

## **BAB IV**

### **ANALISA DAN PEMBAHASAN**

#### **4.1 Analisa Hidrologi**

Analisa hidrologi merupakan analisa awal yang dilakukan untuk mendapatkan data-data hidrologi berupa data curah hujan rerata, data distribusi frekuensi, data intensitas hujan jam-jaman, dan debit rancangan yang nantinya digunakan sebagai input dalam pengerjaan simulasi aliran serta analisa hidraulika.

##### **4.1.1 Penyiapan Data**

Data hujan yang digunakan dalam kajian ini adalah data hujan yang berasal dari 6 stasiun hujan yang ada di wilayah Sungai Citarum Hulu, Kabupaten Bandung, Jawa Barat. Data tersebut diperoleh dari Balai Besar Wilayah Sungai Citarum, dan Puslitbang Sumber Daya Air. Stasiun yang digunakan adalah Stasiun Cibereum, Stasiun Cisondari, Stasiun Cipaku, Stasiun Rancaekek, Stasiun Cibiru, dan Stasiun Dago Pakar. Data hujan yang digunakan adalah curah hujan harian maksimum tahunan, dalam kurun waktu 10 tahun, yaitu tahun 2007 hingga 2016.

Dari data curah hujan harian yang tersedia, maka harus dilakukan pemilihan data curah hujan yang akan digunakan, dengan cara mencari curah hujan maksimum yang tercatat di suatu stasiun hujan di tahun tersebut, lalu dicari rerata yang terbesar dengan stasiun-stasiun lainnya, jika sudah terpilih maka digunakan curah hujan tersebut di tanggal yang sama yang telah tercatat pada masing-masing stasiun. Contoh penguraian yang dimaksud akan dicantumkan dibawah ini.

- Contoh pada Tahun 2007
  1. Pada Stasiun Cibereum, telah terjadi hujan maksimum di tahun 2007 yaitu pada tanggal 26 April, sebesar 86 mm/hari. Maka dicatat juga hujan yang terjadi di stasiun lain pada tanggal tersebut lalu di rata-rata.
  2. Pada Stasiun Cisondari, telah terjadi hujan maksimum di tahun 2007 yaitu pada tanggal 1 Mei, sebesar 115 mm/hari.
  3. Dilakukan perhitungan yang sama
  4. Setelah didapat hasil rata-rata dari seluruh pencatatan hujan, maka dicari yang memiliki nilai terbesar
  5. Pada tahun 2007, dipilih pada tanggal 3 Desember.

**Tabel 4.1**  
Curah Hujan Maksimum pada masing-masing stasiun, tahun 2007

No	Waktu	Cibereum (mm/hari)	Cisondari (mm/hari)	Dago Pakar (mm/hari)	Rancaekek (mm/hari)	Cipaku (mm/hari)	Cibiru (mm/hari)	Rata-rata
1	26-Apr	86	10.5	4	5	0	4	18.250
2	1-Mei	0	115	5	0	0	0	19.125
3	21-Nov	0	4.5	113	16	0	0	21.125
4	21-Feb	0	0	12	68	0	53	22.208
5	14-Jan	12.2	0	16	0	76	0	19.767
6	3-Des	27	0	18	29	5	82	22.100

Sumber : BBWS Citarum, dan Puslitbang Sumber Daya Air

Hasil penyiapan data hujan dan peta Daerah Tangkapan Sungai yang sudah dipilih akan disajikan pada **Tabel 4.2**, **Tabel 4.3**, dan **Gambar 4.1**.

**Tabel 4.2**  
Rekapitulasi Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan di Wilayah Citarum Hulu

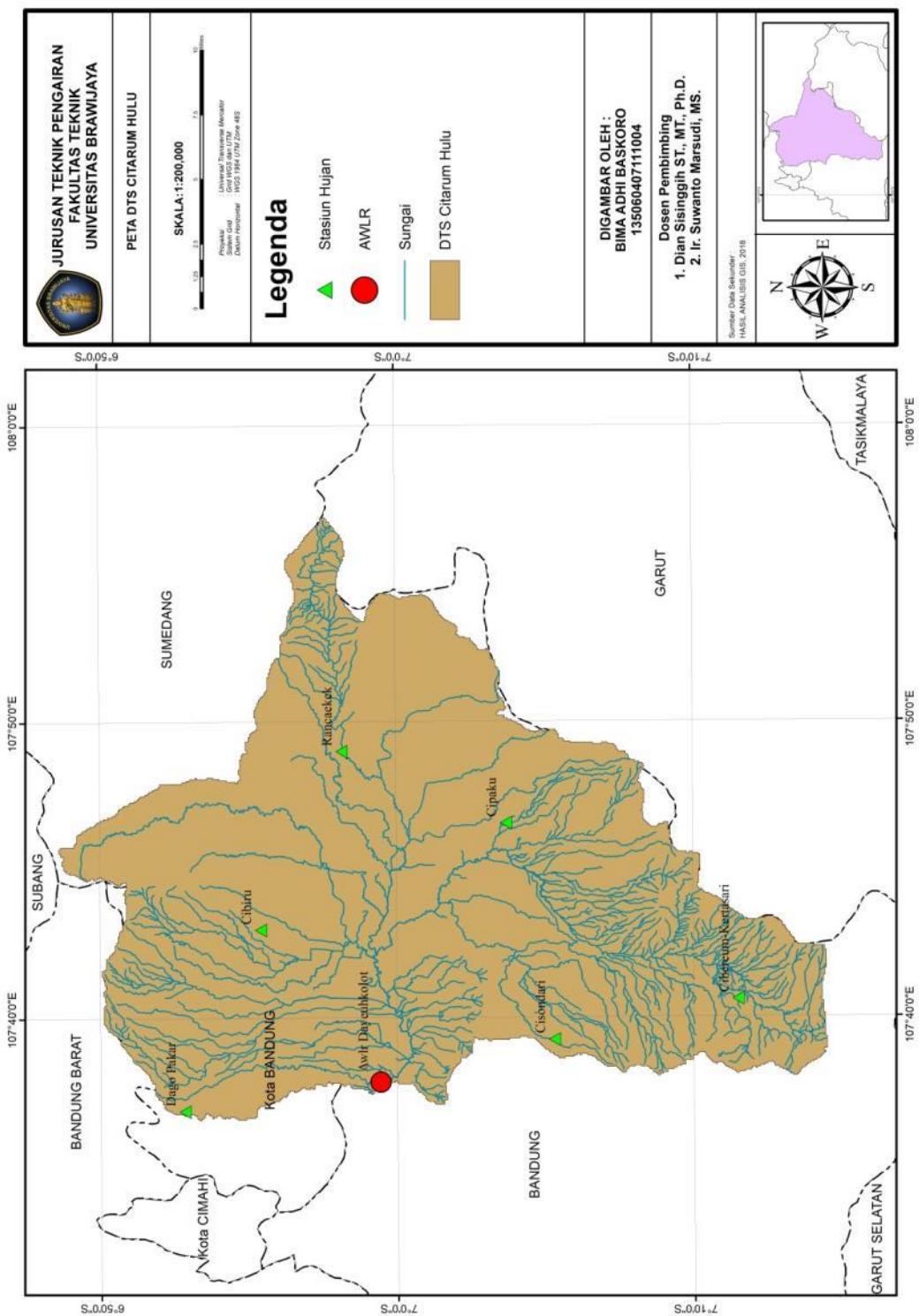
No	Tahun	Stasiun Hujan					
		Cibereum (mm/hari)	Cisondari (mm/hari)	Dago Pakar (mm/hari)	Rancaekek (mm/hari)	Cipaku (mm/hari)	Cibiru (mm/hari)
1	2007	27	0	18	29	5	82
2	2008	0	15.5	15	33	74	39
3	2009	18.2	0	11	45	17	137
4	2010	10.6	15.5	38	82	82	44
5	2011	27	0	0	12	94	50
6	2012	11	16	4	130	30	23
7	2013	0	0	45	130	84	7
8	2014	7	2	40	59	26	132
9	2015	0	0	85	29	38	6.5
10	2016	50	15	18	38	95	12

Sumber : BBWS Citarum, dan Puslitbang Sumber Daya Air

**Tabel 4.3**  
Rekapitulasi Data Curah Hujan Kumulatif Tahunan di Wilayah Sungai Citarum Hulu

No	Tahun	Stasiun Hujan					
		Cibereum-Kertasari (mm)	Cisondari (mm)	Dago Pakar (mm)	Rancaekek (mm)	Cipaku (mm)	Cibiru (mm)
1	2007	3300	2861	1932	1490	1842	1553
2	2008	2553	1568	1430	1797	1910	1950
3	2009	4035	954	1690	1825	1963	2130
4	2010	3928	1707	3357	3289	3186	3717
5	2011	1933	1103	1296	1288	2020	1279
6	2012	1868	866	1530	1856	1776	1768
7	2013	2085	1150	2189	2197	2417	2273
8	2014	1616	1088	1743	2061	2838	2043
9	2015	1400	790	1452	1418	2250	1486
10	2016	3702	1535	2167	2788	4060	3084

Sumber : BBWS Citarum, dan Puslitbang Sumber Daya Air



*Gambar 4.1 Peta DTS Citarum Hulu  
Sumber : Hasil Analisis ArcGis, 2018*

#### **4.1.2 Uji Kelayakan Data Hujan**

##### **4.1.2.1 Uji Konsistensi Data Hujan**

Salah satu cara untuk menguji konsistensi adalah dengan menggunakan analisis kurva massa ganda untuk data hujan musiman atau tahunan dari suatu daerah. Kurva massa ganda adalah salah satu metode grafis untuk alat identifikasi atau untuk menguji konsistensi dan kesamaan jenis data hidrologi dari suatu pos hidrologi (Soewarno, 2000 : 200). Langkah – langkah untuk melakukan uji konsistensi dengan menggunakan metode analisis kurva massa ganda yaitu sebagai berikut (contoh perhitungan untuk stasiun Rancaekek, pada tahun 2007):

1. Menghitung curah hujan tahunan untuk masing – masing stasiun, disususun mulai tahun terbaru, dapat dilihat pada Tabel 4.2
2. Menghitung rata – rata hujan tahunan untuk stasiun pembanding, yaitu stasiun yang terdekat, pada hitungan ini yang menjadi stasiun pembanding adalah stasiun Cisondari, Cipaku, dan Cibiru.

$$\overline{CH}_{Pembanding} = \frac{(2861 + 1842 + 1553)}{3} = 2085,33$$

3. Menghitung kumulatif hujan3 tahunan untuk stasiun yang diuji. Kumulatif pada stasiun 2008.

$$\text{Komulatif Stasiun Rancaekek} = 1490 + 1797 = 3287$$

4. Menghitung komulatif tahunan untuk stasiun pembanding.

$$\text{Komulatif Stasiun Pembanding} = 2085,33 + 1809,33 = 3894,67$$

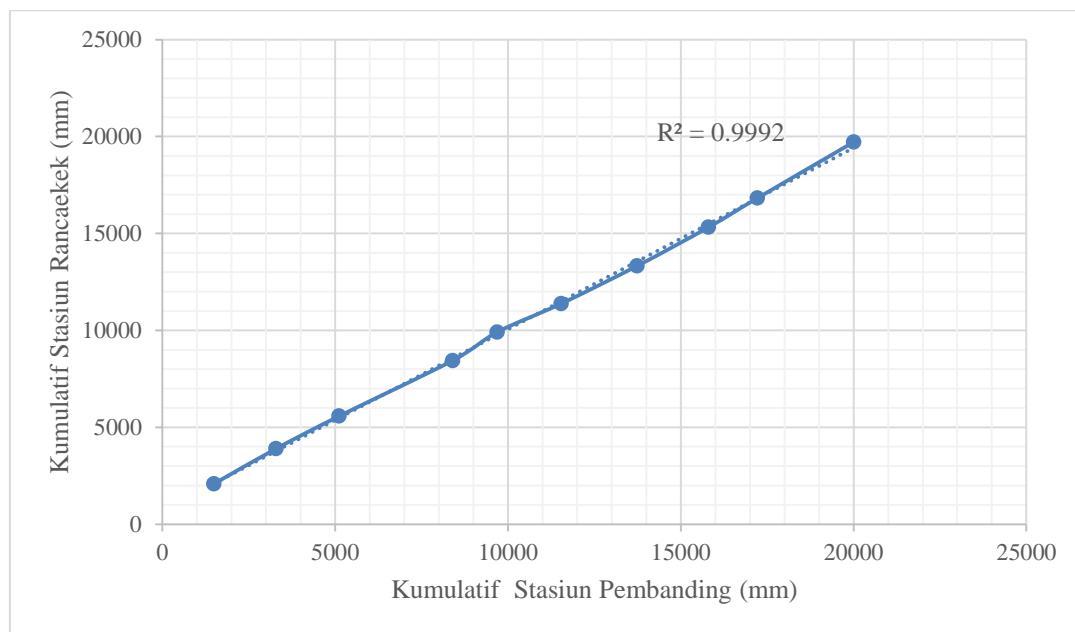
5. Menggambar dalam bentuk diagram pencar (scatter diagram) antara stasiun yang akan diuji dan stasiun pembanding. Stasiun yang akan diuji pada sumbu Y dan stasiun pembanding pada sumbu X.

Sebagai contoh dapat dilihat uji konsistensi dan analisis kurva massa ganda data hujan pada stasiun Rancaekek seperti pada **Gambar 4.2** dan **Tabel 4.3**. Hasil perhitungan uji konsistensi data hujan untuk semua stasiun hujan disajikan pada lampiran.

Tabel 4.4  
Uji konsistensi data di stasiun Rancaekek

Tahun	St. Hujan Rancaekek		St. Hujan Pembanding	
	CH Tahunan	CH Komulatif	CH Tahunan Rerata	CH Komulatif
2007	1490	1490	2085.33	2085.33
2008	1797	3287	1809.33	3894.67
2009	1825	5112	1682.33	5577.00
2010	3289	8401	2870.00	8447.00
2011	1288	9689	1467.33	9914.33
2012	1856	11545	1470.00	11384.33
2013	2197	13742	1946.67	13331.00
2014	2061	15803	1989.67	15320.67
2015	1418	17221	1508.67	16829.33
2016	2788	20009	2893.00	19722.33

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017



Gambar 4.2 Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Rancaekek  
Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

#### 4.1.2.2 Uji *Outlier*

Setelah data hujan terbukti konsisten, selanjutnya kesatuan deret data dalam beberapa tahun tersebut dilakukan uji deteksi *outlier* untuk menentukan kelayakan setiap deret datanya apakah layak digunakan atau tidak. Berikut adalah tabel perhitungan uji *outlier* Stasiun Rancaekek tersebut.

Tabel 4.5  
Perhitungan Uji *Outlier*

No	Tahun	Curah Hujan Xi (mm/hari)	Probabilitas	Log Xi	Log Xi - Log X <sub>rt</sub>	(Log Xi - Log X <sub>rt</sub> ) <sup>2</sup>	(Log Xi - Log X <sub>rt</sub> ) <sup>3</sup>
1	2012	130	9.09	2.114	1.241	1.539	1.909
2	2013	130	18.18	2.114	1.241	1.539	1.909
3	2010	82	27.27	1.914	1.040	1.083	1.126
4	2014	59	36.36	1.771	0.897	0.805	0.723
5	2009	45	45.45	1.653	0.780	0.608	0.474
6	2016	38	54.55	1.580	0.706	0.499	0.353
7	2008	33	63.64	1.519	0.645	0.416	0.269
8	2007	29	72.73	1.462	0.589	0.347	0.204
9	2015	29	81.82	1.462	0.589	0.347	0.204
10	2011	12	90.91	1.079	0.206	0.042	0.009
Jumlah		587	500.00	16.668	7.934	7.226	7.181
Rerata					1.667		
Standar Deviasi (Stdev)					0.321510049		
Skewness (Cs)					-0.120842557		
Jumlah Data (n)					10		
K <sub>n</sub>					2.036		
Batas Atas					209.603	Diterima	
Batas Bawah					10.285	Diterima	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

dengan:

- $n$  = jumlah data curah hujan
- $CH$  = curah hujan (mm)
- $\log(CH)$  =  $\log$  curah hujan (mm)
- $\overline{\log(CH)}$  = rerata  $\log$  curah hujan (mm)
- $S_{\log(CH)}$  = standar deviasi dari rerata  $\log$  curah hujan (mm)
- $K_n$  = parameter *Grubbs and Beck*
- $X_H$  = batas atas nilai data curah hujan (mm)
- $X_L$  = batas bawah nilai data curah hujan (mm)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.3:

$$\log(CH)(\text{tahun 2007}) = \log(130) \text{ mm}$$

$$= 2,114 \text{ mm}$$

$$\overline{\log(CH)} = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(CH))_i}{n}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\sum_{i=1}^n 2,114 + 2,114 + \dots + 1,079}{10} \\
 &= 1,667 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\log(CH)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((\log(CH))_i - \overline{\log(CH)})^2}{n-1}} \\
 &= 0,321 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_n &= -3,62201 + 6,28446n^{0,25} - 2,49835n^{0,5} + 0,491436n^{0,75} - 0,037911n \\
 &= -3,62201 + 6,28446 \cdot 10^{0,25} - 2,49835 \cdot 10^{0,5} + 0,491436 \cdot 10^{0,75} - 0,037911 \cdot 10 \\
 &= 2,036
 \end{aligned}$$

$$X_H = n \cdot (\overline{\log(CH)} + K_n \cdot \overline{S_{\log(CH)}})$$

$$= 10^{(1,667+2,0360,321)}$$

$$= 209,603 \text{ mm}$$

$$X_L = e^{(\overline{\log(CH)} - K_n \cdot \overline{S_{\log(CH)}})}$$

$$= 10,285 \text{ mm}$$

Dari perhitungan di atas tersebut, kini dapat diketahui bahwa nilai batas atas data ( $X_H$ ) adalah senilai 209,603 dan nilai batas bawah data ( $X_L$ ) adalah senilai 10,285, sehingga dapat dipastikan bahwa nilai-nilai pada deret data hujan tersebut tidak ada yang harus dibuang, karena nilainya tidak ada yang melewati nilai batas atas ( $X_H$ ) dan bawah ( $X_L$ ).

#### 4.1.2.3 Uji Ketidakaan Trend

Trend merupakan deret berkala yang nilainya menunjukkan gerakan yang berjangka panjang dan mempunyai kecenderungan menuju kesatu arah (arah naik atau turun). Umumnya meliputi gerakan yang lamanya lebih dari 10 tahun. Apabila dalam deret berkala menunjukkan adanya trend maka datanya tidak disarankan untuk digunakan dalam analisis hidrologi. Apabila deret berkala itu menunjukkan adanya trend, maka analisis hidrologi harus mengikuti garis trend yang dihasilkan. Ketidakadaan trend dapat diuji dengan banyak cara. Dalam studi ini di ambil uji korelasi peringkat metode spearman.

Trend dapat dipandang sebagai korelasi antara waktu dengan variat dari suatu variabel hidrologi. Ole karena itu koefisien korelasinya dapat digunakan untuk menentukan ketidakadaan trend dari suatu deret berkala. Salah satu cara adalah dengan menggunakan koefisien korelasi metode spearman. Berikut ini adalah tahapan uji korelasi metode spearman :

1. Data Curah Hujan diurutkan dari nilai yang tertinggi hingga terendah

2. Mencari nilai Koefisien Korelasi tingkat spearman (KP)

$$KP = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n (dt)^2}{n^3 - n}$$

$$KP = 1 - \frac{6 \times 214}{1000 - 10}$$

$$KP = -0,30$$

3. Selanjutnya mencari nilai distribusi t, pada derajat kebebasan (n-2) untuk derajat kepercayaan tertentu (umumnya 5%)

$$t = KP \left[ \frac{n-2}{1-KP^2} \right]^{1/2}$$

$$t = -0,30 \left[ \frac{10-2}{1-(-0,30)^2} \right]^{1/2}$$

$$t = -0,880$$

4. kemudian menentukan nilai tc, nilai tc tergantung pada dk. dk = 8 maka tc = 2,306

5. Nilai t = -0,880

Nilai tc = 2,306

Hipotesa **diterima** karena nilai t < tc → tidak ada trend

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat di tabel 4.6

Tabel 4.6  
Perhitungan Uji Ketiadaan Trend Stasiun Rancaekek

No.	Tahun	CH		Peringkat		dt	dt <sup>2</sup>
		Tahunan	Tahun	CH	Rt		
1	2007	1490	2010	3289	4	3	9
2	2008	1797	2016	2788	10	8	64
3	2009	1825	2013	2197	7	4	16
4	2010	3289	2014	2061	8	4	16
5	2011	1288	2012	1856	6	1	1
6	2012	1856	2009	1825	3	-3	9
7	2013	2197	2008	1797	2	-5	25
8	2014	2061	2007	1490	1	-7	49
9	2015	1418	2015	1418	9	0	0
10	2016	2788	2011	1288	5	-5	25
Jumlah							214
n							10
Kp							-0,30
t							-0,880

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Hipotesa diterima jika nilai  $t < t_c$ , maka data dapat dinyatakan tidak ada trend ( $R_t$  dan  $T_t$  independent, tidak saling tergantung). Hipotesa ditolak jika nilai  $t > t_c$ , data dapat dinyatakan ada trend.

Berikut merupakan tabel rekapitulasi hasil uji ketidakadaan trend stasiun hujan DTS Citarum Hulu.

Tabel 4.7

Rekapitulasi Hasil Uji Ketidakadaan Trend

No	Stasiun	Hasil Uji Ketidakadaan Trend		
		Nilai $t_c$	Nilai $t$	Kesimpulan
1	Cibereum	2.306	1.543	Data Tidak Ada Trend
2	Cisondari	2.306	1.646	Data Tidak Ada Trend
3	Dago Pakar	2.306	-0.363	Data Tidak Ada Trend
4	Rancaekek	2.306	-0.880	Data Tidak Ada Trend
5	Cipaku	2.306	-2.260	Data Tidak Ada Trend
6	Cibiru	2.306	-0.434	Data Tidak Ada Trend

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.1.2.4 Uji Stasioner

Uji stasioner dimaksudkan untuk menguji kestabilan varian rata-rata dari data hujan yang akan dipakai. Pengujian nilai varian dari deret berkala dapat dilakukan dengan Uji-F. Data yang sudah ada dibagi menjadi dua kelompok atau lebih, setiap dua kelompok diuji dengan menggunakan Uji-F. Jika hipotesis nol untuk nilai varian tersebut menunukan stasioner, maka pengujian selanjutnya adalah menguji kestabilan rata-ratanya. Pengujian kesamaan jenis nilai rata – rata dapat dihitung dengan Uji-t.

- Berikut ini adalah contoh perhitungan Uji Kestabilan Varian (Uji F) :
1. Data curah hujan kumulatif tahunan dikelolopkan menjadi 2 bagian.
  2. Selanjutnya mencari rata-rata kelompok tersebut, contoh kelompok I

$$\bar{X} = \frac{1490 + 1797 + 1825 + 3289 + 1288}{5} = 1938$$

3. Kemudian menghitung simpangan baku (standar deviasi)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = 787,6$$

4. Berikutnya mencari nilai F

Kelompok II

$$n_2 = 5$$

$$X_2 = 2064 \text{ mm/tahun}$$

$$S_2 = 500,6 \text{ mm/tahun}$$

Kelompok I

$$n_1 = 5$$

$$X_1 = 1938 \text{ mm/tahun}$$

$$S_1 = 787,6 \text{ mm/tahun}$$

$$F = \frac{n_1 \cdot s_1^2 (n_2 - 1)}{n_2 \cdot s_2^2 (n_1 - 1)} = \frac{5 \times 727,3^2 (5 - 1)}{5 \times 1136,7^2 (5 - 1)} = 2,47$$

5. Pada derajat kebebasan  $dk_1 = n_1 - 1 = 4$  dan  $dk_2 = n_2 - 1 = 4$  dan derajat kepercayaan 1% maka didapatkan  $f$  tabel sebesar 16,69.
6. Nilai  $F$  perhitungan = 2,47 lebih kecil dari nilai  $F$  tabel = 16,69, maka hipotesa diterima. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.6.
- Berikut ini adalah contoh perhitungan Uji Kestabilan Nilai Rata-rata (Uji-t):
1. Parameter perhitungan uji kestabilan rata-rata sama dengan uji kestabilan varian, yaitu mencari simpangan baku dan rata-rata tiap kelompoknya. Contoh perhitungannya bisa dilihat pada perhitungan uji varian diatas.
  2. Selanjutnya mencari nilai signifikan  $\alpha$  dengan rumus :

$$\alpha = \left( \frac{n_1 \cdot s_1^2 + n_2 \cdot s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right)^{0,5} = \left( \frac{10(787,6)^2 + 10(500,6)^2}{5 + 5 - 2} \right)^{0,5} = 737,8$$

3. Berikutnya mencari nilai  $t$  hitung dengan rumus:

$$t = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sigma \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)^{0,5}} = \frac{1938 - 2064}{737,8 \left( \frac{1}{5} + \frac{1}{5} \right)^{0,5}} = 0,27$$

4. Mencari nilai  $t$  tabel, untuk derajat kebebasan  $dk=8$ , dan derajat kepercayaan 0,,025 pada uji dua arah maka diperoleh nilai  $t$  tabel = 2,776

Karena nilai  $t$  hitung=0,27 lebih kecil dari nilai  $t$  tabel=2,776, maka hipotesis diterima. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat di tabel 4.8

Tabel 4.8

## Rekapitulasi Hasil Nilai Rerata dan Simpangan Baku

Ket rang an	Cibereum- Kertasari		Cisondari		Dago Pakar		Rancaekek		Cipaku		Cibiru	
	Kelo mpo k I	Kelo mpok II	Kelo mpo k I	Kelo mpok II	Kelo mpo k I	Kelo mpok II	Kelo mpo k I	Kelo mpok II	Kelo mpo k I	Kelo mpok II	Kelo mpo k I	Kelo mpok II
3300	1868	2861	866	1932	1530	1490	1856	1842	1776	1553	1768	
2553	2085	1568	1150	1430	2189	1797	2197	1910	2417	1950	2273	
4035	1616	954	1088	1690	1743	1825	2061	1963	2838	2130	2043	
3928	1400	1707	790	3357	1452	3289	1418	3186	2250	3717	1486	
1933	3702	1103	1535	1296	2167	1288	2788	2020	4060	1279	3084	
X	3,150	2,134	1,639	1,086	1,941	1,816	1,938	2,064	2,184	2,668	2,126	2,131
S	901.2	913.6	751.6	292.3	828.4	347.1	787.6	500.6	563.9	866.0	949.7	609.1

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.9  
Rekapitulasi Hasil Uji Kestabilan Varian dan Uji Kestabilan Rerata

Rumus	Cibereum-Kertasari	Cisondari	Dago Pakar	Rancaek k	Cipaku	Cibiru
$n_1 S_1 (n_2-1)$	16,242,534	11,297,346	13,726,420	12,405,274	6,358,904	18,040,054
$n_2 S_2 (n_1-1)$	16,694,304	1,708,584	2,409,754	5,012,270	14,999,764	7,419,554
F hitung	0.97	6.61	5.70	2.47	0.42	2.43
f tabel 0,01 (dk=4)	16.69	16.69	16.69	16.69	16.69	16.69
Kesimpulan	H0 diterima	H0 diterima	H0 diterima	H0 diterima	H0 diterima	H0 diterima
$X_1 - X_2$	1,015.6	552.8	124.8	126.2	484.0	5.0
$n_1 S_1^2$	4,060,634	2,824,337	3,431,605	3,101,319	1,589,726	4,510,014
$n_2 S_2^2$	4,173,576	427,146	602,439	1,253,068	3,749,941	1,854,889
$\sigma$	1,014.5	637.5	710.1	737.8	817.0	892.0
$(1/n_1 + 1/n_2)^{0.5}$	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
t hitung	1.58	1.37	0.28	0.27	0.94	0.01
t tabel 0,025 (dk=8)	2.776	2.776	2.776	2.776	2.776	2.776
Kesimpulan	H0 diterima	H0 diterima	H0 diterima	H0 diterima	H0 diterima	H0 diterima

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.1.2.5 Uji Persistensi

Uji ini digunakan untuk melihat data berasal dari sampel acak atau tidak. Pada studi ini uji persistensi dilakukan dengan menghitung korelasi serial, yaitu dengan Metode Spearman. Berikut langkah perhitungan uji persistensi pada Stasiun Hujan Rancaekek:

1. Mengurutkan data sesuai deret waktu
2. Membuat peringkat berdasarkan data hujan yang terbesar sampai terkecil ( $Rt$ ) dan peringkat berdasarkan urutan tahun ( $Tt$ )

$$Ch = 1490 \text{ (tahun 2007)}$$

$$Rt_1 = 4$$

$$Rt_2 = 10$$

3. Hitung nilai  $di$  (selisih antara  $Rt_1$  dengan  $Rt_2$ )

$$di = Rt_2 - Rt_1 = 10 - 4 = 6$$

4. Hitung nilai kuadrat dari  $dt$  dan total dari kuadrat  $dt$

$$di^2 = (6)^2 = 36$$

$$\Sigma di^2 = 141$$

5. Hitung nilai  $KS$  (korelasi serial)

$$KS = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n (di)^2}{m^3 - m}$$

$$= 1 - \frac{6 \times 141}{9^3 - 9}$$

$$= -0,175$$

6. Hitung nilai distibrusi  $t$  ( $t_{\text{hitung}}$ )

$$\begin{aligned} t &= KS \left[ \frac{m-2}{1-KS^2} \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= -0,175 \left[ \frac{9-2}{1-(-0,175)^2} \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= -0,47 \end{aligned}$$

Dengan pengujian satu sisi menggunakan derajat kepercayaan  $\alpha = 5\%$  dan  $dk = m - 2 = 9 - 2 = 7$  dan maka diperoleh nilai  $t_{\text{kritis}}$  yaitu  $t_{0,95} = +2,101$  dan Nilai  $t_{\text{kritis}}$  diperoleh dari tabel uji- $t$  yang tercantum pada lampiran. Dari perhitungan maka nilai  $t_{\text{hitung}}$  terletak antara  $t_{0,95}$  yaitu  $-0,470 < 2,101$  sehingga  $H_0$  diterima. Dapat disimpulkan bahwa data bersifat random (acak) atau dengan kata lain tidak menunjukkan adanya persistensi.

#### 4.1.3 Analisa Curah Hujan Rerata Daerah

Dalam analisis hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut, pada penelitian ini akan menggunakan Metode *Polygon-Thiessen*. Berikut adalah peta analisis curah hujan rerata daerah DTS Citarum Hulu dengan Metode *Polygon-Thiessen* akan disajikan pada **Gambar 4.3**.

Perhitungan Hujan Rerata Daerah Metode Thiessen:

1. Stasiun hujan digambarkan pada peta DAS yang ditinjau , termasuk stasiun hujan di luar DAS yang berdekatan.
2. Stasiun – stasiun tersebut digabungkan dengan garis lurus (garis terputus) sehingga membentuk segitiga – segitiga, yang sebaiknya mempunyai sisi dengan panjang yang kira – kira sama.
3. Dibuat garis berat pada sisi – sisi segitiga seperti ditunjukan dengan garis penuh.
4. Garis – garis tersebut membentuk poligon yang mengelilingi tiap stasiun. Tiap stasiun mewakili luasan yang dibentuk oleh poligon. Untuk stasiun yang berada di dekat batas DAS, garis batas DAS membentuk batas penutup dari poligon.
5. Luas tiap poligon diukur dan kemudian dikalikan dengan kedalaman hujan stasiun yang berada di dalam poligon.
6. Jumlah dari hitungan pada butir untuk semua stasiun dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan hujan rerata daerah tersebut.

$$\text{Koefisien Thiessen Stasiun Rancaekek} = \frac{\text{Luas Daerah Pengaruh}}{\text{Luas Total}} = \frac{193,973}{927,735} = 0,209$$

Hujan rerata daerah pada tahun 2007 Stasiun Rancaekek

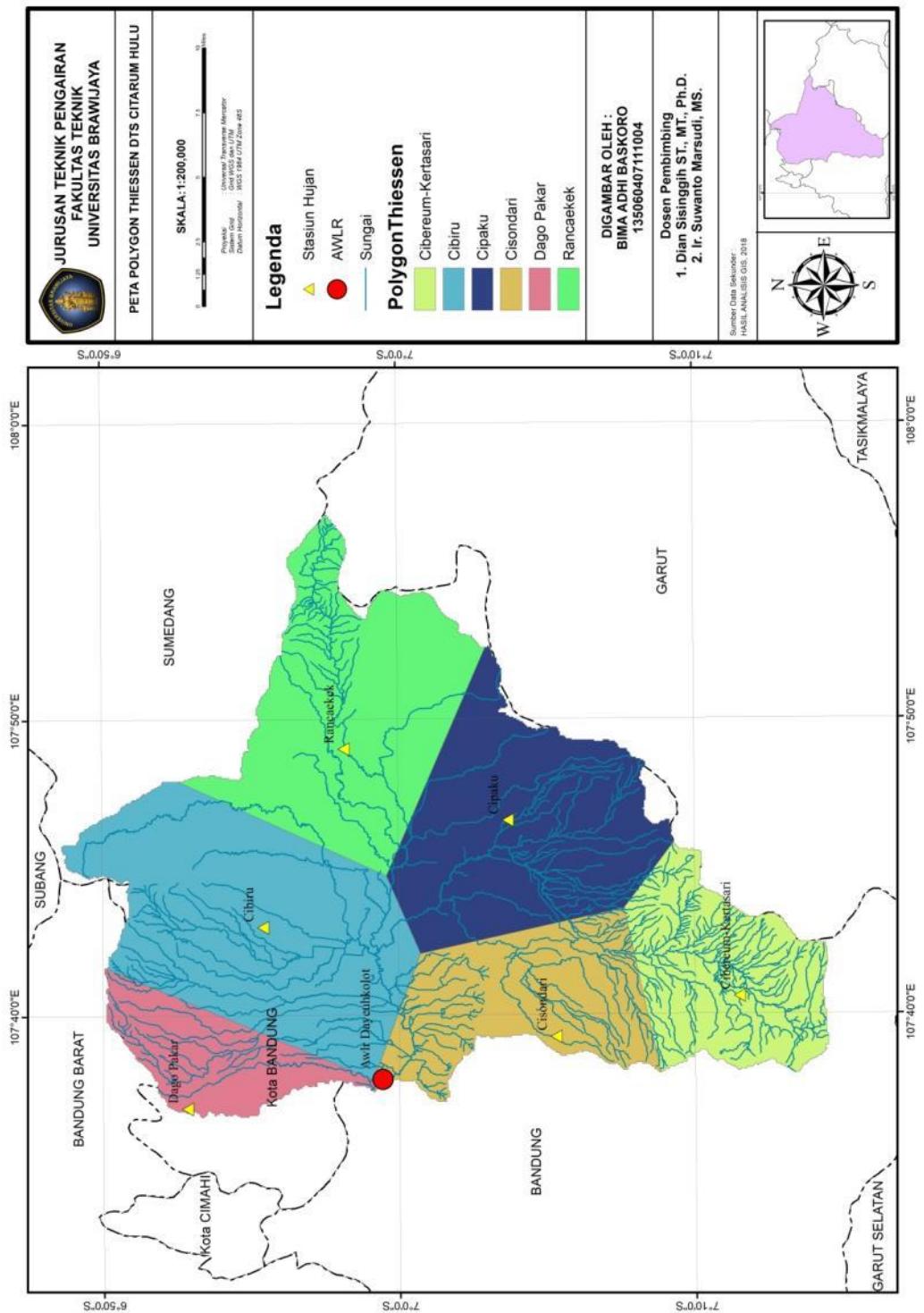
$$\begin{aligned}\text{Stasiun Rancaekek} &= \text{Koefisien Thiessen Stasiun Rancaekek} \times \text{curah hujan maksimum tahunan} \\ &= 0,209 \times 29 = 6,063 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kemudian untuk menentukan hujan rerata daerah DTS Citarum Hulu pada tahun 2007 dilakukan penjumlahan hujan rerata daerah tiap stasiunnya.

Hujan rerata daerah DTS Citarum Hulu pada tahun 2007 :

$$\begin{aligned}\bar{R} &= (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \\ \bar{R} &= (3,454 + 0 + 1,328 + \dots + 20,863) \\ &= 32,730 \text{ mm}\end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.11



*Gambar 4.3 Polygon-Thiessen pada DAS Citarum Hulu  
Sumber : Hasil Analisis ArcGis, 2018*

Berikut adalah hasil analisa koefisien Thiessen dapat dilihat pada **Tabel 4.10**

Tabel 4.10

Perhitungan Koefisien Thiessen DTS Citarum Hulu

DAS	Stasiun	Luas DAS (km2)	Ai (km2)	Kr
Citarum	Cibereum-Kertasari	927.735	118.693	0.12794
	Cisondari		121.143	0.13058
	Dago Pakar		68.468	0.07380
	Rancaekek		193.973	0.20908
	Cipaku		189.414	0.20417
	Cibiru		236.044	0.25443

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.11.

Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah

No	Tahun	Stasiun Hujan							Jumlah
		Cibereum-Kertasari	Cisondari	Dago Pakar	Rancaekek	Cipaku	Cibiru	0.128	
1	2007	3.454	0.000	1.328	6.063	1.021	20.863	32.730	
2	2008	0.000	2.024	1.107	6.900	15.108	9.923	35.062	
3	2009	2.328	0.000	0.812	9.409	3.471	34.857	50.877	
4	2010	1.356	2.024	2.804	17.145	16.742	11.195	51.266	
5	2011	3.454	0.000	0.000	2.509	19.192	12.722	37.877	
6	2012	1.407	2.089	0.295	27.181	6.125	5.852	42.949	
7	2013	0.000	0.000	3.321	27.181	17.150	1.781	49.433	
8	2014	0.896	0.261	2.952	12.336	5.308	33.585	55.338	
9	2015	0.000	0.000	6.273	6.063	7.758	1.654	21.749	
10	2016	6.397	1.959	1.328	7.945	19.396	3.053	40.078	

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.1.4 Distribusi Frekuensi

Seperti yang sudah dijelaskan dalam Bab II bahwa analisis distribusi frekuensi hujan daerah ini bertujuan untuk memperkirakan besar curah hujan yang berpeluang untuk terjadi sekali dengan periode ulang (*return period*) tertentu di suatu daerah yang didasari oleh harga hujan daerahnya, yang mana besar curah hujannya kemudian dinamakan sebagai curah hujan rancangan. Dengan data tersebut kini bisa dihitung sebaran distribusi frekuensinya dengan metode Metode Distribusi Gumbel, dan Distribusi Log Pearson III pada berbagai periode ulang, yang mana dalam studi ini menggunakan periode ulang 5, 25, 50, 100, dan 200 tahun.

#### 4.1.4.1 Distribusi Frekuensi Metode Distribusi Gumbel

Tabel 4.12

Data Persiapan Perhitungan Distribusi Gumbel

No.	Tahun	Curah Hujan (X) (mm/hari)	X - X <sub>rerata</sub> (mm/hari)	(X - X <sub>rerata</sub> ) <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	(X - X <sub>rerata</sub> ) <sup>3</sup> (mm <sup>2</sup> )	(X - X <sub>rerata</sub> ) <sup>4</sup> (mm <sup>2</sup> )
1	2007	32.730	-9.006	81.101	-730.364	6577.375
2	2008	35.062	-6.674	44.542	-297.268	1983.949
3	2009	50.877	9.141	83.557	763.785	6981.709
4	2010	51.266	9.530	90.824	865.568	8249.002
5	2011	37.877	-3.859	14.894	-57.478	221.822
6	2012	42.949	1.214	1.473	1.787	2.169
7	2013	49.433	7.697	59.244	456.001	3509.844
8	2014	55.338	13.602	185.012	2516.527	34229.620
9	2015	21.749	-19.987	399.489	-7984.663	159591.136
10	2016	40.078	-1.658	2.748	-4.554	7.549
Jumlah		417.359		962.882	-4470.659	221354.175
X rerata		41.736	-	-	-	-
Standar Deviasi		10.343	-	-	-	-

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

 $CH$  = curah hujan (mm) $\overline{CH}$  = curah hujan rerata (mm) $S$  = standar deviasi curah hujan (mm) $n$  = jumlah data curah hujan $Y_n$  = rerata variasi reduksi (diperoleh berdasarkan nilai  $n$ ) $\sigma_n$  = standar deviasi variasi reduksi (diperoleh berdasarkan nilai  $n$ )

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.12:

$$\begin{aligned}\overline{CH} &= \frac{\sum_{i=1}^n (CH)_i}{n} \\ &= \frac{417,359}{10} \\ &= 41,74 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((CH)_i - (\overline{CH}))^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{962,882}{10-1}} \\ &= 10,343 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tabel 4.13  
Hasil Perhitungan Distribusi Gumbel

Tr (tahun)	YT	K	Sd . K (mm)	X rancangan (mm)
2	0.37	-0.10	-1.01	40.73
5	1.50	1.10	11.33	53.07
10	2.25	1.89	19.51	61.24
25	3.20	2.88	29.83	71.57
50	3.90	3.63	37.50	79.23
100	4.60	4.36	45.10	86.84
200	5.30	5.09	52.68	94.41

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

$T_r$  = periode ulang (tahun)

$Y_T$  = variasi tereduksi (*reduced variate*)

$K$  = faktor frekuensi Gumbel

$CH_{rancangan}$  = curah hujan rancangan hasil metode Distribusi Gumbel (mm)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.13: (contoh pada kondisi  $T_r$  5 tahun):

$$\begin{aligned} Y_T &= -\ln \left| \ln \left( \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right| \\ &= -\ln \left| \ln \left( \frac{5}{5 - 1} \right) \right| \\ &= 1,500 \end{aligned}$$

$$K = \frac{1,500 - 0,459}{0,9497}$$

$$= 1,096$$

$$S \cdot K = 10,343 \cdot 1,096$$

$$= 11,335 \text{ mm}$$

$$CH_{rancangan} = \overline{CH} + K \cdot S$$

$$= 41,74 + 1,096 \cdot 10,343$$

$$= 53,071 \text{ mm}$$

Sedangkan berikut adalah perhitungan parameter kepencenggan atau *skewness* ( $C_s$ ) dan kepuakan atau kurtosis ( $C_k$ ) data hujan dalam analisis distribusi frekuensi terhadap sebaran Distribusi Gumbel:

$$C_s = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (CH_i - \overline{CH})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{10 \cdot -4470,659}{(10-1) \cdot (10-2) \cdot 10,343^3} = -0,561$$

$$C_k = \frac{n^2 \cdot \sum_{i=1}^n (CH_i - \overline{CH})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = \frac{10^2 \cdot 221354,175}{(10-1) \cdot (10-2) \cdot (10-3) \cdot 10,343^4} = 3,837$$

#### 4.1.4.2 Distribusi Frekuensi Metode Distribusi Log Pearson III

Distribusi Log Pearson Tipe III merupakan transformasi Distribusi Pearson Tipe III dengan varian menjadi nilai logaritma yang mana perhitungannya melibatkan tiga parameter statistik, yaitu nilai rerata hujan, simpangan baku, dan koefisien kepencengan. Berikut tabel perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.

Tabel 4.14

Data Persiapan Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

No.	Tahun	Curah Hujan (X) (mm/hari)	Log X (mm/hari)	Log X - Log Xrerata (mm)	(Log X - Log Xrerata) <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	(Log X - Log Xrerata) <sup>3</sup> (mm <sup>2</sup> )
1	2007	32.730	1.515	-0.092	0.0084	-0.0007669
2	2008	35.062	1.545	-0.062	0.0038	-0.0002343
3	2009	50.877	1.707	0.100	0.0100	0.0010011
4	2010	51.266	1.710	0.103	0.0107	0.0011038
5	2011	37.877	1.578	-0.028	0.0008	-0.0000222
6	2012	42.949	1.633	0.026	0.0007	0.0000186
7	2013	49.433	1.694	0.088	0.0077	0.0006706
8	2014	55.338	1.743	0.137	0.0186	0.0025454
9	2015	21.749	1.337	-0.269	0.0724	-0.0194763
10	2016	40.078	1.603	-0.004	0.0000	0.0000000
Jumlah		-	16.065		0.1331	-0.0151604
X rerata		-	1.606			
Standar Deviasi		-	0.122			

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

$CH$  = curah hujan (mm)

$\log(CH)$  =  $\log$  curah hujan (mm)

$\overline{\log(CH)}$  = rerata  $\log$  curah hujan curah hujan (mm)

$S_{\log(CH)}$  = standar deviasi curah hujan (mm)

$n$  = jumlah data  $\log$  curah hujan

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.14:

$$\begin{aligned}
 \overline{\log(CH)} &= \frac{\sum_{i=1}^n (\log(CH))_i}{n} \\
 &= \frac{16,065}{10} \\
 &= 1,606 \text{ mm} \\
 S_{\log(CH)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((\log(CH))_i - \overline{\log(CH)})^2}{n-1}} \\
 &= \sqrt{\frac{0,1331}{10-1}} \\
 &= 0,122 \text{ mm} \\
 C_s &= \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\log(CH_i) - \overline{\log(CH)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_{\log(CH)})^3} \\
 &= \frac{10 \cdot (-0,0151604)}{(10-1) \cdot (10-2) \cdot 0,122^3} \\
 &= -1,171
 \end{aligned}$$

Nilai  $C_s$  sebesar -1,171 ini selanjutnya akan digunakan untuk mencari nilai  $K$  yang pencarinya diperoleh menurut sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III dalam Tabel . Berikut tabel perhitungan interpolasi untuk mendapatkan  $K$  berdasarkan sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III dengan kala ulang rencana, yaitu 5, 25, 50, 100, dan 200 tahun:

Tabel 4.15

Data Perhitungan Nilai Koefisien  $K$  Distribusi Log Pearson Tipe III

Mencari nilai K	2	5	10	25	50	100	200
batas bawah Cs	-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
Cs	-1.171	0.191	0.845	1.092	1.294	1.395	1.469
batas atas Cs	-1	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Berikut ulasan perhitungan Tabel 4.13 pada periode ulang 5 tahun:

diketahui:

Dari tabel sebaran  $K$  pada Distribusi Log Pearson Tipe III, dapat ditemukan bahwa nilai  $C_s$  hasil perhitungan yang selanjutnya disebut dengan  $C_s$  hitung berada diantara -1,2 sebagai  $C_s$  batas bawah dengan nilai  $K = 0,844$  sebagai  $K_{batas bawah 5thn}$  dan -1 sebagai  $C_s$  batas atas dengan nilai  $K = 0,852$  sebagai  $K_{batas atas 5thn}$ .

Maka nilai  $K$  untuk  $C_s$  yang selanjutnya disebut  $K_{hitung\ 5thn}$  adalah:

$$K_{hitung5thn} = \left( \frac{C_{s_{hitung}} - C_{s_{batasbawah}}}{C_{s_{batasatas}} - C_{s_{batasbawah}}} \right) \cdot (K_{batasatas5thn} - K_{batasbawah5thn}) + K_{batasbawah5thn}$$

$$K_{hitung5thn} = \left( \frac{(-1,171) - (-1,2)}{(-1) - (-1,2)} \right) \cdot (0,852 - 0,844) + 0,844$$

$$K_{hitung5thn} = 0,845$$

Berdasarkan Tabel 4.7 dapat diketahui nilai  $K$  untuk  $C_s = 0,845$  pada berbagai periode ulang, yaitu  $K_{2thn} = 0,191$ ,  $K_{5thn} = 0,845$ ,  $K_{10thn} = 1,092$ ,  $K_{25thn} = 1,294$ ,  $K_{50thn} = 1,395$ ,  $K_{100thn} = 1,469$ ,  $K_{200thn} = 1,524$ . Berdasarkan nilai  $K$  tersebut, kini nilai hujan rancangan bisa diperoleh, berikut tabel perhitungannya.

Tabel 4.16  
Hasil Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

Tr (tahun)	Pr (%)	K	K . SD Log X	Log X rancangan (mm)	X rancangan (mm)
2	50	0.19	0.02	1.63	42.62
5	20	0.85	0.10	1.71	51.20
10	10	1.09	0.13	1.74	54.86
25	4	1.29	0.16	1.76	58.05
50	2	1.40	0.17	1.78	59.72
100	1	1.47	0.18	1.79	60.97
200	0.5	1.52	0.19	1.79	61.92

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

$T_r$  = periode ulang (tahun)

$K$  = faktor frekuensi Distribusi Log Pearson Tipe III, yaitu fungsi dari koefisien kepencengenan dan periode ulang disajikan dalam Tabel

$\text{Log}(CH_{rancangan}) = \text{Log}$  curah hujan rancangan metode Distribusi Log Pearson Tipe III (mm)

$CH_{rancangan}$  = curah hujan rancangan metode Distribusi Log Pearson Tipe III (mm)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.16: (contoh pada kondisi  $T_r$  5 tahun)

$K = 0,845$  (diperoleh berdasarkan kecocokan  $T_r$  dan  $K$ )

$$S_{\text{Log}(CH)} \cdot K = 0,122 \cdot 0,845$$

$$= 0,103 \text{ mm}$$

$$\text{Log}(CH_{rancangan}) = \overline{\text{Log}(CH)} + K \cdot S_{\text{Log}(CH)}$$

$$= 1,606 + 0,103$$

$$= 1,709 \text{ mm}$$

$$CH_{rancangan} = 10^{\log(CH_{rancangan})}$$

$$= 10^{1.709}$$

$$= 51,197 \text{ mm}$$

#### 4.1.5 Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian distribusi frekuensi dilakukan untuk menghindari kesalahan statistik dalam pengambilan keputusan terhadap hasil hujan rancangan yang diperoleh dari berbagai metode distribusi frekuensi yang telah dilakukan, sehingga pendugaan dalam pemilihan hasil hujan rancangan berdasarkan sebaran metode distribusi frekuensi yang digunakan terhindar dari sifat *overestimate* dan *underestimate*. Uji kesesuaian distribusi (*The Goodness of Fit Test*) dalam analisis ini menggunakan metode Uji *Smirnov-Kolmogorof* dan Uji *Chi-Square*.

##### 4.1.5.1 Uji *Smirnov-Kolmogorof* Terhadap Distibusi Gumbel

Tabel 4.17

Hasil Perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorof* Terhadap Distribusi Gumbel

Tahun	$CH_{\max}$ (mm/hari)	$CH_{\max}$ terurut (mm/hari)	$P_e = m / (n+1)$ (%)	$P_t = 1 / Tr$ (%)	$ P_e(x) - P_t(x) $ (%)
2007	32.730	55.338	9.091	16.574	7.483
2008	35.062	51.266	18.182	23.154	4.972
2009	50.877	50.877	27.273	23.886	3.386
2010	51.266	49.433	36.364	26.775	9.588
2011	37.877	42.949	45.455	43.174	2.281
2012	42.949	40.078	54.545	52.080	2.465
2013	49.433	37.877	63.636	59.361	4.275
2014	55.338	35.062	72.727	68.839	3.888
2015	21.749	32.730	81.818	76.410	5.408
2016	40.078	21.749	90.909	98.092	7.182
<b>Jumlah CHmax</b>	417.359				
<b>Rerata Chmax</b>	41.736			<b>Nilai <math>\Delta</math> max</b>	9.588
<b>SD Chmax</b>	10.343				

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

$n$  = jumlah data curah hujan (mm)

$CH$  = curah hujan (mm)

$\overline{CH}$  = rerata curah hujan (mm)

$S$  = standar deviasi curah hujan (mm)

$m$	= peringkat curah hujan berdasarkan urutan dari nilai tertinggi ( <i>ranking</i> )
$P_e$	= probabilitas empiris dengan menggunakan rumus <i>Weibull</i>
$P_t$	= probabilitas teoritis Distribusi Gumbel
$T_r$	= periode ulang (tahun)
$\Delta_{\text{maksimum}}$	= simpangan maksimum data curah hujan, yaitu selisih nilai mutlak antara $P_e$ dan $P_t$

Uji *Smirnov-Kolmogorof* ini memiliki metode pengambilan keputusan, yaitu dengan membandingkan nilai simpangan maksimum data curah hujan pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai simpangan kritis *Smirnov-Kolmogorof* yang terdapat pada Tabel dengan parameter jumlah data curah hujan ( $n$ ) dan derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) sebesar 5%. Bila nilai simpangan maksimum data curah hujan lebih kecil dari nilai simpangan kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan  $\Delta_{\text{maksimum}} < \Delta_{\text{kritis}}$ , maka terbukti bahwa data curah hujan ini adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Gumbel.

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.15:

$$\overline{CH} = \frac{\sum_{i=1}^n (CH)_i}{n}$$

$$= \frac{417,359}{10} = 41,736 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((CH)_i - (\overline{CH}))^2}{n-1}}$$

$$= 10,343 \text{ mm}$$

$$P_e \text{ (pada } m=1) = m / (n+1)$$

$$= 1 / (10+1)$$

$$= 9,091 \%$$

$$P_t \text{ (pada } m=1) = (1 / T_r) \cdot 100$$

$$= (1 / 6,033) \cdot 100$$

$$= 16,574 \%$$

$$\Delta_{\text{maksimum}} = 9,588 \%$$

$$= 0,096$$

$$\Delta_{\text{kritis}} (\alpha= 5\%) = 0,41$$

Dari hasil perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa  $\Delta_{maksimum} < \Delta_{kritis}$ , sehingga data curah hujan tersebut dapat dikatakan benar mengikuti sebaran Distribusi Gumbel. Namun sebelumnya untuk diperhatikan, berikut disajikan Tabel 4.18 yaitu tabel data perhitungan untuk mencari nilai  $T_r$  yang akan digunakan untuk mencari nilai  $P_t$  dalam Tabel 4.11 dengan  $Y_n = 0,4592$  dan  $\sigma_n = 0,9497$  telah diketahui sebelumnya.

Tabel 4.18  
Hasil Perhitungan Nilai  $T_r$  Gumbel

Yt alternatif 1	e	e	tr	Yt alternatif 2	Pt (%)
1.708	0.181	0.834	6.033	1.708	16.574
1.334	0.263	0.768	4.319	1.334	23.154
1.298	0.273	0.761	4.186	1.298	23.886
1.166	0.312	0.732	3.735	1.166	26.775
0.571	0.565	0.568	2.316	0.571	43.174
0.307	0.736	0.479	1.920	0.307	52.080
0.105	0.900	0.406	1.685	0.105	59.361
-0.154	1.166	0.312	1.453	-0.154	68.839
-0.368	1.444	0.236	1.309	-0.368	76.410
-1.376	3.959	0.019	1.019	-1.376	98.092

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Mengenai Tabel 4.16, perlu diketahui sebelumnya bahwa Distibusi Gumbel memiliki 2 alternatif untuk mencari nilai  $Y_T$ , yaitu:

$$Y_{T_{\text{alternatif } 1}} = Y_n + \sigma_n \cdot K$$

- alternatif 1

$$Y_{T_{\text{alternatif } 1}} = Y_n + \sigma_n \cdot K$$

$$K = \frac{CH_i - \overline{CH}}{S}$$

- alternatif 2

$$Y_{T_{\text{alternatif } 2}} = -\ln \left| \ln \left( \frac{1}{f(x)} \right) \right|$$

$$f(x) = e^{-e^{-Y_{T_{\text{alternatif } 1}}}}$$

$$T_r = \left( \frac{1}{1 - f(x)} \right)$$

$$e = 0.834$$

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.19 pada nilai  $m = 1$ :

$$Y_{T_{\text{alternatif } 1}} = Y_n + \sigma_n \cdot K$$

$$Y_{T_{\text{alternatif } 1}} = Y_n + \sigma_n \cdot \frac{CH_i - \overline{CH}}{S}$$

$$= 0,4592 + 0,9497 \cdot \frac{55,338 - 41,736}{10,343} \\ = 1,708$$

$$Y_{T_{alternatif\ 2}} = -\ln \left| \ln \left( \frac{1}{f(x)} \right) \right| \\ = -\ln \left| \ln \left( \frac{1}{e^{-e^{-Y_{T_{alternatif\ 1}}}}} \right) \right| \\ = 1,708$$

$$T_r = \left( \frac{1}{1 - 0,834} \right) \\ = 6,033$$

$$P_t = \left( \frac{1}{T_r} \right) \cdot 100\% \\ = 16,574\%$$

#### 4.1.5.2 Uji Smirnov-Kolmogorof Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

Tabel 4.19

Hasil Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Terhadap Distribusi Pearson Tipe III

Tahun n	CH <sub>max</sub> (mm/hari)	CH <sub>max</sub> terurut (mm/hari)	Log CH <sub>max</sub> terurut (mm/hari)	P <sub>e</sub> = m / (n+1) m	P <sub>t</sub> = 1 / Tr	P <sub>e</sub> (x) - P <sub>t</sub> (x)
2007	32.730	55.338	1.743	9.091	9.168	0.077
2008	35.062	51.266	1.710	18.182	19.721	1.539
2009	50.877	50.877	1.707	27.273	20.933	6.340
2010	51.266	49.433	1.694	36.364	25.689	10.675
2011	37.877	42.949	1.633	45.455	48.915	3.460
2012	42.949	40.078	1.603	54.545	57.215	2.669
2013	49.433	37.877	1.578	63.636	63.724	0.088
2014	55.338	35.062	1.545	72.727	72.621	0.106
2015	21.749	32.730	1.515	81.818	80.282	1.536
2016	40.078	21.749	1.337	90.909	96.004	5.095
Jumlah Log CH <sub>max</sub>			16.065			
Log CH <sub>rerata</sub>			1.606			
Standar Deviasi Log CH <sub>max</sub>			0.122	Nilai Δ max		10.675
Koefisien Kepencengaan (Cs)			-1.171			

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

- $CH$  = curah hujan (mm)  
 $\overline{\text{Log}(CH)}$  =  $\overline{\text{Log}}$  curah hujan (mm)  
 $\overline{\text{Log}(CH)}$  = rerata  $\text{Log}$  curah hujan (mm)  
 $n$  = jumlah data curah hujan  
 $S_{\text{Log}(CH)}$  = standar deviasi  $\text{Log}$  curah hujan (mm)  
 $m$  = nilai berdasarkan urutan dari curah hujan tertinggi (*ranking*)  
 $P_e$  = probabilitas empiris dengan menggunakan rumus *Weibull*  
 $P_{\text{tabelLogPearsonIII}}$  = probabilitas teoritis dalam sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III, yang diperoleh dengan mencocokannya terhadap nilai  $C_s$  pada Tabel Distribusi Log Pearson Tipe III  
 $\Delta_{\text{maksimum}}$  = simpangan maksimum selisih nilai mutlak antara  $P_e$  dan  $P_t$

Uji *Smirnov-Kolmogorof* ini memiliki metode pengambilan keputusan, yaitu dengan membandingkan nilai simpangan maksimum data curah hujan pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai simpangan kritis *Smirnov-Kolmogorof* yang terdapat pada Tabel dengan parameter jumlah data curah hujan ( $n$ ) dan derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) sebesar 5%. Bila nilai simpangan maksimum data curah hujan lebih kecil dari nilai simpangan kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan  $\Delta_{\text{maksimum}} < \Delta_{\text{kritis}}$ , maka terbukti bahwa data curah hujan ini adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III.

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.17:

$$\begin{aligned}
 \overline{\text{Log}(CH)} &= \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH))_i}{n} \\
 &= \frac{16,065}{10} \\
 &= 1,606 \text{ mm} \\
 S_{\text{Log}(CH)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((\text{Log}(CH))_i - \overline{\text{Log}(CH)})^2}{n-1}}
 \end{aligned}$$

$$C_s = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH_i) - \overline{\text{Log}(CH)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_{\text{Log}(CH)})^3}$$

$$= \frac{10 \cdot (-0,0151604)}{(10-1) \cdot (10-2) \cdot 0,122^3}$$

$$= -1,173$$

$$\begin{aligned} P_e (\text{pada } m=1) &= (m / (n+1)) \cdot 100\% \\ &= (1 / (10+1)) \cdot 100\% \\ &= 9,091 \% \end{aligned}$$

$P_{tabel \ LogPearsonIII}$  (pada  $m=1$ ) = 6,998% (diperoleh dengan mencocokan nilai  $C_s$  pada Tabel Distribusi Log Pearson Tipe III )

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{maksimum}} &= 10,675 \% \\ &= 0,107 \\ \Delta_{\text{kritis}} (\alpha= 5\%) &= 0,41 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa  $\Delta_{\text{maksimum}} < \Delta_{\text{kritis}}$ , sehingga data curah hujan tersebut adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III.

#### 4.1.5.3 Uji Chi-Square Terhadap Distribusi Gumbel

Tabel 4.20

Persiapan Perhitungan Uji Chi-Square Terhadap Distribusi Gumbel

No.	Tahun	CH <sub>max</sub> (mm/hari)	CH <sub>max</sub> terurut (mm/hari)
1	2007	32.730	55.338
2	2008	35.062	51.266
3	2009	50.877	50.877
4	2010	51.266	49.433
5	2011	37.877	42.949
6	2012	42.949	40.078
7	2013	49.433	37.877
8	2014	55.338	35.062
9	2015	21.749	32.730
10	2016	40.078	21.749
<b>Jumlah CH<sub>max</sub></b>			417.36
<b>CH<sub>rerata</sub></b>			41.74
<b>Standar Deviasi Ch<sub>max</sub></b>			10.34

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

$CH$  = curah hujan (mm)

$\overline{CH}$  = curah hujan rerata (mm)

- $S$  = standar deviasi curah hujan (mm)  
 $n$  = jumlah data curah hujan  
 $Y_n$  = rerata variasi reduksi (diperoleh berdasarkan nilai  $n$ )  
 $\sigma_n$  = standar deviasi variasi reduksi (diperoleh berdasarkan nilai  $n$ )

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.20:

$$\overline{CH} = \frac{\sum_{i=1}^n (CH)_i}{n} = \frac{417,36}{10} = 41,74 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((CH)_i - (\overline{CH}))^2}{n-1}} = 10,34 \text{ mm}$$

Uji *Chi-Square* ini memiliki metode tersendiri dalam pengambilan keputusannya, yaitu dengan membandingkan nilai parameter *Chi-Square* hitung ( $\chi_h^2$ ) pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai parameter *Chi-Square* kritis ( $\chi_{cr}^2$ ) yang terdapat pada Tabel yang didasari pada kecocokannya terhadap parameter derajat kebebasan (*DK*) pada peluang kesalahan statistik sebesar 5%. Bila nilai parameter *Chi-Square* hitung lebih kecil dari nilai parameter *Chi-Square* kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan  $\chi_h^2 < \chi_{cr}^2$ , maka terbukti bahwa data hujan yang sedang diuji adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Gumbel.

Berikut perhitungan parameter-parameter statistik *Chi-Square* terhadap data curah hujan berdasarkan sebaran Distribusi Gumbelnya:

$$\alpha = 2$$

$$\begin{aligned} K &= 1 + (3,222 \log(n)) \\ &= 1 + (3,222 \log(10)) \\ &= 4,22 \approx 4 \end{aligned}$$

$$DK = K - (\alpha + 1) = 4 - (2 + 1) = 1$$

$$\chi_{cr}^2 = 3,841 \text{ (berdasarkan nilai } DK \text{ pada Tabel)}$$

$$Ef = \frac{n}{K} = \frac{10}{4} = 2,5$$

$$\Delta P = \frac{100\%}{K} = \frac{100\%}{4} = 25\%$$

Berikut tabel perhitungan curah hujan rancangannya sebagai nilai penentu batas sesuai dengan nilai batas probabilitas ( $\Delta P$ ) untuk kelas untuk mendapatkan nilai  $\chi_h^2$ .

Tabel 4.21  
Batas Kelas Dalam Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Gumbel

P (%)	Tr = 1/P	Yt = -ln(ln(Tr)/(Tr-1))	K = (Yt - Yn) / Sn	Y = CHrerata+K.Sd
75	1.333	-0.327	-0.827	33.177
50	2.000	0.367	-0.098	40.726
25	4.000	1.246	0.828	50.304

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.22  
Nilai *Chi-Square* Hitung Terhadap Distribusi Gumbel

NO	BATAS KELAS	JUMLAH DATA			
		EXPECTED FREQUENCY (EF)	OBSERVED FREQUENCY (OF)	Ef - Of	(Ef-Of) <sup>2</sup> / EF
1	0,00 - 33.177	2.5	2	0.50	0.10
2	33.177 - 40.726	2.5	3	0.50	0.10
3	40.726 - 50.304	2.5	2	0.50	0.10
4	50.304 - $\infty$	2.5	3	0.50	0.10
<b>JUMLAH</b>		10.000	10		0.4

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari Tabel 4.16 dapat diketahui bahwa  $\chi_h^2 = 0,4$  sedangkan sebelumnya telah diperoleh  $\chi_{cr}^2 = 3,841$ , sehingga parameter-parameter ini membuktikan bahwa data curah hujan ini benar mengikuti sebaran Distribusi Gumbel karena terbukti bahwa  $\chi_h^2 < \chi_{cr}^2$ .

#### 4.1.5.4 Uji *Chi-Square* Terhadap Distibusi Log Pearson Tipe III

Tabel 4.23  
Persiapan Perhitungan Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

No.	Tahun	CH <sub>max</sub> (mm/hari)	CH <sub>max</sub> terurut (mm/hari)	Log CH <sub>max</sub> terurut (mm/hari)
1	2007	32.730	55.338	1.743
2	2008	35.062	51.266	1.710
3	2009	50.877	50.877	1.707
4	2010	51.266	49.433	1.694
5	2011	37.877	42.949	1.633
6	2012	42.949	40.078	1.603
7	2013	49.433	37.877	1.578
8	2014	55.338	35.062	1.545
9	2015	21.749	32.730	1.515
10	2016	40.078	21.749	1.337
Jumlah Log CH <sub>max</sub>				16.065
Log CH <sub>rerata</sub>				1.606
Standar Deviasi Log CH <sub>max</sub>				0.122
Koefisien Kepencengangan (Cs)				-1.171

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

- $CH$  = curah hujan (mm)
- $\log(CH)$  =  $\log$  curah hujan (mm)
- $\overline{\log(CH)}$  = rerata  $\log$  curah hujan curah hujan (mm)
- $S_{\log(CH)}$  = standar deviasi curah hujan (mm)
- $n$  = jumlah data  $\log$  curah hujan

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.21:

$$\overline{\log(CH)} = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(CH))_i}{n} = \frac{16,065}{10} = 1,606 \text{ mm}$$

$$S_{\log(CH)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((\log(CH))_i - \overline{\log(CH)})^2}{n-1}} = 0,122 \text{ mm}$$

$$C_s = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\log(CH_i) - \overline{\log(CH)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_{\log(CH)})^3} = -1,171$$

Uji *Chi-Square* ini memiliki metode tersendiri dalam pengambilan keputusannya, yaitu dengan membandingkan nilai parameter *Chi-Square* hitung ( $\chi_h^2$ ) pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai parameter *Chi-Square* kritis ( $\chi_{cr}^2$ ) yang terdapat pada Tabel yang didasari pada kecocokannya terhadap parameter derajat kebebasan (*DK*) pada peluang kesalahan statistik sebesar 5%. Bila nilai parameter *Chi-Square* hitung lebih kecil dari nilai parameter *Chi-Square* kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan  $\chi_h^2 < \chi_{cr}^2$ , maka terbukti bahwa data hujan yang sedang diuji adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III. Berikut perhitungan parameter-parameter statistik *Chi-Square* terhadap data curah hujan berdasarkan sebaran Distribusi Normalnya:

$$\alpha = 2$$

$$K = 1 + (3,222 \log(n)) = 1 + (3,222 \log(10)) \\ = 4,22 \approx 4$$

$$DK = K - (\alpha + 1) = 4 - (2 + 1) = 1$$

$$\chi_{cr}^2 = 3,841 \text{ (berdasarkan nilai } DK \text{ pada Tabel)}$$

$$Ef = \frac{n}{K} = \frac{10}{4} = 2,5$$

$$\Delta P = \frac{100\%}{K} = \frac{100\%}{4} = 25\%$$

Berikut tabel perhitungan curah hujan rancangannya sebagai nilai penentu batas sesuai dengan nilai batas probabilitas ( $\Delta P$ ) untuk kelas untuk mendapatkan nilai  $\chi_h^2$ .

Tabel 4.24  
Batas Kelas Dalam Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

P (%)	K	Log X rancangan	X rancangan
75	-0.581	1.536	34.345
50	0.194	1.630	42.668
25	0.735	1.696	49.640

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.25  
Nilai *Chi-Square* Hitung Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

NO	BATAS KELAS	JUMLAH DATA		Ef - Of	$(E_f - O_f)^2 / E_f$
		EXPECTED FREQUENCY (EF)	OBSERVED FREQUENCY (OF)		
1	0,00 - 75.772	2.5	2	0.5	0.10
2	75.722 - 81.698	2.5	3	0.5	0.10
3	81.698 - 86.393	2.5	2	0.5	0.10
4	86.393 - $\infty$	2.5	3	0.5	0.10
JUMLAH		10.000	10		0.40

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari Tabel 4.20 dapat diketahui bahwa  $\chi_h^2 = 0,40$  yang mana sebelumnya telah diperoleh  $\chi_{cr}^2 = 3,841$ , sehingga parameter-parameter ini membuktikan bahwa data curah hujan ini benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III karena terbukti bahwa  $\chi_h^2 < \chi_{cr}^2$ .

#### 4.1.5.5 Rekapitulasi Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Tabel 4.26  
Rekapitulasi Hasil Uji Smirnov-Kolmogorof

Metode Distribusi	Frekuensi	Smirnov-Kolmogorof			Keterangan
		Peluang	Dkritis	Dmax_hitung	
Gumbel	1%	0.486	0.0959	Dkritis > Dmax_hitung	Diterima
	5%	0.409	0.0959	Dkritis > Dmax_hitung	Diterima
Log Pearson III	1%	0.486	0.1067	Dkritis > Dmax_hitung	Diterima
	5%	0.409	0.1067	Dkritis > Dmax_hitung	Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.27  
Rekapitulasi Hasil Uji *Chi-Square*

<b>Metode Distribusi</b> <b>Frekuensi</b>	<b>Chi-Square</b>				<b>Keterangan</b>
	<b>Peluang</b>	<b>Dkritis</b>	<b>Dmax hitung</b>		
Gumbel	1%	6.635	0.4	Dkritis > Dmax_hitung	Diterima
	5%	3.841	0.4	Dkritis > Dmax_hitung	Diterima
Log Pearson III	1%	6.635	0.400	Dkritis > Dmax_hitung	Diterima
	5%	3.841	0.400	Dkritis > Dmax_hitung	Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.1.7 Pola Distribusi Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe

Dalam memperkirakan nilai debit banjir rancangan pada perencanaan bangunan memerlukan data hidrograf banjir dengan periode ulang tertentu, dimana dalam upaya untuk memperkirakan debit banjir rancangan dengan metode hidrograf butuh masukan data berupa curah hujan rancangan dengan periode ulang tertentu, yang nantinya akan didistribusikan kedalam hujan jam-jaman untuk selanjutnya dimasukan ke dalam suatu sistem DAS, sehingga perlu didapatkan terlebih dahulu suatu data tentang pola distribusi hujan selama terjadinya hujan (waktu kejadian hujan) yang ditimbulkan oleh hujan efektif. Pada studi ini menggunakan Metode Distribusi Hujan Mononobe untuk menentukan distribusi hujan rancangan seperti yang telah dijelaskan diatas.

Dalam penurunan distribusi hujan menjadi bentuk jam-jaman, perlu diketahui kembali sebelumnya bahwa untuk wilayah Indonesia berdasarkan kesimpulan dari penelitian Hari Indra Prayoga tahun 2004, maka telah ditetapkan bahwa rerata hujan tinggi wilayah Indonesia memiliki durasi selama 6 jam. Berikut tabel perhitungan intensitas hujan jam-jamannya dengan metode Mononobe.

Tabel 4.28  
Data Perhitungan Intensitas Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe

<b>Jam ke- (T)</b>	<b>Intensitas Distribusi Hujan Jam-Jaman (I)</b>	<b>Percentase Intensitas (RT)</b>
T = 1 jam	$I = R_6/6 \times (6/1)^{2/3} = 0,5503 \times R_6$	55,0321%
T = 2 jam	$I = R_6/6 \times (6/2)^{2/3} = 0,3467 \times R_6$	14,3040%
T = 3 jam	$I = R_6/6 \times (6/3)^{2/3} = 0,2646 \times R_6$	10,0339%
T = 4 jam	$I = R_6/6 \times (6/4)^{2/3} = 0,2184 \times R_6$	7,9880%
T = 5 jam	$I = R_6/6 \times (6/5)^{2/3} = 0,1882 \times R_6$	6,7456%
T = 6 jam	$I = R_6/6 \times (6/6)^{2/3} = 0,1667 \times R_6$	5,8964%
Kontroling Percentase Intensitas		100,0000%

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

- $T$  = waktu konsentrasi hujan (jam)
- $I$  = intensitas distribusi hujan jam-jaman (mm/jam)
- $R_t$  = hujan efektif maksimum selama  $t$  jam (jam)
- $t$  = durasi hujan tinggi, diketahui selama 6 jam (jam)
- $RT$  = persentase intensitas distribusi hujan jam-jaman (%)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.23 pada keadaan  $T=1$  jam:

$$I_1 = \left( \frac{R_6}{t} \right) \times \left( \frac{t}{T} \right)^{2/3}$$

$$= \left( \frac{R_6}{6} \right) \times \left( \frac{6}{1} \right)^{2/3}$$

$$= 0,5503 \cdot R_6$$

$$RT = (T \cdot I_T) - (T-1) \cdot (I_{T-1})$$

$$RT_1 = (T \cdot I_1) - (T-1) \cdot (I_{1-1})$$

$$= (1 \cdot 0,5503 \cdot R_6) - 0$$

$$= 0,5503 \cdot R_6$$

$$= 55,0321 \% \cdot R_6$$

Sehingga dengan uraian perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa persentase intensitas hujan jam-jaman ( $I$ ) pada waktu konsentrasi hujan ( $T$ ) 1 jam adalah 55,0321% dari total tinggi curah hujan selama durasi terjadinya..

#### 4.1.8 Hujan Efektif Jam-Jaman

Koefisien pengaliran (C) merupakan nilai variabel perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut.

Diketahui nilai  $C$  pada Sub DAS Citarum Hulu adalah 0,51, sehingga selanjutnya nilai  $C$  tersebut dapat digunakan untuk mereduksi nilai curah hujan rancangan langsung menjadi curah hujan efektif. Berikut perhitungannya:

Tabel 4.29  
Perhitungan Curah Hujan Rancangan Efektif

Periode Ulang (Tr)	Keterangan	CH Rancangan (mm/hari)
2		40.73
5		53.07
10		61.24
25	<b>Hujan rancangan pada distribusi frekuensi Gumbel</b>	71.57
50		79.23
100		86.84
200		94.41

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Untuk kepentingan perhitungan debit banjir rancangan, curah hujan rancangan efektif tersebut perlu di ketahui intensitasnya sesuai dengan durasi hujan tersebut yang mana persentase intensitasnya telah diperoleh dan pada Tabel 4.24. Berikut tabel hasil perhitungan curah hujan rancangan efektif jam-jamannya.

Tabel 4.30

Intensitas Curah Hujan Rancangan Efektif Jam-Jaman

Jam ke-	Hujan Jam-Jaman pada Kala Ulang					
	2th	5th	10th	25th	50th	100th
1	11.43	14.90	17.19	20.09	22.24	24.37
2	2.97	3.87	4.47	5.22	5.78	6.33
3	2.08	2.72	3.13	3.66	4.05	4.44
4	1.66	2.16	2.50	2.92	3.23	3.54
5	1.40	1.83	2.11	2.46	2.73	2.99
6	1.22	1.60	1.84	2.15	2.38	2.61
<b>CHnetto</b>	20.77	27.07	31.23	36.50	40.41	44.29
<b>C</b>	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51
<b>CH</b>	40.73	53.07	61.24	71.57	79.23	86.84

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel hasil perhitungan di atas telah diketahui besar intensitas curah hujan rancangan efektif di DTS Citarum Hulu pada setiap jam selama durasi hujannya, untuk selanjutnya digunakan dalam peramalan debit banjir rancangan dengan metode hidrograf.

#### 4.1.9 Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis

HSS yang digunakan dalam studi ini diputuskan untuk menggunakan metode HSS Nakayasu dengan penyesuaian terhadap parameter hitungnya terhadap prinsip-prinsip terjadinya limpasan dari hujan dalam pembuatan hidrograf satuan sintetis. Berikut parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu pada DAS Citarum Hulu.

$$A (\text{luas Subdas Citarum Hulu}) = 927,735 \text{ km}^2$$

$$L (\text{panjang sungai Citarum utama}) = 99 \text{ km}$$

$$R_o (\text{curah hujan satuan}) = 1 \text{ mm}$$

$$\alpha (\text{konstanta Nakayasu}) = 2$$

$$t_g (\text{waktu konsentrasi, pada kondisi } L > 15 \text{ km}) = 0,4 + 0.058L$$

$$= 0,4 + (0.058 \cdot 99) = 6,124 \text{ jam}$$

$$t_r (\text{satuan waktu dari curah hujan}) = 0,989 \cdot t_g$$

$$= 0,962 \cdot 6,124 = 6,074 \text{ jam}$$

$$T_p (\text{waktu dari mulai hujan menuju } Q_p) = t_g + 0,8 \cdot t_r$$

$$= 6,142 + 0,8 \cdot 6,074 = 11 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} (\text{waktu perjalanan dari penurunan } Q_p \text{ sampai } 30\% Q_p) = \alpha \cdot t_g$$

$$= 2,6,142$$

$$= 12,284 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} Q_p (\text{debit puncak banjir}) &= \frac{A.R_o}{3,6 \cdot (0,3T_p + T_{0,3})} \\ &= \frac{927,735 \cdot 1}{3,6 \cdot (0,3 \cdot 11 + 12,284)} \\ &= 16,54 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$Q_{baseflow} (\text{debit aliran dasar maksimum}) = 15,330 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Nakayasu pada DTS Citarum Hulu di atas tersebut, selanjutnya dapat ditentukan debit pada Unit Hidrografnya, yang mana sebelumnya karakteristik lengkung debit dan waktunya perlu diidentifikasi, berikut kriteria dalam penentuan karakteristik debit dan waktunya:

Tabel 4.31

Penentuan Karakteristik Lengkung Debit Unit HSS Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung Naik	Qn	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qt1	$Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p)/T_{0,3}]}$
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qt2	$Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p+0,5 \cdot T_{0,3})/(1,5 \cdot T_{0,3})}$
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qt3	$Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p+1,5 \cdot T_{0,3})/(2 \cdot T_{0,3})}$

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.32  
Penentuan Karakteristik Lengkung Waktu Unit HSS Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung Naik	Qd0	0	0.000	Tp	11.002
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	Tp	11.002	Tp + T <sub>0,3</sub>	23.286
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	Tp + T <sub>0,3</sub>	23.286	Tp + 1,5 T <sub>0,3</sub>	41.712
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	Tp + 1,5 T <sub>0,3</sub>	41.712	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Berdasarkan kriteria kriteria untuk menentukan debit dan waktu pada Unit Hidrograf Satuan Situdis Nakayasu DAS Citarum Hulu (Subdas Cirasea) pada tabel-tabel di atas tersebut, maka dapat dihitung unit hidrografnya. Berikut merupakan tabel hasil perhitungannya:

- Dari Tabel 4.29 diketahui bahwa  $t = 1$  berada dalam lengkung naik ( $Q_a$ )
- Dari Tabel 4.30 diketahui rumus perhitungan debit pada daerah berlengkung naik, maka:

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_p \cdot \left( \left( t/T_p \right)^{2,4} \right) \\ &= [16,536(1/11)^{2,4}] \\ &= 0,052 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Ordinat HSS Nakayasu perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1 mm. Berikut adalah contoh perhitungan untuk mendapatkan faktor koreksi :

- Jumlah volume hidrograf = 887045 m<sup>3</sup>
- Luas DAS = 927,735 km<sup>2</sup>
- Hujan efektif = Volume hidrograf/Luas DAS = 0,956 mm
- Faktor Koreksi = 1/0,956 = 1,045

Selanjutnya faktor koreksi akan dikalikan dengan masing-masing debit dan volume hidrograf. Berikut contoh perhitungan :

- $Q$  terkoreksi =  $Q$  awal x Faktor koreksi  
 $= 0,052 \times 1,045$   
 $= 0,055 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Volume terkoreksi = Volume x Faktor koreksi  
 $= 94,235 \times 1,045$

$$= 98,558 \text{ m}^3$$

- Jumlah volume hidrograf terkoreksi =  $927735 \text{ m}^3$
- Hujan efektif = Jumlah volume hidrograf terkoreksi/Luas DAS  
 $= 927735 / (927,735 \times 1000) = 1 \text{ mm (OKE)}$

Tabel 4.33

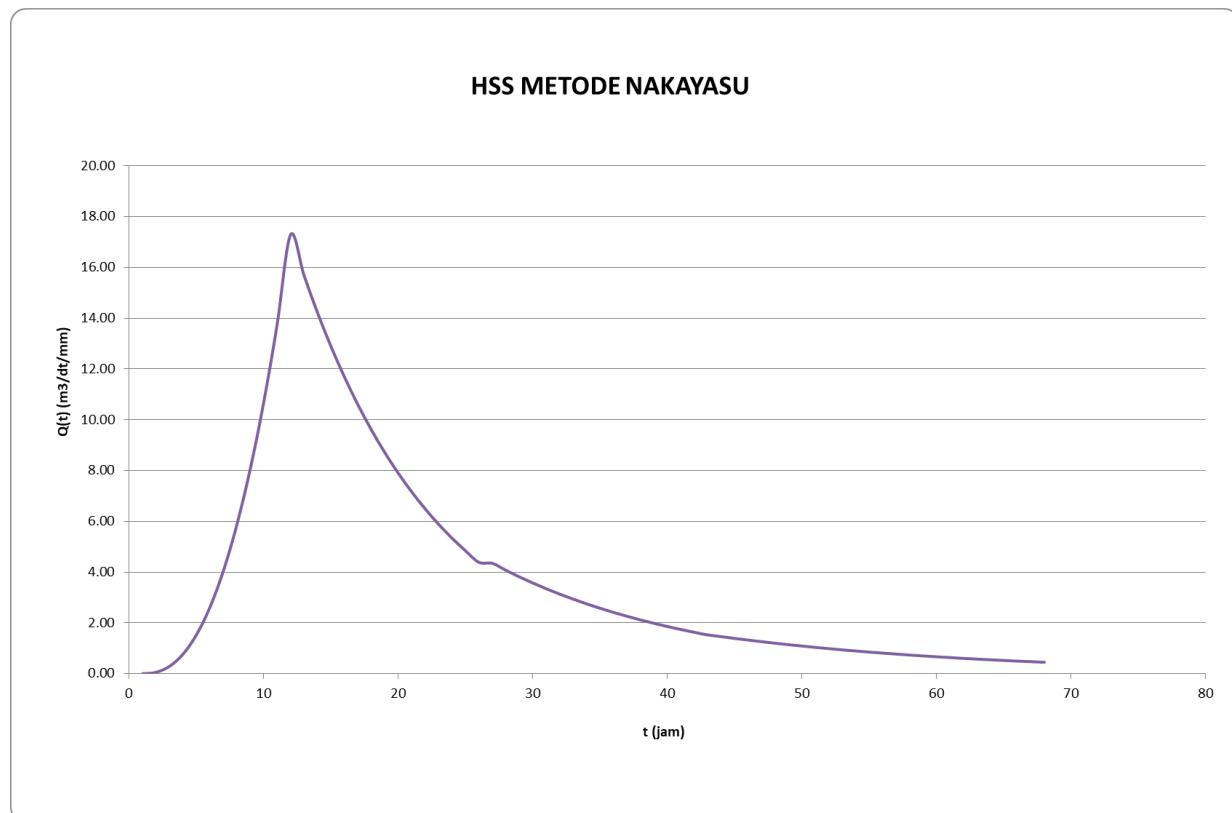
## Unit Hidrograf Satuan Sitenitis Nakayasu DTS Citarum Hulu

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /dt/mm)	ket	Volume (m <sup>3</sup> )	Q terkoreksi (m <sup>3</sup> /dt/mm)	V terkoreksi (m <sup>3</sup> )
0	0.00		0	0	0
1	0.05		94.24	0.05	98.56
2	0.28		591.61	0.29	618.75
3	0.73		1813.52	0.76	1896.71
4	1.46		3941.31	1.53	4122.10
5	2.49	$Q_n = Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$	7109.94	2.61	7436.08
6	3.86		11431.43	4.04	11955.80
7	5.59		17003.18	5.84	17783.14
8	7.70		23912.23	8.05	25009.11
9	10.21		32237.79	10.68	33716.57
10	13.15		42052.87	13.75	43981.88
11	16.53		53425.46	17.29	55876.15
12	14.99		56744.63	15.68	59347.57
13	13.59		51460.09	14.22	53820.63
14	12.33		46655.70	12.89	48795.85
15	11.17		42299.86	11.69	44240.20
16	10.13		38350.68	10.60	40109.87
17	9.19	$Q_{t1} = Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p)/T_{0,3}]}$	34770.20	9.61	36365.15
18	8.33		31524.00	8.71	32970.05
19	7.55		28580.88	7.90	29891.91
20	6.85		25912.52	7.16	27101.16
21	6.21		23493.29	6.49	24570.96
22	5.63		21299.92	5.89	22276.97
23	5.10		19311.33	5.34	20197.16
24	4.63		17508.40	4.84	18311.53
25	4.19		15873.79	4.39	16601.93
26	4.15		15026.41	4.35	15715.69
27	3.89		14483.31	4.07	15147.68
28	3.65		13567.21	3.81	14189.56
29	3.41	$Q_{t2} = Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p+0,5 \cdot T_{0,3})/(1,5 \cdot T_{0,3})}$	12709.06	3.57	13292.04
30	3.20		11905.19	3.35	12451.29
31	3.00		11152.16	3.13	11663.72
32	2.81		10446.76	2.94	10925.97

Lanjutan Tabel 4.33 Unit Hidrograf Satuan Sitentis Nakayasu DTS Citarum Hulu

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /dt/mm)	ket	Volume (m <sup>3</sup> )	Q terkoreksi (m <sup>3</sup> /dt/mm)	V terkoreksi (m <sup>3</sup> )
33	2.63		9785.98	2.75	10234.88
34	2.46		9167.00	2.58	9587.50
35	2.31		8587.17	2.41	8981.07
36	2.16		8044.01	2.26	8413.00
37	2.02		7535.21	2.12	7880.86
38	1.90		7058.60	1.98	7382.38
39	1.78		6612.13	1.86	6915.43
40	1.66		6193.90	1.74	6478.02
41	1.56		5802.12	1.63	6068.27
42	1.46		5435.12	1.53	5684.44
43	1.40		5143.72	1.46	5379.67
44	1.33		4909.55	1.39	5134.75
45	1.27		4674.75	1.32	4889.19
46	1.21		4451.19	1.26	4655.37
47	1.15		4238.31	1.20	4432.73
48	1.09		4035.62	1.14	4220.73
49	1.04		3842.62	1.09	4018.88
50	0.99		3658.84	1.04	3826.68
51	0.94		3483.86	0.99	3643.67
52	0.90		3317.25	0.94	3469.42
53	0.86		3158.60	0.90	3303.49
54	0.81		3007.55	0.85	3145.51
55	0.78	Qt3 = Qp. 0,3^(t-Tp+1.5T0.3)/(2.T0.3)	2863.71	0.81	2995.07
56	0.74		2726.76	0.77	2851.84
57	0.70		2596.35	0.74	2715.45
58	0.67		2472.18	0.70	2585.58
59	0.64		2353.95	0.67	2461.93
60	0.61		2241.38	0.64	2344.19
61	0.58		2134.18	0.60	2232.08
62	0.55		2032.12	0.58	2125.33
63	0.52		1934.93	0.55	2023.69
64	0.50		1842.40	0.52	1926.91
65	0.48		1754.29	0.50	1834.76
66	0.45		1670.39	0.47	1747.01
67	0.43		1590.50	0.45	1663.46
<b>jumlah volume</b>			887045.21		927735.00
<b>kedalaman hujan</b>			0.96		
<b>faktor koreksi</b>			1.05		1

Sumber : Hasil Perhitungan 2018



Gambar 4.4 Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi pada keadaan periode ulang 2 tahun, 5 tahun, 25 tahun, 50 tahun, 100 tahun, dan 200 tahun dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap tenggak waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel-tabel perhitungan debit banjir rancangannya.

Tabel 4.34

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 Tahun

Jam ke	U(t,T) (m <sup>3</sup> /dt/mm)	11.963	3.109	2.181	1.736	1.466	1.282	Qbaseflow (m <sup>3</sup> /dt)	Qbanjir (m <sup>3</sup> /dt)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.33	15.33
1.00	0.05	0.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.33	15.99
2.00	0.29	3.46	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	15.33	18.96
3.00	0.76	9.15	0.90	0.12	0.00	0.00	0.00	15.33	25.50
4.00	1.53	18.25	2.38	0.63	0.10	0.00	0.00	15.33	36.68
5.00	2.61	31.17	4.74	1.67	0.50	0.08	0.00	15.33	53.50
6.00	4.04	48.29	8.10	3.33	1.33	0.42	0.07	15.33	76.87
7.00	5.84	69.90	12.55	5.68	2.65	1.12	0.37	15.33	107.61
8.00	8.05	96.31	18.17	8.80	4.52	2.24	0.98	15.33	146.36
9.00	10.68	127.77	25.03	12.75	7.01	3.82	1.96	15.33	193.67
10.00	13.75	164.54	33.21	17.56	10.15	5.92	3.34	15.33	250.04
11.00	17.29	206.82	42.77	23.30	13.98	8.57	5.17	15.33	315.94
12.00	15.68	187.61	53.76	30.00	18.55	11.81	7.49	15.33	324.54
13.00	14.22	170.09	48.76	37.71	23.88	15.66	10.32	15.33	321.76
14.00	12.89	154.21	44.21	34.21	30.02	20.17	13.69	15.33	311.84
15.00	11.69	139.81	40.08	31.01	27.23	25.35	17.63	15.33	296.45
16.00	10.60	126.76	36.34	28.12	24.69	23.00	22.16	15.33	276.39
17.00	9.61	114.93	32.95	25.49	22.38	20.85	20.10	15.33	252.03
18.00	8.71	104.20	29.87	23.11	20.29	18.90	18.22	15.33	229.93
19.00	7.90	94.47	27.08	20.95	18.40	17.14	16.52	15.33	209.90
20.00	7.16	85.65	24.55	19.00	16.68	15.54	14.98	15.33	191.73
21.00	6.49	77.65	22.26	17.22	15.12	14.09	13.58	15.33	175.26
22.00	5.89	70.40	20.18	15.62	13.71	12.77	12.31	15.33	160.33
23.00	5.34	63.83	18.30	14.16	12.43	11.58	11.16	15.33	146.79
24.00	4.84	57.87	16.59	12.84	11.27	10.50	10.12	15.33	134.52
25.00	4.39	52.47	15.04	11.64	10.22	9.52	9.18	15.33	123.39
26.00	4.35	51.98	13.64	10.55	9.26	8.63	8.32	15.33	117.71
27.00	4.07	48.69	13.51	9.57	8.40	7.82	7.54	15.33	110.87
28.00	3.81	45.61	12.66	9.48	7.62	7.09	6.84	15.33	104.62
29.00	3.57	42.73	11.86	8.88	7.55	6.43	6.20	15.33	98.97
30.00	3.35	40.03	11.11	8.32	7.07	6.37	5.62	15.33	93.84
31.00	3.13	37.49	10.40	7.79	6.62	5.97	5.57	15.33	89.18
32.00	2.94	35.12	9.75	7.30	6.20	5.59	5.22	15.33	84.50
33.00	2.75	32.90	9.13	6.84	5.81	5.24	4.89	15.33	80.13
34.00	2.58	30.82	8.55	6.40	5.44	4.91	4.58	15.33	76.03
35.00	2.41	28.87	8.01	6.00	5.10	4.60	4.29	15.33	72.19
36.00	2.26	27.04	7.50	5.62	4.78	4.31	4.02	15.33	68.59
37.00	2.12	25.33	7.03	5.26	4.47	4.03	3.76	15.33	65.23
38.00	1.98	23.73	6.58	4.93	4.19	3.78	3.53	15.33	62.07
39.00	1.86	22.23	6.17	4.62	3.93	3.54	3.30	15.33	59.11
40.00	1.74	20.82	5.78	4.33	3.68	3.31	3.09	15.33	56.34
41.00	1.63	19.51	5.41	4.05	3.44	3.11	2.90	15.33	53.75

Lanjutan Tabel 4.34 Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 Tahun

<b>Jam ke</b>	<b>U(t,T) (m<sup>3</sup>/dt/mm)</b>	<b>Akibat Hujan jam-jaman</b>					<b>Qbaseflow (m<sup>3</sup>/dt)</b>	<b>Qbanjir (m<sup>3</sup>/dt)</b>
42.00	1.53	11.963	3.109	2.181	1.736	1.466	1.282	
43.00	1.46	18.27	5.07	3.80	3.23	2.91	2.71	15.33
44.00	1.39	17.48	4.75	3.56	3.02	2.72	2.54	15.33
45.00	1.32	16.65	4.54	3.33	2.83	2.55	2.38	15.33
46.00	1.26	15.85	4.33	3.19	2.65	2.39	2.23	15.33
47.00	1.20	15.09	4.12	3.03	2.54	2.24	2.09	15.33
48.00	1.14	14.37	3.92	2.89	2.42	2.14	1.96	15.33
49.00	1.09	13.68	3.73	2.75	2.30	2.04	1.87	15.33
50.00	1.04	13.03	3.56	2.62	2.19	1.94	1.78	15.33
51.00	0.99	12.40	3.39	2.49	2.09	1.85	1.70	15.33
52.00	0.94	11.81	3.22	2.38	1.99	1.76	1.62	15.33
53.00	0.90	11.25	3.07	2.26	1.89	1.68	1.54	15.33
54.00	0.85	10.71	2.92	2.15	1.80	1.60	1.47	15.33
55.00	0.81	10.20	2.78	2.05	1.71	1.52	1.40	15.33
56.00	0.81	9.71	2.65	1.95	1.63	1.45	1.33	15.33
57.00	0.77	9.24	2.52	1.86	1.55	1.38	1.27	15.33
58.00	0.74	8.80	2.40	1.77	1.48	1.31	1.21	15.33
59.00	0.74	8.38	2.29	1.69	1.41	1.25	1.15	15.33
60.00	0.67	7.98	2.18	1.60	1.34	1.19	1.09	15.33
61.00	0.64	7.60	2.07	1.53	1.28	1.13	1.04	15.33
62.00	0.60	7.24	1.98	1.46	1.22	1.08	0.99	15.33
63.00	0.60	6.89	1.88	1.39	1.16	1.03	0.94	15.33
64.00	0.55	6.56	1.79	1.32	1.10	0.98	0.90	15.33
65.00	0.52	6.25	1.71	1.26	1.05	0.93	0.86	15.33
66.00	0.50	5.95	1.62	1.20	1.00	0.89	0.81	15.33
67.00	0.47	5.66	1.55	1.14	0.95	0.84	0.78	15.33
		5.39	1.47	1.08	0.91	0.80	0.74	15.33
		<b>Maksimum</b>						324.54

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.35

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 Tahun

<b>Jam ke</b>	<b>U(t,T) (m<sup>3</sup>/dt/mm)</b>	<b>Akibat Hujan jam-jaman</b>					<b>Qbaseflow (m<sup>3</sup>/dt)</b>	<b>Qbanjir (m<sup>3</sup>/dt)</b>
		<b>14.37</b>	<b>3.73</b>	<b>2.62</b>	<b>2.09</b>	<b>1.76</b>	<b>1.54</b>	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.33
1.00	0.05	0.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.33
2.00	0.29	4.15	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	15.33
3.00	0.76	10.99	1.08	0.14	0.00	0.00	0.00	15.33
4.00	1.53	21.92	2.86	0.76	0.11	0.00	0.00	15.33
5.00	2.61	37.44	5.70	2.00	0.60	0.10	0.00	15.33
6.00	4.04	58.00	9.73	4.00	1.60	0.51	0.08	15.33
7.00	5.84	83.96	15.08	6.83	3.18	1.35	0.44	15.33
8.00	8.05	115.68	21.82	10.57	5.44	2.69	1.18	15.33
9.00	10.68	153.47	30.07	15.31	8.42	4.59	2.35	15.33
10.00	13.75	197.63	39.89	21.09	12.19	7.11	4.01	15.33
11.00	17.29	248.43	51.37	27.98	16.79	10.29	6.21	15.33
12.00	15.68	225.34	64.57	36.03	22.28	14.18	9.00	15.33
13.00	14.22	204.30	58.57	45.30	28.69	18.81	12.39	15.33
14.00	12.89	185.23	53.10	41.09	36.06	24.22	16.44	15.33
15.00	11.69	167.94	48.15	37.25	32.71	30.45	21.18	15.33
16.00	10.60	152.26	43.65	33.77	29.66	27.62	26.62	15.33
17.00	9.61	138.04	39.58	30.62	26.89	25.04	24.14	15.33
18.00	8.71	125.15	35.88	27.76	24.38	22.70	21.89	15.33
19.00	7.90	113.47	32.53	25.17	22.10	20.58	19.85	15.33
20.00	7.16	102.88	29.49	22.82	20.04	18.66	17.99	15.33
21.00	6.49	93.27	26.74	20.69	18.17	16.92	16.31	15.33
22.00	5.89	84.56	24.24	18.76	16.47	15.34	14.79	15.33
23.00	5.34	76.67	21.98	17.01	14.93	13.91	13.41	15.33
24.00	4.84	69.51	19.93	15.42	13.54	12.61	12.16	15.33
25.00	4.39	63.02	18.07	13.98	12.27	11.43	11.02	15.33
26.00	4.35	62.44	16.38	12.67	11.13	10.37	9.99	15.33
27.00	4.07	58.49	16.23	11.49	10.09	9.40	9.06	15.33
28.00	3.81	54.79	15.20	11.38	9.15	8.52	8.21	15.33
29.00	3.57	51.32	14.24	10.66	9.06	7.72	7.45	15.33
30.00	3.35	48.08	13.34	9.99	8.49	7.65	6.75	15.33
31.00	3.13	45.03	12.50	9.36	7.95	7.17	6.69	15.33
32.00	2.94	42.19	11.71	8.77	7.45	6.72	6.27	15.33
33.00	2.75	39.52	10.97	8.21	6.98	6.29	5.87	15.33
34.00	2.58	37.02	10.27	7.69	6.54	5.89	5.50	15.33
35.00	2.41	34.68	9.62	7.21	6.12	5.52	5.15	15.33
36.00	2.26	32.48	9.01	6.75	5.74	5.17	4.83	15.33
37.00	2.12	30.43	8.44	6.32	5.37	4.84	4.52	15.33
38.00	1.98	28.50	7.91	5.92	5.03	4.54	4.23	15.33
39.00	1.86	26.70	7.41	5.55	4.72	4.25	3.97	15.33
40.00	1.74	25.01	6.94	5.20	4.42	3.98	3.72	15.33
41.00	1.63	23.43	6.50	4.87	4.14	3.73	3.48	15.33

Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 Tahun

Jam ke	U(t,T) (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow (m <sup>3</sup> /dt)	Qbanjir (m <sup>3</sup> /dt)
42.00	1.53	14.37	3.73	2.62	2.09	1.76	1.54		
43.00	1.46	21.95	6.09	4.56	3.88	3.49	3.26	15.33	58.56
44.00	1.39	21.00	5.70	4.27	3.63	3.27	3.05	15.33	56.26
45.00	1.32	19.99	5.46	4.00	3.40	3.07	2.86	15.33	54.11
46.00	1.26	19.04	5.20	3.83	3.19	2.87	2.68	15.33	52.13
47.00	1.20	18.13	4.95	3.65	3.05	2.69	2.51	15.33	50.30
48.00	1.14	17.26	4.71	3.47	2.90	2.57	2.35	15.33	48.60
49.00	1.09	16.43	4.49	3.30	2.76	2.45	2.25	15.33	47.02
50.00	1.04	15.65	4.27	3.15	2.63	2.33	2.14	15.33	45.50
51.00	0.99	14.90	4.07	3.00	2.51	2.22	2.04	15.33	44.06
52.00	0.94	14.19	3.87	2.85	2.39	2.12	1.94	15.33	42.69
53.00	0.90	13.51	3.69	2.72	2.27	2.01	1.85	15.33	41.38
54.00	0.85	12.86	3.51	2.59	2.16	1.92	1.76	15.33	40.13
55.00	0.81	12.25	3.34	2.46	2.06	1.83	1.68	15.33	38.95
56.00	0.77	11.66	3.18	2.35	1.96	1.74	1.60	15.33	37.82
57.00	0.74	11.10	3.03	2.23	1.87	1.66	1.52	15.33	36.74
58.00	0.70	10.57	2.89	2.13	1.78	1.58	1.45	15.33	35.72
59.00	0.67	10.07	2.75	2.02	1.69	1.50	1.38	15.33	34.74
60.00	0.64	9.59	2.62	1.93	1.61	1.43	1.31	15.33	33.81
61.00	0.60	9.13	2.49	1.84	1.53	1.36	1.25	15.33	32.93
62.00	0.58	8.69	2.37	1.75	1.46	1.30	1.19	15.33	32.09
63.00	0.55	8.28	2.26	1.66	1.39	1.23	1.13	15.33	31.29
64.00	0.52	7.88	2.15	1.58	1.32	1.18	1.08	15.33	30.52
65.00	0.50	7.50	2.05	1.51	1.26	1.12	1.03	15.33	29.80
66.00	0.47	7.14	1.95	1.44	1.20	1.07	0.98	15.33	29.11
67.00	0.45	6.80	1.86	1.37	1.14	1.01	0.93	15.33	28.45
		6.48	1.77	1.30	1.09	0.97	0.89	15.33	27.82
<b>Maksimum</b>									386.73

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Lanjutan Tabel 4.36 Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 Tahun

<b>Jam</b>	<b>U(t,T)</b>	<b>Akibat Hujan jam-jaman</b>					<b>Qbaseflow</b>	<b>Qbanjir</b>	
ke	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	<b>15.40</b>	<b>4.00</b>	<b>2.81</b>	<b>2.23</b>	<b>1.89</b>	<b>1.65</b>	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
42.00	1.53	23.52	6.53	4.89	4.15	3.74	3.49	15.33	61.65
43.00	1.46	22.50	6.11	4.58	3.89	3.51	3.27	15.33	59.19
44.00	1.39	21.42	5.85	4.29	3.64	3.29	3.07	15.33	56.89
45.00	1.32	20.40	5.57	4.10	3.41	3.08	2.87	15.33	54.76
46.00	1.26	19.42	5.30	3.91	3.27	2.88	2.69	15.33	52.80
47.00	1.20	18.49	5.05	3.72	3.11	2.76	2.52	15.33	50.98
48.00	1.14	17.61	4.81	3.54	2.96	2.63	2.41	15.33	49.29
49.00	1.09	16.77	4.58	3.37	2.82	2.50	2.30	15.33	47.66
50.00	1.04	15.97	4.36	3.21	2.68	2.38	2.19	15.33	46.12
51.00	0.99	15.20	4.15	3.06	2.56	2.27	2.08	15.33	44.64
52.00	0.94	14.48	3.95	2.91	2.43	2.16	1.98	15.33	43.24
53.00	0.90	13.78	3.76	2.77	2.32	2.06	1.89	15.33	41.91
54.00	0.85	13.12	3.58	2.64	2.21	1.96	1.80	15.33	40.64
55.00	0.81	12.50	3.41	2.51	2.10	1.86	1.71	15.33	39.43
56.00	0.77	11.90	3.25	2.39	2.00	1.77	1.63	15.33	38.27
57.00	0.74	11.33	3.09	2.28	1.90	1.69	1.55	15.33	37.18
58.00	0.70	10.79	2.94	2.17	1.81	1.61	1.48	15.33	36.13
59.00	0.67	10.27	2.80	2.07	1.73	1.53	1.41	15.33	35.14
60.00	0.64	9.78	2.67	1.97	1.64	1.46	1.34	15.33	34.19
61.00	0.60	9.31	2.54	1.87	1.57	1.39	1.27	15.33	33.29
62.00	0.58	8.87	2.42	1.78	1.49	1.32	1.21	15.33	32.43
63.00	0.55	8.44	2.30	1.70	1.42	1.26	1.16	15.33	31.61
64.00	0.52	8.04	2.19	1.62	1.35	1.20	1.10	15.33	30.83
65.00	0.50	7.66	2.09	1.54	1.29	1.14	1.05	15.33	30.09
66.00	0.47	7.29	1.99	1.47	1.23	1.09	1.00	15.33	29.39
67.00	0.45	6.94	1.89	1.40	1.17	1.03	0.95	15.33	28.71
<b>Maksimum</b>								<b>413.31</b>	

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Lanjutan Tabel 4.37 Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun

<b>Jam ke</b>	<b>U(t,T)</b>	<b>Akibat Hujan jam-jaman</b>						<b>Qbaseflow</b>	<b>Qbanjir</b>
		<b>16.29</b>	<b>4.24</b>	<b>2.97</b>	<b>2.37</b>	<b>2.00</b>	<b>1.75</b>	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
42.00	1.53	24.89	6.91	5.17	4.39	3.96	3.70	15.33	64.35
43.00	1.46	23.81	6.47	4.84	4.12	3.71	3.46	15.33	61.74
44.00	1.39	22.67	6.19	4.54	3.86	3.48	3.24	15.33	59.30
45.00	1.32	21.59	5.89	4.34	3.61	3.26	3.04	15.33	57.06
46.00	1.26	20.55	5.61	4.13	3.46	3.05	2.85	15.33	54.98
47.00	1.20	19.57	5.34	3.94	3.29	2.92	2.67	15.33	53.06
48.00	1.14	18.64	5.09	3.75	3.13	2.78	2.55	15.33	51.26
49.00	1.09	17.74	4.84	3.57	2.98	2.65	2.43	15.33	49.54
50.00	1.04	16.90	4.61	3.40	2.84	2.52	2.31	15.33	47.91
51.00	0.99	16.09	4.39	3.24	2.70	2.40	2.20	15.33	46.35
52.00	0.94	15.32	4.18	3.08	2.58	2.28	2.10	15.33	44.87
53.00	0.90	14.59	3.98	2.93	2.45	2.17	2.00	15.33	43.45
54.00	0.85	13.89	3.79	2.79	2.34	2.07	1.90	15.33	42.11
55.00	0.81	13.22	3.61	2.66	2.22	1.97	1.81	15.33	40.83
56.00	0.77	12.59	3.44	2.53	2.12	1.88	1.72	15.33	39.61
57.00	0.74	11.99	3.27	2.41	2.02	1.79	1.64	15.33	38.45
58.00	0.70	11.42	3.12	2.30	1.92	1.70	1.56	15.33	37.34
59.00	0.67	10.87	2.97	2.19	1.83	1.62	1.49	15.33	36.29
60.00	0.64	10.35	2.83	2.08	1.74	1.54	1.42	15.33	35.29
61.00	0.60	9.85	2.69	1.98	1.66	1.47	1.35	15.33	34.33
62.00	0.58	9.38	2.56	1.89	1.58	1.40	1.28	15.33	33.42
63.00	0.55	8.93	2.44	1.80	1.50	1.33	1.22	15.33	32.56
64.00	0.52	8.51	2.32	1.71	1.43	1.27	1.16	15.33	31.73
65.00	0.50	8.10	2.21	1.63	1.36	1.21	1.11	15.33	30.95
66.00	0.47	7.71	2.11	1.55	1.30	1.15	1.06	15.33	30.20
67.00	0.45	7.34	2.00	1.48	1.23	1.10	1.01	15.33	29.49
<b>Maksimum</b>									436.47

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Lanjutan Tabel 4.38 Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun

<b>Jam ke</b>	<b>U(t,T) (m<sup>3</sup>/dt/mm)</b>	<b>Akibat Hujan jam-jaman</b>						<b>Qbaseflow (m<sup>3</sup>/dt)</b>	<b>Qbanjir (m<sup>3</sup>/dt)</b>
		<b>16.76</b>	<b>4.36</b>	<b>3.06</b>	<b>2.43</b>	<b>2.06</b>	<b>1.80</b>		
42.00	1.53	25.60	7.10	5.32	4.52	4.08	3.80	15.33	65.76
43.00	1.46	24.49	6.65	4.98	4.24	3.82	3.56	15.33	63.08
44.00	1.39	23.32	6.37	4.67	3.97	3.58	3.34	15.33	60.57
45.00	1.32	22.21	6.06	4.47	3.72	3.35	3.13	15.33	58.26
46.00	1.26	21.14	5.77	4.25	3.56	3.14	2.93	15.33	56.12
47.00	1.20	20.13	5.50	4.05	3.39	3.00	2.74	15.33	54.14
48.00	1.14	19.17	5.23	3.86	3.22	2.86	2.62	15.33	52.30
49.00	1.09	18.25	4.98	3.67	3.07	2.72	2.50	15.33	50.53
50.00	1.04	17.38	4.74	3.50	2.92	2.59	2.38	15.33	48.84
51.00	0.99	16.55	4.52	3.33	2.78	2.47	2.27	15.33	47.24
52.00	0.94	15.76	4.30	3.17	2.65	2.35	2.16	15.33	45.72
53.00	0.90	15.00	4.10	3.02	2.52	2.24	2.05	15.33	44.26
54.00	0.85	14.29	3.90	2.87	2.40	2.13	1.96	15.33	42.88
55.00	0.81	13.60	3.71	2.74	2.29	2.03	1.86	15.33	41.56
56.00	0.77	12.95	3.54	2.60	2.18	1.93	1.77	15.33	40.31
57.00	0.74	12.33	3.37	2.48	2.07	1.84	1.69	15.33	39.11
58.00	0.70	11.74	3.21	2.36	1.97	1.75	1.61	15.33	37.97
59.00	0.67	11.18	3.05	2.25	1.88	1.67	1.53	15.33	36.89
60.00	0.64	10.65	2.91	2.14	1.79	1.59	1.46	15.33	35.86
61.00	0.60	10.14	2.77	2.04	1.70	1.51	1.39	15.33	34.88
62.00	0.58	9.65	2.64	1.94	1.62	1.44	1.32	15.33	33.94
63.00	0.55	9.19	2.51	1.85	1.55	1.37	1.26	15.33	33.05
64.00	0.52	8.75	2.39	1.76	1.47	1.31	1.20	15.33	32.21
65.00	0.50	8.33	2.27	1.68	1.40	1.24	1.14	15.33	31.40
66.00	0.47	7.93	2.17	1.60	1.33	1.18	1.09	15.33	30.63
67.00	0.45	7.56	2.06	1.52	1.27	1.13	1.03	15.33	29.90
<b>Maksimum</b>									448.57

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Lanjutan Tabel 4.39 Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

<b>Jam ke</b>	<b>U(t,T) (m<sup>3</sup>/dt/mm)</b>	<b>Akibat Hujan jam-jaman</b>						<b>Qbaseflow (m<sup>3</sup>/dt)</b>	<b>Qbanjir (m<sup>3</sup>/dt)</b>
		<b>17.11</b>	<b>4.45</b>	<b>3.12</b>	<b>2.48</b>	<b>2.10</b>	<b>1.83</b>		
42.00	1.53	26.14	7.25	5.43	4.62	4.16	3.88	15.33	66.81
43.00	1.46	25.00	6.79	5.09	4.32	3.90	3.64	15.33	64.07
44.00	1.39	23.81	6.50	4.77	4.05	3.65	3.41	15.33	61.51
45.00	1.32	22.67	6.19	4.56	3.79	3.42	3.19	15.33	59.15
46.00	1.26	21.59	5.89	4.34	3.63	3.20	2.99	15.33	56.97
47.00	1.20	20.55	5.61	4.13	3.46	3.06	2.80	15.33	54.95
48.00	1.14	19.57	5.34	3.94	3.29	2.92	2.68	15.33	53.07
49.00	1.09	18.63	5.09	3.75	3.13	2.78	2.55	15.33	51.26
50.00	1.04	17.74	4.84	3.57	2.98	2.65	2.43	15.33	49.54
51.00	0.99	16.89	4.61	3.40	2.84	2.52	2.31	15.33	47.91
52.00	0.94	16.09	4.39	3.24	2.70	2.40	2.20	15.33	46.35
53.00	0.90	15.32	4.18	3.08	2.58	2.28	2.10	15.33	44.87
54.00	0.85	14.58	3.98	2.93	2.45	2.17	2.00	15.33	43.45
55.00	0.81	13.89	3.79	2.79	2.34	2.07	1.90	15.33	42.11
56.00	0.77	13.22	3.61	2.66	2.22	1.97	1.81	15.33	40.83
57.00	0.74	12.59	3.44	2.53	2.12	1.88	1.72	15.33	39.61
58.00	0.70	11.99	3.27	2.41	2.02	1.79	1.64	15.33	38.45
59.00	0.67	11.42	3.12	2.30	1.92	1.70	1.56	15.33	37.34
60.00	0.64	10.87	2.97	2.19	1.83	1.62	1.49	15.33	36.29
61.00	0.60	10.35	2.83	2.08	1.74	1.54	1.42	15.33	35.29
62.00	0.58	9.85	2.69	1.98	1.66	1.47	1.35	15.33	34.33
63.00	0.55	9.38	2.56	1.89	1.58	1.40	1.28	15.33	33.42
64.00	0.52	8.93	2.44	1.80	1.50	1.33	1.22	15.33	32.56
65.00	0.50	8.51	2.32	1.71	1.43	1.27	1.16	15.33	31.73
66.00	0.47	8.10	2.21	1.63	1.36	1.21	1.11	15.33	30.95
67.00	0.45	7.71	2.11	1.55	1.30	1.15	1.06	15.33	30.20
<b>Maksimum</b>								<b>457.61</b>	

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

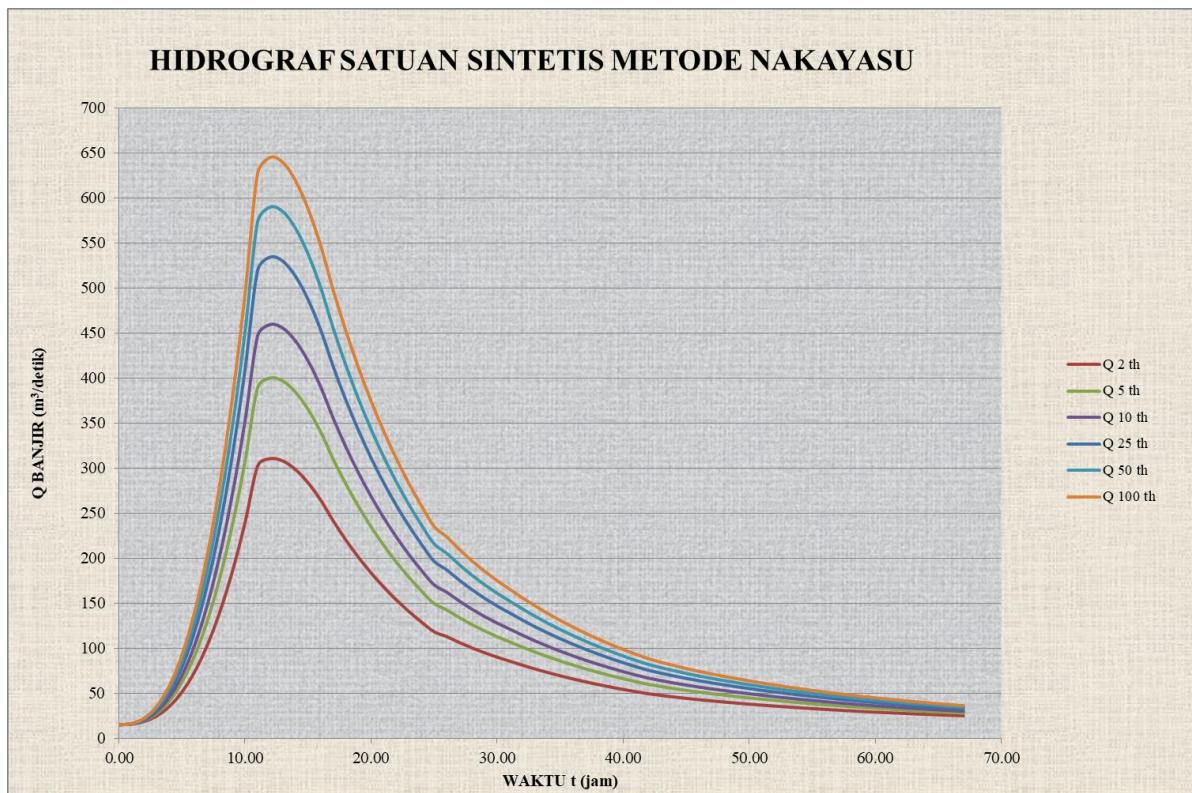


Lanjutan Tabel 4.40 Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu

<b>Jam ke</b>	<b>Qp (m<sup>3</sup>/dt)</b>					
	<b>2 th</b>	<b>5 th</b>	<b>10 th</b>	<b>25 th</b>	<b>50 th</b>	<b>100 th</b>
42.00	51.32	58.56	61.65	64.35	65.76	66.81
43.00	49.41	56.26	59.19	61.74	63.08	64.07
44.00	47.62	54.11	56.89	59.30	60.57	61.51
45.00	45.97	52.13	54.76	57.06	58.26	59.15
46.00	44.44	50.30	52.80	54.98	56.12	56.97
47.00	43.03	48.60	50.98	53.06	54.14	54.95
48.00	41.71	47.02	49.29	51.26	52.30	53.07
49.00	40.45	45.50	47.66	49.54	50.53	51.26
50.00	39.25	44.06	46.12	47.91	48.84	49.54
51.00	38.11	42.69	44.64	46.35	47.24	47.91
52.00	37.02	41.38	43.24	44.87	45.72	46.35
53.00	35.98	40.13	41.91	43.45	44.26	44.87
54.00	34.99	38.95	40.64	42.11	42.88	43.45
55.00	34.05	37.82	39.43	40.83	41.56	42.11
56.00	33.16	36.74	38.27	39.61	40.31	40.83
57.00	32.30	35.72	37.18	38.45	39.11	39.61
58.00	31.49	34.74	36.13	37.34	37.97	38.45
59.00	30.72	33.81	35.14	36.29	36.89	37.34
60.00	29.98	32.93	34.19	35.29	35.86	36.29
61.00	29.28	32.09	33.29	34.33	34.88	35.29
62.00	28.61	31.29	32.43	33.42	33.94	34.33
63.00	27.98	30.52	31.61	32.56	33.05	33.42
64.00	27.37	29.80	30.83	31.73	32.21	32.56
65.00	26.80	29.11	30.09	30.95	31.40	31.73
66.00	26.25	28.45	29.39	30.20	30.63	30.95
67.00	25.73	27.82	28.71	29.49	29.90	30.20

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan HSS Nakayasu pada Tabel 4.38, dapat diketahui debit banjir pada berbagai kala ulang. Berikut adalah penyajian grafik perbandingan debit banjir HSS Nakayasu pada Gambar 4.5



Gambar 4.5 Grafik Perbandingan Hasil Perhitungan Debit Banjir HSS Nakayasu DTS Citarum Hulu

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.2. Analisa Hidrolik

Untuk mengetahui kapasitas eksisting sungai, maka digunakan bantuan paket program *HEC-RAS*. Hal ini dilakukan untuk mengetahui ketinggian muka air pada saat menjadi debit banjir. Untuk mengetahui muka air banjir perlu dilakukan analisa kapasitas eksisting dari Sungai Citarum Hulu.

##### 4.2.1 Analisa Profil Aliran Kondisi Eksisting

- Input Geometri Data

Data yang akan dimasukkan pada suatu sistem sungai antara lain data potongan melintang sungai, jarak antar potongan melintang, koefisien kekasaran manning. Untuk analisa aliran tidak permanen menggunakan data sebagai berikut.

1. Skema sistem sungai

Skema sungai menggambarkan berbagai variasi jangkauan dari sungai yang saling berhubungan. Setiap penampang sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi berupa nomor stasiun. Untuk lebih jelasnya, dapat dilihat pada Gambar 4.5.

2. Geometri potongan melintang

Data potongan melintang sungai digambarkan berupa titik-titik koordinat yang menghubungkan antara elevasi dan stasiun dari kiri ke kanan secara sistematis dari arah

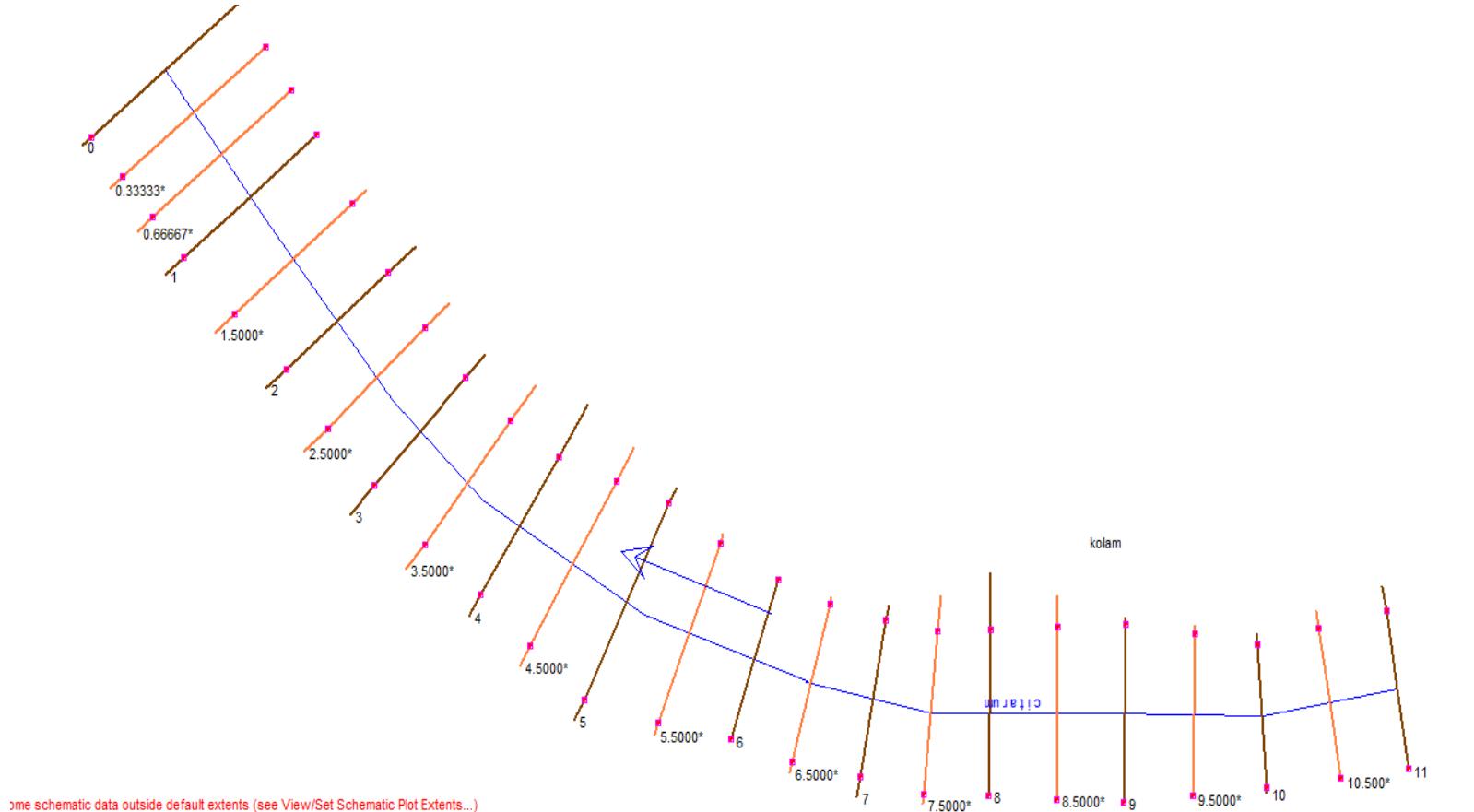
hulu menuju hilir. Data potongan melintang dari patok 0 s/d 11 (Patok D.38 – 0.6). Jarak antar potongan melintang bervariasi, sekitar 40-60 m.

### 3. Koefisien Koefisien

Koefisien manning yang dipakai dalam studi ini diambil berdasarkan kondisi sungai Citarum. Nilai koefisien manning yang digunakan dalam studi ini adalah 0,03 dimana angka ini diambil dari tabel koefisien manning yang terlampir, dengan menyesuaikan tinggi muka air yang ada di lapangan, atau dari hasil pengukuran.

#### 4.2.2 Input Data Aliran Tidak Tetap (*Unsteady Flow*)

Untuk mengetahui tinggi muka air pada analisa profil aliran menggunakan aliran tidak (*unsteady flow*), maka dibutuhkan data masukan pada hulu, yaitu memasukkan data debit rancangan hasil dari analisa hidrologi, dari hulu dan pada hilir menggunakan kondisi batas (*boundary condition*) berupa *Normal Depth*.

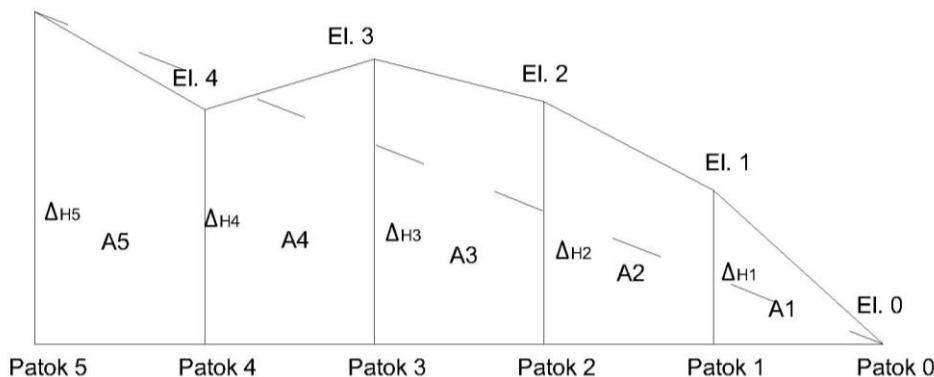


Gambar 4.6 Skema Permodelan Sungai Citarum pada HEC-RAS  
Sumber : Hasil Analisa HEC-RAS, 2018

Kajian kemiringan sungai diperlukan sebagai dasar penentuan kondisi batas pada model hidrolik (HEC-RAS). Perhitungan kemiringan sungai berdasarkan data hasil pengukuran tampang memanjang dan melintang sungai.

Berikut merupakan tabel perhitungan slope rerata Sungai Citarum kondisi eksisting yang akan digunakan sebagai syarat batas (*boundary condition*).

El. 5



Gambar 4.7 Perhitungan Kemiringan Rerata

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.41  
Tabel Perhitungan Kemiringan rerata Sungai Citarum

No.Patok	Jarak (L) (m)	Elevasi (m)	H (m)	Luas (A) (m <sup>2</sup> )
11	24.935	654.86	0.07	
10.5*	24.935	654.84	0.05	0.249
10	25	654.82	0.03	0.250
9.5*	25	654.62	0.17	1.750
9	24.605	654.42	0.37	2.461
8.5*	24.605	654.68	0.11	3.199
8	21.38	654.93	0.14	0.321
7.5*	21.38	654.75	0.04	1.069
7	23.005	654.58	0.21	1.955
6.5*	23.005	654.54	0.25	0.460
6	25	654.49	0.3	0.625
5.5*	25	654.46	0.33	0.375
5	22.76	654.42	0.37	0.455
4.5*	22.76	654.22	0.57	2.276
4	23.425	654.03	0.76	2.225
3.5*	23.425	653.97	0.82	0.703
3	22.905	653.91	0.88	0.687

Lanjutan Tabel 4.41 Perhitungan Kemiringan rerata Sungai Citarum

No.Patok	Jarak (L)	Elevasi	H	(A)	Luas
	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	
2.5*	22.905	654.18	0.61	3.092	
2	24.97	654.45	0.34	3.371	
1.5*	24.97	654.66	0.13	2.622	
1	16.697	654.87	0.08	0.417	
0.67*	16.697	654.84	0.05	0.250	
0.33*	16.697	654.82	0.03	0.167	
0	0	654.79	0	0	
<b><math>\Sigma L =</math></b>	<b>526.061</b>		<b><math>\Sigma A =</math></b>	<b>28.980</b>	

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Adapun penguraian perhitungan pada Tabel 4.41 seperti dibawah ini :

- $H = El. n - El. 0$

$$= 654.86 - 654.79$$

$$= 0.07 \text{ m}$$

- $A = \left( \frac{(H_n - H_{n-1}) \times L}{2} \right)$

$$A = \left( \frac{(654.84 - 654.86) \times 24.935}{2} \right)$$

$$A = 0,249 \text{ m}^2$$

- $H_{rerata} = 2 \Sigma A / \Sigma L$

$$= 2 * 28,980 / 526,061$$

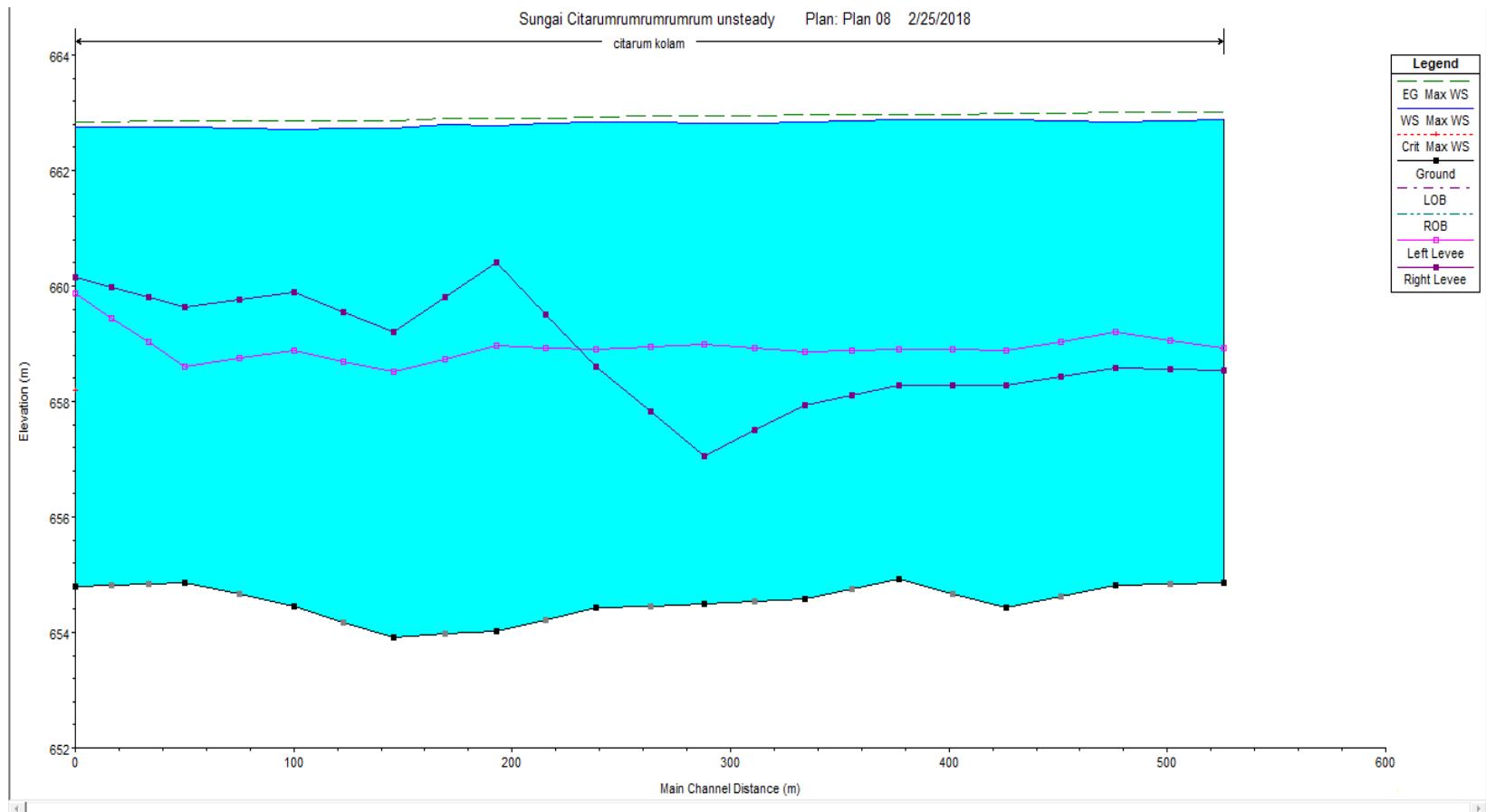
$$= 0,110$$

- $I_{rerata} = H_{rerata} / \Sigma L$

$$= 0,110 / 526,061$$

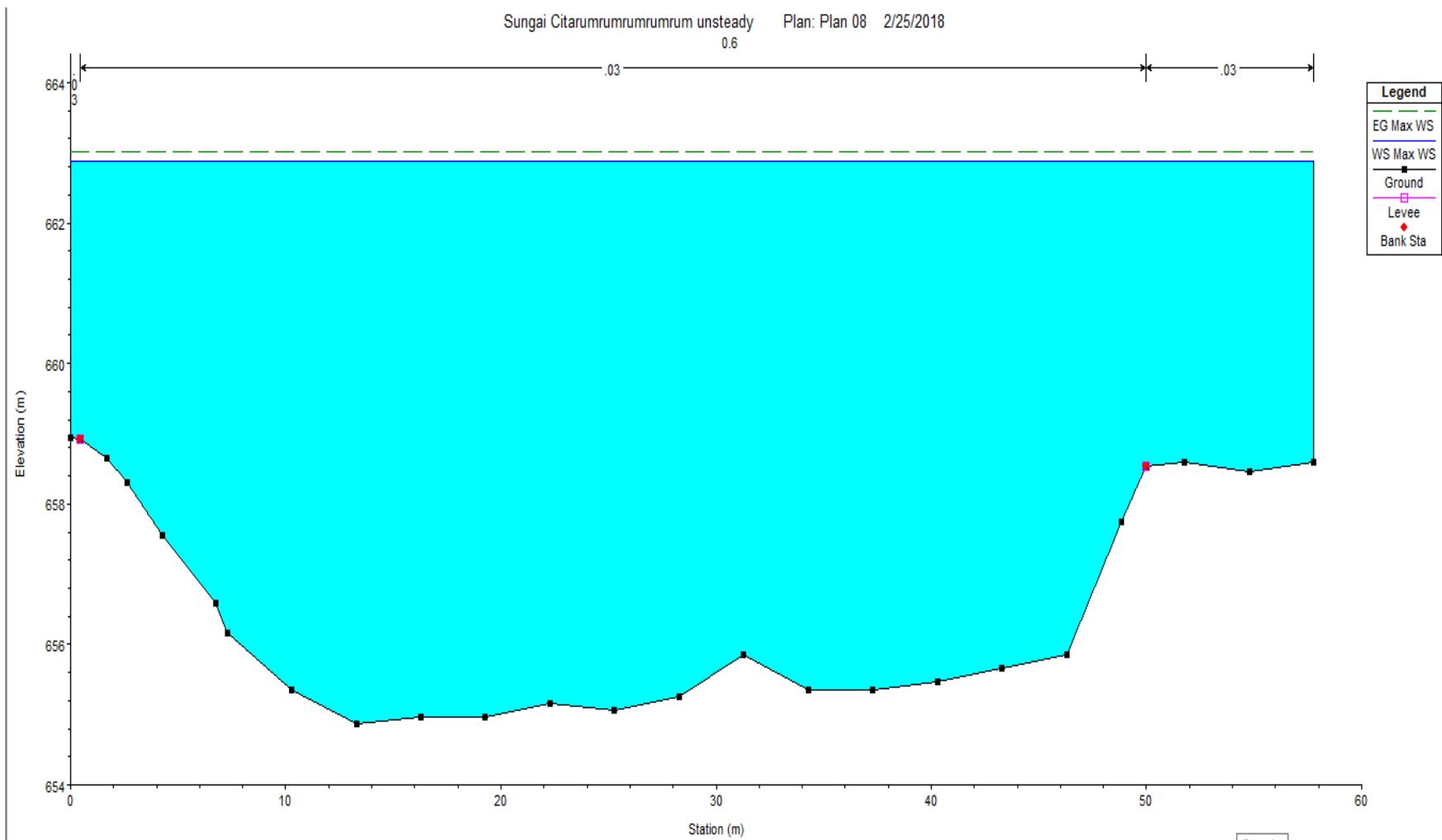
$$= 0,00021$$

#### 4.2.3 Hasil *Running Paket Program HEC-RAS Kondisi Eksisting*

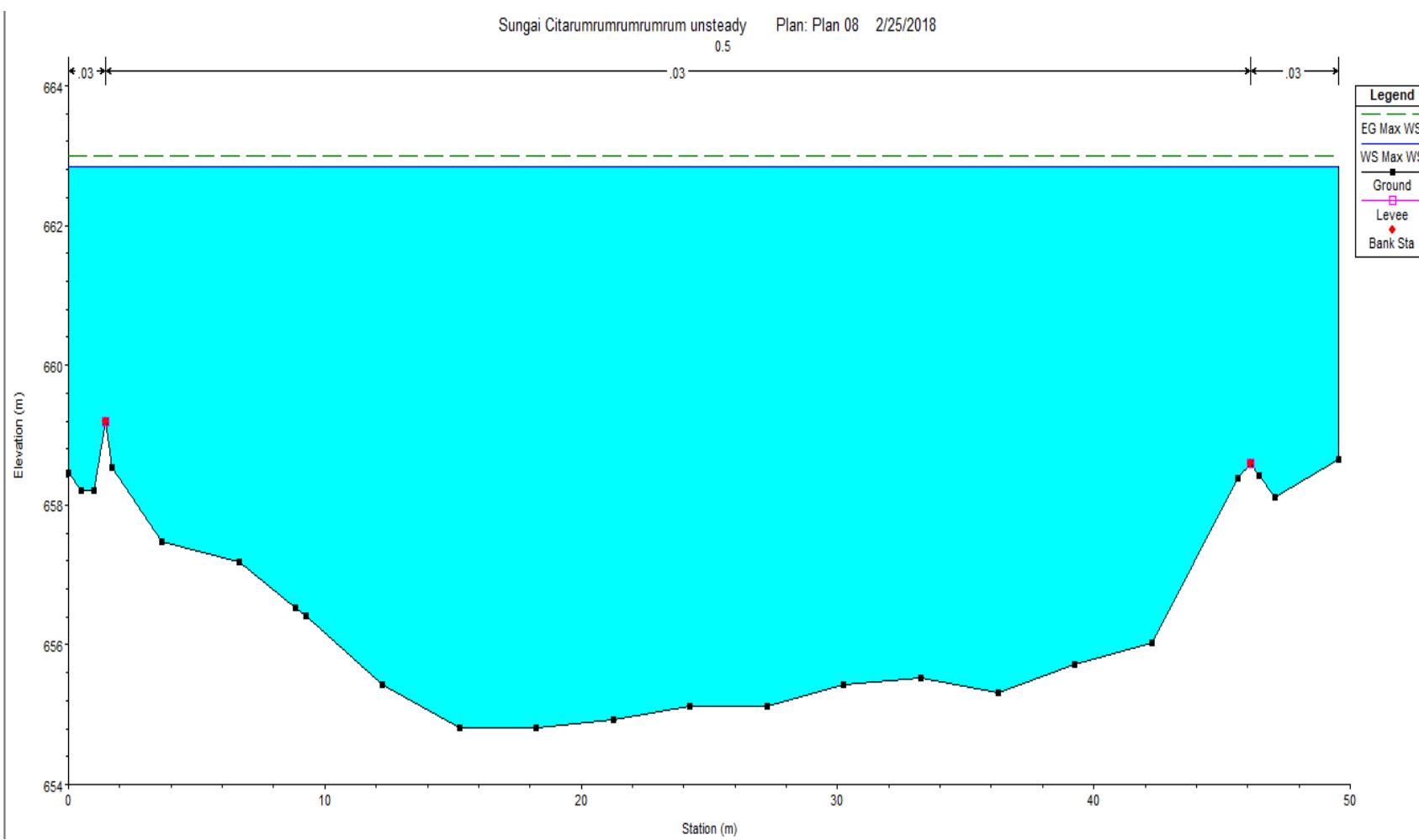


Gambar 4.8 Hasil *Running Kondisi Eksisting Menggunakan Debit Banjir Kala Ulang 50 Tahun*

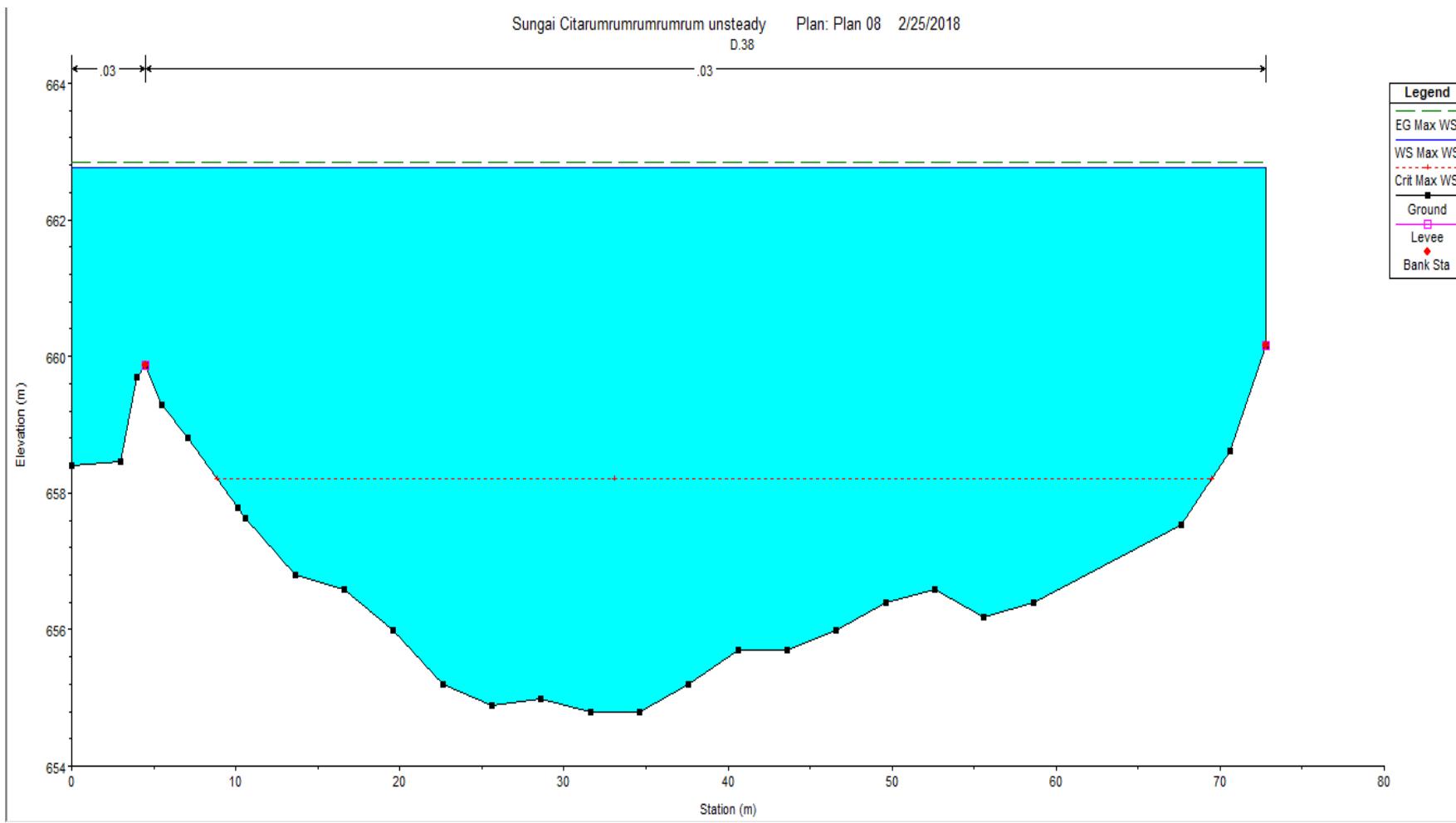
Sumber : Hasil Analisa *HEC-RAS*, 2018



Gambar 4.9 Hasil Running Kondisi Eksisting Menggunakan Debit Banjir Kala Ulang 50 Tahun (Patok 0.6) Hulu  
Sumber : Hasil Analisa HEC-RAS, 2018



Gambar 4.10 Hasil *Running* Kondisi Eksisting Menggunakan Debit Banjir Kala Ulang 50 Tahun (Patok 0.5)  
Sumber : Hasil Analisa HEC-RAS, 2018



Gambar 4.11 Hasil Running Kondisi Eksisting Menggunakan Debit Banjir Kala Ulang 50 Tahun (Patok D.38) Hilir  
 Sumber : Hasil Analisa HEC-RAS, 2018

Tabel 4.42

Rekapitulasi Hasil *Running* Kondisi Eksisting Menggunakan Debit Banjir Kala Ulang 50 Tahun

Nama Patok	Elevasi Tebing		Elevasi M.A Banjir (m)	Tinggi Luapan Kanan (m)	Tinggi Luapan Kiri (m)	Keterangan	
	Kiri	Kanan				Kanan	Kiri
11	658.92	658.53	662.74	4.21	3.82	Melimpas	Melimpas
10.5	659.06	658.56	662.71	4.15	3.65	Melimpas	Melimpas
10	659.2	658.59	662.68	4.09	3.48	Melimpas	Melimpas
9.67	659.04	658.44	662.71	4.27	3.67	Melimpas	Melimpas
9.33	658.88	658.29	662.73	4.44	3.85	Melimpas	Melimpas
9	658.895	658.28	662.72	4.44	3.825	Melimpas	Melimpas
8.5	658.91	658.27	662.72	4.45	3.81	Melimpas	Melimpas
8	658.88	658.105	662.71	4.605	3.83	Melimpas	Melimpas
7.5	658.85	657.94	662.7	4.76	3.85	Melimpas	Melimpas
7	658.915	657.5	662.67	5.17	3.755	Melimpas	Melimpas
6.5	658.98	657.06	662.66	5.6	3.68	Melimpas	Melimpas
6	658.941	657.83	662.68	4.85	3.739	Melimpas	Melimpas
5.5	658.902	658.6	662.68	4.08	3.778	Melimpas	Melimpas
5	658.931	659.5	662.67	3.17	3.739	Melimpas	Melimpas
4.5	658.96	660.4	662.64	2.24	3.68	Melimpas	Melimpas
4	658.735	659.8	662.65	2.85	3.915	Melimpas	Melimpas
3.5	658.51	659.2	662.55	3.35	4.04	Melimpas	Melimpas
3	658.695	659.55	662.55	3	3.855	Melimpas	Melimpas
2.5	658.88	659.9	662.54	2.64	3.66	Melimpas	Melimpas
2	658.745	659.77	662.57	2.8	3.825	Melimpas	Melimpas
1.5	658.61	659.64	662.59	2.95	3.98	Melimpas	Melimpas
1	659.03	659.813	662.6	2.787	3.57	Melimpas	Melimpas
0.67	659.45	659.987	662.6	2.613	3.15	Melimpas	Melimpas
0.33	659.87	660.16	662.61	2.45	2.74	Melimpas	Melimpas
0	659.05	660.06	663.55	3.49	4.5	Melimpas	Melimpas

Sumber : Hasil Analisa HEC-RAS, 2018

Dari hasil *running* paket program HEC-RAS dapat diketahui bahwa penampang sungai Citarum kondisi eksisting tidak mampu menampung debit banjir rancangan kala ulang 50 tahun sebesar  $590,098 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Dengan demikian dibutuhkan suatu upaya pengendalian banjir untuk mereduksi banjir yang terjadi di kawasan Sungai Citarum tersebut.

### 4.3 Upaya Pengendalian Banjir

Dalam kajian ini perencanaan yang diusulkan untuk mengatasi maupun mengendalikan masalah banjir pada Sungai Citarum yaitu adalah dengan pembangunan Kolam Retensi, sebagai usaha mereduksi debit banjir yang terjadi di Sungai Citarum.

- **Perencanaan Kolam Retensi**

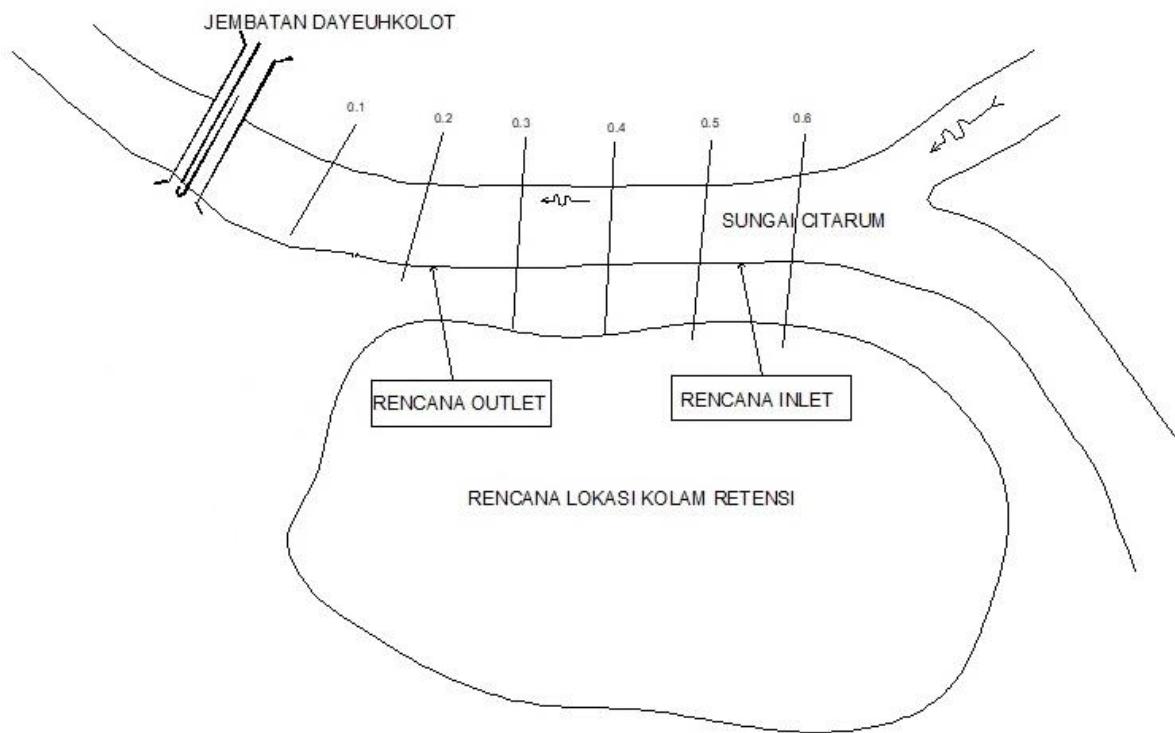
Kolam retensi didefinisikan sebagai kolam tampungan sementara. Pemilihan alternatif ini dilakukan dengan alasan:

1. Kolam retensi memiliki kemampuan memotong puncak banjir sehingga debit di bagian hilir lebih kecil. Apabila debit yang mengalir lebih kecil tentu tingkat erosi sungai akan menurun dan sedimentasi muara akan berkurang.
2. Memiliki nilai lebih karena memberikan manfaat berupa konservasi air dan pendayagunaan.
3. Penampang sungai yang akan digunakan pada perencanaan kolam retensi ialah penampang sungai setelah dilakukannya normalisasi sungai.

Pada studi ini direncanakan tampungan dengan inlet berupa pelimpah samping dan outlet berupa pintu klep. Berikut ini adalah tahapan perencanaannya:

#### I. Tata letak

Rencana kolam retensi terletak pada patok 0.5 di kiri aliran Sungai Citarum

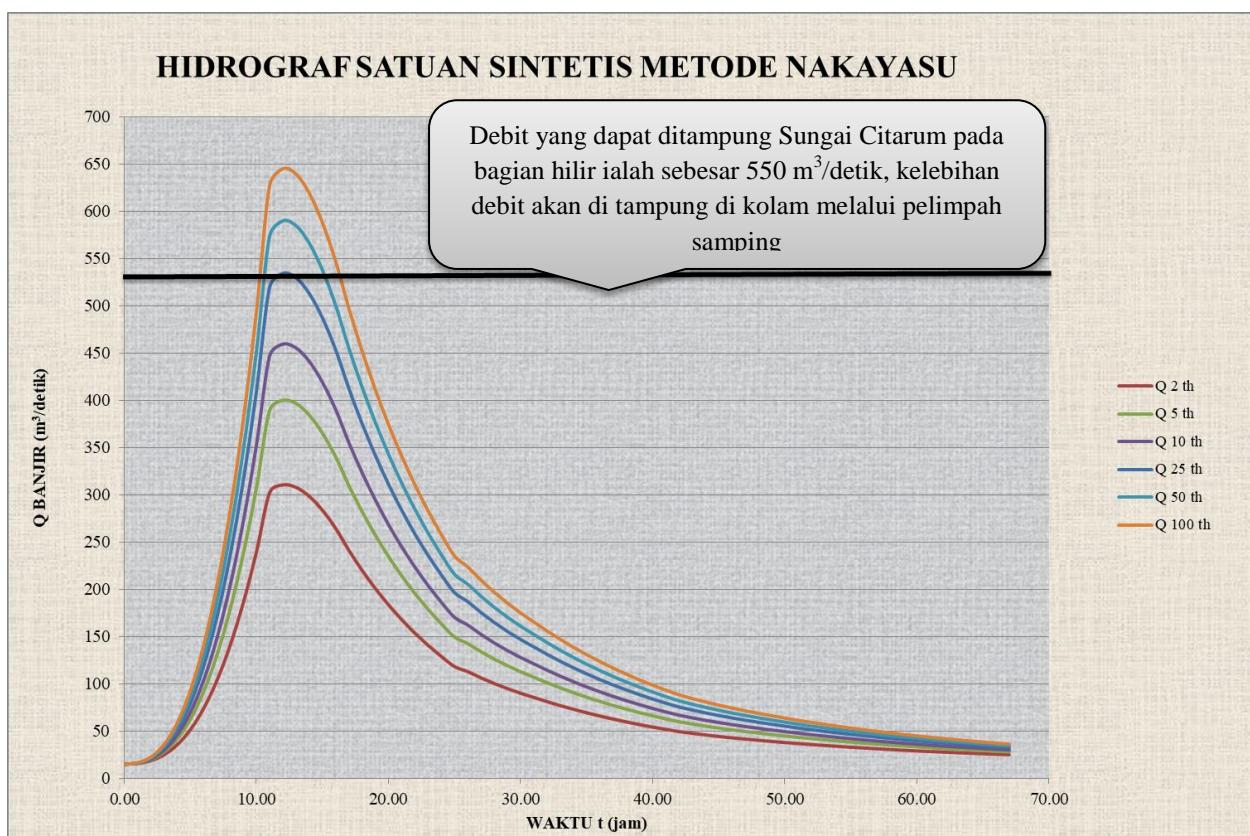


*Gambar 4.12 Sketsa Lokasi Pelimpah Samping dan Kolam Retensi  
Sumber : Hasil Analisa, 2017*

## II. Volume Kolam Retensi

Pada studi ini digunakan beberapa acuan dalam perhitungan volume yaitu:

- Debit banjir yang digunakan adalah kala ulang 2,5,10, dan 25 tahun
- Sungai Citarum mampu mengalirkan banjir sebesar  $550 \text{ m}^3/\text{detik}$
- Perhitungan Kolam Retensi hanya memotong debit banjir sesuai dengan tampungan yang ada
- Elevasi dasar tampungan kolam +653,7 m
- Elevasi pada saat tampungan maksimum berada pada +659 m



Gambar 4.13 Hidrograf inflow yang masuk ke kolam retensi

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Berikut merupakan perhitungan volume air yang masuk ke dalam kolam retensi :

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= 0,5 \times 60 \times 60 \times (Q \text{ inflow}) \times (\Delta t) \\
 &= 0,5 \times 60 \times 60 \times (24,117) \times (1) \\
 &= 43411,16 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Perhitungan lainnya dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 4.43  
Perhitungan volume air yang masuk ke kolam retensi

<b>t</b>	<b>Q rancangan</b>	<b>Q</b>	<b>Q inflow</b>	<b>Volume</b>	<b>Volume Kumulatif</b>
<b>jam</b>	<b>m<sup>3</sup>/dt</b>	<b>m<sup>3</sup>/dt</b>	<b>m<sup>3</sup>/dt</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>
0	15.33	550.00	0.00	0.00	0.00
1	16.55	550.00	0.00	0.00	0.00
2	22.07	550.00	0.00	0.00	0.00
3	34.23	550.00	0.00	0.00	0.00
4	55.02	550.00	0.00	0.00	0.00
5	86.28	550.00	0.00	0.00	0.00
6	129.72	550.00	0.00	0.00	0.00
7	186.86	550.00	0.00	0.00	0.00
8	258.89	550.00	0.00	0.00	0.00
9	346.83	550.00	0.00	0.00	0.00
10	451.62	550.00	0.00	0.00	0.00
11	574.12	550.00	24.12	43411.16	43411.16
12	590.10	550.00	40.10	72176.04	115587.20
13	584.93	550.00	34.93	62881.89	178469.09
14	566.49	550.00	16.49	29686.75	208155.84
15	537.89	550.00	0.00	0.00	208155.84
16	500.61	550.00	0.00	0.00	208155.84
17	455.32	550.00	0.00	0.00	208155.84
18	414.24	550.00	0.00	0.00	208155.84
19	377.00	550.00	0.00	0.00	208155.84
20	343.23	550.00	0.00	0.00	208155.84
21	312.62	550.00	0.00	0.00	208155.84
22	284.86	550.00	0.00	0.00	208155.84
23	259.70	550.00	0.00	0.00	208155.84
24	236.89	550.00	0.00	0.00	208155.84
25	216.20	550.00	0.00	0.00	208155.84
26	205.65	550.00	0.00	0.00	208155.84
27	192.92	550.00	0.00	0.00	208155.84
28	181.32	550.00	0.00	0.00	208155.84
29	170.80	550.00	0.00	0.00	208155.84
30	161.27	550.00	0.00	0.00	208155.84
31	152.60	550.00	0.00	0.00	208155.84
32	143.92	550.00	0.00	0.00	208155.84
33	135.78	550.00	0.00	0.00	208155.84
34	128.16	550.00	0.00	0.00	208155.84
35	121.03	550.00	0.00	0.00	208155.84
36	114.34	550.00	0.00	0.00	208155.84
37	108.08	550.00	0.00	0.00	208155.84
38	102.21	550.00	0.00	0.00	208155.84
39	96.72	550.00	0.00	0.00	208155.84
40	91.57	550.00	0.00	0.00	208155.84
41	86.75	550.00	0.00	0.00	208155.84

Lanjutan Tabel 4.43 Perhitungan volume air yang masuk ke kolam retensi

<b>t</b>	<b>Q rancangan</b>	<b>Q</b>	<b>Q inflow</b>	<b>Volume</b>	<b>Volume Kumulatif</b>
<b>jam</b>	<b>m<sup>3</sup>/dt</b>	<b>m<sup>3</sup>/dt</b>	<b>m<sup>3</sup>/dt</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>
42	82.23	550.00	0.00	0.00	208155.84
43	78.67	550.00	0.00	0.00	208155.84
44	75.35	550.00	0.00	0.00	208155.84
45	72.28	550.00	0.00	0.00	208155.84
46	69.45	550.00	0.00	0.00	208155.84
47	66.82	550.00	0.00	0.00	208155.84
48	64.37	550.00	0.00	0.00	208155.84
49	62.03	550.00	0.00	0.00	208155.84
50	59.79	550.00	0.00	0.00	208155.84
51	57.67	550.00	0.00	0.00	208155.84
52	55.64	550.00	0.00	0.00	208155.84
53	53.71	550.00	0.00	0.00	208155.84
54	51.88	550.00	0.00	0.00	208155.84
55	50.13	550.00	0.00	0.00	208155.84
56	48.47	550.00	0.00	0.00	208155.84
57	46.88	550.00	0.00	0.00	208155.84
58	45.37	550.00	0.00	0.00	208155.84
59	43.94	550.00	0.00	0.00	208155.84
60	42.57	550.00	0.00	0.00	208155.84
61	41.26	550.00	0.00	0.00	208155.84
62	40.02	550.00	0.00	0.00	208155.84
63	38.84	550.00	0.00	0.00	208155.84
64	37.72	550.00	0.00	0.00	208155.84
65	36.65	550.00	0.00	0.00	208155.84
66	35.63	550.00	0.00	0.00	208155.84
67	34.66	550.00	0.00	0.00	208155.84

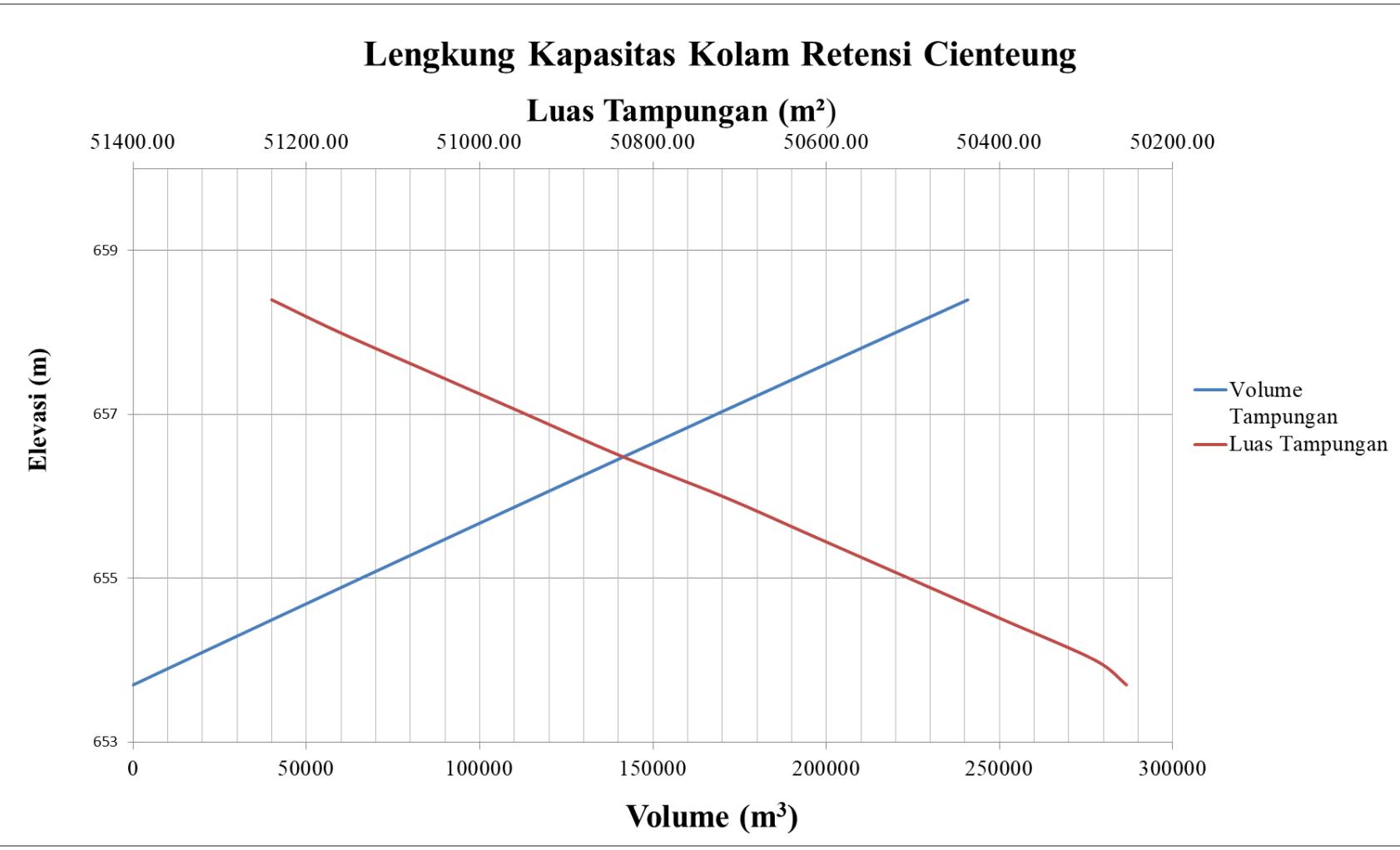
Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.44

Hubungan elevasi tampungan efektif dan volume tampungan Kolam Retensi Cienteung

<b>No</b>	<b>Elevasi (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>Luas</b>	<b>Luas Rata-Rata Antar</b>	<b>Volume Tampungan m<sup>3</sup></b>
			<b>Tampungan m<sup>2</sup></b>	<b>Kontur</b>	
1	653.7	0	50253.51	0.00	0.00
2	654	0.3	50289.46	50271.49	15086.84
3	654.5	0.8	50396.71	50343.09	40317.36
4	655	1.3	50504.25	50450.48	65655.53
5	655.5	1.8	50611.80	50558.03	91101.25
6	656	2.3	50719.35	50665.58	116654.51
7	656.5	2.8	50838.27	50778.81	142347.16
8	657	3.3	50945.82	50892.04	168121.20
9	657.5	3.8	51053.68	50999.75	194003.96
10	658	4.3	51161.22	51107.45	219993.26
11	658.4	4.7	51240.00	51200.61	240828.00

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.14 Lengkung Kapasitas Kolam Retensi  
Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

### 4.3.1 Perencanaan Pelimpah Samping

#### 4.3.1.1 Analisa Dimensi Pelimpah Samping (De Marchi)

Guna mengalihkan debit banjir yang berlebih di Sungai Citarum, maka perlu adanya bangunan kontrol yang membagi debit banjir tersebut. Pada studi ini, bangunan kontrol yang digunakan adalah bendung samping tanpa pintu. Dalam menentukan lebar bendung samping diperlukan nilai debit banjir yang akan dialihkan melalui pelimpah tersebut. Kapasitas sungai Citarum hanya dapat menampung debit  $550 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Dibutuhkan analisa hubungan debit dan tinggi sungai pada patok yang akan direncanakan, guna menentukan tinggi pelimpah samping. Berikut merupakan perhitungannya :

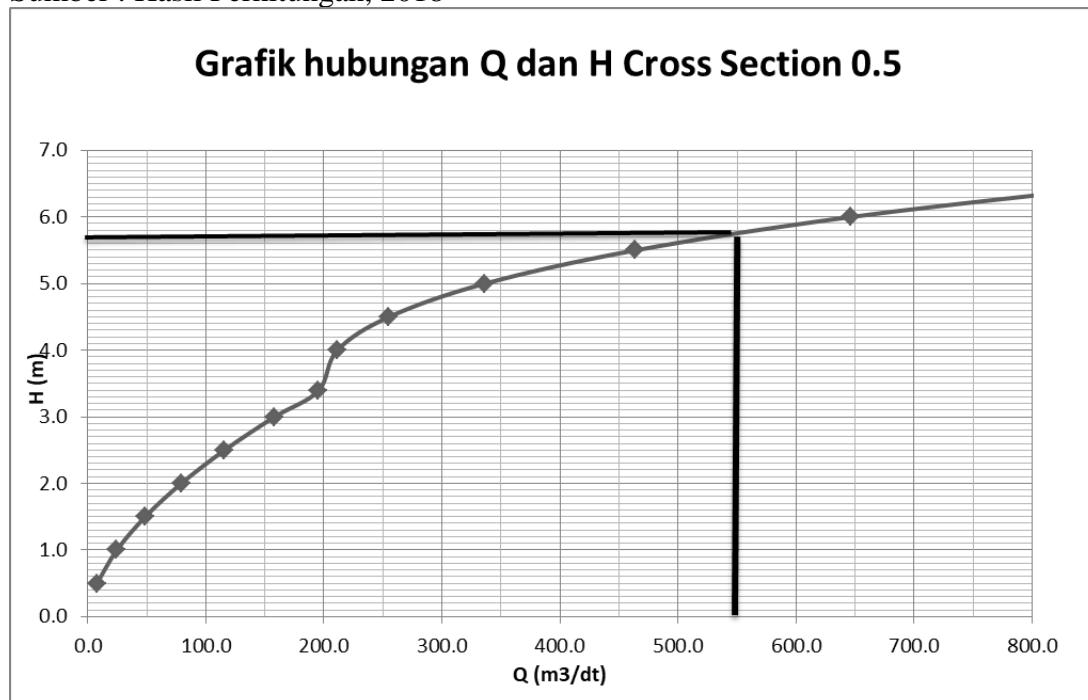
- Lebar dasar sungai (b) =  $32,5 \text{ m}$
- Kemiringan sungai (S) =  $0,0005$
- Koefisien kekasaran manning (n) =  $0,03$
- Kemiringan dinding saluran (Z) =  $1,5$
- Luas penampang basah (A) =  $(B+m.h)h$   
 $= (32,5 + 1,5.2)2$   
 $= 71 \text{ m}^2$
- Keliling Basah (P) =  $B + 2h \sqrt{m^2 + 1}$   
 $= 32,5 + 2.2 \sqrt{1,5^2 + 1}$   
 $= 38,825 \text{ m}$
- Jari-jari Hidrolis (R) =  $A/P$   
 $= 71/38,825$   
 $= 1,829 \text{ m}$
- Kecepatan (V) =  $\frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$   
 $= \frac{1}{0,03} \cdot 1,829^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0005^{\frac{1}{2}}$   
 $= 1,115 \text{ m/s}$
- Debit (Q) =  $V \cdot A$   
 $= 1,115 \cdot 71$   
 $= 79,139 \text{ m}^3/\text{detik}$

Berikut adalah rekapitulasi hasil perhitungan :

Tabel 4.45  
Hubungan h dan Q pada patok 0.5

<b>h (m)</b>	<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	<b>P (m)</b>	<b>R (m)</b>	<b>n</b>	<b>S</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>
0.5	16.625	34.081	0.488	0.030	0.001	0.462	7.679
1	34.000	35.662	0.953	0.030	0.001	0.722	24.548
1.5	52.125	37.243	1.400	0.030	0.001	0.933	48.612
2	71.000	38.825	1.829	0.030	0.001	1.115	79.139
2.5	90.625	40.406	2.243	0.030	0.001	1.277	115.740
3	111.000	41.987	2.644	0.030	0.001	1.425	158.183
3.39	127.413	43.220	2.948	0.030	0.001	1.532	195.253
4	26.056	34.429	0.757	0.030	0.001	0.619	211.381
4.5	48.246	36.010	1.340	0.030	0.001	0.906	255.085
5	71.186	37.591	1.894	0.030	0.001	1.141	336.299
5.5	94.876	39.172	2.422	0.030	0.001	1.344	463.837
6	119.366	40.757	2.929	0.030	0.001	1.526	645.960
6.5	144.506	42.335	3.413	0.030	0.001	1.690	890.140

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.15 Hubungan Q dengan h pada patok 0.5

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Berdasarkan hasil dari perhitungan besaran debit yang dilimpahkan, maka untuk mengetahui lebar pelimpah, perhitungan dilakukan dengan metode De Marchi. Berikut merupakan data yang digunakan dalam perhitungan De Marchi :

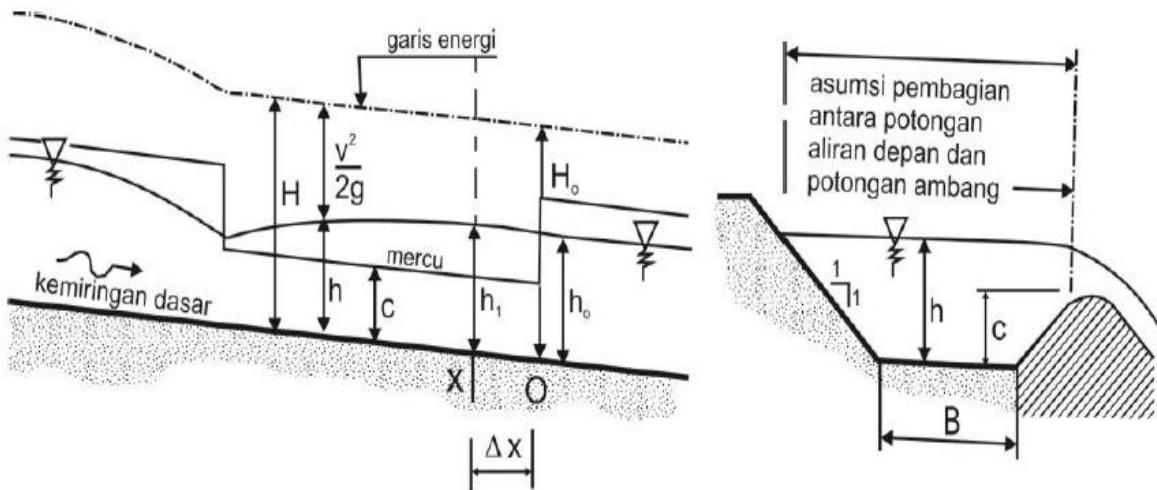
$$Q_1 = 590,098 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_2 = 550 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas penampang hilir)}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pel}} &= 590,098 - 550 \\ &= 40,098 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Aliran subkritis dan panjang bangunan pelimpah dapat dihitung sebagai berikut :

- Di dekat ujung bangunan pelimpah, kedalaman aliran dan debit  $Q_2$  sama dengan kedalaman tersebut, dan debit saluran bagian hulu bangunan pelimpah. Dengan  $H_0 = h_0 + v_0^2/2g$  beda tinggi energi di ujung bangunan pelimpah dapat dihitung.



Gambar 4.16 Sketsa definisi bangunan pelimpah

Sumber : KP-04, Bagian Bangunan, 2015

- $c = 5,5 \text{ m}$
- $K = 0,8 + 0,1 (h-c)/L$   
 $= 0,8 + 0,1 (6,2 - 5,5) / 10$   
 $= 0,807$
- Koefisien debit ( $\mu$ )  $= (0,81 - 0,6 \times F_1) \times K$   
 $= (0,81 - 0,6) \times \left( \frac{590,098}{35,6 \times 6,2 \sqrt{9,81 \times 6,2}} \right) \times 0,807$   
 $= 0,472$
- $h_0 = 6,2 \text{ m}$
- $v_0 = Q_0/(b.h_0 + m.h_0^2)$   
 $= 550/(32,5 \cdot 6,2 + 1,5 \cdot 6,2^2)$   
 $= 2,122 \text{ m/s}$
- $H_0 = h_0 + v_0^2/2g$   
 $= 6,2 + 2,122^2/(2 \times 9,81)$

- = 6,429 m
- $q_{x1}$  =  $\mu \times \Delta x \sqrt{2g} \cdot (h_0 - c)^{1,5}$   
 $= 0,472 \times 3 \sqrt{2.9,81} \cdot (6,2 - 5,5)^{1,5}$   
 $= 3,489 \text{ m}^3/\text{dt}$
  - $Q_{x1}$  =  $Q_0 + q_{x1}$   
 $= 550 + 3,489$   
 $= 553,489 \text{ m}^3/\text{dt}$
  - $A_x$  =  $h_0(b + m.h_0)$   
 $= 6,2 ( 32,5 + 1,5 \cdot 6,2 )$   
 $= 259,16 \text{ m}^2$
  - $h_x$  =  $H_0 - Q_x^2 / 2g \cdot A_x^2$   
 $= 6,429 - 553,489^2 / 2.9.81. 259,16^2$   
 $= 6,197 \text{ m}$

- Setelah  $h_x$  dan  $Q_x$  kedalaman air  $h_{2x}$  dan  $Q_{2x}$  dapat dihitung untuk bagian sejauh  $2\Delta x$  di sebelah hulu ujung pelimpah dengan cara seperti yang telah diuraikan pada perhitungan diatas,  $Q_0$  dan  $h_0$  harus diganti dengan  $Q_x$  dan  $h_x$ ;  $Q_x$ ,  $q_x$ , dan  $h_x$  dalam langkah kedua ini menjadi  $Q_{2x}$ ,  $q_{2x}$ , dan  $h_{2x}$ .
- Perhitungan-perhitungan ini harus diteruskan sampai  $Q_{nx}$  adalah sama dengan debit banjir rencana ruas saluran di sebelah hulu bangunan samping. Panjang bangunan pelimpah adalah  $n\Delta x$  dan jumlah kelebihan air akan dilimpahkan adalah  $Q_{nx}$ ,  $Q_0$ . Hasil perhitungan ini akan disajikan pada tabel berikut.

Tabel 4.46  
Hasil-hasil perhitungan bangunan pelimpah samping

$\Delta x$ (m)	$Q_0$ ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	$h_0$ (m)	$h_0$ (m)	$h_0 - c$ (m)	$q_x$ ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	$Q_0 + q_x$ ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	$A_x$ ( $\text{m}^2$ )	$v_x$ ( $\text{m/s}$ )	$h_x$ (m)	$\Delta x$ (m)
3	550.00	6.43	6.20	0.70	3.49	553.49	259.16	2.14	6.20	3.00
3	553.49	6.43	6.20	0.70	3.46	556.95	259.00	2.15	6.19	6.00
3	556.95	6.43	6.19	0.69	3.44	560.39	258.83	2.17	6.19	9.00
3	560.39	6.43	6.19	0.69	3.42	563.81	258.67	2.18	6.19	12.00
3	563.81	6.43	6.19	0.69	3.39	567.20	258.50	2.19	6.18	15.00
3	567.20	6.43	6.18	0.68	3.37	570.57	258.34	2.21	6.18	18.00
3	570.57	6.43	6.18	0.68	3.35	573.92	258.17	2.22	6.18	21.00

Lanjutan Tabel 4.46 Hasil-hasil perhitungan bangunan pelimpah samping

$\Delta x$	$Q_o$	$H_o$	$h_o$	$h_o-c$	$qx$	$Q_o+qx$	$A_x$	$v_x$	$h_x$	$\Delta x$
(m)	( $m^3/dt$ )	(m)	(m)	(m)	( $m^3/dt$ )	( $m^3/dt$ )	( $m^2$ )	(m/s)	(m)	(m)
3	573.92	6.43	6.18	0.68	3.32	577.24	258.01	2.24	6.17	24.00
3	577.24	6.43	6.17	0.67	3.30	580.54	257.84	2.25	6.17	27.00
3	580.54	6.43	6.17	0.67	3.27	583.81	257.68	2.27	6.17	30.00
3	583.81	6.43	6.17	0.67	3.25	587.06	257.51	2.28	6.16	33.00
3	587.06	6.43	6.16	0.66	3.23	590.29	257.34	2.29	6.16	36.00

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Panjang total bangunan pelimpah menjadi 36 m dengan kapasitas  $40,286 \text{ m}^3/\text{detik}$ .

#### 4.3.1.2 Penentuan Koefisien Debit Pelimpah

Untuk menentukan koefisien debit limpasan, harus melakukan perhitungan cobacoba nilai koefisien debit. Dengan nilai koefisien debit  $C_d = 2,2$  dan  $K_a 0,2$ , sehingga  $C_d$  dapat dihitung sebagai berikut :

$$B_{eff} = B - 2(n \times K_p + K_a) \times H_e$$

$$B_{eff} = 36 - 2(0 \times 0 + 0,2) \times H_e$$

$$B_{eff} = 25 - 0,40 \times H_e$$

$$Q = C_d \times B_{eff} \times H_e^{3/2}$$

$$40,098 = (2,2) \times (36 - 0,4 \times H_e) \times H_e^{3/2}$$

Dengan menggunakan  $C_d_{asumsi} = 2,2$  maka perhitungannya menjadi,

$$Q = C_d \cdot L' \cdot H_d^{3/2}$$

$$40,098 = 2,2 \cdot (36-0,4) \cdot H_d^{3/2}$$

Dengan cara *trial and error* maka didapatkan nilai  $H_d = 0,649 \text{ m}$

Untuk selanjutnya nilai  $C_d = 2,2$  dicek menggunakan persamaan Iwasaki yaitu:

$$C_d = 2,2 - 0,0416 \left( \frac{H_d}{P} \right)^{0.99}$$

$$C_d = 2,2 - 0,0416 \left( \frac{0,649}{5.5} \right)^{0.99}$$

$$C_d = 2,195$$

Dikarenakan nilai  $Cd_{asumsi} \neq Cd_{hitung}$  maka dilakukan *trial and error* lagi sampai menghasilkan nilai  $Cd_{asumsi} = Cd_{hitung}$ . Hasil coba-coba nilai Cd tersebut dicantumkan dalam tabel sebagai berikut.

Tabel 4.47  
Hasil coba-coba nilai Cd

<b>C asumsi</b>	<b>Hd</b>	<b>C hitung</b>
2.2	0.649	2.195
2.195	0.650	2.195

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Setelah dilakukan *trial and error* maka dihasilkan nilai  $Cd = 2,195$  dan  $Hd = 0,650$  m. Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai a sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Cd &= 1,60 \times \frac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/Hd)} \\ 2,195 &= 1,60 \times \frac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/Hd)}, \text{ karena } h=Hd \text{ maka:} \\ 2,195 &= 1,60 \times \frac{1+2a}{1+a} \\ a &= 0,592 \end{aligned}$$

Untuk nilai  $a = 0,590$  maka persamaan koefisien debit menjadi:

$$Cd = 1,60 \times \frac{1+2 \times 0,592 \times (h/0,650)}{1+0,592 \times (h/0,650)}$$

Lalu untuk perhitungan lebar efektif ( $L'$ ) =  $36 - 0,2 \cdot Hd = 36 - 0,2 \cdot 0,650 = 35,844$  m. Untuk perhitungan koefisien limpahan untuk debit yang lain sebagai berikut :

Misal untuk  $Q = 18,267 \text{ m}^3/\text{dt}$

Diasumsi  $h = 0,4 \text{ m}$

$L' = 35,754 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Cd &= 1,60 \times \frac{1+2 \times 0,592 \times (h/Hd)}{1+0,592 \times (h/Hd)} \\ &= 1,60 \times \frac{1+2 \times 0,590 \times (0,4/0,650)}{1+0,590 \times (0,4/0,650)} \\ &= 2,019 \text{ m}^{1/2}/\text{dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= Cd \cdot L' \cdot Hd^{3/2} \\ &= 2,019 \cdot 35,754 \cdot 0,4^{3/2} \end{aligned}$$

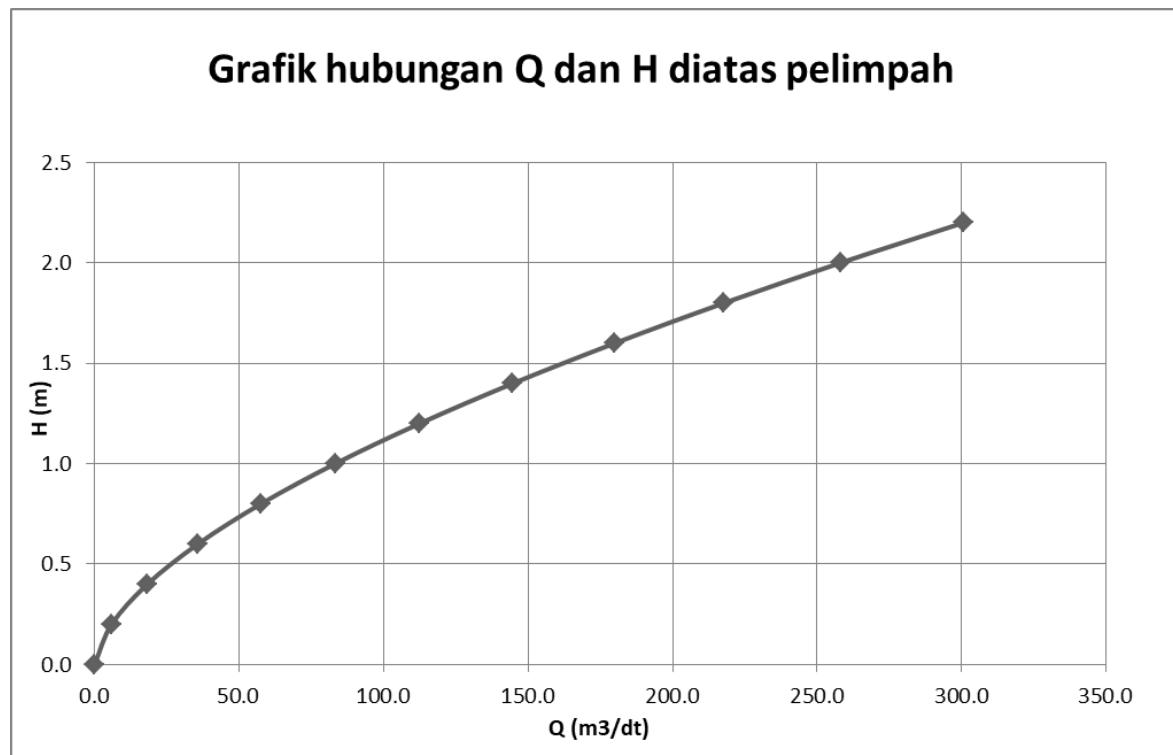
$$= 18,267 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berikut adalah tabel rekapitulasi hubungan debit dengan tinggi air.

Tabel 4.48  
Hubungan H dan Q pada pelimpah

Elevasi (m)	h (m)	h/Hd	Ka	L	C	Q $\text{m}^3/\text{det}$
1	2	3	4	5	6	7
657.810	0.0	0.000	0.167	36.000	1.600	0.000
658.010	0.2	0.308	0.163	35.877	1.841	5.909
658.210	0.4	0.615	0.149	35.754	2.019	18.267
658.410	0.6	0.923	0.125	35.631	2.156	35.708
658.610	0.8	1.231	0.086	35.508	2.265	57.540
658.810	1.0	1.539	0.050	35.385	2.353	83.250
659.010	1.2	1.846	0.050	35.262	2.426	112.432
659.210	1.4	2.154	0.050	35.138	2.487	144.755
659.410	1.6	2.462	0.050	35.015	2.539	179.945
659.610	1.8	2.769	0.050	34.892	2.584	217.770
659.810	2.0	3.077	0.050	34.769	2.624	258.029
660.010	2.2	3.385	0.050	34.646	2.658	300.549

Sumber : Hasil perhitungan, 2018



Gambar 4.17 Grafik hubungan Q dan h diatas pelimpah

Sumber : Hasil perhitungan, 2018

#### 4.3.1.3 Perhitungan Profil Muka Air

Setelah puncak mercu, tentu aliran akan mengalir melintasi puncak mercu hingga ke peredam energi. Profil muka air perlu diketahui agar didapatkan estimasi ketinggian, kecepatan, dan juga bilangan *Froude*. Selain itu perhitungan profil muka air nantinya akan menjadi dasar perencanaan untuk kolam olak dengan menggunakan *Froude* di akhir pelimpahan. Berikut adalah perhitungan profil muka air :

- Debit melalui pelimpah =  $40,098 \text{ m}^3/\text{detik}$
- Lebar Pelimpah =  $36 \text{ m}$
- Tinggi Air Diatas Pelimpah ( $H_o$ ) =  $0,65 \text{ m}$
- $Z$  (puncak mercu ke dasar hilir) =  $6,5 \text{ m}$  (hanya untuk perhitungan)
- Tinggi Muka Air ( $Y_z$ ) =  $2g(z + He - Y_z)^{1/2} = \frac{Q}{Be.Y_z}$   
 $= 2.9,81(1 + 0,65 - Y_z)^{1/2} = \frac{40,098}{36.Y_z}$

Dengan cara coba-coba didapatkan nilai  $Y_z$  sebesar  $1,63 \text{ m}$

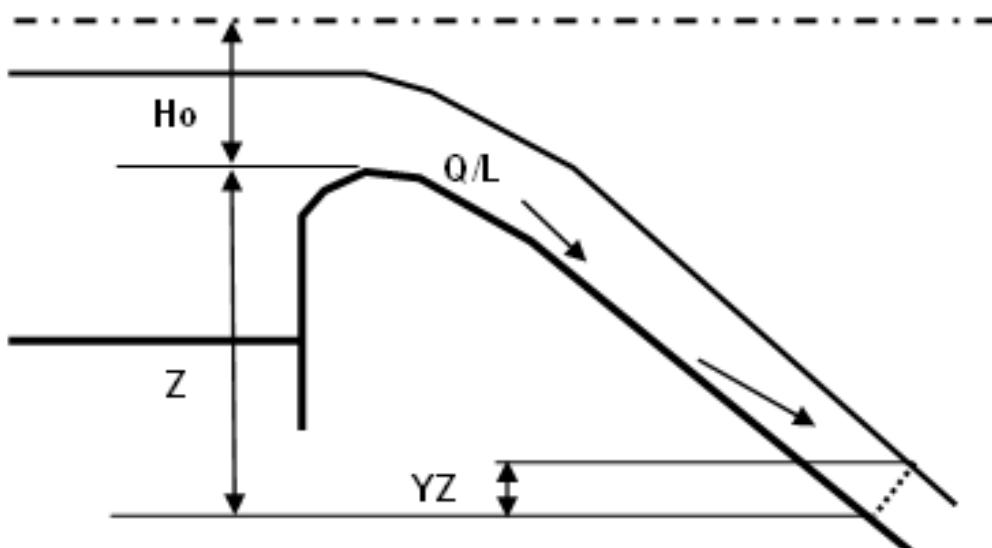
- Kecepatan aliran ( $V_z$ ) =  $\frac{Q}{Be.Y_z}$   
 $= \frac{40,098}{36.1,63}$   
 $= 0,68 \text{ m/s}$
- Elevasi hilir (lereng bendung) = Elevasi Mercu – Elevasi z  
 $= 657,81 - 1$   
 $= +656,81$
- Evasi muka air = Elevasi Mercu +  $Y_z$   
 $= 657,81 + 1,63$   
 $= +658,436$
- Bilangan *Froude* =  $\frac{V_z}{\sqrt{g.Y_z}}$   
 $= \frac{0,68}{\sqrt{9,81.1,63}}$   
 $= 0,17$

Berikut merupakan perhitungan lengkap dari mercu sampai dengan hilir pelimpah, ditampilkan di tabel 4.49 di bawah ini :

Tabel 4.49  
Profil Muka Air Pada Pelimpah Samping

Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Hilir	El Muka Air
1	1.63	0.68	0.17	656.81	658.44
1.5	2.14	0.52	0.11	656.31	658.45
2	0.16	6.99	5.59	655.81	658.45
2.5	0.15	7.68	6.44	655.31	655.46
3	0.13	8.31	7.24	654.81	654.94
3.5	0.13	8.89	8.01	654.31	654.44
4	0.12	9.43	8.76	653.81	653.93
4.5	0.11	9.94	9.48	653.31	653.42
5	0.11	10.43	10.19	652.81	658.65
5.5	0.10	10.89	10.87	652.31	653.31
6.5	0.09	11.76	12.21	651.31	652.31

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



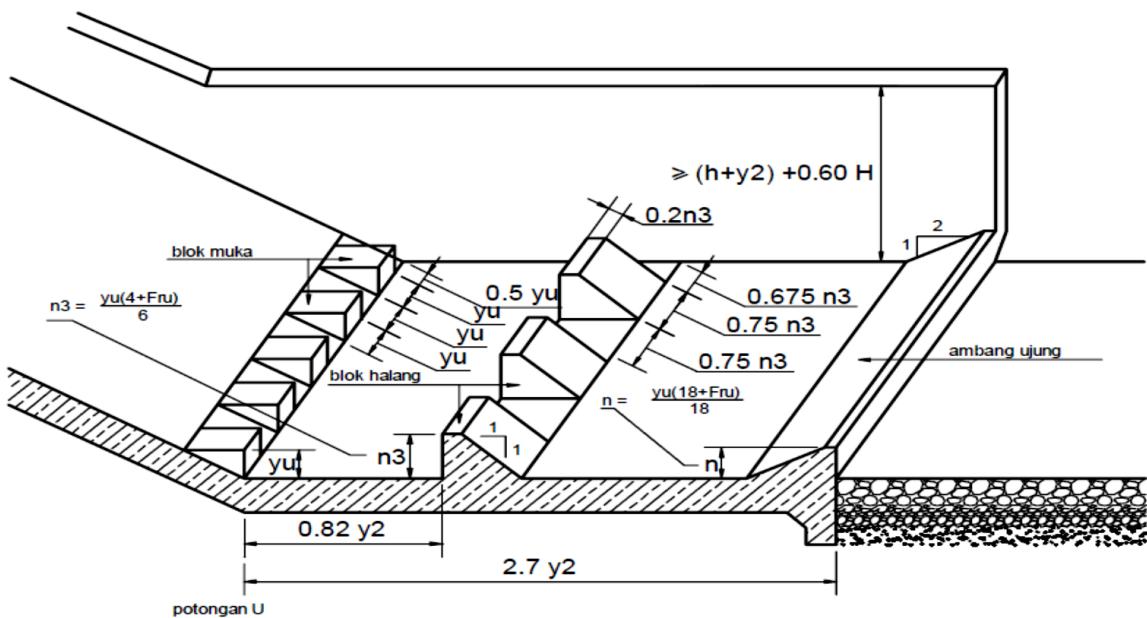
Gambar 4.18 Profil Muka Air Pelimpah

Sumber : Hasil Analisa, 2018

#### 4.3.1.4 Perencanaan Peredam Energi

Untuk penentuan kolam olak, dalam perencanaan ini akan dipilih berdasarkan parameter bilangan *Froude* (untuk kolam olak tipe USBR), selain itu parameter lain seperti tipe mercu dan tinggi bendung juga dipertimbangkan dalam perencanaan ini.

Diketahui pada Tabel 4.48 bilangan *Froude* pada hilir bendung z= 6,5 meter adalah sebesar 12,2. Berdasarkan KP-02 Bangunan Utama, bilangan *Froude* dengan nilai Fr>4,5 disarankan untuk menggunakan kolam olak USBR tipe III. Adapun perhitungannya sebagai berikut :



Gambar 4.19 Kolam Olak USBR Tipe III

Sumber : Kriteria Perencana-02

$$V_z = 11,76 \text{ m/s}$$

$$Y_z = 0,09$$

$$Y_2 = 1,6$$

- Kedalaman air di kolam olak ( $Y_b$ )

$$Y_b = Y_2 = 1,6$$

- Panjang Kolam Olak ( $L_b$ )

$$L_b = 2,7 \times Y_2 = 4,31$$

- Tinggi chute blocks ( $Y_u$ ),  $Y_u = Y_z$

$$Y_u = 0,09$$

- Tinggi baffle blocks ( $n_3$ )

$$N_3 = (Y_u \times (4+Fr)) / 6$$

$$= (0,09 \times (4+12,2)) / 6$$

$$= 0,26$$

- Tebal baffle blocks

$$0,2 n_3 = 0,2 \cdot 0,26 = 0,05$$

- Tinggi ambang ujung ( $n$ )

$$N = Y_u \times (18+Fr) / 18$$

$$= 0,09 \times (18+12,2) / 18$$

$$= 0,16$$

- Tebal ambang ujung

$$0,2 n = 0,03$$

- Lebar chute blok (w)

$$W = Yu = 0,09$$

- Lebar baffle blocks

$$0,75n^3 = 0,19$$

- Jarak antar chute blocks

$$Yu = 0,09$$

- Jarak fraksi chute blocks

$$0,5 \times Yu = 0,05$$

- Jarak antar baffle blocks

$$0,75 n^3 = 0,19$$

- Jarak fraksi baffle blocks

$$0,675.Y2 = 0,17$$

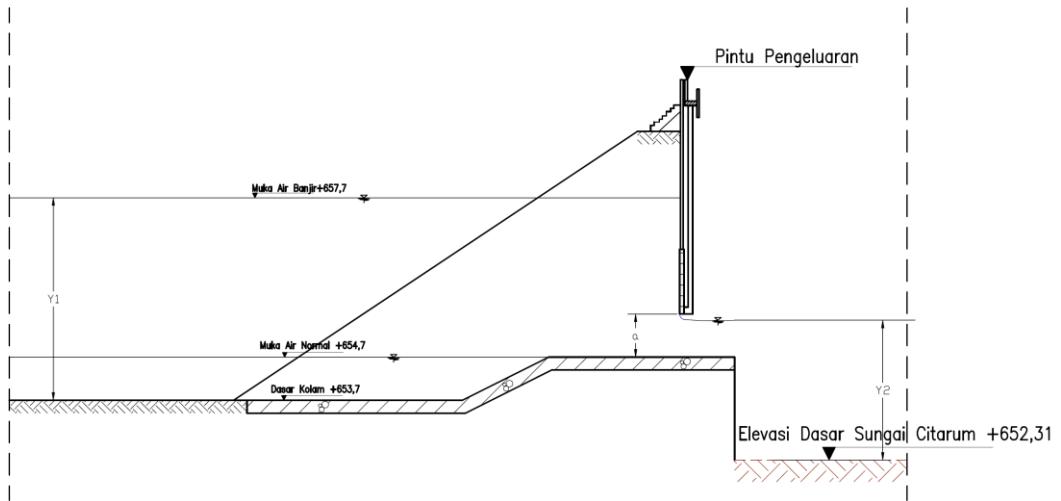
### 4.3.2 Perencanaan Pintu Outflow

Pintu outflow direncanakan untuk mengeluarkan debit outflow pada suatu waktu yang dibutuhkan. Pintu dibuka pada saat elevasi muka air banjir Sungai Citarum lebih rendah atau sama dengan elevasi ambang pintu yaitu +654,7. Berikut adalah perhitungan dimensi bangunan pengeluaran.

- Tinggi ambang pengeluaran direncanakan 1 meter dari dasar kolam retensi, yaitu pada elevasi +654,7
- Koefisien debit ( $\mu$ ) = 0,8
- Nilai K (ditentukan) = 1
- Lebar pintu (b) = 2 meter
- Jumlah pintu = 3 pintu

Untuk mensimulasikan dan menentukan pengoperasian pintu pengeluaran, maka perlu dihitung hubungan antara bukaan pintu dengan debit yang melalui pintu pengeluaran, dalam contoh perhitungan ini dihitung pada saat bukaan pintu sebesar 0,5 meter dengan tinggi muka air disimulasikan 1 meter (aliran tenggelam)

- Perhitungan Q (tenggelam) =  $K.\mu.a.b.\sqrt{2gh}$   
 $= 1 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1}$   
 $= 3,544 \text{ m}^3/\text{dt}$



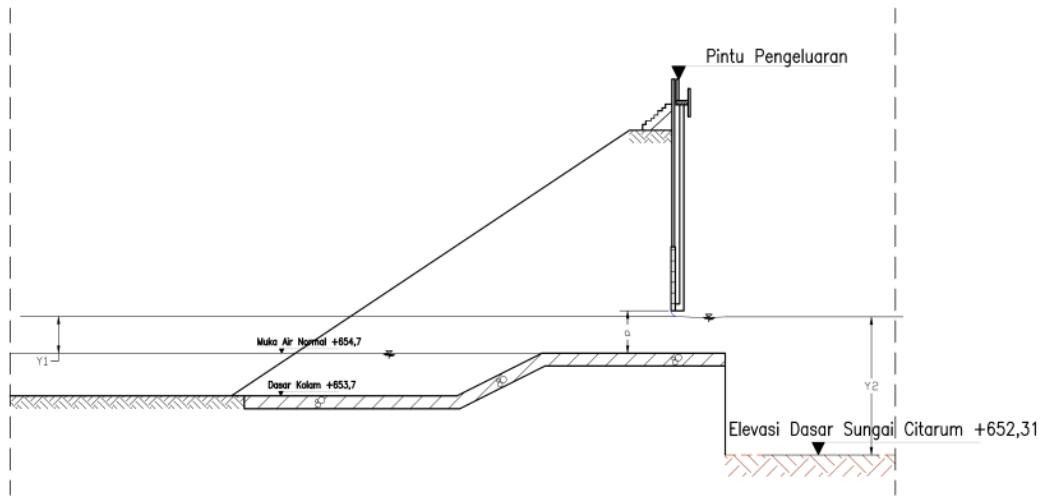
Gambar 4.20 Skema aliran tenggelam bawah pintu

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Perhitungan selanjutnya disimulasikan perhitungan untuk aliran bebas, diambil contoh pada saat bukaan pintu 2 meter dengan tinggi muka air 1 meter. Namun karena tinggi bukaan lebih tinggi daripada tinggi muka air maka  $a=1$  meter.

- Perhitungan Q (bebas)  $= K \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2gh}$

$$\begin{aligned}
 &= 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1} \\
 &= 7,087 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$



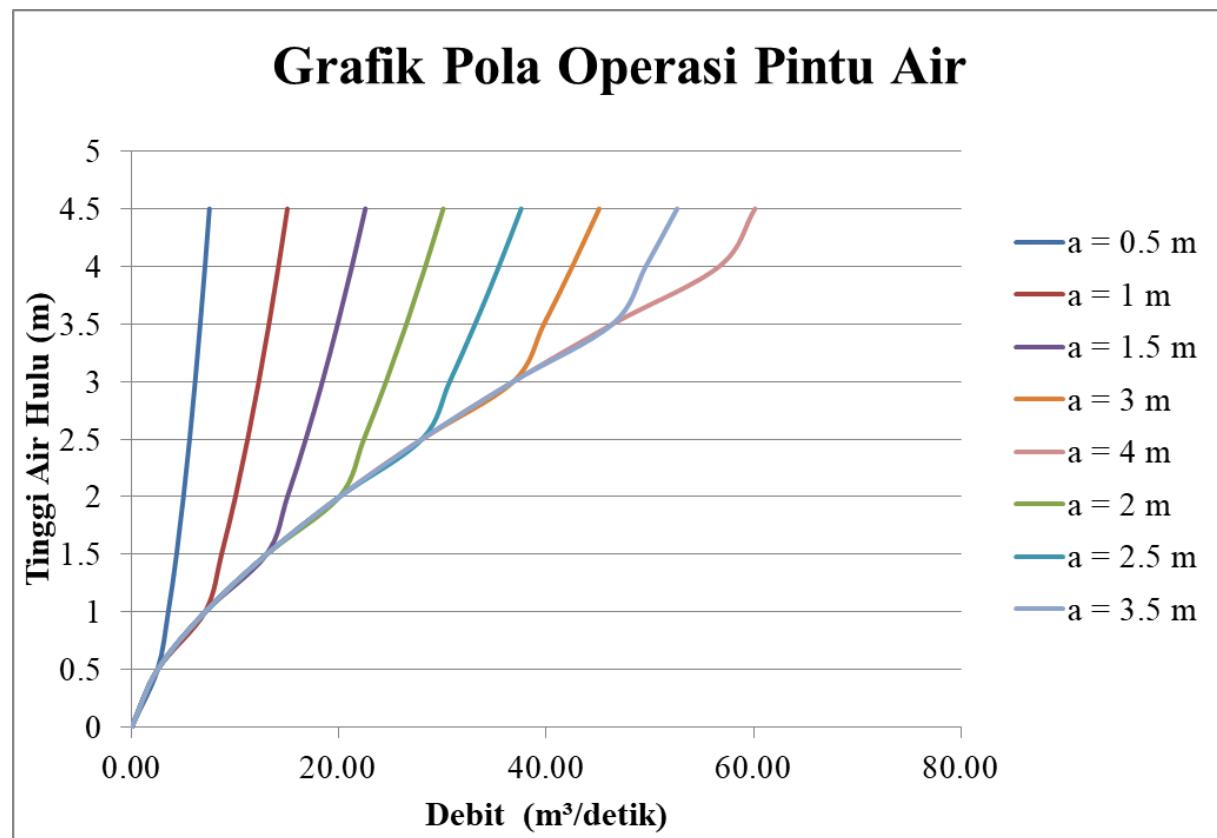
Gambar 4.21 Skema aliran bebas bawah pintu

Sumber : Hasil Analisa, 2018

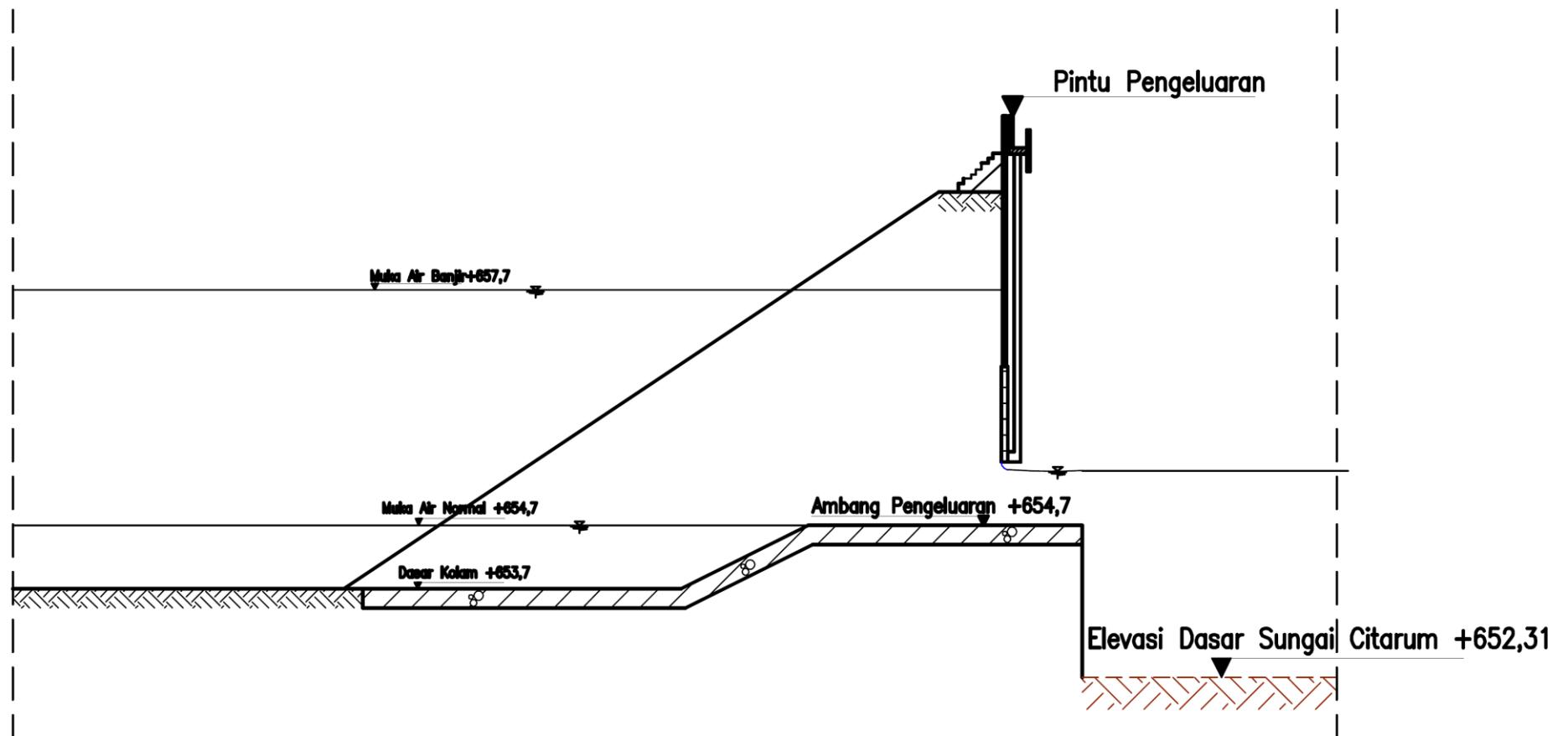
Tabel 4.50  
Pola Operasi Pintu Pengeluaran

Tinggi Muka Air	Tinggi Bukaan Pintu (m) (m <sup>3</sup> /dt)							
	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	2.506	2.506	2.506	2.506	2.506	2.506	2.506	2.506
1	3.544	7.087	7.087	7.087	7.087	7.087	7.087	7.087
1.5	4.340	8.680	13.020	13.020	13.020	13.020	13.020	13.020
2	5.011	10.023	15.034	20.045	20.045	20.045	20.045	20.045
2.5	5.603	11.206	16.809	22.411	28.014	28.014	28.014	28.014
3	6.138	12.275	18.413	24.550	30.688	36.826	36.826	36.826
3.5	6.629	13.259	19.888	26.518	33.147	39.776	46.406	46.406
4	7.087	14.174	21.261	28.348	35.436	42.523	49.610	56.697
4.5	7.517	15.034	22.551	30.068	37.585	45.102	52.619	60.136

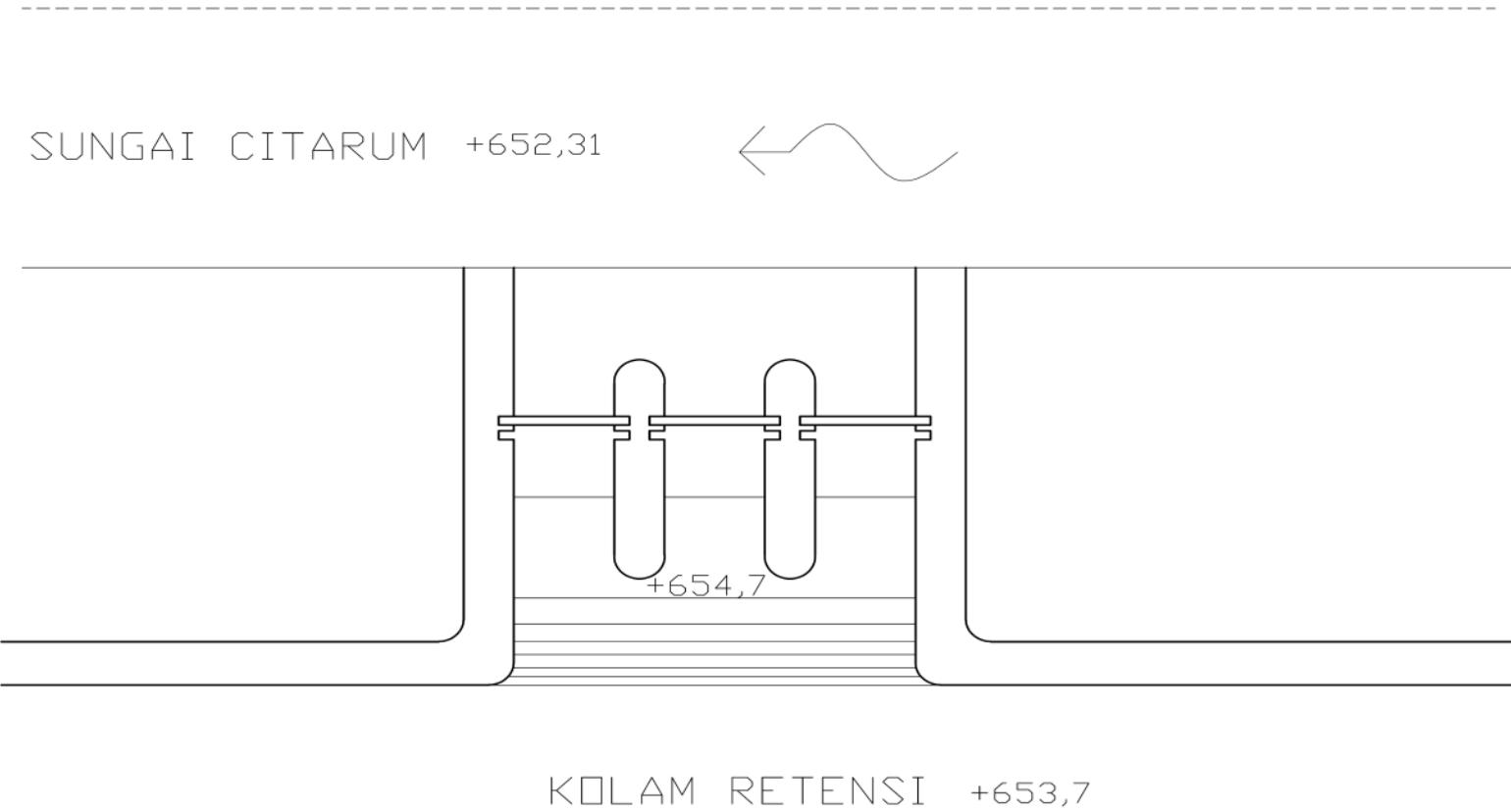
Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.22 Grafik Hubungan Tinggi Muka Air Dengan Debit Pada Pintu Pengeluaran  
Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.23 Skema pintu pengeluaran kolam retensi Cienteung tampak samping  
Sumber : Hasil Analisa, 2018



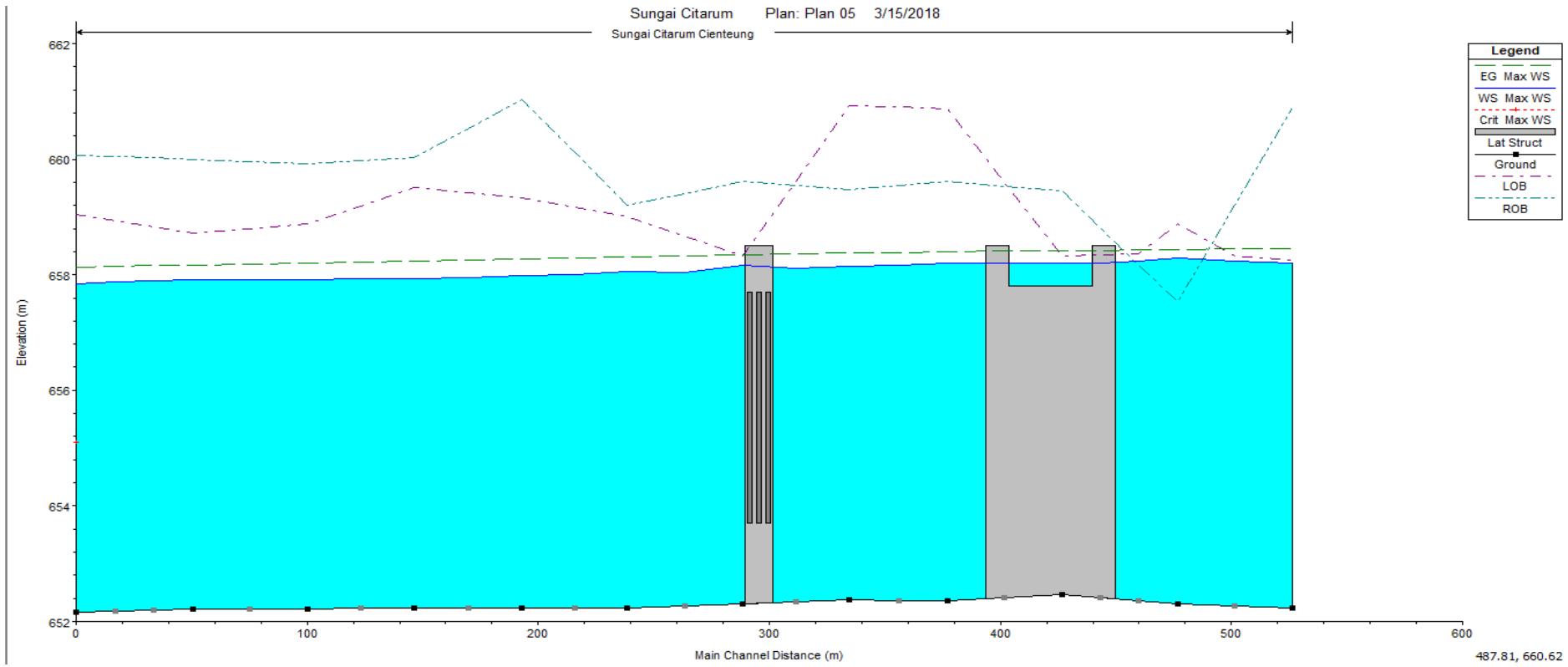
Gambar 4.24 Skema pintu pengeluaran kolam retensi Cienteung  
Sumber : Hasil Analisa, 2018



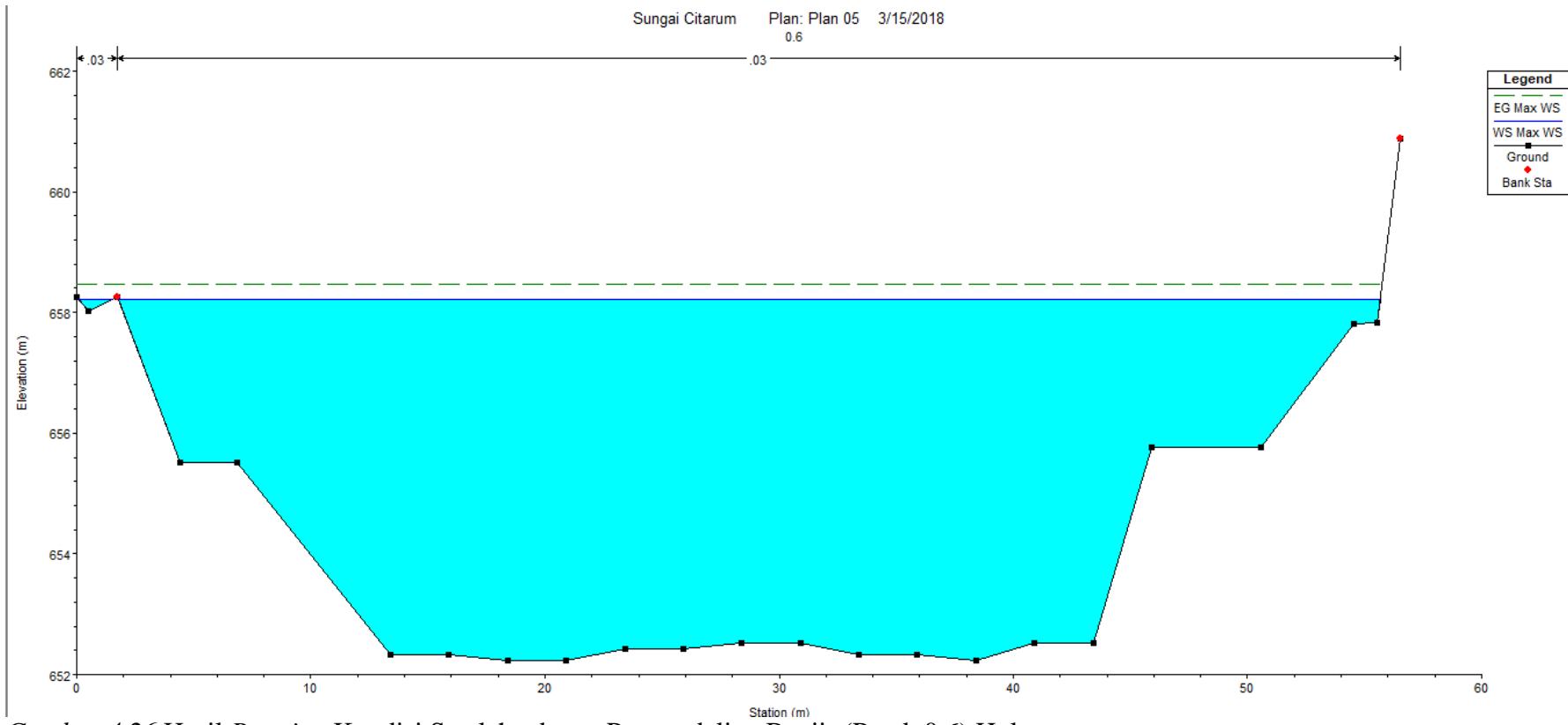
- [7] Volume kolam =  $208155,843 - 67053,911$   
=  $141101,93 \text{ m}^3$
- [8] Kecepatan =  $4,14 \text{ m/s}$
- [9] Keterangan Aliran = Tenggelam

#### 4.3.3 Analisa Profil Muka Air Setelah Adanya Pengendalian Banjir

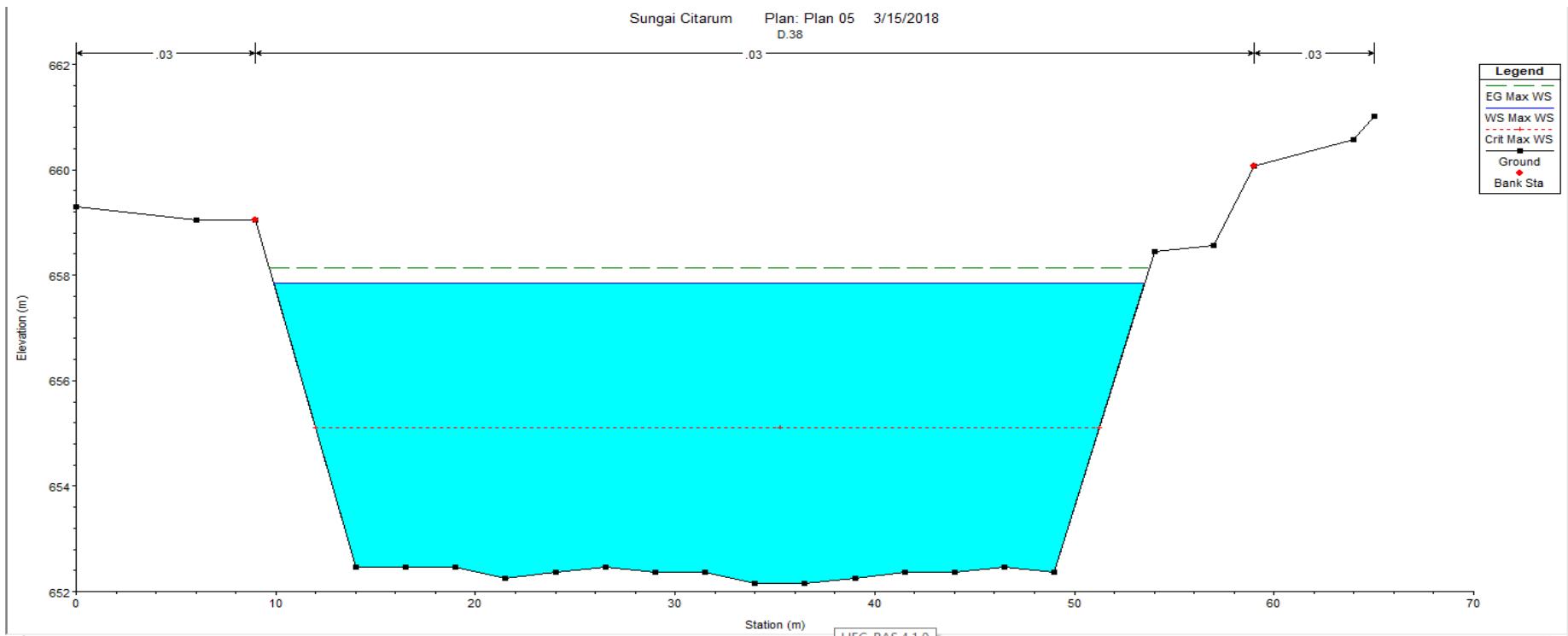
Setelah adanya pengendalian banjir menggunakan kolam retensi, terdapat banyak area yang tereduksi banjir. Dapat dilihat pada Gambar 4.20 Gambar Memanjang dari Sungai Citarum setelah adanya pengendalian banjir, dan pada Tabel 4.47 adalah ketinggian limpasan setelah adanya pengendalian banjir.



Gambar 4.25 Gambar Memanjang Sungai Citarum setelah adanya upaya pengendalian banjir  
 Sumber : Hasil Analisa HEC-RAS, 2018



Gambar 4.26 Hasil *Running* Kondisi Setelah adanya Pengendalian Banjir (Patok 0.6) Hulu  
Sumber : Hasil Analisa HEC-RAS, 2018



Gambar 4.27 Hasil *Running* Kondisi Setelah adanya Pengendalian Banjir (Patok D.38) Hilir  
Sumber : Hasil Analisa HEC-RAS, 2018

Tabel 4.52

Tabel Rekapitulasi Hasil *Running* Kondisi Setelah Adanya Pengendalian Banjir

<b>Nama Patok</b>	<b>Elevasi Tebing</b>		<b>Elevasi M.A Banjir</b>	<b>Tinggi Luapan Kanan</b>	<b>Tinggi Luapan Kiri</b>	<b>Keterangan</b>	
	<b>Kiri</b>	<b>Kanan</b>	(m)	(m)	(m)	<b>Kanan</b>	<b>Kiri</b>
11	658.92	658.53	658.24	0	0	Aman	Aman
10.5	659.06	658.56	658.27	0	0	Aman	Aman
10	659.2	658.59	658.31	0	0	Aman	Aman
9.67	659.04	658.44	658.27	0	0	Aman	Aman
9.33	658.88	658.29	658.24	0	0	Aman	Aman
9	658.895	658.28	658.24	0	0	Aman	Aman
8.5	658.91	658.27	658.23	0	0	Aman	Aman
8	658.88	658.10	658.22	0.115	0	Melimpas	Aman
7.5	658.85	657.94	658.19	0.25	0	Melimpas	Aman
7	658.915	657.5	658.16	0.66	0	Melimpas	Aman
6.5	658.98	657.06	658.14	1.08	0	Melimpas	Aman
6	658.941	657.83	658.18	0.35	0	Melimpas	Aman
5.5	658.902	658.6	658.07	0	0	Aman	Aman
5	658.931	659.5	658.08	0	0	Aman	Aman
4.5	658.96	660.4	658.03	0	0	Aman	Aman
4	658.735	659.8	658.01	0	0	Aman	Aman
3.5	658.51	659.2	657.98	0	0	Aman	Aman
3	658.695	659.55	657.96	0	0	Aman	Aman
2.5	658.88	659.9	657.95	0	0	Aman	Aman
2	658.745	659.77	657.94	0	0	Aman	Aman
1.5	658.61	659.64	657.94	0	0	Aman	Aman
1	659.03	659.81	657.94	0	0	Aman	Aman
0.67	659.45	659.98	657.92	0	0	Aman	Aman
0.33	659.87	660.16	657.9	0	0	Aman	Aman
0	659.05	660.06	657.87	0	0	Aman	Aman

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Setelah adanya pengendalian banjir berupa kolam retensi, pada muka air maksimum penampang di titik 0 (D.38) mengalami reduksi bila di bandingkan dengan kondisi eksisting yang mengalirkan debit kala ulang 50 tahun sebesar  $590,098 \text{ m}^3/\text{detik}$ , namun setelah adanya upaya pengendalian banjir dengan menggunakan kolam retensi, debit dapat tereduksi menjadi  $550 \text{ m}^3/\text{detik}$  atau sekitar 7 %, dan juga yang semula semua patok melimpas akibat tidak dapat menampung debit, kini hanya 5 patok yang melimpas pada sisi kanan sungai Citarum.

#### 4.4 Analisa Stabilitas Lereng

Analisa stabilitas lereng yang akan direncanakan dimaksudkan untuk mengecek keamanan lereng dari kelongsoran. Lereng pada Kolam Retensi Cienteung ini memiliki tinggi 5,75 m, yaitu permukaan dasar lereng berada pada elevasi +653,7 m, dan puncak elevasi +659,45 m. Berikut merupakan parameter tanah yang digunakan, setelah dilakukan pengujian laboratorium didapatkan hasil sebagai berikut :

Tabel 4.53

Data parameter tanah yang akan digunakan dalam perhitungan

Data	(dry)	y (kN/m <sup>3</sup> )	(wet)	(sat)	water	$\Phi$	c (kN/m <sup>3</sup> )	e
<b>0 - 4,8 m</b>	11.66	9.42	14.22	9.81	37.3	2.50		
<b>4,8 - 10 m</b>	12.12	9.18	14.71	9.81	37.3	2.90		0.20

Sumber : Data tanah, PT.Suwanda, 2017



Gambar 4.28 Peta Letak Pengambilan Sampel Tanah

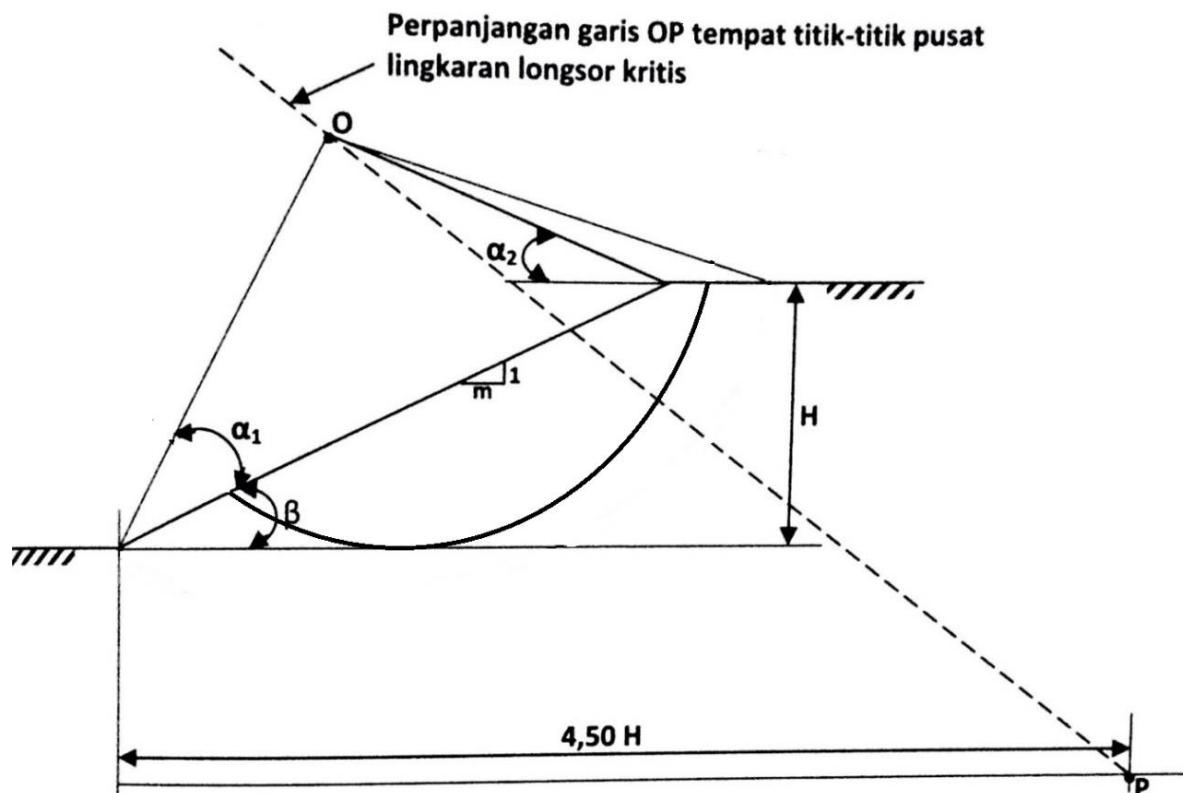
Sumber : Data tanah, PT.Suwanda, 2017

Dalam perhitungan stabilitas lereng, di analisis berdasarkan kondisi-kondisi sebagai berikut :

- Kondisi kosong pada keadaan normal
- Kondisi muka air penuh pada keadaan normal
- Kondisi *rapid drawdown* (penurunan muka air secara tiba) pada keadaan normal
- Kondisi kosong pada keadaan saat terjadi gempa
- Kondisi muka air penuh pada saat terjadi gempa
- Kondisi *rapid drawdown* (penurunan muka air secara tiba) pada saat terjadi gempa

Perhitungan analisis stabilitas lereng menggunakan metode Bishop dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Menentukan pusat bidang longsor, dengan cara seperti gambar dibawah ini :



Gambar 4.29 Stabilitas Lereng  
Sumber : Surendro, Mekanika Tanah 2014

2. Membagi bidang longsor menjadi beberapa bagian, kemudian masing-masing pias dihitung gaya berat (W). Pada contoh kali ini, untuk pias 1 didapatkan nilai :

$$W = b \cdot h \cdot \gamma$$

$$W = (2 \times 0,598 \times 11,660) + (2 \times 0,577 \times 12,121)$$

$$W = 27,939 \text{ kN}$$

3. Menentukan sudut yang dibentuk oleh jari-jari bidang longsor ( $\alpha$ ) dengan arah gaya berat masing-masing pias. Nilai  $\alpha$  pada pias 1 =  $-17^\circ$
4. Menghitung momen yang menyebabkan geser pada bidang longsor pada tubuh lereng :

$$\begin{aligned} T &= W \sin \alpha \\ &= 27,939.(\sin -17^\circ) \\ &= -8,169 \end{aligned}$$

5. Menghitung angka kohesi tiap pias :

$$\begin{aligned} c' &= c.b \\ &= 24,518 . 2 \\ &= 49,035 \end{aligned}$$

6. Pada kondisi kosong maka tinggi air ( $u$ ) = 0

$$\begin{aligned} 7. (W-ub).\tan\phi &= (27,939-(0.2))\tan 37,3 \\ &= 21,284 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 8. (W-ub).\tan\phi + cb &= 21,284 + 49,035 \\ &= 21,284 \end{aligned}$$

$$9. FK \text{ coba-coba} = 5$$

$$Fk = \Sigma(c.b + (W - ub)\tan\phi') \times \left( \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\phi'\tan\alpha}{Fk}} \right) = 5$$

$$10. Fk = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha} \Sigma(c.b + (W - ub)\tan\phi') \times \left( \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\phi'\tan\alpha}{Fk}} \right)$$

$$Fk = \frac{1}{132,737} (693,333)$$

$$Fk = 5,223$$

- Kondisi muka air banjir dengan beban gempa

Menghitung koefisien gempa menurut persamaan Atenuasi Fukushima & Tanaka (1990) :



Gambar 4.30 Peta Zona Gempa Indonesia

Sumber : Pusat Litbang Sumber Daya Air, 2004

Berikut perhitungan koefisien gempa :

- Periode Ulang 50 tahun
- Percepatan Gempa Dasar,  $a_c$  = 0,196
- $V$  (Faktor Koreksi) = 1,1 (tanah sedang)
- $Z$  (koefisien zona gempa) = 0,9 (Zona D, Jawa Barat 0,9-1,1)
- $A_d$  =  $a_c \cdot V \cdot Z$   
= 196 . 1,1 . 0,9  
= 194,04 cm/dt<sup>2</sup>
- Percepatan Gravitasi,  $g$  = 1 gal = 980 cm/dt<sup>2</sup>
- $k_h$  =  $A_d/g$   
= 194,04/980,7  
= 0,198 cm/dt<sup>2</sup>

1. Menghitung gaya berat total ( $W_{tot}$ ) tiap zona material yang merupakan jumlah dari gaya berat kering dan gaya berat basah, pada contoh ini menggunakan pias 1:

$$\begin{aligned} W_{tot} &= W_1 + W_2 + W_3 + W_4 \\ &= (b \cdot h \cdot \gamma_{dry})_1 + (b \cdot h \cdot \gamma_{sat})_2 + (b \cdot h \cdot \gamma_{sat})_3 + (b \cdot h \cdot \gamma_{air})_4 \\ &= 97,960 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Nilai  $\alpha$  pada pias 1 = -17°
3. Menghitung momen yang menyebabkan geser pada bidang longsor pada tubuh lereng :

$$\begin{aligned} T &= W \sin \alpha \\ &= (97,960) \cdot (\sin -17^\circ) \\ &= 58,065 \end{aligned}$$

4. Menghitung angka kohesi tiap pias

$$\begin{aligned} c' &= c \cdot b \\ &= (24,5175) \cdot (2) \\ &= 49,035 \end{aligned}$$

5. Tinggi air pada pias 1 (h), sehingga nilai tegangan air pori (u) :

$$\begin{aligned} u &= h \cdot \gamma_w \\ &= 0,620 \cdot (9,807) + 0,577 \cdot (9,807) \\ &= 11,741 \end{aligned}$$

6. Komponen tangensial beban seismik dapat dicari dengan:

$$g = e \cdot W_{tot} \cdot \sin \alpha$$

$$= (0,2).(-28,641).(\sin -17^\circ)$$

$$= -5,667$$

7. Menghitung momen yang menahan bidang longsor :

$$(W-e.W\sin\alpha-ub).\tan\phi = (97,960 - (-5,667) - 23,482).\tan 37,3 \\ = 61,054$$

$$8. (c.b) + (W-e.W\sin\alpha-ub).\tan \phi = (49,035) + (61,054)$$

$$= 110,089$$

$$9. Fk \text{ coba-coba} \quad = 5$$

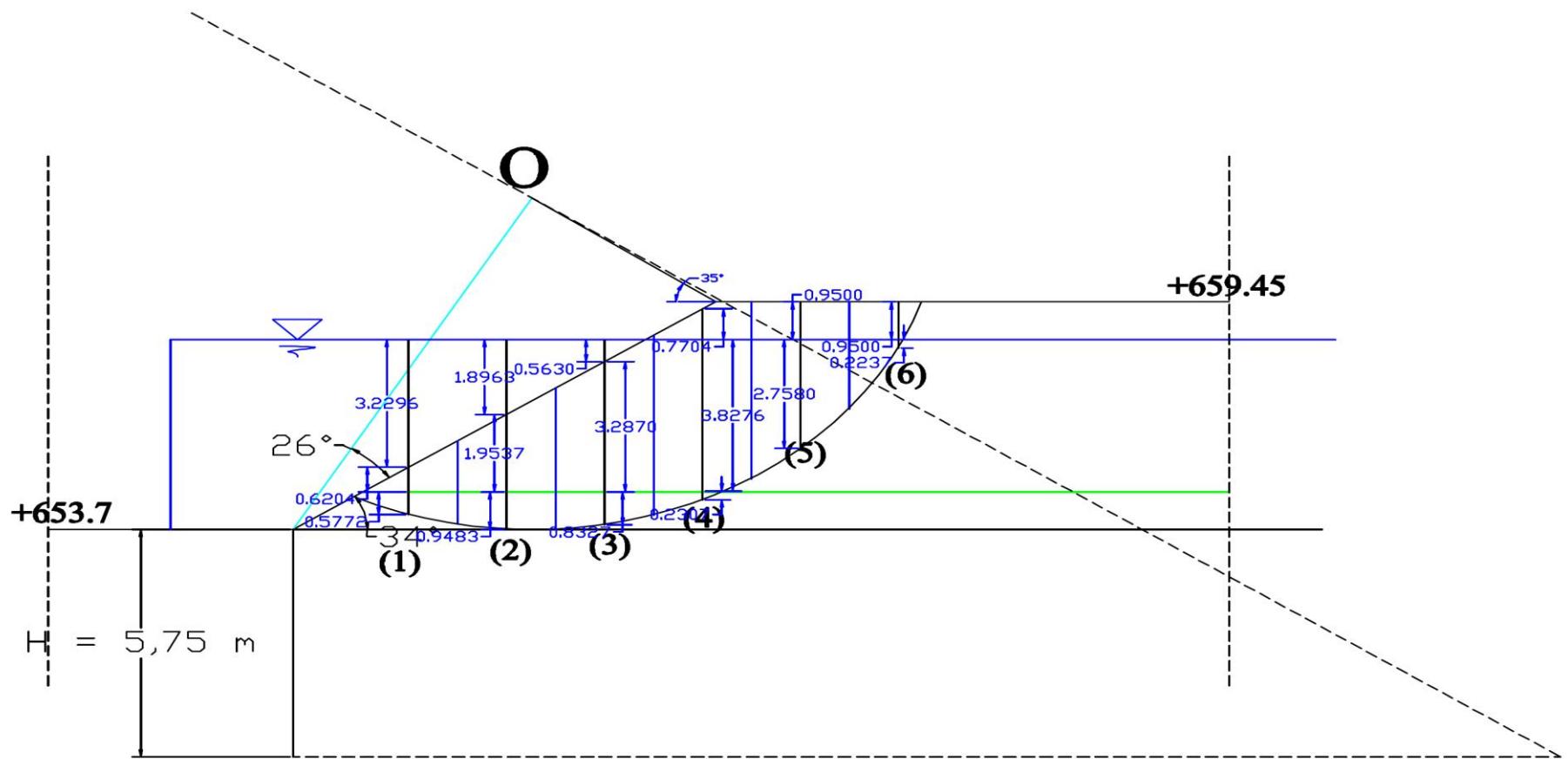
$$Fk = \Sigma(c.b + (W - ub)\tan\phi') \times \left( \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\phi'\tan\alpha}{Fk}} \right) = 5$$

$$10. Fk = \frac{1}{\Sigma W \sin\alpha} \Sigma(c.b + (W - ub)\tan\phi') \times \left( \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{\tan\phi'\tan\alpha}{Fk}} \right)$$

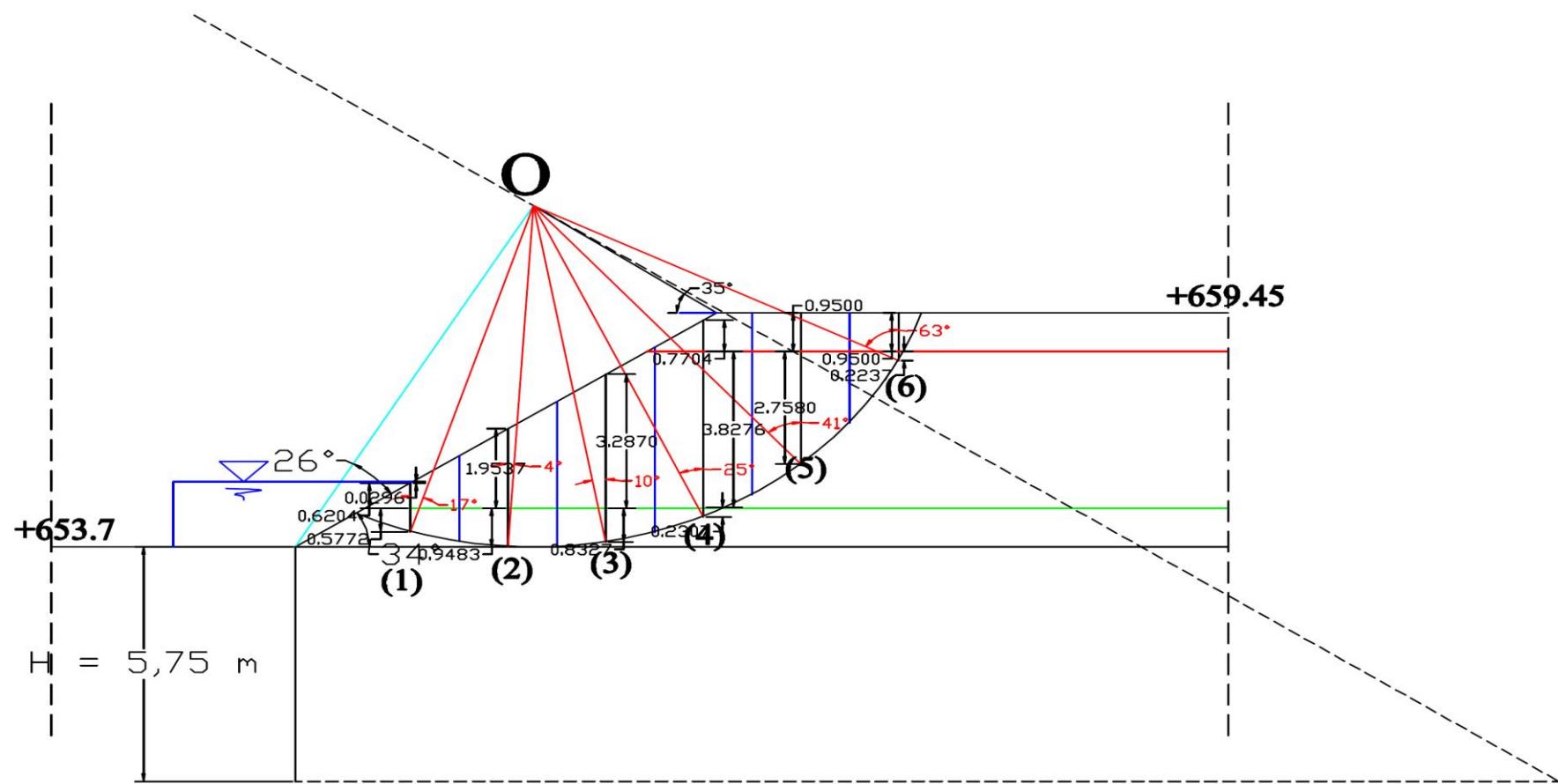
$$Fk = \frac{1}{125,155} (571,194)$$

$$Fk = 4,564$$

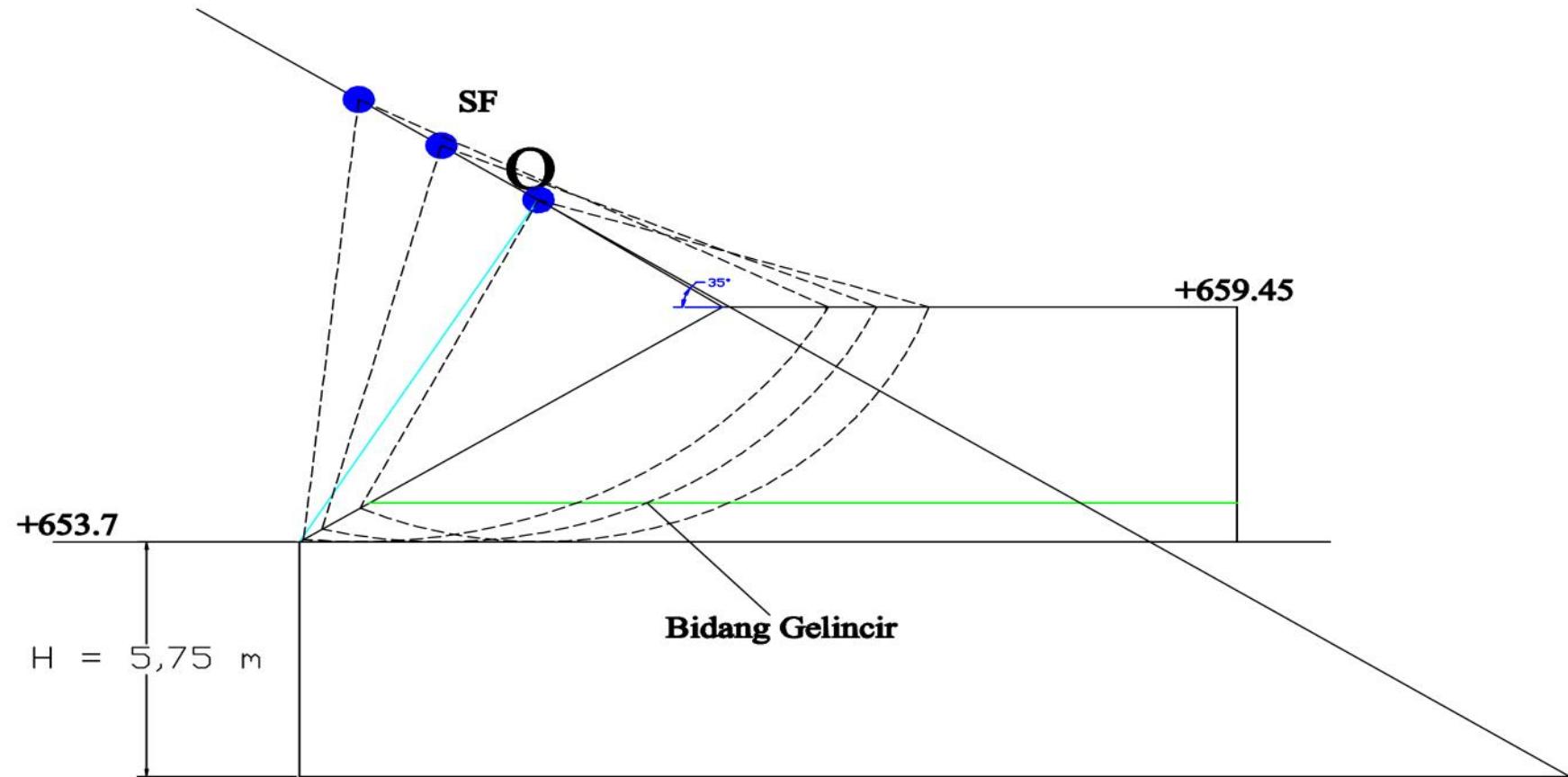
Perhitungan tersebut di coba-coba hingga mendapatkan SF yang terkecil atau yang paling kritis, di sepanjang garis bidang longsor. Hasil perhitungan tinjauan stabilitas lereng pada kondisi yang lain dapat dilihat pada Tabel dibawah ini :



Gambar 4.31 Analisa Stabilitas Lereng Kolam Retensi pada Kondisi Muka Air Penuh Keadaan Normal (Tanpa Skala)  
Sumber : Hasil Analisis, 2018



Gambar 4.32 Analisa Stabilitas Lereng Kolam Retensi pada Kondisi *Rapid Drawdown* Keadaan Normal (Tanpa Skala)  
Sumber : Hasil Analisis, 2018



Gambar 4.33 Analisa Stabilitas Lereng Kolam Retensi (Tanpa Skala)  
Sumber : Hasil Analisis, 2018

Tabel 4.54  
Perhitungan Stabilitas Lereng pada Kondisi Kosong Tanpa Gempa (Titik 1)

Pias	B	H	w	$\alpha (^{\circ})$	W sin $\alpha$	u	u b	c' b	(W-ub) tan $\phi$	(W-ub) tan $\phi$ + cb	sec $\alpha / (1 + (tan \alpha x tan \phi / Fk))$	m	sec $\alpha / (1 + (tan \alpha x tan \phi / Fk))$	m	sec $\alpha / (1 + (tan \alpha x tan \phi / Fk))$	m	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	
1	2	0.598	27.939	-17	-8.169	0	0	49.035	21.284	70.319	1.097	77.124	1.094	76.964	1.094	76.952	
	2	0.577															
2	2	1.953	68.528	-4	-4.780	0	0	49.035	52.205	101.240	1.013	102.580	1.013	102.533	1.013	102.529	
	2	0.948															
3	2	3.287	96.826	10	16.814	0	0	49.035	73.762	122.797	0.989	121.429	0.990	121.565	0.990	121.575	
	2	0.832															
4	2	4.620	113.319	25	47.891	0	0	49.035	86.326	135.361	1.030	139.447	1.033	139.843	1.033	139.872	
	2	0.230															
5	2	3.708	86.474	41	56.732	0	0	49.035	65.876	114.911	1.170	134.451	1.176	135.126	1.176	135.175	
	2	0.000															
6	2	1.167	27.216	63	24.249	0	0	49.035	20.733	69.768	1.696	118.302	1.712	119.476	1.714	119.562	
<b>Jumlah</b>					132.737							693.333			695.506		695.666
													<b>5.223</b>		<b>5.240</b>		<b>5.241</b>

Sumber : Hasil Analisis, 2018

Tabel 4.55

## Perhitungan Stabilitas Lereng pada Kondisi Muka Air Penuh Tanpa Gempa (Titik 1)

Pias	B	H	w	$\alpha (^{\circ})$	W sin $\alpha$	u	u b	c' b	(W-ub) tan $\phi$	(W-ub) tan $\phi$ + cb	sec $\alpha / (1 + (\tan \alpha x \tan \phi / Fk))$	m	sec $\alpha / (1 + (\tan \alpha x \tan \phi / Fk))$	m	sec $\alpha / (1 + (\tan \alpha x \tan \phi / Fk))$	m
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]
1	2	0.000	97.960	-17	-28.641	11.741	23.482	49.035	56.737	105.772	1.097	116.009	1.100	116.316	1.100	116.336
	2	0.620														
	2	0.577														
	2	3.230														
2	2	0.000	120.623	-4	-8.414	28.450	56.900	49.035	48.544	97.579	1.013	98.871	1.014	98.928	1.014	98.932
	2	1.953														
	2	0.948														
	2	1.896														
3	2	0.000	129.004	10	22.401	40.395	80.790	49.035	36.729	85.764	0.989	84.809	0.987	84.689	0.987	84.682
	2	3.287														
	2	0.832														
	2	0.563														
4	2	0.770	130.146	25	55.002	39.794	79.588	49.035	38.515	87.550	1.030	90.193	1.027	89.871	1.026	89.850
	2	3.827														
	2	0.231														
	2	0.000														
5	2	0.950	96.340	41	63.205	27.048	54.095	49.035	32.182	81.217	1.170	95.028	1.163	94.432	1.162	94.392
	2	2.758														
	2	0.000														
	2	0.000														
6	2	0.950	24.244	63	21.602	2.187	4.374	49.035	15.137	64.172	1.696	108.813	1.675	107.478	1.673	107.391
	2	0.223														
	2	0.000														
	2	0.000														
<b>Jumlah</b>		125.155								593.722		591.714		591.583		
										4.744		4.728		4.727		

Sumber : Hasil Analisis, 2018

Tabel 4.56

Perhitungan Stabilitas Lereng pada Kondisi *Rapid Drawdown* Tanpa Gempa (Titik 1)

Pias	B	H	w	$\alpha$ (°)	W sin $\alpha$	u	u b	c' b	(W-ub) tan $\phi$	(W-ub) tan $\phi$ + cb	sec $\alpha$ / (1 + (tan $\alpha$ x tan $\phi$ / Fk))	m	sec $\alpha$ / (1 + (tan $\alpha$ x tan $\phi$ / Fk))	m	sec $\alpha$ / (1 + (tan $\alpha$ x tan $\phi$ / Fk))	m	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	
1	2	0.000	35.178	-17	-10.285	11.739	23.478	49.035	8.913	57.948	1.097	63.556	1.120	64.919	1.123	65.071	
	2	0.620															
	2	0.577															
	2	0.029															
2	2	0.000	83.435	-4	-5.820	28.450	56.900	49.035	20.214	69.249	1.013	70.166	1.018	70.492	1.018	70.528	
	2	1.953															
	2	0.948															
	2	0.000															
3	2	0.000	117.962	10	20.484	40.395	80.790	49.035	28.317	77.352	0.989	76.490	0.978	75.640	0.977	75.548	
	2	3.287															
	2	0.832															
	2	0.000															
4	2	0.770	130.118	25	54.990	39.787	79.574	49.035	38.504	87.539	1.030	90.182	1.002	87.682	0.999	87.417	
	2	3.827															
	2	0.230															
	2	0.000															
5	2	0.950	96.340	41	63.205	27.048	54.095	49.035	32.182	81.217	1.170	95.028	1.114	90.480	1.108	90.010	
	2	2.758															
	2	0.000															
	2	0.000															
6	2	0.950	24.264	63	21.619	2.194	4.388	49.035	15.142	64.177	1.696	108.821	1.543	99.024	1.528	98.062	
	2	0.224															
	2	0.000															
	2	0.000															
<b>Jumlah</b>		144.193									504.243	488.237		486.636			
											3.497	3.386		3.375			

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.57  
Perhitungan Stabilitas Lereng pada Kondisi Kosong Dengan Gempa (Titik 1)

Pias	B	H	w	$\alpha$ (°)	W sin $\alpha$	e W sin $\alpha$	u	u <sub>b</sub>	c' b	(W-eW sin $\alpha$ -ub) tan $\phi$	(W-eW sin $\alpha$ -ub) tan $\phi$ + cb	sec $\alpha$ / (1 + (tan $\alpha$ x tan $\phi$ / Fk))	m	sec $\alpha$ / (1 + (tan $\alpha$ x tan $\phi$ / Fk))	m	sec $\alpha$ / (1 + (tan $\alpha$ x tan $\phi$ / Fk))	m
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]
1	2	0.598	27.939	17	-8.169	-1.616	0	0	49.035	22.515	71.550	1.097	78.475	1.096	78.443	1.096	78.441
	2	0.577															
2	2	1.953	68.528	-4	-4.780	-0.946	0	0	49.035	52.925	101.960	1.013	103.310	1.013	103.300	1.013	103.300
	2	0.948															
3	2	3.287	96.826	10	16.814	3.327	0	0	49.035	71.228	120.263	0.989	118.923	0.989	118.949	0.989	118.951
	2	0.832															
4	2	4.620	113.319	25	47.891	9.476	0	0	49.035	79.107	128.142	1.030	132.011	1.031	132.084	1.031	132.089
	2	0.230															
5	2	3.708	86.474	41	56.732	11.225	0	0	49.035	57.324	106.359	1.170	124.446	1.171	124.567	1.171	124.576
	2	0.000															
6	2	1.167	27.216	63	24.249	4.798	0	0	49.035	17.078	66.113	1.696	112.104	1.699	112.319	1.699	112.335
<b>Jumlah</b>					132.737								669.267		669.662		669.690
													5.042		5.045		5.045

Sumber : Hasil Analisis, 2018





Tabel 4.60  
Rekapitulasi Perhitungan Analisa Stabilitas Lereng Kolam Retensi

<b>Kondisi</b>	<b>Angka Keamanan</b>		
	Tanpa Gempa		
	Titik 1	Titik 2	Titik 3
Kosong	5.241	4.905	5.114
Muka Air Penuh	4.727	4.037	3.969
Rapid Drawdown	3.375	3.239	3.525

<b>Kondisi</b>	<b>Angka Keamanan</b>		
	Gempa		
	Titik 1	Titik 2	Titik 3
Kosong	5.045	4.716	4.929
Muka Air Penuh	4.537	3.855	3.792
Rapid Drawdown	3.247	3.022	3.234

Sumber : Hasil Analisis, 2018