₄ , P ₂₃ , P ₂₂ , P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₁₇ , P ₁₆ , P ₁₅ , P ₁₄ , P ₄ , P ₃ , P ₂
$Q_{100\text{th}}$	P ₃₃ , P ₃₂ , P ₃₁ , P ₃₀ , P ₂₉ , P ₂₈ , P ₂₇ , P ₂₆ , P ₂₅ , P ₂₄ , P ₂₃ , P ₂₂ , P ₂₁ , P ₂₀ , P ₁₉ , P ₁₈ , P ₁₇ , P ₁₆ , P ₁₅ , P ₁₄ , P ₄ , P ₃ , P ₂

Sumber : Hasil Perhitungan

4.4. Upaya Penanganan

Dari hasil analisa profil muka air pada kondisi eksisting, dapat diketahui bahwa di beberapa daerah sepanjang alur Sungai Sebangkau merupakan daerah yang rawan terjadi banjir.

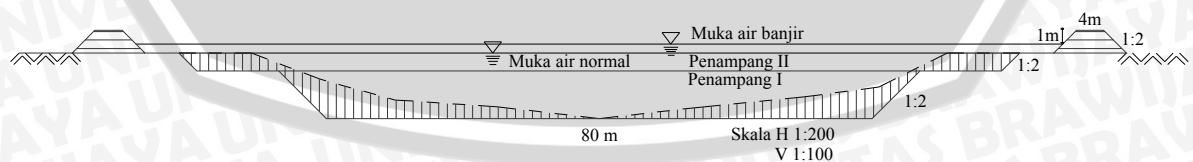
Dalam kajian ini perencanaan pengendalian banjir tidak hanya ditujukan untuk mengatasi masalah banjir yang tiap tahun terjadi di Sungai Sebangkau, akan tetapi juga direncanakan untuk mengatasi banjir dengan kala ulang 25 tahun sesuai dengan standar perencanaan perbaikan sungai.

Ada 2 alternatif perencanaan yang diusulkan dalam mengatasi masalah banjir di Sungai Sebangkau :

1. Perbaikan alur (perbaikan penampang) sungai dilakukan jika bentuk penampang sungai sempit dan tidak beraturan, dengan demikian aliran air sungai tidak akan terhambat.
2. Pembuatan tanggul di sisi sungai, yang mengalami limpasan, dilakukan jika penampang sungai tidak cukup untuk menampung debit yang lewat dengan kala ulang 25 tahun.

4.4.1. Rencana Perbaikan Alur

Rencana perbaikan alur yang dimaksud adalah dengan melakukan perbaikan penampang sungai yang sempit. Bentuk penampang sungai direncanakan trapesium berganda, penampang I digunakan untuk mengalirkan debit Q_{2th} , penampang II digunakan untuk mengalirkan debit Q_{25th} . Sementara untuk bagian hilir yang landai hanya menggunakan penampang tunggal. Dalam menentukan dimensi penampang sungai harus diperhatikan morfologi sungai yang sudah ada untuk menjaga agar aliran debit rendah tetap ada. Untuk elevasi dasar sungai tetap menggunakan elevasi eksisting, sehingga kemiringan sungai (slope) tidak berubah. Dimensi perencanaan perbaikan sungai akan dijelaskan pada 4.22.



Keterangan

Penampang I : Rencana untuk aliran Q_{2th}

Penampang I + II : Rencana untuk aliran Q_{25th}

Gambar 4.22 Dimensi perencanaan perbaikan penampang sungai

Dasar perencanaan perbaikan alur sungai adalah sebagai berikut :

a. Debit banjir rencana

Untuk memperoleh debit banjir rencana (Q_p), maka debit banjir hasil perhitungan ditambahkan dengan kandungan sedimen yang terdapat dalam aliran banjir

$$\begin{aligned} \text{Debit banjir rencana} &= 599.520 \text{ m}^3/\text{dt} \\ Q_p &= 1.1 \times 599.520 \\ &= 659.472 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

b. Kemiringan tebing sungai direncanakan 1 : 2. Kondisi ini menghindarkan tebing dari kelongsoran. Penampang I merupakan penampang yang bawah sedangkan penampang kedua adalah penampang bawah dan atas. Dalam perbaikan penampang terdapat berm 10 m.

Contoh perhitungan perbaikan penampang sungai pada cross section 33 :

- Untuk penampang I (Q_{2Th})

$$\begin{aligned} \text{Luas Penampang (A)} &= 306.82 \text{ m}^2 \\ \text{Kecepatan Aliran (V)} &= 1/n.R^{2/3}.S^{0.5} \\ &= 1/0.025 \times 2.716^{2/3} \times (0.00022715)^{0.5} \\ &= 1.482 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\text{Debit Penampang (Q)} = V \times A = 454 \text{ m}^3/\text{dt}$$

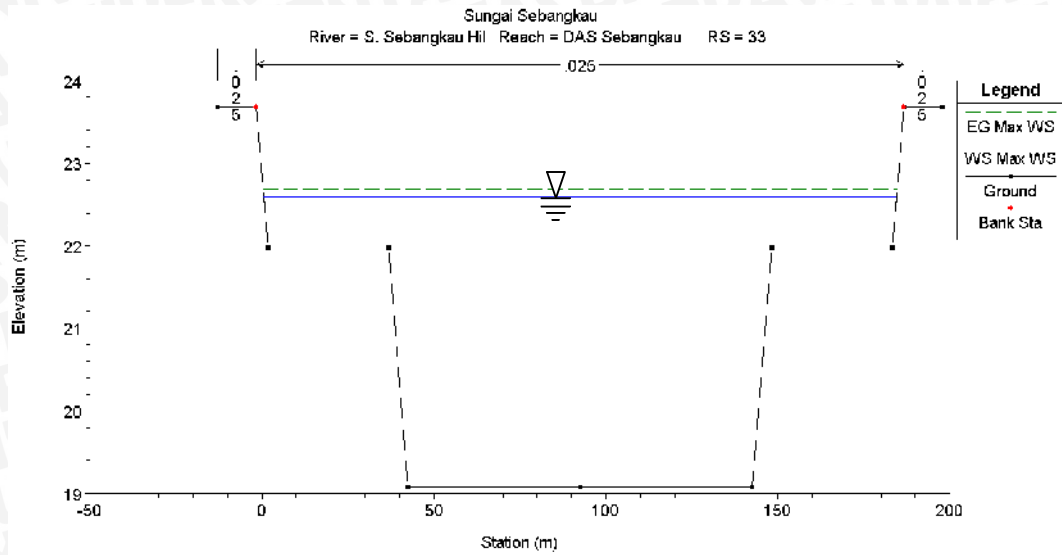
- Untuk penampang I + II (Q_{25th})

$$\begin{aligned} \text{Luas Penampang (A)} &= 306.82 + 314.5 = 621.32 \text{ m}^2 \\ \text{Kecepatan Aliran (V)} &= 1/n.R^{2/3}.S^{0.5} \\ &= 1/0.025 \times (3.260)^{2/3} \times (0.00022715)^{0.5} \\ &= 2.136 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

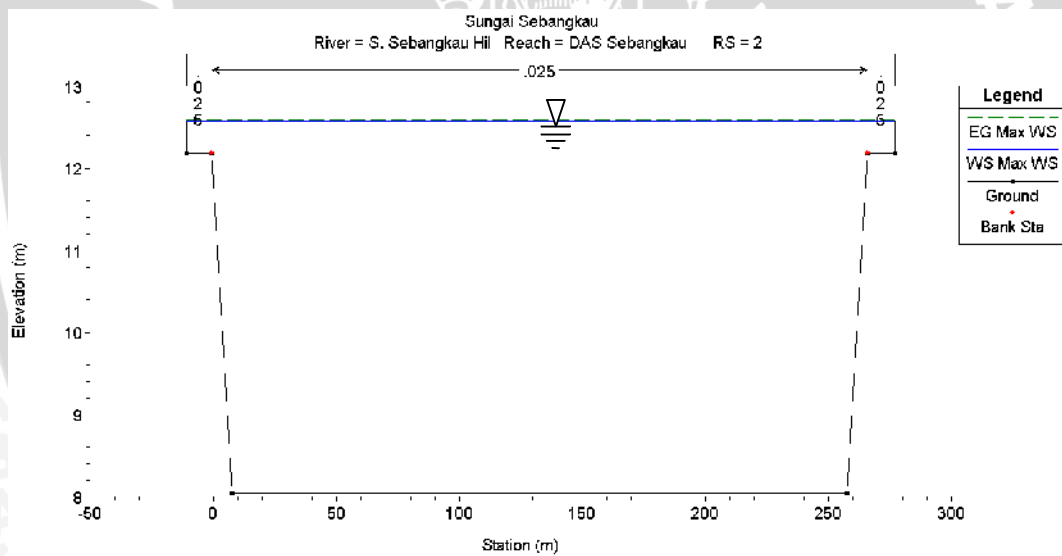
$$\text{Debit Penampang (Q)} = V \times A = 1327.166 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Jadi, kapasitas penampang yang direncanakan mencukupi untuk menampung debit dengan kala ulang 1 tahun untuk penampang I dan 25 tahun untuk penampang I + II.

Contoh pelebaran dasar sungai pada patok 33 dan patok 2 :



Gambar 4.23 Contoh kondisi sungai setelah dilakukan pelebaran penampang patok 33 pada Q_{25th}
 Sumber : Analisa program HEC-RAS



Gambar 4.24 Contoh kondisi sungai setelah dilakukan pelebaran penampang patok 2 pada Q_{25th}
 Sumber : Analisa program HEC-RAS

Setelah adanya pelebaran penampang sungai masih ada air sungai yang meluap pada Q_{25th} maka diupayakan penanganan selanjutnya dengan cara membuat tanggul disekitar daerah yang masih ada luapan banjir.

4.4.2. Perencanaan Tanggul

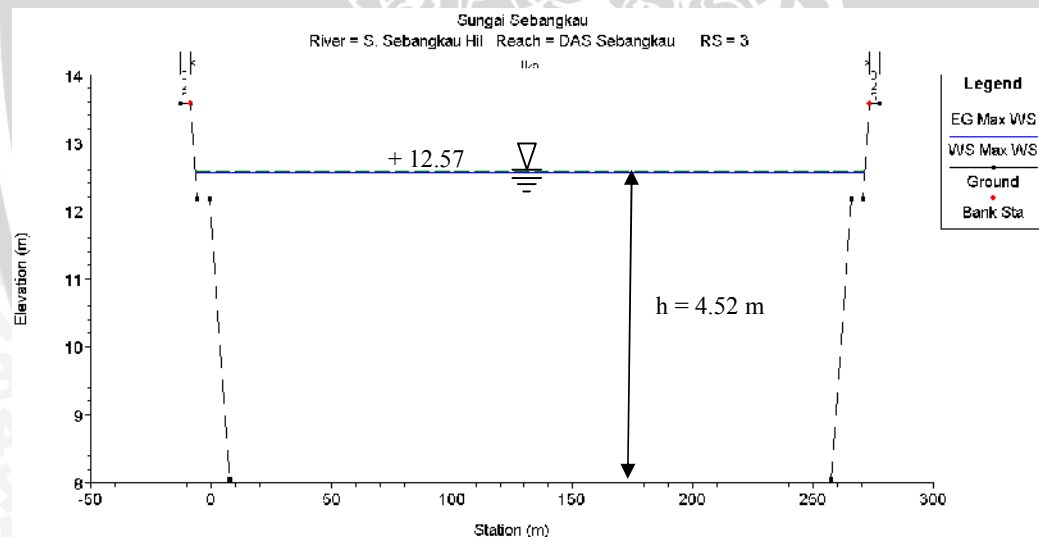
Sebelum merencanakan tanggul terlebih dahulu harus diperhatikan dengan teliti situasi sungai, sehingga dalam perencanaan pembuatan tanggul terutama penempatan

tanggul akan sesuai dengan situasi sungai sesungguhnya dan juga tidak mengganggu masyarakat sekitar.

Dasar perencanaan tanggul adalah sebagai berikut :

1. Debit Rencana : Q_{25th}
2. Debit Banjir Rancangan : 599.220 m³/dt
3. Slope : 0.00022715
4. Bahan : Urugan tanah
5. Tinggi tanggul : 1.49 m (el.muka air rencana + tinggi jagaan)
6. Tinggi jagaan : Sesuai dengan Tabel 2.8. (tinggi jagaan = 1m)
7. Kemiringan tanggul : 1 : 2
8. Kemiringan lereng : 1 : 2

Tanggul sungai direncanakan di sepanjang ruas sungai yang masih melimpas, yaitu pada patok 3 dan patok 2. Dimensi tanggul sungai disajikan pada gambar 4.25 dan selengkapmy di lampiran.



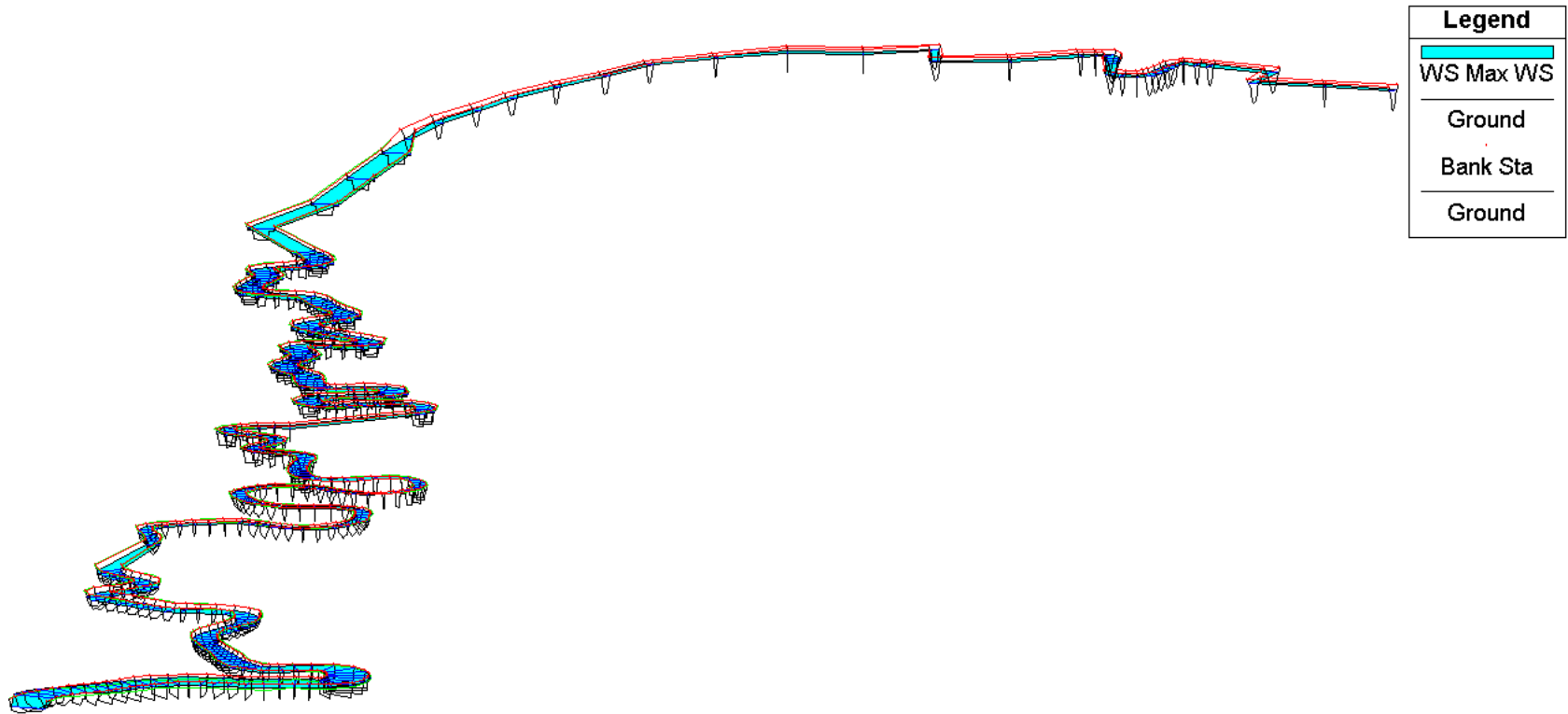
Gambar 4.25 Kondisi sungai setelah dibangun tanggul pada patok 2 pada 25th

Sumber : Analisa program HEC-RAS

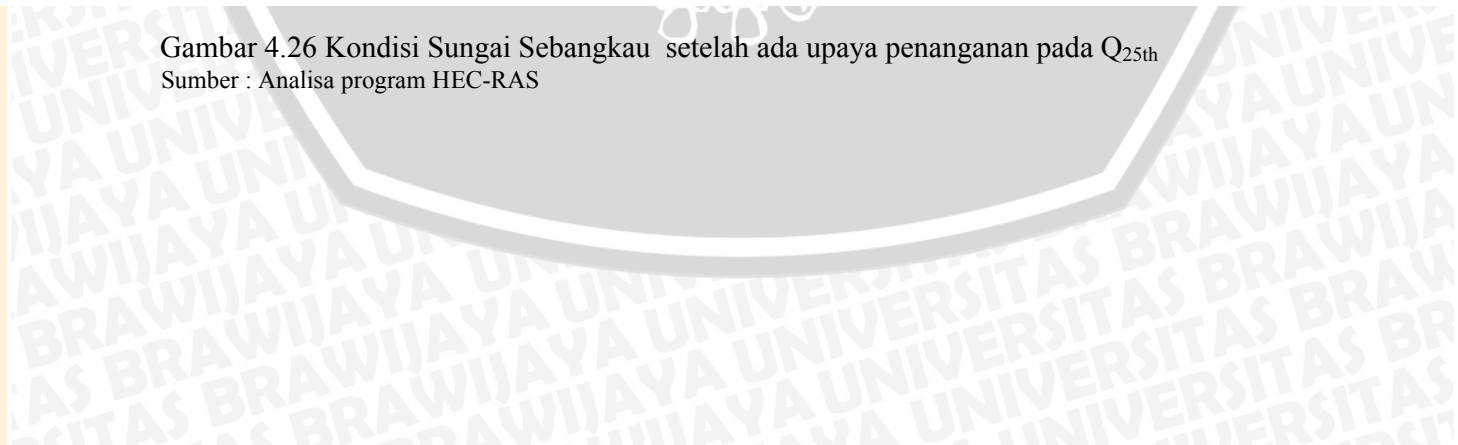
Setelah dilakukan upaya pembuatan tanggul dan perbaikan penampang sungai dapat diketahui bahwa kapasitas tampungan sungai Sebangkau mampu menampung aliran debit dengan kala ulang 25 tahun. Hal itu dapat dilihat pada gambar 4.25 dimana sudah tidak ada luberan. Untuk hasil selengkapnya akan ditampilkan pada gambar 4.26 dan 4.27.

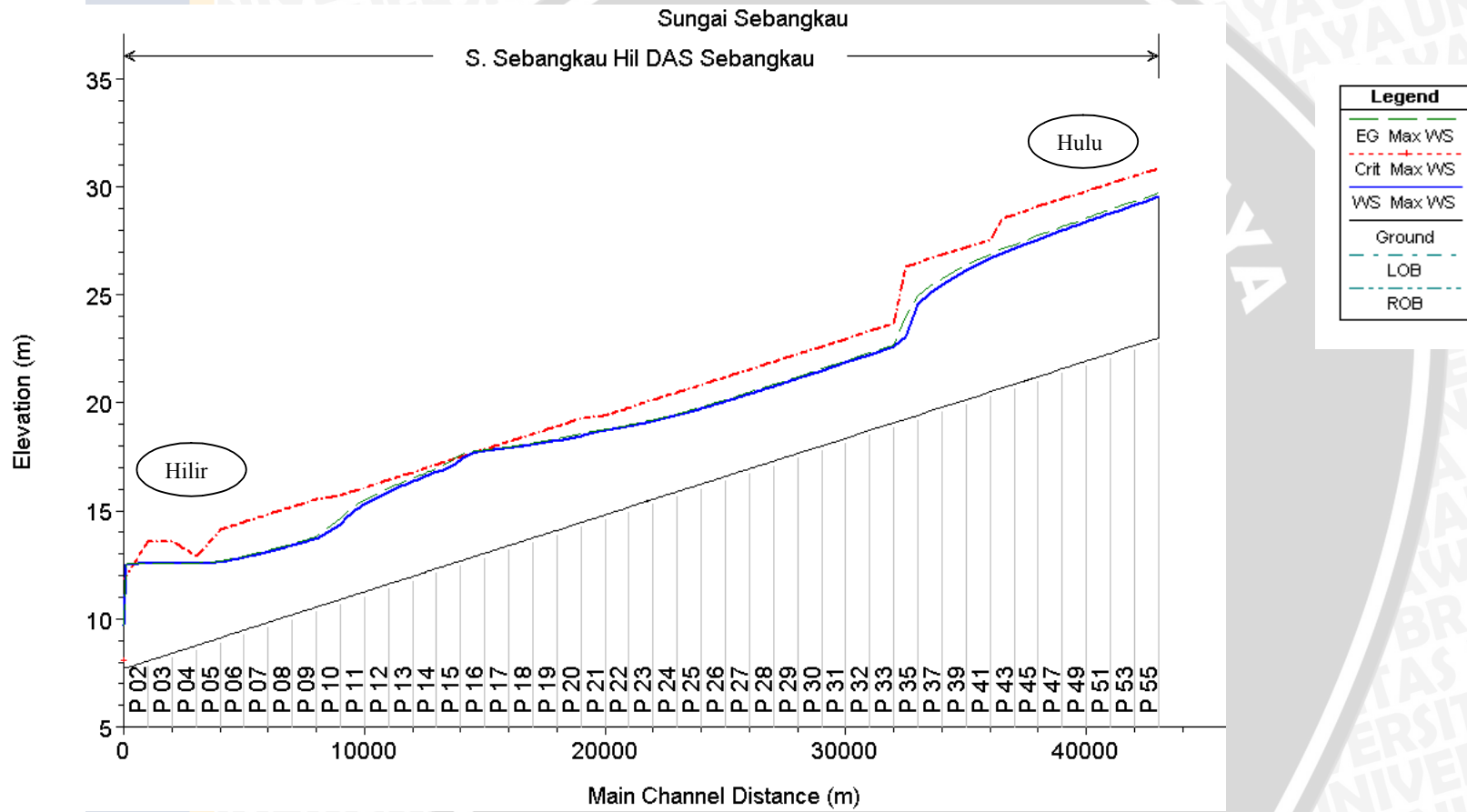


Sungai Sebangkau



Gambar 4.26 Kondisi Sungai Sebangkau setelah ada upaya penanganan pada Q_{25th}
 Sumber : Analisa program HEC-RAS



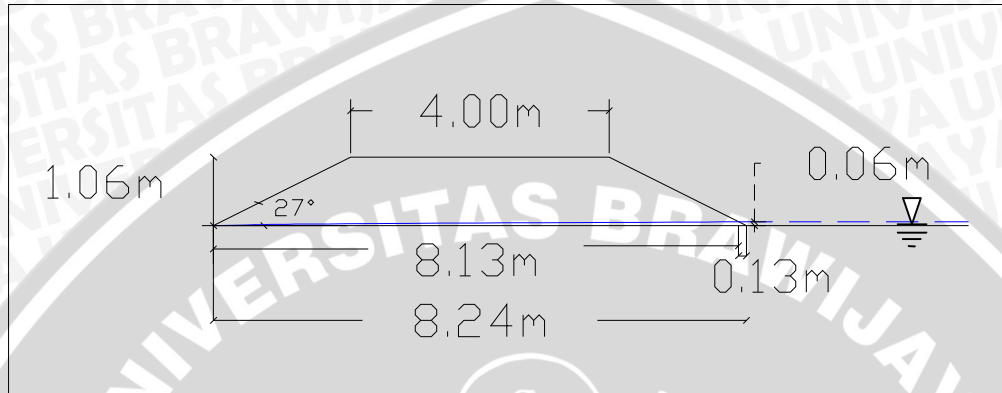


Gambar 4.27 Profil muka air Sungai Sebangkau setelah ada upaya penanganan Q_{25th}
 Sumber : Analisa program HEC-RAS

4.4.3. Stabilitas Tanggul

4.4.3.1. Formasi garis depresi

Bila terdapat aliran rembesan di dalam tubuh tanggul, maka untuk menganalisa aliran rembesan diperlukan suatu formasi garis depresi dengan menggunakan Metode Casagrande.



Gambar 4.28 Formasi garis depresi tanggul kiri patok 3

Contoh perhitungan dimensi tanggul kiri patok 3 :

tinggi muka air = $h = 0.06$ m

$$l_1 = 0.13 \text{ m}$$

$$l_2 = 8.13 \text{ m}$$

$$d = 0.3 l_1 + l_2 = 0.3 * 0.13 + 8.13 = 8.169 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} y_0 &= \sqrt{h^2 + d^2} - d \\ &= \sqrt{0.06^2 + 8.169^2} - 8.169 \\ &= 0.00022 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka garis parabola bentuk dasar (freatik) dapat diperoleh dengan persamaan :

$$\begin{aligned} y &= \sqrt{2y_0x + y_0^2} \\ y &= \sqrt{0.00044x + 0.0000005} \\ \alpha &= 27^\circ \end{aligned}$$

$$\alpha + \Delta\alpha = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

Apabila kemiringan sudut lereng $< 30^\circ$, maka harga a

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2}$$

$$= \frac{8.169}{\cos 27^\circ} - \sqrt{\left(\frac{8.169}{\cos 27^\circ}\right)^2 - \left(\frac{0.06}{\sin 27^\circ}\right)^2}$$

$$= 0.0009525$$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$0.0009525 + \Delta a = \frac{0.00022}{1 - \cos 27^\circ}$$

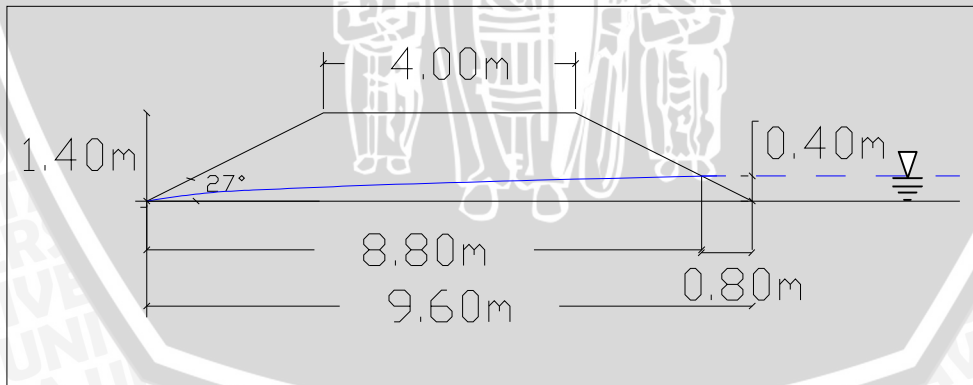
$$\Delta a = 0.00107 \text{ m}$$

Hasil perhitungan koordinat garis freatik dapat dilihat pada tabel 4.29 berikut.

Tabel 4.29 Nilai koordinat garis freatik tanggul kiri patok 3

x	y
0	0.0007
1	0.0210
2	0.0297
3	0.0364
4	0.0420
5	0.0469
6	0.0514
7	0.0555
8	0.0594
9	0.0630

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.29 Formasi garis depresi tanggul kiri patok 2

- Contoh perhitungan dimensi tanggul kiri patok 2:

tinggi muka air = $h = 0.40 \text{ m}$

$l_1 = 0.8 \text{ m}$

$l_2 = 8.8 \text{ m}$

$$d = 0.3 l_1 + l_2 = 0.3 * 0.4 + 8.8 = 9.04 \text{ m}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$= \sqrt{0.40^2 + 9.04^2} - 9.04$$

$$= 0.0088 \text{ m}$$

Maka garis parabola bentuk dasar (freatik) dapat diperoleh dengan persamaan :

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2}$$

$$y = \sqrt{0.0177x + 0.00007744}$$

$$\alpha = 27^\circ$$

$$\alpha + \Delta\alpha = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

Apabila kemiringan sudut lereng $< 30^\circ$, maka harga a

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\left(\frac{d}{\cos \alpha}\right)^2 - \left(\frac{h}{\sin \alpha}\right)^2}$$

$$= \frac{9.04}{\cos 27^\circ} - \sqrt{\left(\frac{9.04}{\cos 27^\circ}\right)^2 - \left(\frac{0.40}{\sin 27^\circ}\right)^2}$$

$$= 0.03833$$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$0.03833 + \Delta a = \frac{0.00088}{1 - \cos 27^\circ}$$

$$\Delta a = 0.04282 \text{ m}$$

Hasil perhitungan koordinat garis freatik dapat dilihat pada tabel 4.20 berikut.

Tabel 4.30 Nilai koordinat garis freatik tanggul kiri patok 2

x	y
0	0.0088
1	0.1333
2	0.1883
3	0.2305
4	0.2662
5	0.2975
6	0.3259
7	0.3520
8	0.3763

Sumber : Hasil Perhitungan

4.4.3.2. Analisis Stabilitas Lereng Sungai Sebangkau dengan Metode *Fellenius*

Analisis dilakukan dengan menggunakan metode irisan bidang luncur bundar *Fellenius*, contoh langkah pengerjaan stabilitas lereng pada patok 3 adalah sebagai berikut :

1. Menentukan jari-jari bidang longsor (r) sehingga tepi lingkaran menyinggung dasar pondasi dan mengenai semua jenis material timbunan tubuh bendungan. Pada penggambaran yang dilakukan didapatkan bidang longsor dengan $R = 13.115$ m.
2. Membagi bidang longsor menjadi beberapa bagian sama lebar, kemudian masing-masing pias dihitung luas (A) dan gaya beratnya (W). Untuk pias 1, dari gambar bidang longsor didapatkan bahwa.

$$A = 2.4009 \text{ m}^2$$

$$W = A \cdot \gamma = 2.4009 \cdot 1.50 \\ = 3.601 \text{ ton/m}$$

3. Menentukan sudut yang dibentuk oleh jari-jari bidang longsor (α) dengan arah gaya berat masing-masing pias. Untuk pias 1, dari gambar bidang longsor didapatkan bahwa $\alpha_1 = -32.59^\circ$
4. Menghitung momen yang menyebabkan geser pada bidang longsor tanggul. Untuk pias 1 perhitungan sebagai berikut.

$$T = W \cdot \sin \alpha_1 \\ = 3.601 \cdot \sin -32.59^\circ \\ = -1.940 \text{ ton/m}$$

5. Menghitung momen yang menahan bidang longsor pada tanggul. Untuk pias 1 perhitungan sebagai berikut.

$$N' = N \cdot \tan \phi \\ N = W \cdot \cos \alpha = 3.601 \cdot \cos -32.59^\circ \\ = 3.034 \text{ ton/m}$$

$\tan \phi$ adalah tangen sudut geser yang tergantung dari jenis bahan timbunan, $\phi = 26^\circ$.

$$N' = 3.034 \cdot \tan 26^\circ \\ = 1.480 \text{ ton/m}$$

6. Menghitung angka kohesi tiap pias

$$C' = C \cdot 1$$

$$= C \cdot \frac{b}{\cos \alpha}$$

C adalah angka kohesi tergantung jenis bahan timbunan, untuk batu urugan nilai

$C = 1.8 \text{ ton/m}^2$, sedangkan b adalah lebar masing – masing pias.

$$= 1.8 \cdot \frac{2}{\cos (-32.59^\circ)}$$

$$= 2.136 \text{ ton/m}$$

7. Prosedur perhitungan di atas diulang sampai semua pias yang membentuk bidang longsor dihitung, selanjutnya mencari nilai faktor keamanan (SF) jika

$W \cos \alpha = N$ dan $W \sin \alpha = T$, maka :

$$SF = \frac{\sum \{C \cdot l + (N - U - N_e) \cdot \tan \phi\}}{\sum (T + T_e)}$$

Nilai U muncul ketika waduk terisi air, nilai N_e dan T_e muncul ketika kondisi gempa. Pada perhitungan kali ini, kondisinya kosong dan keadaan normal sehingga :

$$SF = \frac{\sum \{C \cdot l + N \cdot \tan \phi\}}{\sum T}$$

$$= \frac{21.180 + 62.969}{25.130}$$

$$SF = 3.349$$

Selengkapnya perhitungan stabilitas lereng tanggul Sungai Sebangkau dapat dilihat pada Tabel 4.29 dan 4.30 dengan data material timbunan sebagai berikut :

Material timbunan, $\gamma_d = 1.50 \text{ ton/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}} = 1.950 \text{ ton/m}^3$ kohesi (c) = 1.8 ton/m^2 dan sudut geser (ϕ) = 26° .

GAMBAR 4.30
UNIVERSITAS BRAWIJAYA





Tabel 4.31







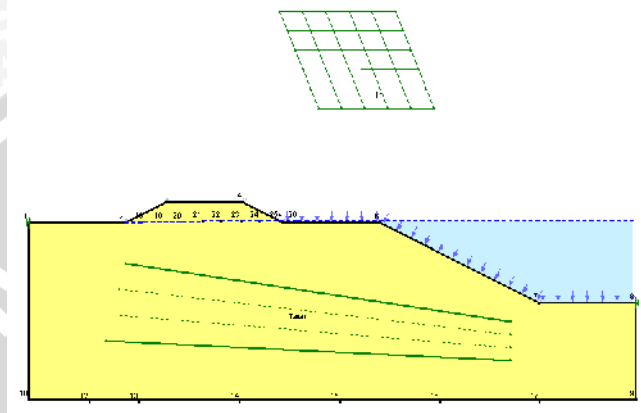
Label 4.34



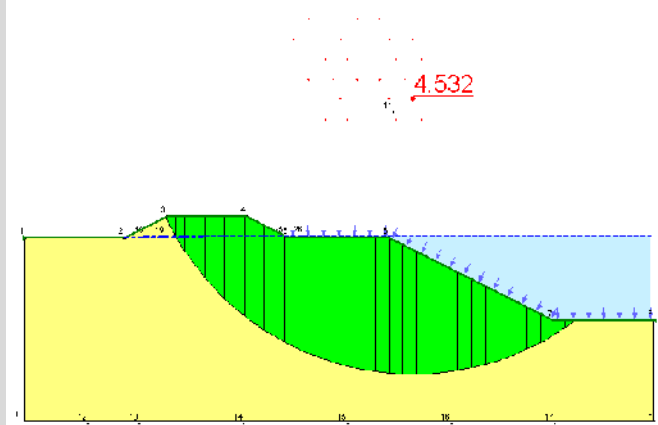
4.4.3.3. Stabilitas lereng dengan menggunakan program Geo Slope Student Version

Untuk perhitungan stabilitas lereng tanggul digunakan program geoslope student version yang dalam perhitungannya menggunakan metode *Bishop*, *Janbu*, dan *Ordinary (Fellenius)*.

Hasil perhitungan nilai keamanan minimum (*safety factor*) tanggul kiri dalam kondisi muka air banjirdilihat pada tabel 4.35 – 4.40.



Gambar 4.32 Stabilitas lereng patok 3 Sungai Sebangkau pada kondisi banjir

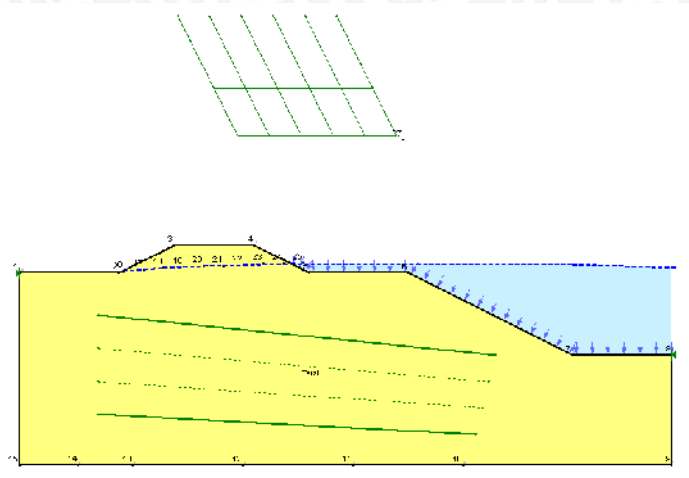


Gambar 4.33 . Bidang longsor patok 3 Sungai Sebangkau pada kondisi banjir

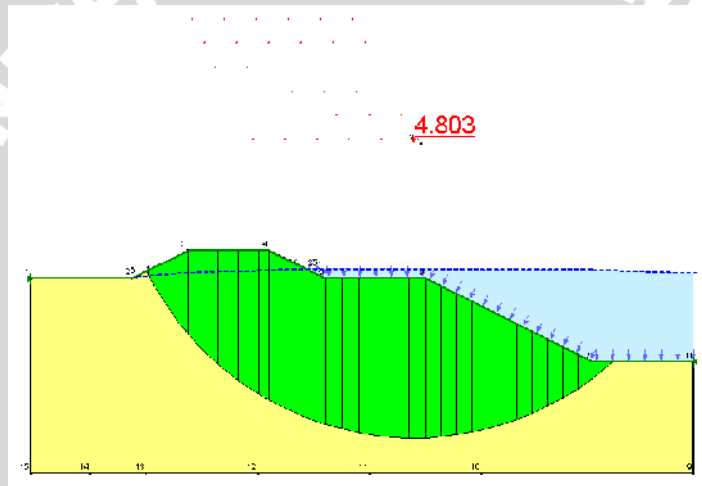
Tabel 4.35 Nilai keamanan minimum (*safety factor*) lereng dan tanggul patok 3

Minimum Factor of Safety	
Method	Factor
Ordinary	4.532
Bishop	5.573
Janbu	4.928

Slip Surface #: 14 of 14
Searching for Critical Slip Surface

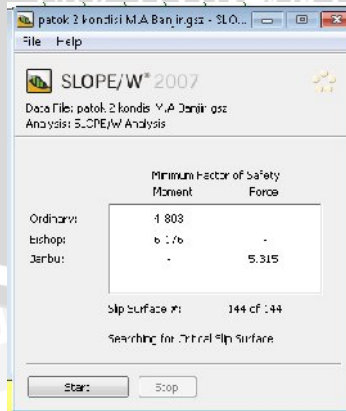


Gambar 4.34 Stabilitas lereng patok 2 Sungai Sebangkau pada kondisi banjir

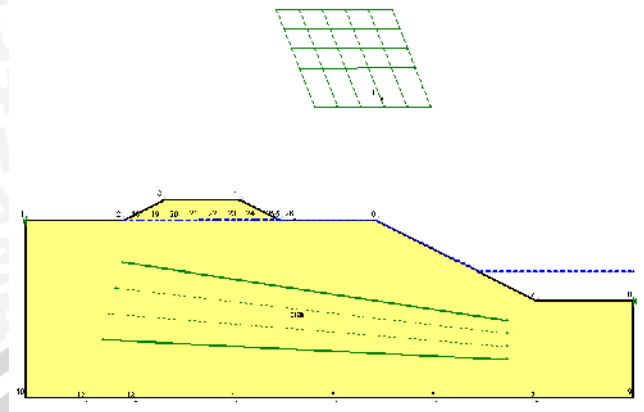


Gambar 4.35 Bidang longsor patok 2 Sungai Sebangkau pada kondisi banjir

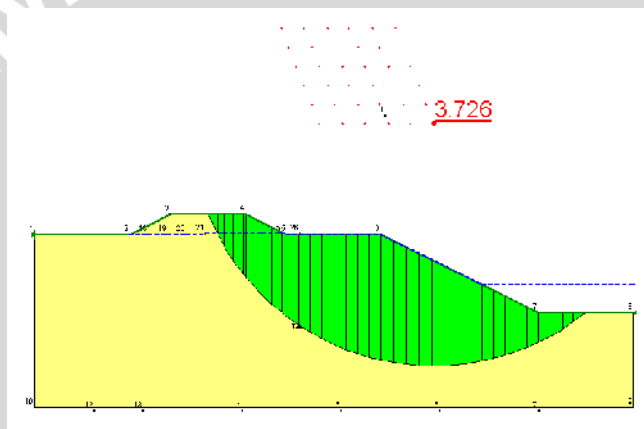
Tabel 4.36 Nilai keamanan minimum (*safety factor*) lereng dan tanggul patok 2



4.4.3.4. Stabilitas Tanggul dengan Kondisi *Rapid Drawdown* Sungai Sebangkau



Gambar 4.36 Stabilitas lereng patok 3 Sungai Sebangkau pada kondisi Rapid Drawdown



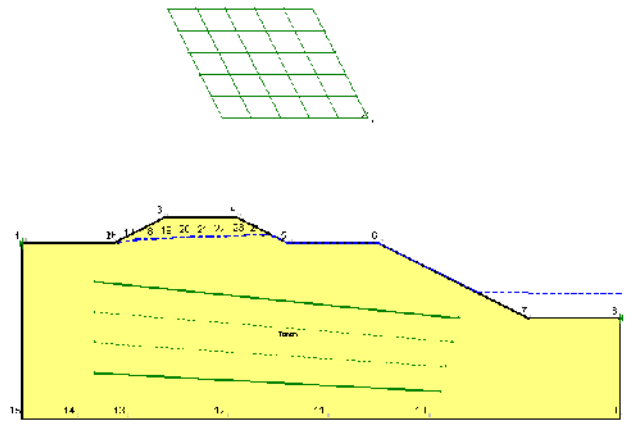
Gambar 4.37 Bidang longsor patok 3 Sungai Sebangkau pada kondisi Rapid Drawdown

Tabel 4.37 Nilai keamanan minimum (*safety factor*) lereng dan tanggul patok 3

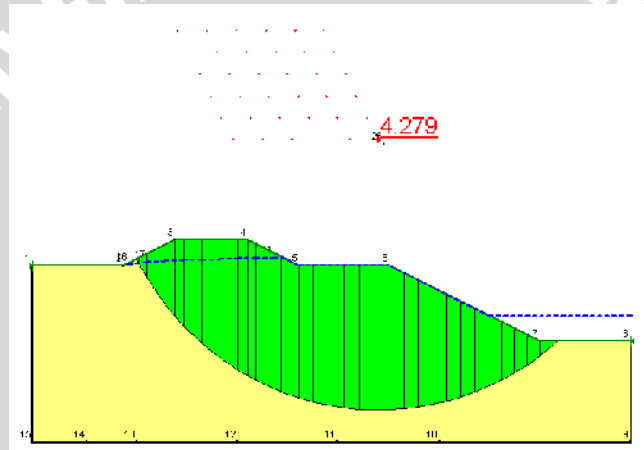
Minimum factor of safety	
Method	Factor
Ordinary	3.726
Bishop	4.042
Janbu	3.994

Slip Surface #: 144 of 144
Searching for Critical Slip Surface

Keterangan :
Asumsi penurunan air = $\frac{1}{3} h_{ma}$



Gambar 4.38 Stabilitas lereng patok 2 Sungai Sebangkau pada kondisi Rapid Drawdown



Gambar 4.39 Bidang longsorlan patok 2 Sungai Sebangkau pada kondisi Rapid Drawdown

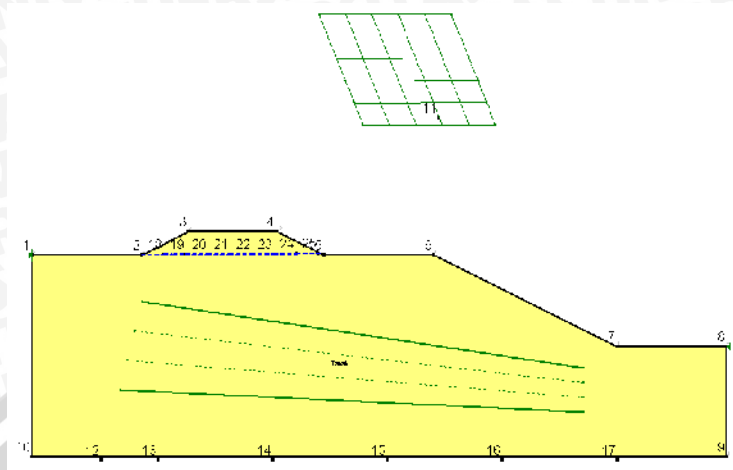
Tabel 4.8 Nilai keamanan minimum (*safety factor*) lereng dan tanggul patok 2

Minimum Factor of Safety	
Moment	Force
Ordinary:	1.270
Earth:	4.711
Janbu:	1.080

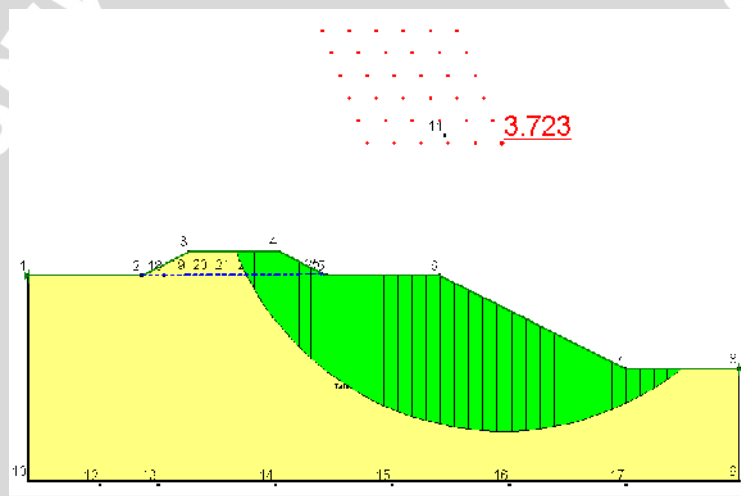
Min. Surface #: 144 of 144
Searching for Critical Slo Surfaces

Keterangan :
Asumsi penurunan air = $\frac{1}{3} h_{ma}$

4.4.3.5. Stabilitas Tanggul dengan Kondisi Tanpa Ada Air Sungai



Gambar 4.40 Stabilitas lereng patok 3 Sungai Sebangkau pada kondisi tanpa ada air



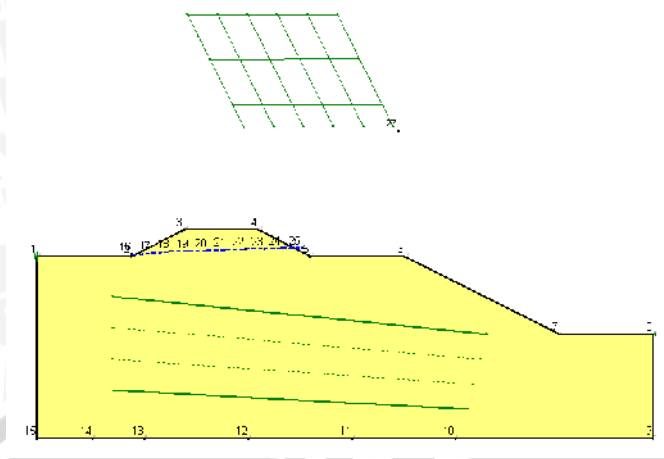
Gambar 4.41 Bidang longsor patok 3 Sungai Sebangkau pada kondisi tanpa ada air

Tabel 4.39 Nilai keamanan minimum (*safety factor*) lereng dan tanggul patok 3

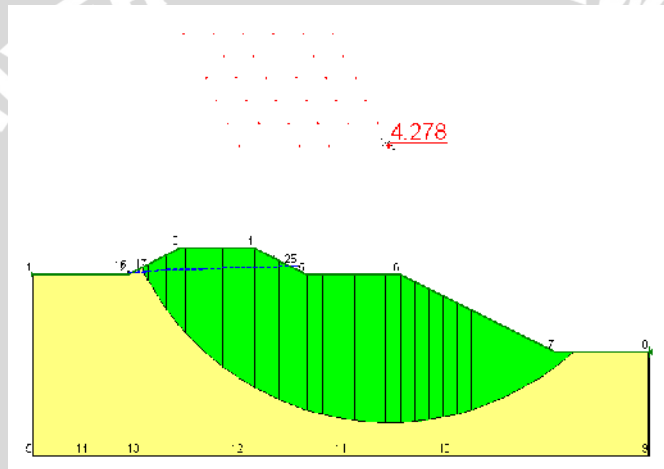
	Minimum Factor of Safety	
	Moment	Force
Ordinary:	3.723	-
Bishop:	4.036	-
Jarbu:	-	3.583

Slip Surface #: 144 of 144
Searching for Critical Slip Surface

Start Stcp



Gambar 4.42 Stabilitas lereng patok 2 Sungai Sebangkau pada kondisi tanpa ada air



Gambar 4.43 Bidang longsor patok 2 Sungai Sebangkau pada kondisi tanpa ada air

Tabel 4.40 Nilai keamanan minimum (*safety factor*) lereng dan tanggul patok 2

Minimum Factor of Safety	
	Moment Force
Ordinary:	4.278 -
Bishop:	4.711 -
Janbu:	- 4.050

Slip Surface #: 144 of 144
Searching for Critical Slip Surface

Start Stop

Tabel 4.32 Rekapitulasi hasil analisis stabilitas lereng Sungai Sebangkau dengan menggunakan metode Fellenius secara manual dan *Geo studio Slope*

No. Patok	Kondisi	Metode manual Fellenius	Metode Geo Studio Slope			Keterangan
			Fellenius	Bishop	Janbu	
Patok 3	Muka air banjir	3.592	4.532	5.573	4.929	Aman
Patok 2		3.578	4.803	6.176	5.315	Aman
Patok 3	Kosong tanpa air	3.349	3.723	4.036	3.583	Aman
Patok 2		3.342	4.278	4.711	4.08	Aman
Patok 3	Rapid Drawdown		3.726	4.041	3.584	Aman
Patok 2			4.275	4.711	4.08	Aman

Sumber : Perhitungan

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

4.5. Analisa Sensitivitas

Karena tidak adanya data debit untuk mengkalibrasi HEC-RAS, maka dilakukan analisa sensitivitas dengan menggunakan dua variabel yaitu debit dan koefisien manning yang dianggap berpengaruh pada data input HEC-RAS. Perubahan analisa sensitivitas selengkapnya akan ditampilkan pada Tabel 4.33.

Tabel 4.33 Matrik analisa sensitivitas sungai Sebangkau

Perlakuan	variabel
P ₁	debit tetap, manning tetap (Q _{25 th})
P ₂	10 % kenaikan debit, manning tetap
P ₃	5 % kenaikan debit, manning tetap
P ₄	5 % penurunan debit, manning tetap
P ₅	10% penurunan debit, manning tetap
P ₆	10 % kenaikan manning, debit tetap
P ₇	5 % kenaikan manning, debit tetap
P ₈	5 % penurunan manning, debit tetap
P ₉	10 % penurunan manning, debit tetap

Sumber : Perhitungan

Contoh perhitungan analisa sensitivitas pada perlakuan 2 :

$$1. \frac{\text{Abs (Muka air normal (P}_1\text{) – muka air naik (P}_2\text{))} * 100 \%}{\text{Muka air normal (P}_1\text{)}} = \frac{13.16 - 13.67}{13.16} * 100\% = 3.88\%$$

Perhitungan selanjutnya akan disajikan dalam tabel 4.34.

Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa debit memiliki unsur sensitivitas yang lebih tinggi daripada manning, dimana pada kenaikan debit 10% terjadi kenaikan tinggi muka air dari elevasi 13.16 m menjadi elevasi 13.67 m dengan kesalahan absolut relative sebesar 3.88%. Sedangkan pada kenaikan manning 10 %, tinggi muka air dari elevasi 13.16 m menjadi 13.19 m dengan kesalahan absolut relative 0.23%.



Tabel 4.43 Rekapitulasi analisa sensitivitas sungai Sebangkau

Perlakuan	Patok	Kondisi eksisting			Kondisi normalisasi			Kondisi tanggul		
		Muka air	Jumlah patok melimpas	KAR (%)	Muka air	Jumlah patok melimpas	KAR (%)	Muka air	Jumlah patok melimpas	KAR (%)
P ₁	Patok 3	13.16	22	-	12.59	2	-	12.60	0	-
	Patok 2	13.14		-	12.58		-	12.58		-
P ₂	Patok 3	13.67	24	3.88	13.14	5	4.37	13.13	3	4.21
	Patok 2	13.65		3.88	13.12		4.29	13.12		4.29
P ₃	Patok 3	13.42	23	1.98	12.87	3	2.22	12.87	1	2.14
	Patok 2	13.40		1.98	12.86		2.23	12.86		2.23
P ₄	Patok 3	12.90	16	1.98	12.30	1	2.30	12.31	0	2.30
	Patok 2	12.88		1.98	12.80		1.75	12.20		3.02
P ₅	Patok 3	12.65	4	3.88	12.04	0	4.37	12.05	0	4.37
	Patok 2	12.62		3.96	12.02		4.45	12.04		4.29
P ₆	Patok 3	13.19	24	0.23	12.75	4	1.27	12.76	2	1.27
	Patok 2	13.16		0.15	12.74		1.27	12.74		1.27
P ₇	Patok 3	13.18	23	0.15	12.68	2	0.71	12.69	0	0.71
	Patok 2	13.16		0.15	12.66		0.64	12.67		0.72
P ₈	Patok 3	13.12	20	0.30	12.48	1	0.87	12.49	0	0.87
	Patok 2	13.10		0.30	12.47		0.87	12.48		0.79
P ₉	Patok 3	13.06	5	0.76	12.35	1	1.91	12.36	0	1.90
	Patok 2	13.03		0.84	12.33		1.99	12.35		1.83

Sumber : Perhitungan

Keterangan:

$$\text{KAR (Kesalahan Absolute Relative)} = \frac{\text{Abs(muka air normal (P}_1\text{)-muka air naik/turun (P}_n\text{))}}{\text{muka air normal (P}_1\text{)}} * 100\%$$

