

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Hujan Harian Maksimum DAS Cirasea

Hujan harian maksimum dianalisis menggunakan metode Rerata Aritmatik (Aljabar). Terdapat 2 stasiun hujan yang dipakai dalam penelitian ini, yaitu stasiun hujan Cipaku dan stasiun hujan Ciparay. Ketersediaan data dari kedua stasiun adalah dari tahun 2002 sampai 2013. Hasil analisis hujan harian maksimum dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Data Hujan Harian Maksimum Tahunan

No	Kejadian			Stasiun Hujan		Hujan	Max
				Cipaku	Ciparay	Rata-Rata	
	Tahun	Tanggal	Bulan	mm	mm	mm	
1	2002	21	April	83	36	59,5	59,5
		28	Maret	8	58	33	
2	2003	8	Des	86	19	52,5	54
		25	Nov	40	68	54	
3	2004	14	Jan	76	0	38	38
		1	Des	9	56	32,5	
4	2005	1	April	71	12	41,5	43
		5	April	15	71	43	
5	2006	8	Des	86	54	70	70
		8	Jan	11	69	40	
6	2007	14	Jan	76	0	38	44,5
		7	Nov	6	83	44,5	
7	2008	9	Maret	74	41	57,5	74
		4	Des	38	110	74	
8	2009	24	Des	83	29	56	63
		6	Okt	52	74	63	
9	2010	19	Maret	82	52	67	67
		12	Feb	38	95	66,5	
10	2011	25	Des	94	0	47	47
		3	Des	8	72	40	
11	2012	1	Mei	98	11	54,5	64,25
		24	Des	27	101,5	64,25	
12	2013	16	April	86	48	67	78,25
		2	Jan	52	104,5	78,25	

5.2 Analisis Frekuensi

Tujuan dari analisis frekuensi adalah berkaitan dengan besarnya peristiwa-peristiwa ekstrim yang berkaitan dengan frekuensi kejadian melalui penerapan distribusi kemungkinan. Dalam ilmu hidrologi ada 4 metode yang banyak digunakan untuk analisis frekuensi, yaitu distribusi Normal, Log Normal, Gumbel, dan Log Pearson III.

5.2.1 Parameter Statistik

Untuk mengetahui jenis metode yang akan digunakan dalam analisis frekuensi, data hujan diolah dengan cara statistik. Dalam statistik dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisis data yang meliputi rata-rata, standar deviasi (s), derajat kemencengan, koefisien asimetri (C_s), koefisien kurtosis (C_k), dan koefisien variasi (C_v). Berikut perhitungan nilai parameter statistik yang diperoleh pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Perhitungan Parameter Statistik Hujan

Tahun	Hujan (xi)	$(xi-\bar{x})$	$(xi-\bar{x})^2$	$(xi-\bar{x})^3$	$(xi-\bar{x})^4$
2002	59,50	0,958	0,918	0,880	0,843
2003	54,00	-4,542	20,627	-93,680	425,462
2004	38,00	-20,542	421,960	-8667,763	178050,300
2005	43,00	-15,542	241,543	-3753,987	58343,215
2006	70,00	11,458	131,293	1504,404	17237,958
2007	44,50	-14,042	197,168	-2768,573	38875,379
2008	74,00	15,458	238,960	3693,924	57101,915
2009	63,00	4,458	19,877	88,617	395,085
2010	67,00	8,458	71,543	605,138	5118,458
2011	47,00	-11,542	133,210	-1537,466	17744,923
2012	64,25	5,708	32,585	186,006	1061,787
2013	78,25	19,708	388,418	7655,079	150868,856
Jumlah	702,5	0,000	1898	-3087,42	525224

Dari Tabel 5.2 dapat dihitung faktor-faktor uji distribusi sebagai berikut.

1. Nilai rata-rata (X_{rt})

$$X_{rt} = \frac{1}{n} \sum Xi$$

$$X_{rt} = \frac{1}{12} (702,5)$$

$$X_{rt} = 58,5$$

2. Standar deviasi (s)

$$s = \sqrt{\frac{\sum(X_i - X_{rt})^2}{n - 1}}$$

$$s = \sqrt{\frac{1898}{12 - 1}}$$

$$s = 13,14$$

3. Koefisien variasi (C_v)

$$C_v = \frac{s}{X_{rt}}$$

$$C_v = \frac{13,14}{58,5}$$

$$C_v = 0,22$$

4. Koefisien kemencengan (C_s)

$$C_s = \left[\frac{n}{(n-1)(n-2)} \right] \left[\frac{\sum(X_i - X_{rt})^3}{n-1} \right]$$

$$C_s = \left[\frac{12}{(12-1)(12-2)} \right] \left[\frac{-3087,42}{12-1} \right]$$

$$C_s = -0,19$$

5. Koefisien kurtosis (C_k)

$$C_k = \left[\frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)} \right] \left[\frac{\sum(X_i - X_{rt})^4}{s^4} \right]$$

$$C_k = \left[\frac{12^2}{(12-1)(12-2)(12-3)} \right] \left[\frac{525224}{13,14^4} \right]$$

$$C_k = 2,57$$

5.2.2 Pemilihan Distribusi Hujan

Setelah dilakukan perhitungan parameter statistik, maka tahap selanjutnya adalah jenis distribusi berdasarkan parameter statistik yang telah dihitung sebelumnya. Analisis distribusi hujan dilakukan untuk memperoleh probabilitas besaran hujan yang akan terjadi diwaktu yang akan datang berdasarkan kejadian hujan yang telah lalu. Ada empat jenis sebaran yang biasa digunakan yaitu Normal, Log Normal, Gumbel, dan Log Pearson III. Pemilihan distribusi yang sesuai dapat dilihat pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Pemilihan Jenis Distribusi yang Sesuai

No	Distribusi	Syarat	Hasil	Status
1	Normal	$(X_{rt} \pm S) = 68,27\%$	83,33%	No
		$(X_{rt} \pm 2S) = 95,44\%$	100%	No
		$C_s \approx 0$	-0,19	No
		$C_k \approx 3$	2,57	No
2	Log Normal	$C_s = 0,68$	-0,19	No
		$C_k = 3,84$	2,57	No
3	Gumbel	$C_s = 1,14$	-0,19	No
		$C_k = 5,4$	2,57	No
4	Log Pearson III	Selain dari nilai diatas		Ok

Dari hasil perbandingan syarat dan hasil perhitungan, didapatkan jenis distribusi yang sesuai dengan syarat yaitu Distribusi Log Pearson III.

5.2.3 Analisis Curah Hujan Rancangan Distribusi Log Pearson III

Analisis distribusi Log Pearson III menggunakan persamaan yang telah dijelaskan pada bab III. Perhitungan analisis Log Pearson III dapat dilihat sebagai berikut ini.

Pada tabel di bawah ini merupakan hasil perhitungan variabel masukan dari persamaan Log Pearson III. Analisis parameter statistik distribusi Log Pearson III dapat dilihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Perhitungan Variabel Masukan Log Pearson III

No.	Tahun	P, mm (x)	$\log X$	$\log X - \log X_{rt}$	$(\log X - \log X_{rt})^2$	$(\log X - \log X_{rt})^3$
1	2002	60	1,775	0,018	0,0003	0,00001
2	2003	54	1,732	-0,024	0,0006	-0,00001
3	2004	38	1,580	-0,177	0,0313	-0,00555
4	2005	43	1,633	-0,123	0,0152	-0,00188
5	2006	70	1,845	0,088	0,0078	0,00069
6	2007	45	1,648	-0,108	0,0118	-0,00128
7	2008	74	1,869	0,112	0,0126	0,00142
8	2009	63	1,799	0,043	0,0018	0,00008
9	2010	67	1,826	0,069	0,0048	0,00033
10	2011	47	1,672	-0,085	0,0072	-0,00061
11	2012	64	1,808	0,051	0,0026	0,00013
12	2013	78	1,893	0,137	0,0187	0,00255
Jumlah			21,082	0,000	0,1147	-0,00411

Berdasarkan perhitungan yang ada di Tabel 5.4 maka parameter statistik dari Log Pearson III dapat dihitung sebagai berikut.

1. Nilai rata-rata ($\log X_{rt}$)

$$\log X_{rt} = \frac{1}{n} \sum \log X$$

$$\log X_{rt} = \frac{1}{12} (21,082)$$

$$\log X_{rt} = 1,757$$

2. Standar deviasi (slogX)

$$s\log X = \sqrt{\frac{\sum (X - \log X_{rt})^2}{n - 1}}$$

$$s\log X = \sqrt{\frac{0,1147}{12 - 1}}$$

$$s\log X = 0,1021$$

3. Koefisien kemencengan (C_s)

$$C_s = \left[\frac{n}{(n-1)(n-2)} \right] \left[\frac{\sum (y_i - y_{rt})^3}{n-1} \right]$$

$$C_s = \left[\frac{12}{(12-1)(12-2)} \right] \left[\frac{-0,004}{12-1} \right]$$

$$C_s = -0,4212$$

Selanjutnya adalah mencari nilai faktor frekuensi (K_T) dengan cara interpolasi nilai K_T yang ada pada Tabel 5.5 berdasarkan nilai C_s yang telah didapatkan. Adapun nilai curah hujan rencana (X_T) didapat dengan persamaan 3.9, sebagai contoh dapat dilihat di bawah ini perhitungan X_{25} . Kemudian hasil perhitungan curah hujan rencana dengan kala ulang yang lain dapat dilihat pada Tabel 5.6

$$\log X_T = \log X_{rt} + (K_T \cdot slog X)$$

$$\log X_{25} = 1,757 + (1,598 \cdot 0,1021)$$

$$X_{25} = 10^{1,757 + (1,598 \cdot 0,1021)}$$

$$X_{25} = 83,173 \text{ mm}$$

Tabel 5.5 Nilai K_T Untuk Distribusi Log Pearson III

Koef. G	Interval kejadian (<i>Recurrence interval</i>), tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui (<i>Percent chance of being exceeded</i>)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3,0	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973
2,6	-0,769	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	2,889
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705
2,0	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,192	3,605
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149
1,0	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0,0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,051	2,326
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,4	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-1,0	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,2	-3,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,4	-3,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318
-1,6	-3,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,8	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-2,0	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990
-2,2	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,4	-3,800	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832
-2,6	-3,889	-0,490	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769
-2,8	-3,973	-0,469	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714
-3,0	-7,051	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667

Sumber: Suripin (2003)

Tabel 5.6 Nilai K_T Untuk Distribusi Log Pearson III

No	Kala Ulang (Tahun)	C_s	K_T	X_T (mm)
1	2	-0,4212	0,069	58,0640
2	5		0,855	69,8472
3	10		1,228	76,2416
4	25		1,598	83,1727
5	50		1,822	87,6751
6	100		2,013	91,7091

5.3 Uji Kecocokan

Uji kecocokan data bertujuan untuk mengetahui apakah jenis distribusi yang terpilih dapat mewakili distribusi sampel data yang dianalisis. Ada beberapa metode untuk melakukan uji kecocokan data, tapi dalam penelitian ini pengujian data yang digunakan adalah dengan metode Chi Kuadrat.

Uji Chi Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah distribusi yang telah terpilih dapat mewakili distribusi sampel data yang dianalisis. Berikut ini adalah hasil pengujian kedua jenis distribusi.

1. Pengurutan data

Dalam pengujian Chi Kuadrat data hujan harus diurutkan mulai dari data dengan nilai terbesar sampai ke yang terkecil. Pengurutan data dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Pengurutan Data Terbesar ke Terkecil

No	X_i (mm)
1	78,25
2	74,00
3	70,00
4	67,00
5	64,25
6	63,00
7	59,50
8	54,00
9	47,00
10	44,50
11	43,00
12	38,00

2. Menghitung jumlah kelas

Jumlah data (n) yang akan diuji adalah 12. Hasil perhitungan jumlah kelas (K) dapat dilihat di bawah ini.

$$K = 1 + 3,3 \log n$$

$$K = 1 + 3,3 \log 12$$

$$K = 4,561 \approx 6$$

3. Menghitung derajat kebebasan (Dk) dan X^2_{cr}

Dalam perhitungan nilai derajat kebebasan (Dk) dapat menggunakan persamaan 3.11. Hasil perhitungan nilai DK dapat dilihat di bawah ini.

$$Dk = K - (p + 1)$$

$$Dk = 6 - (2 + 1)$$

$$Dk = 3$$

Dengan $\alpha = 5\%$, dan $Dk = 3$, maka berdasarkan tabel nilai parameter chi-kuadrat (x^2_{cr}) yang ada pada lampiran 2, didapat nilai chi-kuadrat (x^2_{cr}) = 7,815.

4. Menghitung kelas distribusi

Berikut ini adalah perhitungan kelas distribusi.

$$\text{Kelas Distribusi} = \frac{1}{6} \times 100\% = 16,667\%$$

Dengan 5 jumlah kelas yang didapat dari perhitungan sebelumnya, maka interval distribusi (P_x) adalah 16,667%, 33,33%, 50%, 66,667%, dan 83,333%. Kemudian nilai tahun dapat diketahui dengan perhitungan sebagai berikut.

$$T = \frac{1}{P_{(x)}} = \frac{1}{16,667\%} = 6 \text{ tahun}$$

Dengan cara yang sama dapat diperoleh nilai T untuk interval distribusi 33,33%, 50%, 66,667%, dan 83,333% yang dapat dilihat pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Kelas Distribusi

No.	P _(x) (%)	T (tahun)
1	16,667	6
2	33,333	3
3	50	2
4	66,667	1,5
5	83,333	1,2

5. Menghitung Interval Kelas (I_T)

Pada distribusi Log Pearson III nilai K_T yang digunakan berdasarkan nilai K_T yang digunakan pada distribusi Log Pearson III di Tabel 5.7. Kemudian nilai interval pada distribusi Log Normal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.9. Hasil perhitungan interval kelas dapat dilihat pada Tabel 5.9.

Tabel 5.9 Nilai I_T Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson III

P _(x) (%)	T (tahun)	K _T	$\overline{\log x}$	S log x	X _T (mm)
16,667	6	0,93	1,757	0,102	71,082
33,333	3	0,462			63,684
50	2	0,069			58,064
66,667	1,5	-0,638			49,170
83,333	1,2	-1,981			35,845

6. Perhitungan χ^2

Kemudian berdasarkan nilai I_T yang telah didapat, dapat ditentukan interval dari setiap kelas untuk mendapatkan nilai χ^2 . Perhitungan nilai χ^2 dapat dilihat pada Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Hasil Pengujian Chi Kuadrat Distribusi Log Person III

Kelas	Interval	E _f	O _f	O _f - E _f	$((O_f - E_f)^2)/E_f$
1	> 71,082	2	2	0	0
2	63,684-71,082	2	3	1	0,5
3	58,064-63,684	2	2	0	0
4	49,170-58,064	2	1	-1	0,5
5	35,845-49,170	2	4	2	2
6	< 35,845	2	0	-2	2
Jumlah		12	12	χ^2	5

7. Perbandingan χ^2 dan χ_{cr}^2

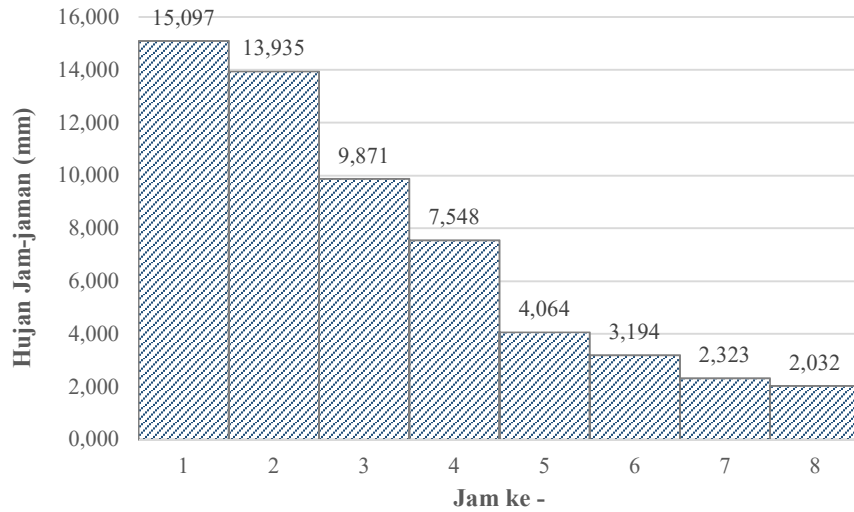
Dalam pengujian data menggunakan metode Chi Kuadrat distribusi dinyatakan layak apabila distribusi mempunyai simpangan maksimum terkecil dan lebih kecil dari simpangan kritis, atau jika dirumuskan akan menjadi $\chi^2 < \chi_{cr}^2$. Dalam pengujian ini $\chi^2 = 5,00 < \chi_{cr}^2 = 7,815$, artinya pengolahan data menggunakan distribusi Log Pearson III dapat diterima.

5.4 Hyetograph Hujan Rencana

Distribusi hujan dengan cara Tadashi Tanimoto diberikan untuk hujan rancangan kala ulang 25 tahun. Tadashi Tanimoto memberikan nilai setiap jam berturut-turut untuk curah hujan dengan durasi 8 jam. Hasil analisis distribusi hujan jam-jaman kala ulang 25 tahun di Sungai Cirasea dapat dilihat pada Tabel 5.11 dan Gambar 5.1.

Tabel 5.11 Distribusi Hujan Per Jam Kala Ulang 25 Tahun

Jam ke -	Persentase Distribusi (%)	Hujan Rancangan 25 tahun (mm)	Hujan Jam-jaman (mm)
1	26	83,173	21,625
2	24		19,961
3	17		14,139
4	13		10,812
5	7		5,822
6	5,5		4,574
7	4		3,327
8	3,5		2,911
Jumlah	100		83,173



Gambar 5.1 Distribusi Hujan Tadashi Tanimoto Sungai Cirasea

5.5 Analisis Aliran Dasar (*Base Flow*)

Untuk dapat memperkirakan aliran dasar, digunakan persamaan sebagai berikut.

$$Q_B = 0,475 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9435}$$

$$Q_B = 0,475 \cdot 70,4^{0,6444} \cdot 0,294^{0,9435}$$

$$Q_B = 2,231 \text{ m}^3/\text{dt}$$

5.6 Hidrograf Satuan Sintetis

Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) adalah hidrograf satuan yang diturunkan berdasarkan data sungai pada DAS yang sama atau DAS terdekat tetapi memiliki karakteristik yang sama (Kamiana, 2011). Terdapat beberapa jenis metode, namun dalam penelitian ini digunakan HSS Nakayasu dan HSS SCS.

5.5.1 HSS Nakayasu

Parameter dasar yang diperlukan untuk perhitungan HSS Nakayasu adalah panjang sungai dan luas DAS. Adapun parameter dan perhitungan untuk waktu keambatan (tg), waktu lama hujan (tr), waktu puncak (tp), dan debit puncak (Qp) dapat dilihat pada Tabel 5.12 dan penjelasan bagian grafik HSS Nakayasu dijelaskan pada Gambar 5.2.

Tabel 5.12 Parameter HSS Nakayasu

No	Keterangan	Nilai	Satuan
1	Nama Sungai	Cirasea	
2	Panjang Sungai	20,700	km
3	DAS (A)	70,400	km ²
4	Waktu Kelambatan (tg)	1,601	jam
5	Waktu Lama Hujan (Tr)	1,200	jam
6	Waktu Puncak (tp)	2,56	jam
7	Waktu _{0,3} (t _{0,3})	3,201	jam
8	Debit Puncak Qp	4,926	m ³ /dt

1. Waktu Kelambatan (tg)

Waktu kelambatan dapat dihitung menggunakan persamaan 3.15.

$$\begin{aligned}
 t_g &= 0,4 + 0,058L \\
 &= 0,4 + 0,058(20,7) \\
 &= 1,601 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

2. Waktu Lama Hujan (Tr)

$$\begin{aligned}
 T_r &= 0,75t_g \\
 &= 0,75(1,601) \\
 &= 1,2 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

3. Waktu Puncak (Tp)

Waktu puncak dapat dihitung menggunakan persamaan 3.15

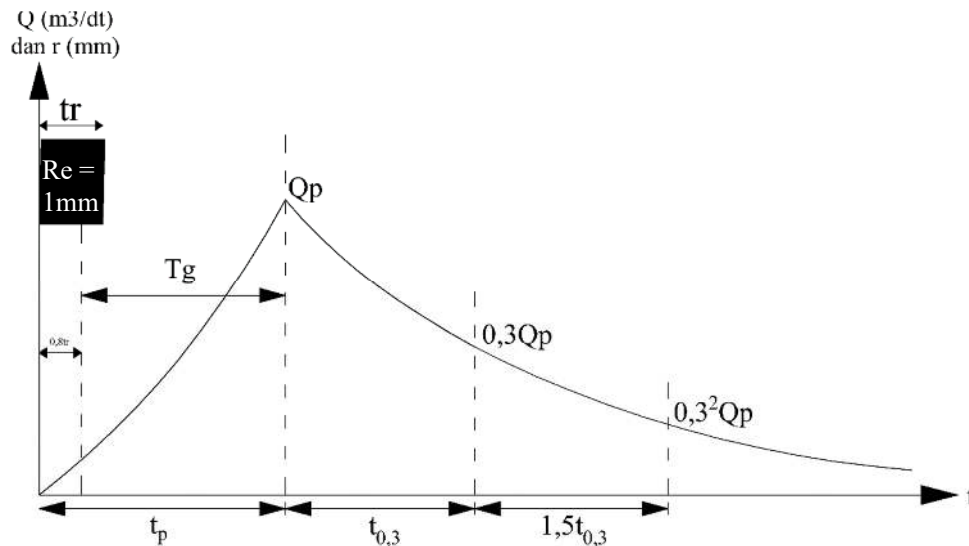
$$\begin{aligned}
 T_p &= t_g + 0,8T_r \\
 &= 1,432 + (0,8 \times 1,2) \\
 &= 2,56 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

4. Waktu Pada Saat Debit sama dengan 0,3 Debit Puncak (t_{0,3})

$$\begin{aligned}
 t_{0,3} &= \alpha \times t_g \\
 &= 2 \times 1,601 \\
 &= 3,201 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

5. Debit Puncak (Q_p)

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \frac{1}{3,6} \times \left(\frac{A \times Re}{0,3T_p + t_{0,3}} \right) \\
 &= \frac{1}{3,6} \times \left(\frac{70,4 \times 1,0}{(0,3 \times 2,56) + 3,201} \right) \\
 &= 4,926 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.2 HSS Nakayasu

(Sumber: Kamiana, 2011)

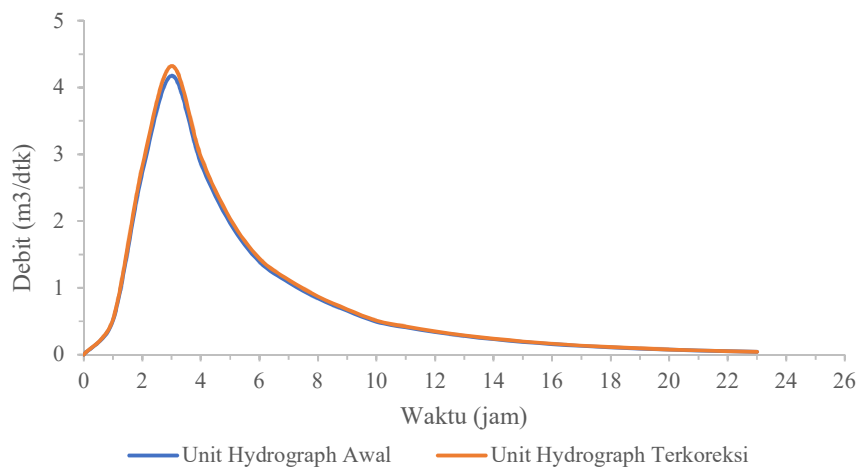
Setelah menghitung parameter, kemudian mencari hidrograf satuan. Hidrograf satuan dibagi menjadi 4 bagian lengkung berdasarkan t (jam). Perhitungan debit pada hidrograf satuan dapat menggunakan persamaan 3.18, persamaan 3.19, persamaan 3.20, dan persamaan 3.21. Hasil perhitungan hidrograf satuan disajikan pada Tabel 5.13 dan Gambar 5.3.

Tabel 5.13 Unit Hidrograf Metode Nakayasu di DAS Cirasea

No	t (jam)	Unit Hidograf (m^3/dt)	Unit Hidrograf Koreksi (m^3/dt)
1	0	0	0
2	1	0,516	0,534
3	2	2,722	2,817
4	3	4,177	4,323
5	4	2,867	2,968

Lanjutan Tabel 5.13 Unit Hidrograf Metode Nakayasu di DAS Cirasea

No	t (jam)	Unit Hidograf (m^3/dt)	Unit Hidrograf Koreksi (m^3/dt)
6	5	1,969	2,037
7	6	1,392	1,441
8	7	1,084	1,122
9	8	0,843	0,873
10	9	0,656	0,679
11	10	0,493	0,510
12	11	0,408	0,423
13	12	0,338	0,350
14	13	0,280	0,290
15	14	0,232	0,240
16	15	0,193	0,199
17	16	0,160	0,165
18	17	0,132	0,137
19	18	0,110	0,113
20	19	0,091	0,094
21	20	0,075	0,078
22	21	0,062	0,064
23	22	0,052	0,053
24	23	0,043	0,044
Jumlah		18,895	19,556
Cek Volume		0,966	1

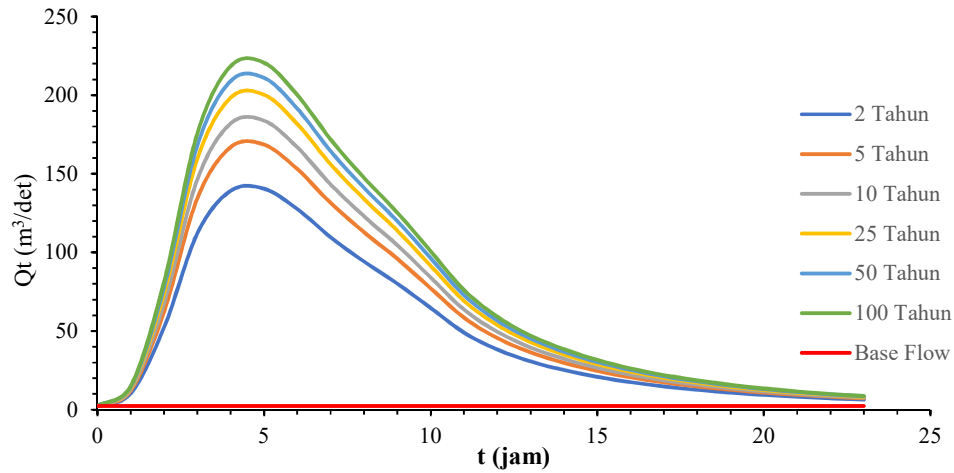


Gambar 5.3 Unit Hidrograf Nakayasu

Analisis debit banjir rancangan dihitung untuk kala ulang 25 tahun, menggunakan hujan kala ulang 25 tahun. Hidrograf banjir limpasan langsung kala ulang 25 tahunan dapat dilihat pada Tabel 5.15, sedangkan grafik hidrograf banjir dapat dilihat pada Gambar 5.4.

Tabel 5.14 Hidrograf Limpasan Langsung Kala Ulang 25 Tahun

Jam ke -	Hid Sat	Debit Akibat Hujan Rancangan								Base	Debit
		21,625	19,961	14,139	10,812	5,822	4,574	3,327	2,911	Flow	Total
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	m ³ /dt	m ³ /dt
0	0	0								2,321	2,321
1	0,534	11,541	0							2,321	13,863
2	2,817	60,916	10,654	0						2,321	73,891
3	4,323	93,479	56,230	7,546	0					2,321	159,576
4	2,968	64,176	86,288	39,830	5,771	0				2,321	198,386
5	2,037	44,059	59,240	61,121	30,458	3,107	0			2,321	200,306
6	1,441	31,164	40,670	41,961	46,739	16,400	2,441	0		2,321	181,697
7	1,122	24,252	28,766	28,808	32,088	25,167	12,886	1,776	0	2,321	156,065
8	0,873	18,874	22,387	20,376	22,030	17,278	19,774	9,372	1,554	2,321	133,965
9	0,679	14,688	17,422	15,857	15,582	11,862	13,576	14,381	8,200	2,321	113,890
10	0,510	11,034	13,558	12,341	12,126	8,390	9,320	9,873	12,584	2,321	91,547
11	0,423	9,142	10,185	9,604	9,437	6,529	6,592	6,778	8,639	2,321	69,229
12	0,350	7,575	8,439	7,214	7,344	5,081	5,130	4,794	5,931	2,321	53,831
13	0,290	6,277	6,992	5,978	5,517	3,955	3,993	3,731	4,195	2,321	42,958
14	0,240	5,201	5,794	4,953	4,571	2,971	3,107	2,904	3,265	2,321	35,086
15	0,199	4,309	4,800	4,104	3,788	2,461	2,334	2,260	2,541	2,321	28,918
16	0,165	3,570	3,978	3,400	3,138	2,039	1,934	1,698	1,977	2,321	24,056
17	0,137	2,958	3,296	2,817	2,600	1,690	1,602	1,407	1,485	2,321	20,177
18	0,113	2,451	2,731	2,334	2,155	1,400	1,328	1,165	1,231	2,321	17,116
19	0,094	2,031	2,263	1,934	1,785	1,160	1,100	0,966	1,020	2,321	14,580
20	0,078	1,683	1,875	1,603	1,479	0,961	0,912	0,800	0,845	2,321	12,478
21	0,064	1,394	1,553	1,328	1,226	0,796	0,755	0,663	0,700	2,321	10,737
22	0,053	1,155	1,287	1,100	1,015	0,660	0,626	0,549	0,580	2,321	9,294
23	0,044	0,957	1,066	0,912	0,841	0,547	0,519	0,455	0,481	2,321	8,099
			0,884	0,755	0,697	0,453	0,430	0,377	0,398	2,321	6,315
				0,626	0,578	0,375	0,356	0,312	0,330	2,321	4,898
					0,479	0,311	0,295	0,259	0,273	2,321	3,938
						0,258	0,244	0,215	0,227	2,321	3,264
							0,202	0,178	0,188	2,321	2,889
								0,147	0,156	2,321	2,624
									0,129	2,321	2,450



Gambar 5.4 Hidrograf Banjir Rancangan pada Sungai Cirasea (Nakayasu)

5.5.2 HSS SCS (*Soil Conservation Service*)

Hidrograf Satuan Sintetis SCS menggunakan hidrograf tak berdimensi yang dikembangkan dari analisis sejumlah besar hidrograf satuan dari data lapangan dengan berbagai ukuran DAS dan lokasi yang berbeda. Perhitungan parameter HSS SCS dapat menggunakan persamaan 3.28, 3.29, dan persamaan 3.20. Sedangkan hasilnya disajikan pada Tabel 5.16.

Tabel 5.15 Parameter HSS SCS Sungai Cirasea

No	Keterangan	Nilai	Satuan
1	Nama Sungai	Cirasea	
2	Panjang Sungai	20,700	km
3	DAS (A)	70,400	km ²
4	Elv Hulu	2205	m
5	Elv Hilir	662,531	m
6	Beda Tinggi Hulu Hilir	1542,469	m
7	Kemiringan (s)	0,0745	
8	Konstanta (c)	0,208	
9	Waktu Konsentrasi (Tc)	1,86	jam
10	Lama Hujan Eff (tr)	2	jam
11	Waktu Kelambatan (tp)	1,12	jam
12	Waktu Naik (Tp)	2,12	jam
13	Debit Puncak (Qp)	6,92	m ³ /det

1. Menghitung waktu kelambatan (t_p)

$$\begin{aligned} t_p &= 0,6 \times T_C \\ &= 0,6 \times 1,86 \\ &= 0,94 \text{ jam} \end{aligned}$$

2. Menghitung waktu naik (T_p)

$$\begin{aligned} T_p &= 0,5 \times t_r + t_p \\ &= 0,5 \times 2 + 1,12 \\ &= 2,12 \text{ jam} \end{aligned}$$

3. Menghitung debit puncak (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{0,208 \times A}{T_p} \\ &= \frac{0,208 \times 70,4}{2,12} \\ &= 6,92 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai T_p dan Q_p , maka ordinat HSS SCS Sungai Cirasea dihitung seperti Tabel 5.17. Nilai t/T_p dan Q/Q_p diperoleh dari tabel hidrograf satuan metode SCS yang ada pada Tabel 3.4.

Tabel 5.16 Unit Hidrograf Metode SCS di DAS Cirasea

No.	t / T_p	t (jam)	Q / Q_p	Q (m^3/dt)
1	0,00	0,00	0,000	0,00
2	0,10	0,21	0,015	0,104
3	0,20	0,42	0,075	0,519
4	0,30	0,63	0,160	1,108
5	0,40	0,85	0,280	1,938
6	0,50	1,06	0,430	2,977
7	0,60	1,27	0,600	4,154
8	0,70	1,48	0,770	5,331
9	0,80	1,69	0,890	6,161
10	0,90	1,90	0,970	6,715
11	1,00	2,12	1,000	6,923
12	1,10	2,33	0,980	6,784

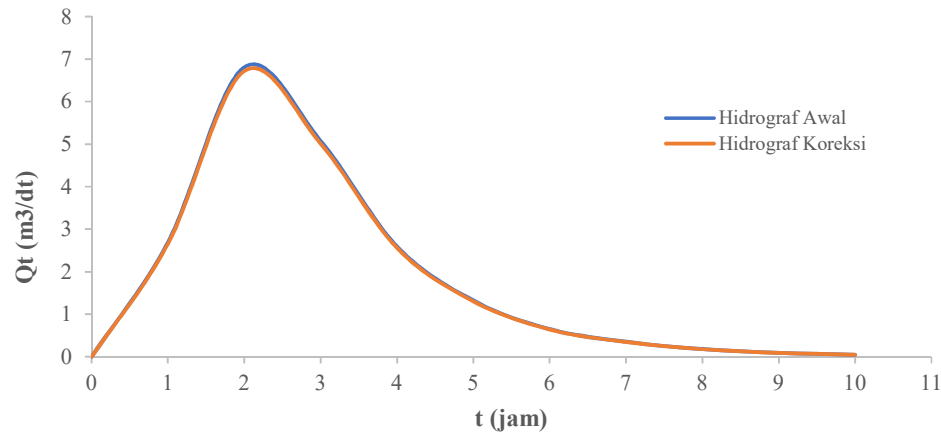
Lanjutan Tabel 5.16 HSS SCS untuk Sungai Cirasea

No.	t / Tp	t (jam)	Q / Qp	Q (m ³ /dt)
13	1,20	2,54	0,920	6,369
14	1,30	2,75	0,840	5,815
15	1,40	2,96	0,750	5,192
16	1,50	3,17	0,660	4,569
17	1,60	3,38	0,560	3,877
18	1,80	3,81	0,420	2,908
19	2,00	4,23	0,320	2,215
20	2,20	4,65	0,240	1,661
21	2,40	5,08	0,180	1,246
22	2,60	5,50	0,130	0,900
23	2,80	5,92	0,098	0,678
24	3,00	6,35	0,075	0,519
25	3,50	7,40	0,036	0,249
26	4,00	8,46	0,018	0,125
27	4,50	9,52	0,009	0,062
28	5,00	10,58	0,004	0,028

Agar mempermudah perhitungan hidrograf limpasan langsung akibat hujan. Maka nilai t dan Q yang pada Tabel 5.16 diinterpolasi terlebih dahulu, hasil interpolasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.17.

Tabel 5.17 Hasil Interpolasi Nilai t dan Q

No.	t (jam)	Q (m ³ /dt)	Q Koreksi (m ³ /dt)
1	0	0	0
2	1	2,694	2,659
3	2	6,810	6,721
4	3	5,078	5,012
5	4	2,592	2,558
6	5	1,321	1,304
7	6	0,649	0,641
8	7	0,352	0,348
9	8	0,179	0,177
10	9	0,093	0,092
11	10	0,047	0,046
Jumlah		19,815	19,556
Cek Volume		1,013	1

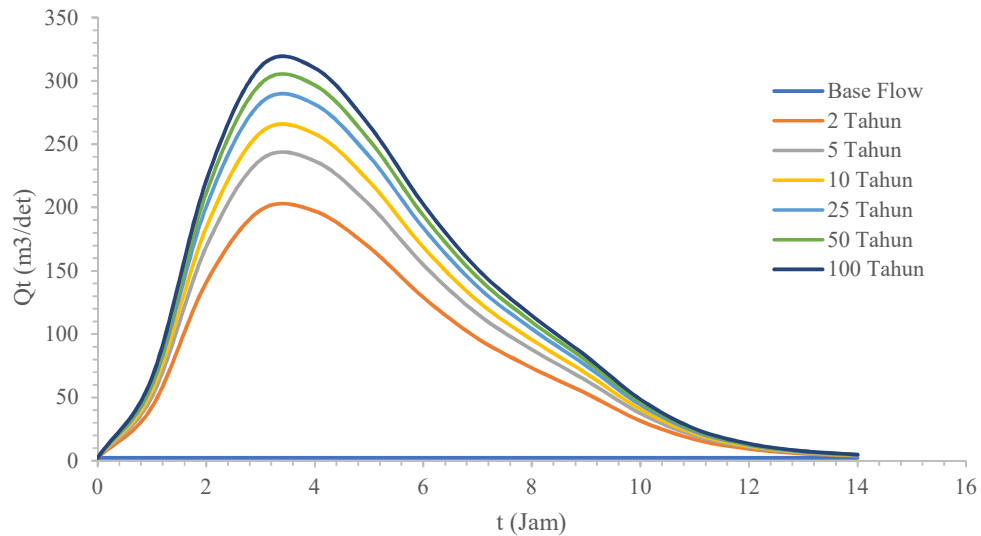


Gambar 5.5 Unit Hidrograf SCS

Sama seperti perhitungan HSS Nakayasu, Analisis debit banjir rancangan dihitung untuk kala ulang 25 tahunan, maka dari itu menggunakan hujan kala ulang 25 tahun. Hidrograf banjir limpasan langsung kala ulang 25 tahun dapat dilihat pada Tabel 5.18, sedangkan grafik hidrograf banjir dapat dilihat pada Gambar 5.6.

Tabel 5.18 Hasil Hidrograf Limpasan Langsung Kala Ulang 25 Tahun

Jam ke -	Hid Sat	Debit Akibat Hujan Rancangan								Base Flow	Debit Total
		21,625	19,961	14,139	10,812	5,822	4,574	3,327	2,911		
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
0	0	0								2,321	2,321
1	2,659	57,496	0							2,321	59,817
2	6,721	145,332	53,073	0						2,321	200,726
3	5,012	108,374	134,152	37,594	0					2,321	282,441
4	2,558	55,324	100,037	95,024	28,748	0				2,321	281,455
5	1,304	28,196	51,069	70,860	72,666	15,480	0			2,321	240,591
6	0,641	13,857	26,027	36,174	54,187	39,128	12,163	0		2,321	183,856
7	0,348	7,515	12,791	18,436	27,662	29,178	30,743	8,846	0	2,321	137,492
8	0,177	3,818	6,937	9,060	14,098	14,895	22,925	22,359	7,740	2,321	104,154
9	0,092	1,981	3,524	4,914	6,928	7,591	11,703	16,673	19,564	2,321	75,200
10	0,046	0,993	1,829	2,496	3,758	3,731	5,965	8,511	14,589	2,321	44,193
			0,917	1,296	1,909	2,023	2,931	4,338	7,448	2,321	23,183
				0,649	0,991	1,028	1,590	2,132	3,796	2,321	12,506
					0,497	0,533	0,808	1,156	1,865	2,321	7,180
						0,267	0,419	0,587	1,012	2,321	4,607
							0,210	0,305	0,514	2,321	3,350
								0,153	0,267	2,321	2,741
									0,134	2,321	2,455



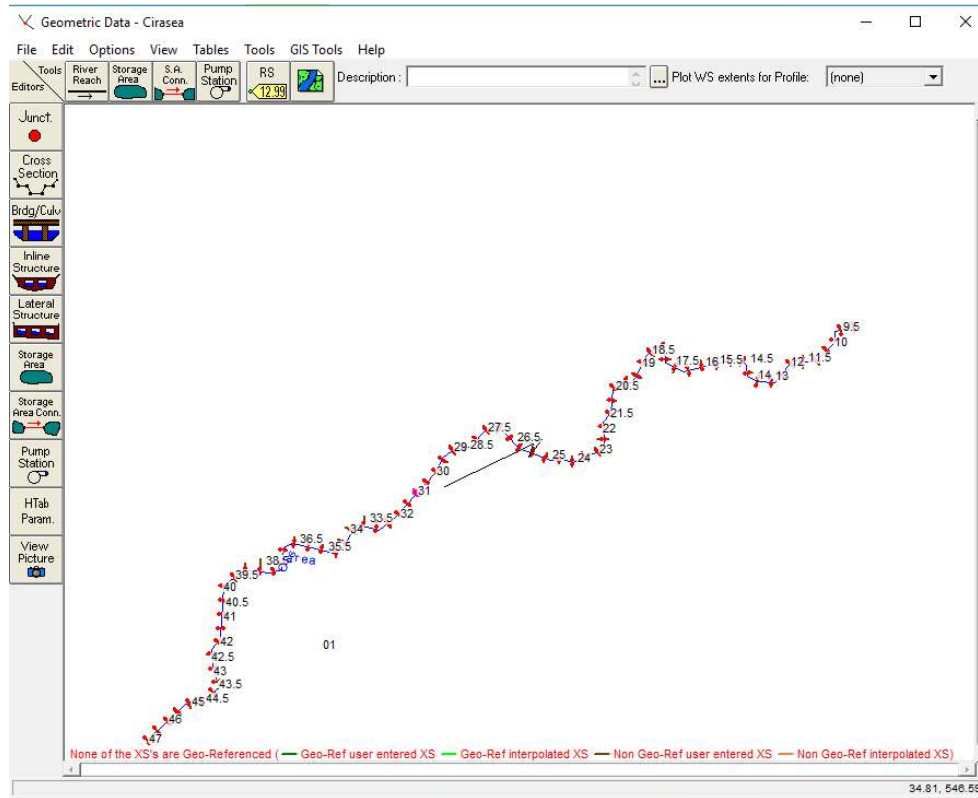
Gambar 5.6 Hidrograf Banjir Rancangan pada Sungai Cirasea (SCS)

5.7 Analisis Hidraulika Menggunakan HEC-RAS

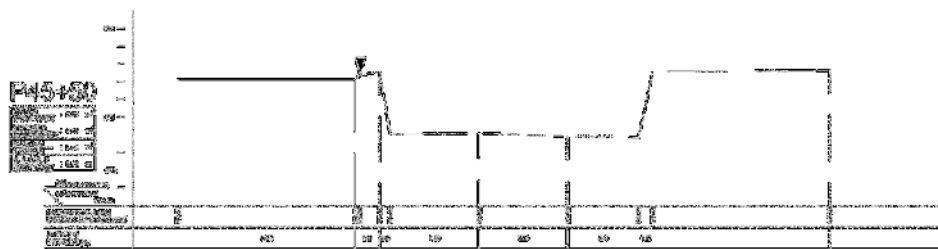
Tujuan analisis hidraulika adalah untuk mengetahui kemampuan penampang sungai menampung debit rencana. Analisis ini dilakukan melalui pendekatan pemodelan matematik dengan menggunakan bantuan *software* HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center-River Analysis System*) versi 4.1.0.

5.7.1 Pemodelan Sungai Cirasea

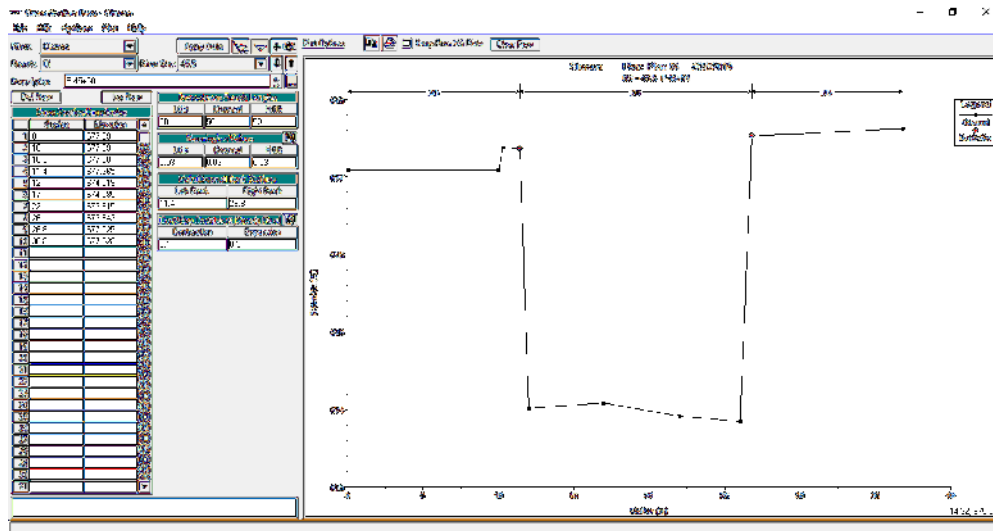
Pada analisis ini geometri sungai harus dimodelkan terlebih dahulu dalam program HEC-RAS dengan cara memasukkan data setiap potongan melintang yang sudah teredia dalam format *.dwg. File data potongan melintang ini dapat dibuka dengan *software* AutoCAD. Hasil pemodelan Geometri sungai Cirasea dapat dilihat pada Gambar 5.7 sampai dengan Gambar 5.9.



Gambar 5.7 Skema Alur Sungai Cirasea Pada Program HEC-RAS



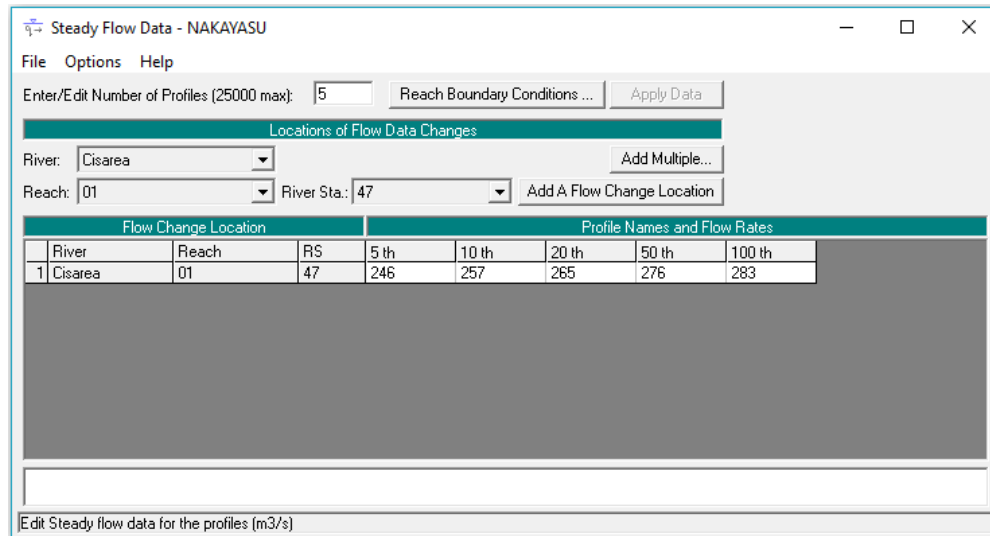
Gambar 5.8 Potongan Melintang P 45 + 5 Format DWG
(Sumber: Balai PSDA WS Citarum, 2018)



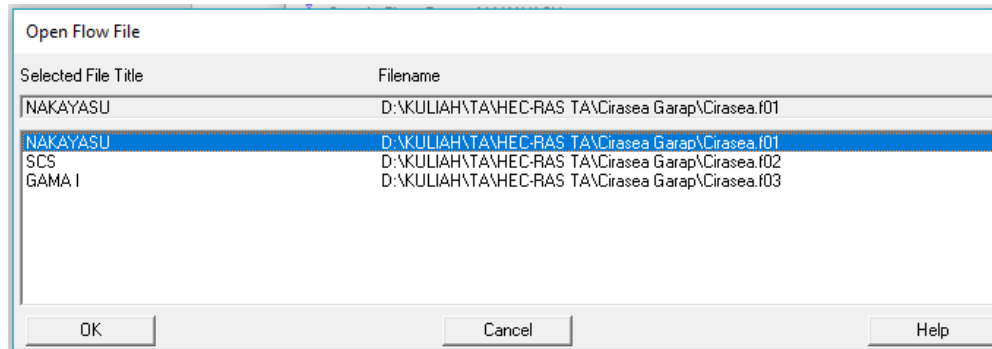
Gambar 5.9 Potongan Melintang P 45 + 5 pada HEC-RAS 4.1.0

5.7.2 Pemodelan Aliran Sungai Cirasea

Dalam analisis hidraulika menggunakan *software* HEC-RAS 4.1.0 dibutuhkan data debit puncak untuk memodelkan aliran pada HEC-RAS. Perhitungan data banjir rancangan telah dilakukan pada sub-bab 5.6. Penelitian ini menggunakan analisis *steady flow* untuk mencari ketinggian banjir yang terjadi pada kala ulang 25 tahun di Sungai Cirasea. Proses input data banjir rancangan dapat dilihat pada Gambar 5.9 dan Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Input Data Banjir Rancangan pada HEC-RAS 4.1.0



Gambar 5.11 Data Banjir Rancangan pada HEC-RAS 4.1.0

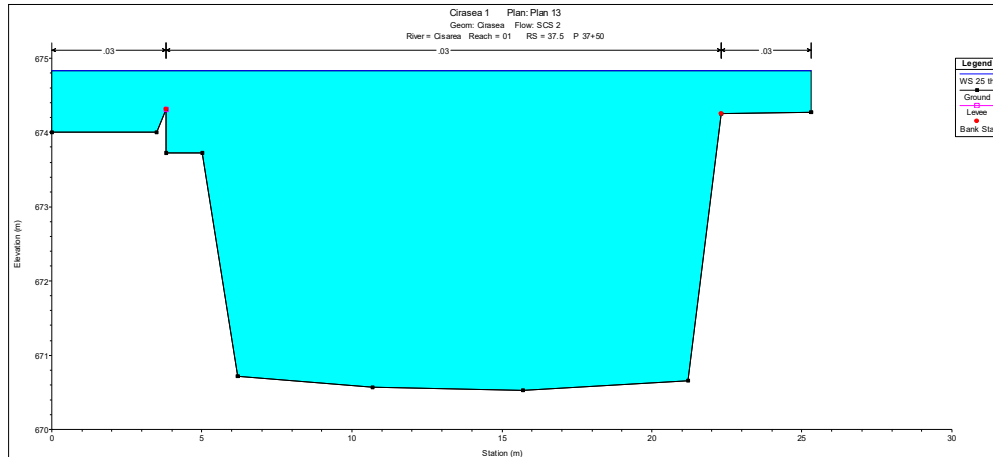
5.7.3 Analisis Hidraulika Menggunakan *Software* HEC-RAS 4.1.0

Analisis yang dilakukan menggunakan *steady flow analysis* dan dilakukan untuk 2 jenis metode banjir rancangan yang telah direncanakan pada kala ulang 25 tahun kemudian dibandingkan dengan banjir yang pernah terjadi di lokasi.

Data ketinggian banjir di lapangan berupa video banjir yang terjadi pada tahun 2016 yang diambil dari <https://www.youtube.com/watch?v=jKvW4ChhhuY>. Video ini diambil tepat di atas jembatan Cirasea atau di dekat stasiun P.37+50. Cupilkan video dapat dilihat pada Gambar 5.12 sedangkan sebagai pembanding dapat dilihat pada Gambar 5.13.

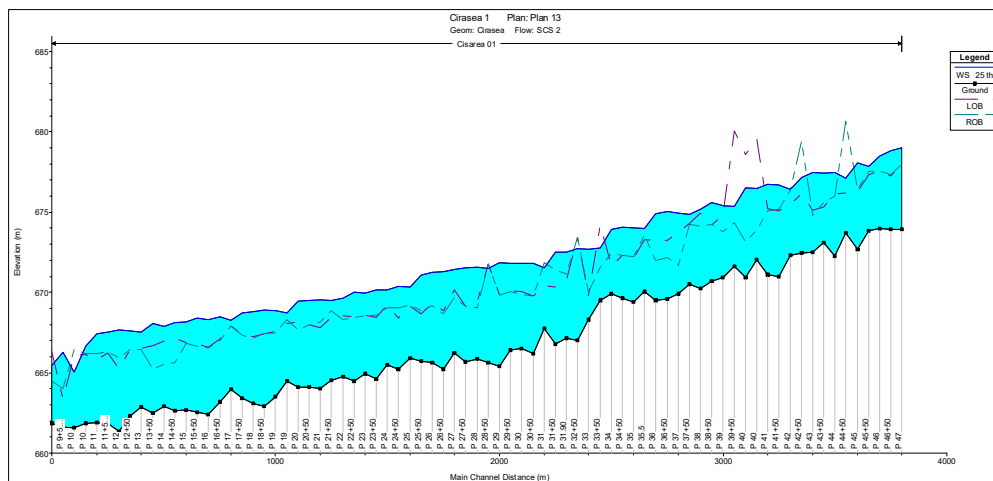


Gambar 5.12 Banjir Sungai Cirasea sta. P.37+50 Pada Tahun 2016
(Sumber: *youtube.com*, 2018)



Gambar 5.13 Hasil Running Q25 Pada Sta. P.37+50 Eksisting HSS SCS

Setelah didapat elevasi banjir, maka dapat diketahui apakah penampang tersebut mampu menampung air atau tidak. Selain itu dipertimbangkan juga persyaratan tinggi jagaannya 0,8 meter. Hasil analisis penampang eksisting menggunakan HEC-RAS 4.1.0 dapat dilihat pada Gambar 5.14 dan Tabel 5.19.



Gambar 5.14 Hasil Running Penampang Memanjang Eksisting Sungai Cirasea

Tabel 5.19 Rekap Hasil Running HEC-RAS Q_{25th}

No	Sta	Q ₂₅ (m ³ /dt)	Elv Bantaran (m)		Bantaran Min (m)	Elv Banjir (m)	Keterangan
			Kiri	Kanan			
1	47	282,440	677,977	677,968	677,968	679,010	Banjir
2	46+50	282,440	677,27	678,190	677,270	678,800	Banjir
3	46	282,440	677,585	677,574	677,574	678,500	Banjir
4	45+50	282,440	677,365	677,525	677,365	677,840	Banjir
5	45	282,440	676,3	676,405	676,300	678,060	Banjir
6	44+50	282,440	676,182	680,685	676,182	677,110	Banjir
7	44	282,440	676,166	676,028	676,028	677,500	Banjir
8	43+50	282,440	675,305	675,594	675,305	677,440	Banjir
9	43	282,440	675,127	674,826	674,826	677,460	Banjir
10	42+50	282,440	676,131	679,432	676,131	677,160	Banjir
11	42	282,440	675,49	676,386	675,490	676,410	Banjir
12	41+50	282,440	675,073	675,197	675,073	676,700	Banjir
13	41	282,440	675,199	675,093	675,093	676,720	Banjir
14	40+50	282,440	679,57	673,886	673,886	676,460	Banjir
15	40	282,440	678,579	673,151	673,151	676,510	Banjir
16	39+50	282,440	680,079	674,338	674,338	675,360	Banjir
17	39	282,440	674,881	673,807	673,807	675,410	Banjir
18	38+50	282,440	674,205	674,251	674,205	675,570	Banjir
19	38	282,440	674,935	674,119	674,119	675,170	Banjir
20	37+50	282,440	673,729	674,257	673,729	674,830	Banjir
21	37	282,440	673,739	671,672	671,672	674,960	Banjir
22	36+50	282,440	673,235	672,162	672,162	675,020	Banjir
23	36	282,440	673,254	671,991	671,991	674,900	Banjir
24	35+50	282,440	672,956	673,565	672,956	674,000	Banjir
25	35	282,440	673,014	672,237	672,237	674,040	Banjir
26	34+50	282,440	672,308	672,313	672,308	674,080	Banjir
27	34	282,440	671,634	672,440	671,634	673,920	Banjir
28	33+50	282,440	674,217	671,561	671,561	672,770	Banjir
29	33	282,440	671,35	670,029	670,029	672,670	Banjir
30	32+50	282,440	673,435	673,430	673,430	672,720	Aman
31	31+9	282,440	670,76	671,180	670,760	672,500	Banjir
32	31+50	282,440	670,314	671,384	670,314	672,490	Banjir
33	31	282,440	670,425	671,876	670,425	671,550	Banjir
34	30+50	282,440	669,779	669,785	669,779	671,810	Banjir
35	30	282,440	670,07	669,850	669,850	671,820	Banjir
36	29+50	282,440	670,12	670,065	670,065	671,790	Banjir
37	29	282,440	669,889	669,844	669,844	671,850	Banjir
38	28+50	282,440	670,826	670,827	670,826	671,470	Banjir
39	28	282,440	669,459	669,022	669,022	671,590	Banjir
40	27+50	282,440	669,155	669,127	669,127	671,510	Banjir

Lanjutan Tabel 5.19 Rekap Hasil Running HEC-RAS Q_{25th}

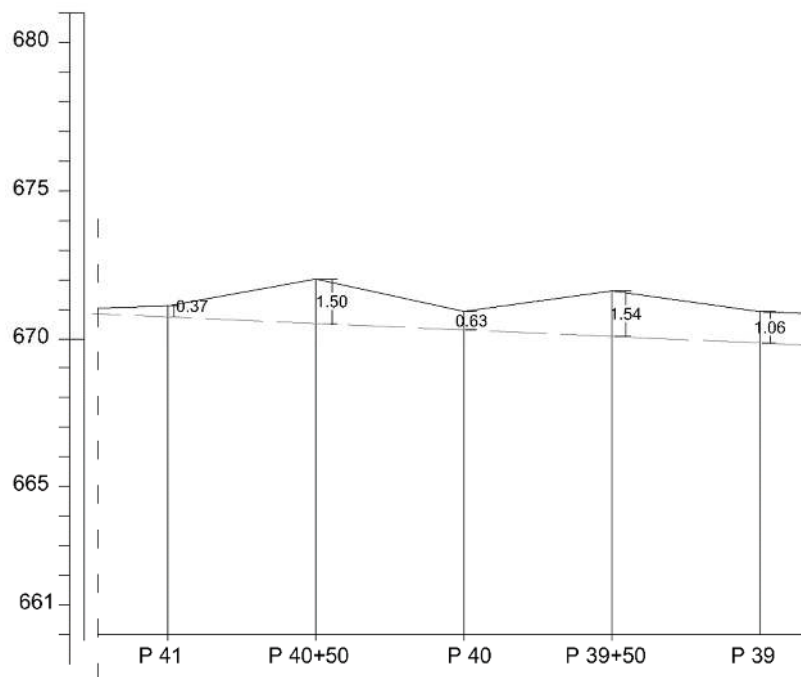
No	Sta	Q ₂₅ (m ³ /dt)	Elv Bantaran (m)		Bantaran Min (m)	Elv Banjir (m)	Keterangan
			Kiri	Kanan			
41	27	282,440	669,845	669,690	669,690	671,440	Banjir
42	26+50	282,440	668,835	668,686	668,686	671,280	Banjir
43	26	282,440	669,297	669,164	669,164	671,250	Banjir
44	25+50	282,440	668,656	668,863	668,656	671,050	Banjir
45	25	282,440	669,126	669,230	669,126	670,330	Banjir
46	24+50	282,440	668,387	669,021	668,387	670,360	Banjir
47	24	282,440	668,64	669,022	668,640	670,130	Banjir
48	23+50	282,440	668,441	668,587	668,441	670,170	Banjir
49	23	282,440	668,594	668,512	668,512	669,980	Banjir
50	22+50	282,440	668,51	668,439	668,439	669,990	Banjir
51	22	282,440	668,553	668,293	668,293	669,630	Banjir
52	21+50	282,440	668,451	668,873	668,451	669,510	Banjir
53	21	282,440	667,779	668,150	667,779	669,540	Banjir
54	20+50	282,440	668	667,991	667,991	669,500	Banjir
55	20	282,440	668,152	667,652	667,652	669,470	Banjir
56	19+50	282,440	668,492	668,299	668,299	668,720	Banjir
57	19	282,440	667,55	667,454	667,454	668,870	Banjir
58	18+50	282,440	666,907	667,462	666,907	668,900	Banjir
59	18	282,440	667,25	667,151	667,151	668,830	Banjir
60	17+50	282,440	667,428	667,315	667,315	668,720	Banjir
61	17	282,440	667,873	667,931	667,873	668,260	Banjir
62	16+50	282,440	667,119	667,014	667,014	668,490	Banjir
63	16	282,440	666,592	666,546	666,546	668,310	Banjir
64	15+50	282,440	666,766	666,635	666,635	668,400	Banjir
65	15	282,440	666,873	666,826	666,826	668,160	Banjir
66	14+50	282,440	667,129	665,625	665,625	668,100	Banjir
67	14	282,440	666,944	665,351	665,351	667,880	Banjir
68	13+50	282,440	666,668	665,193	665,193	668,050	Banjir
69	13	282,440	666,512	666,462	666,462	667,530	Banjir
70	12+50	282,440	666,145	666,455	666,145	667,610	Banjir
71	12	282,440	664,751	665,900	664,751	667,640	Banjir
72	11+50	282,440	666,241	666,342	666,241	667,520	Banjir
73	11	282,440	666,052	666,159	666,052	667,420	Banjir
74	10+50	282,440	666,146	666,160	666,146	666,640	Banjir
75	10	282,440	666,098	666,470	666,098	665,050	Aman
76	9+50	282,440	665,88	663,992	663,992	666,280	Banjir
77	9	282,440	666,332	664,485	664,485	665,430	Banjir

5.8 Pengendalian Banjir

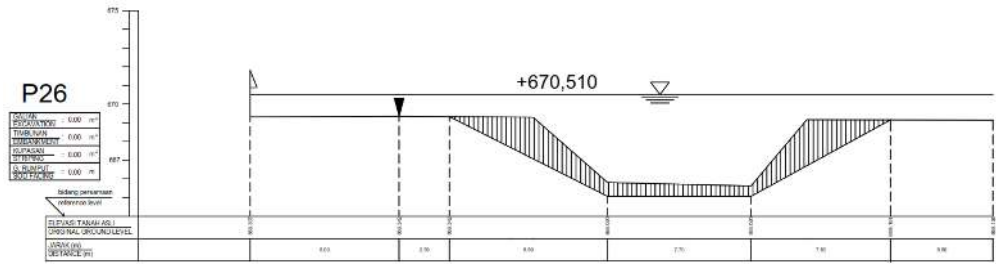
Pengendalian banjir dilakukan dengan cara perbaikan penampang sungai maupun dengan perbaikan tanggul dan pembuatan tanggul baru pada titik-titik yang memerlukan. Perencanaan pendendalian banjir sungai Cirasea didasarkan pada perhitungan hidraulika yang ada pada subbab sebelumnya, yang mana ada penampang yang tidak mampu menampung debit Q_{25} yang lewat dan syarat tinggi jagaan yang tidak terpenuhi.

5.7.1 Perencanaan Normalisasi Sungai Cirasea

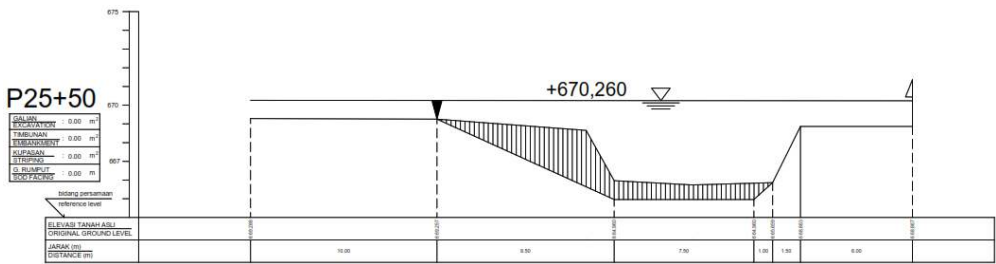
Pada penelitian ini pengendalian banjir dilakukan dengan cara pengerukan dasar sungai dan pelebaran tebing sungai, jika pengerukan dasar sungai belum cukup, maka akan dilakukan perencanaan tanggul. Perencanaan normalisasi sungai tersebut direncanakan dengan cara menarik satu garis lurus di bawah muka tanah eksisting sehingga membentuk suatu kemiringan yang memiliki *slope* tertentu. Gambaran perencanaan normalisasi dapat dilihat pada Gambar 5.15. Kemudian hasil perencanaan pada *cross section* yang bersangkutan dapat dilihat pada Gambar 5.16 sampai Gambar 5.18.



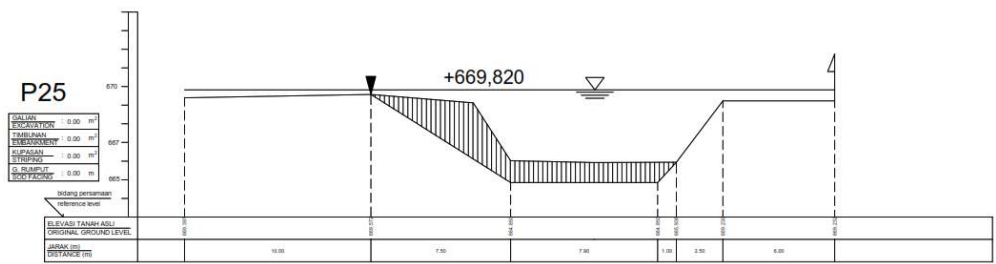
Gambar 5.15 Contoh Long Section Perencanaan Normalisasi Sungai Cirasea



Gambar 5.16 Perencanaan Normalisasi pada P26



Gambar 5.17 Perencanaan Normalisasi pada P25+50



Gambar 5.18 Perencanaan Normalisasi pada P43

Setelah perencanaan normalisasi selesai, kemudian hasil perencanaan normalisasi di-input ke software HEC-RAS 4.1.0 untuk dianalisis tinggi banjir yang baru. Hasil analisis tinggi banjir setelah normalisasi dapat dilihat pada Tabel 5.20.

Tabel 5.20 Hasil *Running* HEC-RAS Setelah Normalisasi

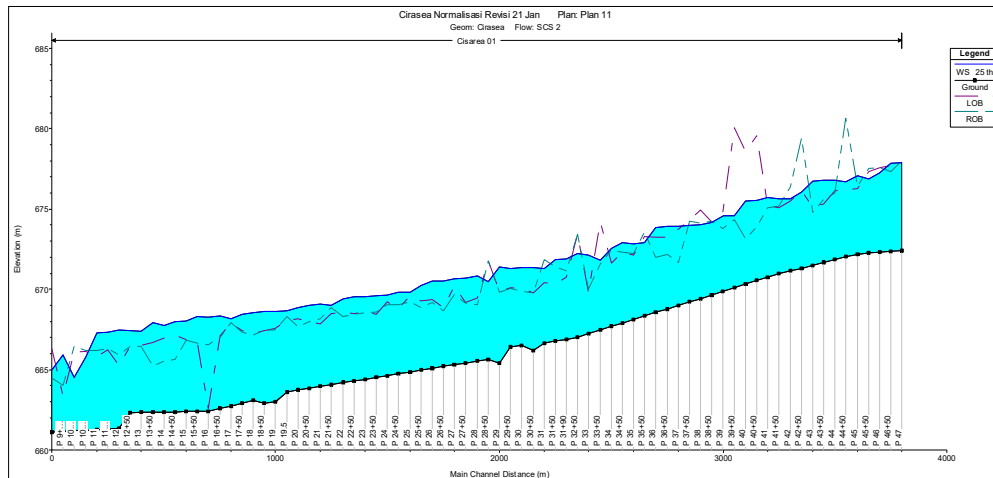
No	Sta	Q ₂₅ (m ³ /det)	Elv. Dasar Sungai (m)		Elv. Banjir (m)	
			Eksisting	Normalisasi	Eksisting	Normalisasi
1	47	282,44	673,92	672,42	679,010	677,91
2	46+50	282,44	673,92	672,36	678,800	677,86
3	46	282,44	673,97	672,31	678,500	677,26
4	45+50	282,44	673,84	672,25	677,840	676,9
5	45	282,44	672,69	672,19	678,060	677,08
6	44+50	282,44	673,69	672,03	677,110	676,68
7	44	282,44	672,27	671,84	677,500	676,77

Lanjutan Tabel 5.20 Hasil *Running* HEC-RAS Setelah Normalisasi

No	Sta	Q ₂₅ (m ³ /det)	Elv. Dasar Sungai (m)		Elv. Banjir (m)	
			Eksisting	Normalisasi	Eksisting	Normalisasi
8	43+50	282,44	673,09	671,67	677,440	676,78
9	43	282,44	672,52	671,48	677,460	676,77
10	42+50	282,44	672,43	671,32	677,160	676,04
11	42	282,44	672,31	671,14	676,410	675,64
12	41+50	282,44	670,97	670,97	676,700	675,63
13	41	282,44	671,12	670,75	676,720	675,74
14	40+50	282,44	672,02	670,54	676,460	675,53
15	40	282,44	670,94	670,31	676,510	675,5
16	39+50	282,44	671,63	670,09	675,360	674,58
17	39	282,44	670,93	669,87	675,410	674,6
18	38+50	282,44	670,71	669,65	675,570	674,14
19	38	282,44	670,26	669,43	675,170	674,01
20	37+50	282,44	670,53	669,21	674,830	673,98
21	37	282,44	669,92	668,99	674,960	673,95
22	36+50	282,44	669,57	668,78	675,020	673,94
23	36	282,44	669,48	668,56	674,900	673,84
24	35+50	282,44	670,07	668,34	674,000	672,92
25	35	282,44	669,43	668,12	674,040	672,83
26	34+50	282,44	669,65	667,9	674,080	672,93
27	34	282,44	669,93	667,68	673,920	672,56
28	33+50	282,44	669,48	667,46	672,770	671,83
29	33	282,44	668,32	667,24	672,670	672,15
30	32+50	282,44	667,02	667,02	672,720	672,23
31	31+9	282,44	667,14	666,89	672,500	671,92
32	31+50	282,44	666,76	666,76	672,490	671,86
33	31	282,44	667,75	666,63	671,550	671,32
34	30+50	282,44	666,16	666,16	671,810	671,35
35	30	282,44	666,5	666,5	671,820	671,34
36	29+50	282,44	666,4	666,4	671,790	671,29
37	29	282,44	665,4	665,4	671,850	671,37
38	28+50	282,44	665,63	665,63	671,470	670,45
39	28	282,44	665,84	665,52	671,590	670,85
40	27+50	282,44	665,66	665,41	671,510	670,71
41	27	282,44	666,22	665,3	671,440	670,65
42	26+50	282,44	665,22	665,22	671,280	670,5
43	26	282,44	665,62	665,07	671,250	670,51
44	25+50	282,44	665,74	664,96	671,050	670,26
45	25	282,44	665,92	664,85	670,330	669,82

Lanjutan Tabel 5.20 Hasil *Running* HEC-RAS Setelah Normalisasi

No	Sta	Q ₂₅ (m ³ /det)	Elv. Dasar Sungai (m)		Elv. Banjir (m)	
			Eksisting	Normalisasi	Eksisting	Normalisasi
46	24+50	282,44	665,2	664,74	670,360	669,84
47	24	282,44	665,49	664,63	670,130	669,64
48	23+50	282,44	664,6	664,5	670,170	669,58
49	23	282,44	664,95	664,4	669,980	669,56
50	22+50	282,44	664,47	664,29	669,990	669,53
51	22	282,44	664,73	664,18	669,630	669,43
52	21+50	282,44	664,52	664,07	669,510	668,99
53	21	282,44	664,02	663,96	669,540	669,1
54	20+50	282,44	664,09	663,84	669,500	668,99
55	20	282,44	664,08	663,73	669,470	668,88
56	19+50	282,44	664,45	663,62	668,720	668,68
57	19	282,44	663,51	662,98	668,870	668,64
58	18+50	282,44	662,91	662,91	668,900	668,62
59	18	282,44	663,09	663,09	668,830	668,52
60	17+50	282,44	663,42	662,92	668,720	668,42
61	17	282,44	663,96	662,74	668,260	668,15
62	16+50	282,44	663,17	662,58	668,490	668,33
63	16	282,44	662,41	662,41	668,310	668,27
64	15+50	282,44	662,53	662,41	668,400	668,29
65	15	282,44	662,67	662,38	668,160	668,02
66	14+50	282,44	662,63	662,37	668,100	667,97
67	14	282,44	662,9	662,36	667,880	667,75
68	13+50	282,44	662,51	662,35	668,050	667,93
69	13	282,44	662,86	662,33	667,530	667,39
70	12+50	282,44	662,32	662,32	667,610	667,44
71	12	282,44	661,35	661,35	667,640	667,48
72	11+50	282,44	661,86	661,31	667,520	667,35
73	11	282,44	661,9	661,26	667,420	667,31
74	10+50	282,44	661,84	661,22	666,640	665,76
75	10	282,44	661,58	661,18	665,050	664,53
76	9+50	282,44	661,63	661,14	666,280	665,9
77	9	282,44	661,85	661,1	665,430	664,99



Gambar 5.19 Penampang Memanjang Normalisasi Sungai Cirasea

5.7.2 Perencanaan Tanggul Sungai Cirasea

Perencanaan tanggul dimaksudkan sebagai penahan kenaikan muka air agar tidak meluap ke area kanan dan kiri badan sungai. Dalam penelitian ini tanggul direncanakan berbahan urugan tanah dengan kemiringan lereng tanggul 1:2 dan tanggul tembok.

Dasar dari perencanaan tanggul adalah tinggi muka air banjir setelah dilakukan normalisasi yang ada pada Tabel 5.20. Pada subbab 5.7.1 telah dijelaskan bahwa perencanaan tanggul dilakukan jika syarat tinggi jagaan min 0,8 m setelah di normalisasi tidak terpenuhi. Berikut ini pada Tabel 5.21 adalah data potongan yang masih belum memenuhi syarat tinggi jagaan 0,8 m.

Tabel 5.21 Pemeriksaan Persyaratan Tinggi Jagaan

No Sta.	Q25 (m ³ /dt)	Elv Banjir Norm (m)	Elv Bantaran (m)		Elv Bantaran - Elv Banjir Norm (m)		Persyaratan Jagaan min 0,8 m		Keterangan
			Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	
47	282,440	677,910	677,977	677,968	0,067	0,058	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
46+50	282,440	677,860	677,270	678,190	-0,590	0,33	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
46	282,440	677,260	677,585	677,574	0,325	0,314	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
45+50	282,440	676,900	677,365	677,525	0,465	0,625	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
45	282,440	677,080	676,300	676,405	-0,780	-0,675	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
44+50	282,440	676,680	676,182	680,685	-0,498	4,005	NOT OK	OK	Perlu Penanganan Pada Tanggul Kiri
44	282,440	676,770	676,166	676,028	-0,604	-0,742	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
43+50	282,440	676,780	675,305	675,594	-1,475	-1,186	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
43	282,440	676,770	675,127	674,826	-1,643	-1,944	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
42+50	282,440	676,040	676,131	679,432	0,091	3,392	NOT OK	OK	Perlu Penanganan Pada Tanggul Kiri
42	282,440	675,640	675,490	676,386	-0,150	0,746	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
41+50	282,440	675,630	675,073	675,197	-0,557	-0,433	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
41	282,440	675,740	675,199	675,093	-0,541	-0,647	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
40+50	282,440	675,530	679,570	673,886	4,040	-1,644	OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Tanggul Kanan
40	282,440	675,500	678,579	673,151	3,079	-2,349	OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Tanggul Kanan
39+50	282,440	674,580	680,079	674,338	5,499	-0,242	OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Tanggul Kanan
39	282,440	674,600	674,881	673,807	0,281	-0,793	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
38+50	282,440	674,140	674,205	674,251	0,065	0,111	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
38	282,440	674,010	674,935	674,119	0,925	0,109	OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Tanggul Kanan
37+50	282,440	673,980	673,729	674,257	-0,251	0,277	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
37	282,440	673,950	673,739	671,672	-0,211	-2,278	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul

Lanjutan Tabel 5.21 Pemeriksaan Persyaratan Tinggi Jagaan

No Sta.	Q25 (m ³ /dt)	Elv Banjir Norm (m)	Elv Bantaran (m)		Elv Bantaran - Elv Banjir Norm (m)		Persyaratan Jagaan min 0,8 m		Keterangan
			Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	
36+50	282,440	673,940	673,235	672,162	-0,705	-1,778	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
36	282,440	673,840	673,254	671,991	-0,586	-1,849	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
35+50	282,440	672,920	672,956	673,565	0,036	0,645	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Tanggul Kiri
35	282,440	672,830	673,014	672,237	0,184	-0,593	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
34+50	282,440	672,930	672,308	672,313	-0,622	-0,617	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
34	282,440	672,560	671,634	672,440	-0,926	-0,12	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
33+50	282,440	671,830	674,217	671,561	2,387	-0,269	OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Tanggul Kanan
33	282,440	672,150	671,350	670,029	-0,800	-2,121	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
32+50	282,440	672,230	673,435	673,430	1,205	1,2	OK	OK	Aman
31+9	282,440	671,920	670,760	671,180	-1,160	-0,74	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
31+50	282,440	671,860	670,314	671,384	-1,546	-0,476	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
31	282,440	671,320	670,425	671,876	-0,895	0,556	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
30+50	282,440	671,350	669,779	669,785	-1,571	-1,565	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
30	282,440	671,340	670,070	669,850	-1,270	-1,49	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
29+50	282,440	671,290	670,120	670,065	-1,170	-1,225	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
29	282,440	671,370	669,889	669,844	-1,481	-1,526	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
28+50	282,440	670,450	670,826	670,827	0,376	0,377	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
28	282,440	670,850	669,459	669,022	-1,391	-1,828	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
27+50	282,440	670,710	669,155	669,127	-1,555	-1,583	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
27	282,440	670,650	669,845	669,690	-0,805	-0,96	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
26+50	282,440	670,500	668,835	668,686	-1,665	-1,814	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul

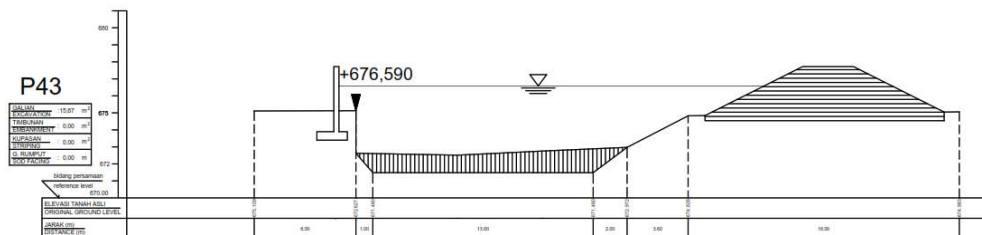
Lanjutan Tabel 5.21 Pemeriksaan Persyaratan Tinggi Jagaan

No Sta.	Q25 (m ³ /dt)	Elv Banjir Norm (m)	Elv Bantaran (m)		Elv Bantaran - Elv Banjir Norm (m)		Persyaratan Jagaan min 0,8 m		Keterangan
			Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	
26	282,440	670,510	669,297	669,164	-1,213	-1,346	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
25+50	282,440	670,260	668,656	668,863	-1,604	-1,397	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
25	282,440	669,820	669,126	669,230	-0,694	-0,59	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
24+50	282,440	669,840	668,387	669,021	-1,453	-0,819	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
24	282,440	669,640	668,640	669,022	-1,000	-0,618	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
23+50	282,440	669,580	668,441	668,587	-1,139	-0,993	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
23	282,440	669,560	668,594	668,512	-0,966	-1,048	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
22+50	282,440	669,530	668,510	668,439	-1,020	-1,091	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
22	282,440	669,430	668,553	668,293	-0,877	-1,137	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
21+50	282,440	668,990	668,451	668,873	-0,539	-0,117	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
21	282,440	669,100	667,779	668,150	-1,321	-0,95	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
20+50	282,440	668,990	668,000	667,991	-0,990	-0,999	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
20	282,440	668,880	668,152	667,652	-0,728	-1,228	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
19+50	282,440	668,680	668,492	668,299	-0,188	-0,381	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
19	282,440	668,640	667,550	667,454	-1,090	-1,186	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
18+50	282,440	668,620	666,907	667,462	-1,713	-1,158	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
18	282,440	668,520	667,250	667,151	-1,270	-1,369	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
17+50	282,440	668,420	667,428	667,315	-0,992	-1,105	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
17	282,440	668,150	667,873	667,931	-0,277	-0,219	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
16+50	282,440	668,330	667,119	667,014	-1,211	-1,316	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
16	282,440	668,270	666,592	666,546	-1,678	-1,724	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul

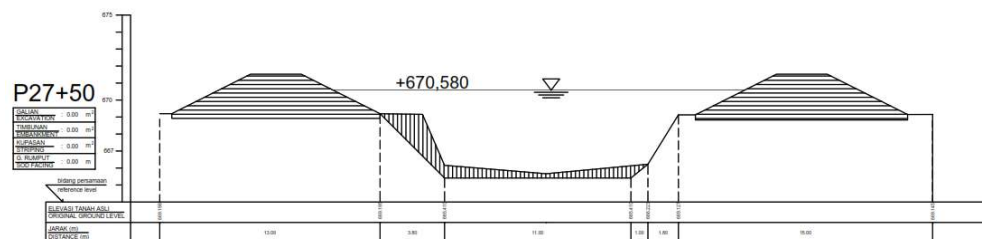
Lanjutan Tabel 5.21 Pemeriksaan Persyaratan Tinggi Jagaan

No Sta.	Q25 (m ³ /dt)	Elv Banjir Norm (m)	Elv Bantaran (m)		Elv Bantaran - Elv Banjir Norm (m)		Persyaratan Jagaan min 0,8 m		Keterangan
			Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri	Kanan	
15+50	282,440	668,290	666,766	666,635	-1,524	-1,655	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
15	282,440	668,020	666,873	666,826	-1,147	-1,194	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
14+50	282,440	667,970	667,129	665,625	-0,841	-2,345	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
14	282,440	667,750	666,944	665,351	-0,806	-2,399	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
13+50	282,440	667,930	666,668	665,193	-1,262	-2,737	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
13	282,440	667,390	666,512	666,462	-0,878	-0,928	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
12+50	282,440	667,440	666,145	666,455	-1,295	-0,985	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
12	282,440	667,480	664,751	665,900	-2,729	-1,58	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
11+50	282,440	667,350	666,241	666,342	-1,109	-1,008	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
11	282,440	667,310	666,052	666,159	-1,258	-1,151	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
10+50	282,440	665,760	666,146	666,160	0,386	0,4	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
10	282,440	664,530	666,098	666,470	1,568	1,94	OK	OK	Aman
9+50	282,440	665,900	665,880	663,992	-0,020	-1,908	NOT OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul
9	282,440	664,990	666,332	664,485	1,342	-0,505	OK	NOT OK	Perlu Penanganan Pada Kedua Tanggul

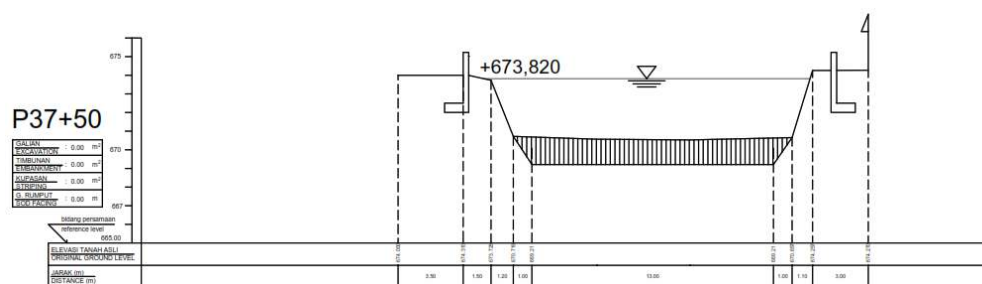
Tinggi tanggul adalah penjumlahan dari tinggi muka air banjir dan tinggi jagaan. Sebagaimana yang telah ditulis pada subbab 3.12.1 bahwa tinggi jagaan untuk debit 200 – 500 m³/det adalah 0,8 m. Kemudian untuk lebar mercu tanggul untuk debit < 500 m³/det adalah 3 m. Elevasi tanggul dibagi menjadi 11 segmen dengan elevasi yang kurang lebih sama atau mendekati sama pada setiap segmennya. Berikut ini adalah hasil dari perhitungan perencanaan tanggul yang dapat dilihat pada Tabel 5.23.



Gambar 5.20 Hasil Perencanaan Tanggul Pada P43



Gambar 5.21 Hasil Perencanaan Tanggul Pada P27+50



Gambar 5.22 Hasil Perencanaan Tanggul Pada P26

Tabel 5.22 Hasil Perhitungan Perencanaan Tanggul

Sta	Elv Bantaran (m)		Elv Banjir Eks Q25 (m)	Elv Banjir Norm Q25 (m)	Elv Tanggul Rencana (m)	Tinggi Tanggul Rencana (m)		Segmen	Elv Tanggul (m)	H Tanggul (m)	
	Kiri	Kanan				Kiri	Kanan			Kiri	Kanan
47	677,977	677,968	679,01	677,91	678,710	0,733	0,742	s1	678,710	0,733	0,742
46+50	677,270	678,19	678,8	677,86	678,660	1,390	0,470		678,710	1,440	0,520
46	677,585	677,574	678,5	677,26	678,060	0,475	0,486		678,710	1,125	1,136
45+50	677,365	677,525	677,84	676,9	677,700	0,335	0,175	s2	677,880		
45	676,300	676,405	678,06	677,08	677,880	1,580	1,475		677,880	1,580	1,475
44+50	676,182	680,685	677,11	676,68	677,480	1,298	-3,205		677,880	1,698	
44	676,166	676,028	677,5	676,77	677,570	1,404	1,542		677,880	1,714	1,852
43+50	675,305	675,594	677,44	676,78	677,580	2,275	1,986		677,880	2,575	2,286
43	675,127	674,826	677,46	676,77	677,570	2,443	2,744		677,880	2,753	3,054
42+50	676,131	679,432	677,16	676,04	676,840	0,709	-2,592	s3	677,880		
42	675,490	676,386	676,41	675,64	676,440	0,950	0,054		676,540	1,05	
41+50	675,073	675,197	676,7	675,63	676,430	1,357	1,233		676,540	1,467	1,343
41	675,199	675,093	676,72	675,74	676,540	1,341	1,447		676,540	1,341	1,447
40+50	679,570	673,886	676,46	675,53	676,330	-3,240	2,444		676,540		2,654
40	678,579	673,151	676,51	675,5	676,300	-2,279	3,149		676,540		3,389
39+50	680,079	674,338	675,36	674,58	675,380	-4,699	1,042	s4	675,400		1,062
39	674,881	673,807	675,41	674,6	675,400	0,519	1,593		675,400	0,519	1,593
38+50	674,205	674,251	675,57	674,14	674,940	0,735	0,689		675,400	1,195	1,149
38	674,935	674,119	675,17	674,01	674,810	-0,125	0,691		675,400	0,465	1,281
37+50	673,729	674,257	674,83	673,98	674,780	1,051	0,523		675,400	1,671	1,143
37	673,739	671,672	674,96	673,95	674,750	1,011	3,078		675,400	1,661	3,728
36+50	673,235	672,162	675,02	673,94	674,740	1,505	2,578		675,400	2,165	3,238
36	673,254	671,991	674,9	673,84	674,640	1,386	2,649		675,400	2,146	3,409
35+50	672,956	673,565	674	672,92	673,720	0,764	0,155		673,730	0,774	0,165
35	673,014	672,237	674,04	672,83	673,630	0,616	1,393	673,730	0,716	1,493	
34+50	672,308	672,313	674,08	672,93	673,730	1,422	1,417	673,730	1,422	1,417	
34	671,634	672,44	673,92	672,56	673,360	1,726	0,920	673,730	2,096	1,29	

Lanjutan Tabel 5.22 Hasil Perhitungan Perencanaan Tanggul

Sta	Elv Bantaran (m)		Elv Banjir Eks Q25 (m)	Elv Banjir Norm Q25 (m)	Elv Tanggul Rencana (m)	Tinggi Tanggul Rencana (m)		Segmen	Elv Tanggul (m)	H Tanggul (m)	
	Kiri	Kanan				Kiri	Kanan			Kiri	Kanan
33+50	674,217	671,561	672,77	671,83	672,630	-1,587	1,069	s6	673,030		1,469
33	671,350	670,029	672,67	672,15	672,950	1,600	2,921		673,030		3,001
32+50	673,435	673,43	672,72	672,23	673,030	-0,405	-0,400		673,030		
31+9	670,760	671,18	672,5	671,92	672,720	1,960	1,540		673,030	2,270	1,85
31+50	670,314	671,384	672,49	671,86	672,660	2,346	1,276		673,030	2,716	1,646
31	670,425	671,876	671,55	671,32	672,120	1,695	0,244		673,030	2,605	
30+50	669,779	669,785	671,81	671,35	672,150	2,371	2,365		673,030	3,251	3,245
30	670,070	669,85	671,82	671,34	672,140	2,070	2,290		673,030	2,960	3,18
29+50	670,120	670,065	671,79	671,29	672,090	1,970	2,025		673,030	2,910	2,965
29	669,889	669,844	671,85	671,37	672,170	2,281	2,326		673,030	3,141	3,186
28+50	670,826	670,827	671,47	670,45	671,250	0,424	0,423	s7	671,650	0,824	0,823
28	669,459	669,022	671,59	670,85	671,650	2,191	2,628		671,650	2,191	2,628
27+50	669,155	669,127	671,51	670,71	671,510	2,355	2,383		671,650	2,495	2,523
27	669,845	669,69	671,44	670,65	671,450	1,605	1,760		671,650	1,805	1,96
26+50	668,835	668,686	671,28	670,5	671,300	2,465	2,614		671,650	2,815	2,964
26	669,297	669,164	671,25	670,51	671,310	2,013	2,146		671,650	2,353	2,486
25+50	668,656	668,863	671,05	670,26	671,060	2,404	2,197		671,650	2,994	2,787
25	669,126	669,23	670,33	669,82	670,620	1,494	1,390		670,640	1,514	1,41
24+50	668,387	669,021	670,36	669,84	670,640	2,253	1,619		670,640	2,253	1,619
24	668,640	669,022	670,13	669,64	670,440	1,800	1,418		670,640	2	1,618
23+50	668,441	668,587	670,17	669,58	670,380	1,939	1,793	s8	670,640	2,199	2,053
23	668,594	668,512	669,98	669,56	670,360	1,766	1,848		670,640	2,046	2,128
22+50	668,510	668,439	669,99	669,53	670,330	1,820	1,891		670,640	2,13	2,201
22	668,553	668,293	669,63	669,43	670,230	1,677	1,937		670,640	2,087	2,347
21+50	668,451	668,873	669,51	668,99	669,790	1,339	0,917		670,640	2,189	1,767
21	667,779	668,15	669,54	669,1	669,900	2,121	1,750		670,640	2,861	2,49

Lanjutan Tabel 5.22 Hasil Perhitungan Perencanaan Tanggul

Sta	Elv Bantaran (m)		Elv Banjir Eks Q25 (m)	Elv Banjir Norm Q25 (m)	Elv Tanggul Rencana (m)	Tinggi Tanggul Rencana (m)		Segmen	Elv Tanggul (m)	H Tanggul (m)	
	Kiri	Kanan				Kiri	Kanan			Kiri	Kanan
20+50	668,000	667,991	669,5	668,99	669,790	20+50	668,000	s8	670,640	2,64	2,649
20	668,152	667,652	669,47	668,88	669,680	20	668,152		670,640	2,488	2,988
19+50	668,492	668,299	668,72	668,68	669,480	19+50	668,492	s9	669,480	0,988	1,181
19	667,550	667,454	668,87	668,64	669,440	19	667,550		669,480	1,93	2,026
18+50	666,907	667,462	668,9	668,62	669,420	18+50	666,907		669,480	2,573	2,018
18	667,250	667,151	668,83	668,52	669,320	18	667,250		669,480	2,23	2,329
17+50	667,428	667,315	668,72	668,42	669,220	17+50	667,428		669,480	2,052	2,165
17	667,873	667,931	668,26	668,15	668,950	17	667,873		669,480	1,607	1,549
16+50	667,119	667,014	668,49	668,33	669,130	16+50	667,119		669,480	2,361	2,466
16	666,592	666,546	668,31	668,27	669,070	16	666,592		669,480	2,888	2,934
15+50	666,766	666,635	668,4	668,29	669,090	15+50	666,766		669,480	2,714	2,845
15	666,873	666,826	668,16	668,02	668,820	15	666,873		669,480	2,607	2,654
14+50	667,129	665,625	668,1	667,97	668,770	14+50	667,129		669,480	2,351	3,855
14	666,944	665,351	667,88	667,75	668,550	14	666,944		669,480	2,536	4,129
13+50	666,668	665,193	668,05	667,93	668,730	13+50	666,668		669,480	2,812	4,287
13	666,512	666,462	667,53	667,39	668,190	13	666,512		668,280	1,768	1,818
12+50	666,145	666,455	667,61	667,44	668,240	12+50	666,145	668,280	2,135	1,825	
12	664,751	665,9	667,64	667,48	668,280	12	664,751	668,280	3,529	2,38	
11+50	666,241	666,342	667,52	667,35	668,150	11+50	666,241	668,280	2,039	1,938	
11	666,052	666,159	667,42	667,31	668,110	11	666,052	668,280	2,228	2,121	
10+50	666,146	666,16	666,64	665,76	666,560	10+50	666,146	668,280	2,134	2,12	
10	666,098	666,47	665,05	664,53	665,330	10	666,098	666,700			
9+50	665,880	663,992	666,28	665,9	666,700	9+50	665,880	666,700	0,820	2,708	
9	666,332	664,485	665,43	664,99	665,790	9	666,332	666,700		2,215	