

ANALISIS RESIKO KEGAGALAN SIMULTAN BENDUNGAN CIAWI DAN BENDUNGAN SUKAMAHI AKIBAT *OVERTOPPING*

Fahril¹⁾, Heny Purwanti²⁾, Wahyu Gendam Prakoso³⁾

ABSTARK

Pembangunan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi di wilayah hulu ini memiliki potensi bahaya yang besar karena wilayah hilirnya adalah Kota Bogor yang infrastrukturnya dan penduduknya yang cukup banyak. Sehingga berdasarkan statistik kegagalan bendungan dengan tipe Urugan banyak yang disebabkan oleh *overtopping*. Penelitian ini membuktikan bahwa keruntuhan bendungan secara simultan pada sistem aliran sungai dendritik ataupun series, saat ini dapat dilakukan dengan bantuan aplikasi HEC-RAS. Lokasi penelitian di mulai dari hulu sampai hilir berjarak 15.6 km, dari hasil simulasi menghasilkan daerah yang tergenang banjir seluas 116.98 h².

Kata Kunci : Bendungan, *overtopping*, Simultan.

I. PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pembangunan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi di wilayah hulu ini memiliki potensi bahaya yang besar karena wilayah hilirnya adalah Kota Bogor yang infrastrukturnya dan penduduknya yang cukup banyak. Sehingga berdasarkan statistik kegagalan bendungan dengan tipe Urugan banyak yang disebabkan oleh *overtopping*. Bendungan atau *dam* adalah konstruksi yang dibangun untuk menahan laju air menjadi waduk, danau, atau tempat rekreasi. Seringkali bendungan juga digunakan untuk mengalirkan air ke sebuah Pembangkit Listrik Tenaga Air. Kebanyakan *dam* juga memiliki bagian yang disebut pintu air untuk membuang air yang tidak diinginkan secara bertahap atau berkelanjutan. Banjir yang terjadi hampir setiap tahun di wilayah Jakarta dan sekitarnya, di samping menimbulkan kerugian harta benda, juga mengganggu kegiatan perekonomian di daerah perniagaan dan daerah permukiman penduduk. Bencana banjir di Jakarta dan sekitarnya telah terjadi pada tahun 1996, dan tahun 2002 yang telah menimbulkan kerugian 9,80 trilyun rupiah, demikian juga kejadian banjir besar pada tahun 2007 telah merendam hampir 70% wilayah DKI Jakarta.

Istilah simultan sangat jarang digunakan dalam kehidupan sehari-hari. Istilah ini lebih sering digunakan dalam bahasa atau percakapan ilmiah seperti dalam bidang fisika dan olahraga. Sedangkan pengertian simultan adalah sesuatu yang terjadi atau dilakukan pada waktu yang bersamaan yang tidak saling menunggu.

Pada penelitian ini akan dilakukan simulasi kegagalan simultan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi akibat *overtopping*. penelusuran banjir (*flood routing*) dilakukan dengan bantuan program HEC-RAS 4.1. penelitian yang dilakukan diharapkan dapat

menghasilkan data yang dapat digunakan dalam rangka mitigasi bencana banjir akibat kegagalan simultan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi, Kecamatan Ciawi, Kabupaten Bogor, Provinsi Jawa Barat.

1.2. Maksud dan Tujuan

Menganalisa resiko kegagalan secara simultan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi jika terjadi *overtopping*, dengan tujuan :

1. Menganalisis resiko kegagalan simultan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi
2. Mengetahui data hidrograf banjir akibat kegagalan simultan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi akibat *overtopping*.
3. Menganalisis fluktuasi tinggi muka air banjir akibat kegagalan simultan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi

1.3. Landasan Teori

A. Umum

Bendungan atau *dam* adalah konstruksi yang dibangun untuk menahan laju air menjadi waduk, danau, atau tempat rekreasi. Seringkali bendungan juga digunakan untuk mengalirkan air ke sebuah Pembangkit Listrik Tenaga Air. Kebanyakan *dam* juga memiliki bagian yang disebut pintu air untuk membuang air yang tidak diinginkan secara bertahap atau berkelanjutan.

B. Analisa Hidrologi

Analisis hidrologi diperlukan untuk memperoleh besarnya debit banjir rencana suatu wilayah. Debit banjir rencana merupakan debit maksimum dengan periode ulang tertentu yaitu besarnya debit maximum yang rata-rata terjadi satu kali dalam periode ulang yang ditinjau.

C. Analisis Curah Hujan yang Mewakili DAS

Cara yang dipakai untuk memperoleh curah hujan wilayah adalah : Metode Rata – Rata Aljabar dan Curah Hujan Rencana

D. Analisis Intensitas hujan Rencana

Yaitu laju hujan atau tinggi air per satuan waktu (mm/menit ; mm/jam ; mm/hari), sedangkan curah hujan jangka pendek biasanya dinyatakan dengan intensitas per-jam yang disebut intensitas curah hujan.

E. Debit Banjir Rencana

Berdasarkan data debit dan berdasarkan data curah hujan. Cara untuk menghitung debit banjir rencana:

- Menghitung Hidrograf Satuan, yaitu sebuah diagram yang menggambarkan variasi debit atau permukaan air terhadap waktu.
- Metode Rasional, yaitu : untuk memperkirakan laju aliran permukaan puncak yang umum dipakai adalah metode Rasional USCS (1973).
- Metode Weduwen
Metode ini digunakan jika luas DAS kurang dari 100 km².

• Metode Haspers

$$Qn = \alpha x \beta x qn x A$$

$$\alpha = \frac{1 + (0.012 x A^{0.7})}{1 + (0.075 x A^{0.7})}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3.7 \cdot 10^{0.4t}) \cdot A^{4/3}}{(t^2 + 15)} \cdot \frac{1}{12}$$

$$t_c = 0.1 \cdot L^{0.9} \cdot i^{-0.3}$$

$$qn = \frac{Rn}{3.6 \cdot t}$$

F. Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Hidrograf satuan sintetis Nakayasu dikembangkan berdasarkan beberapa sungai di Jepang (Soemarto, 1987).

Bentuk persamaan HSS Nakayasu adalah :

$$Qp = \frac{CA \cdot Ro}{3.6(0.3T_p + T_{0.3})}$$

Qp = debit puncak banjir (m³/dt)

Ro = hujan satuan (mm)

Tp = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir(jam)

T0,3= waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30%dari debit puncak (jam)

CA = luas daerah pengaliran sampai outlet (km²)

Untuk menentukan Tp dan T0,3 digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

$$Tp = tg + 0,8 tr$$

$$T0,3 = \alpha tg$$

$$Tr = 0,5 tg \text{ sampai } tg$$

G. Analisis Hidrolika

Diperlukan untuk mengetahui kapasitas alur sungai dan saluran terhadap banjir rencana dan untuk menggambarkan profil muka air banjir rencana sepanjang sungai yang akan ditinjau.

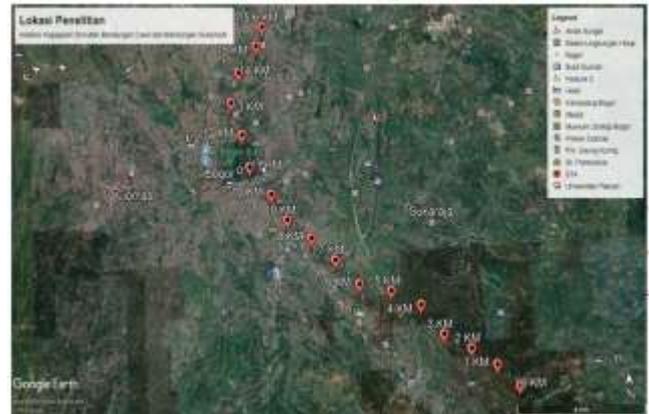
H. Permodelan Hidrolika (HEC - RAS)

Ruang lingkup HEC - RAS adalah untuk menghitung profil muka air dengan pemodelan aliran steady dan unsteady, serta perhitungan pengangkutan sedimen.

II. METODE PENELITIAN

2.1. Lokasi Penelitian

Lokasi penelitian bendungan Ciawi dan bendungan Sukamahi sampai ke hilir jambu 2 yang berada di kecamatan Ciawi, kabupaten Bogor, Jawa Barat.



Gambar 1. Lokasi Penelitian

2.2. Data Primer

Penampang Sungai Ciliwung dan Koefisien kekasaran sebagai salah satu input untuk analisis hidrolika menggunakan HEC-RAS. Koefisien kekasaran didapat dengan mengidentifikasi kondisi sungai yang akan digunakan dalam penelitian lalu disesuaikan dengan tabel Manning.

2.3. Data Sekunder

Data-data penunjang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

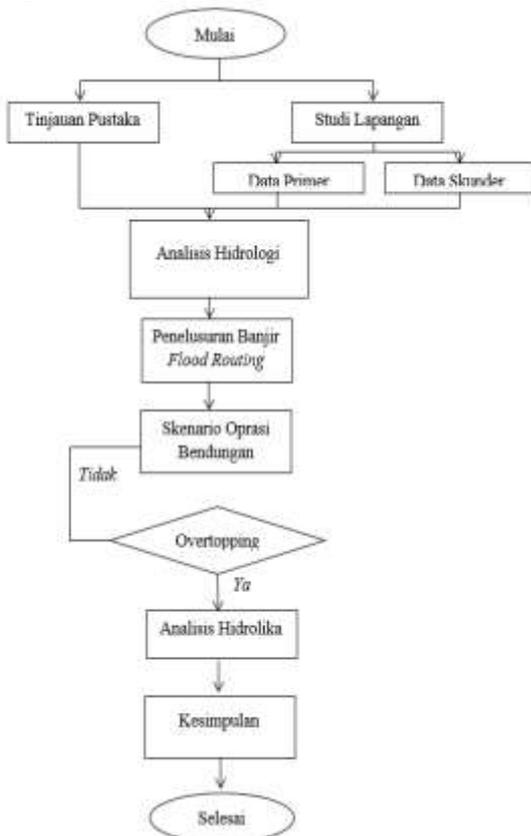
1. Curah hujan.
2. Topografi DAS

2.4. Tahapan Penelitian



Gambar 2. Bagan Alir Modul Software HEC-RAS

2.5. Diagram Tahapan Penelitian



Gambar 3. Diagram Tahapan Penelitian

III. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Ketersediaan Data Curah Hujan

Tabel 1. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Perkebunan Gunung Mas

Curah Hujan (mm)													
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des	Total
2008	70	82	105	47	94	105	25	50	48	30	47	36	739
2009	152	129	84	52	45	28	19	2	4	27	36	57	635
2010	59	106	49	30	105	74	53	42	76	55	40	52	741
2011	115	24	34	55	50	58	24	29	13	45	61	73	581
2012	37	56	80	44	55	20	13	1	15	54	60	80	515
2013	120	92	50	44	60	30	87	40	35	41	28	70	697
2014	120	90	31	70	37	18	42	65	20	64	65	72	703
2015	93	54	131	74	49	22,5	19	0	0	0	0	0	441,5
2016	80	71	72	87	83	40	105	33	0	0	107	39,5	717
2017	75	64	64	143	77,7	27	21	120,5	55	91	94,5	89	901,2
2018	66	125	74	71	82	89	3	46	87	64	92	67	866
Rata-rata	84	87	65	48	60,8	46,3	49,7	34,9	36,1	49	53,3	54,8	668,9

Sumber: Dinas PU Badan Besar Wilayah Sungai

Tabel . Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Cilember

Curah Hujan (mm)													
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des	Total
2004	23	20	20	70	25	20	20	45	30	60	21	50	404
2005	10	10	10	10	9	9	0	9	9	10	9	0	95
2006													
2007													
2008													
2009													
2010													
2011	10	10	47	52	27	9	6	0	9	22	25	25	242
2012	26	25	15	75	32	78	12	24	49	46	40	62	484
2013	7,9	3,2	7,8	3,4	4,1	1,6	6,7	5,7	2,1	7,2	1,8	20	71,5
2014	75	55	69	11	24	43	73	32	3	7	55	37	484
2015	26	35	35	32	39	19	4	0	0	0	0	0	190
2016	22	72	78	41	46	14	24	11	16	25	26	16	391
2017	22	46	78	22	41	27	21	0	21	25	14	22	339
2018	14	150	11	29	8	30	4	35	45	26	45	26	423
Rata-rata	24	43	37	34,54	25,5	25,06	17,07	16,17	18,41	23	23,7	25,8	312,55

Sumber: Dinas PU Badan Besar Wilayah Sungai

Tabel 3. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Gadog

Curah Hujan (mm)													
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des	Total
2009	85	55	76	55	82	52	72	26	55	52	41	68	719
2010	67	84	66	37	58	70	61	96	92	64	62	33	840
2011	66	43	50	59	68	69,5	33,5	12	24,5	72	70	73,5	641
2012	42	90	69	38	77	52	24,1	50,5	73	109	113	74,5	811,1
2013	115	45	117	40	77,5	40,5	145	97,5	43	67	50	81,5	918
2014	116	82	119	48	72	81	44	85	29	79	121	149,5	1023,5
2015	93	54	131	74	49	22,5	19	0	0	0	0	0	441,5
2016	80	71	72	87	83	40	105	33	0	0	107	39,5	717
2017	75	64	64	143	77,7	27	21	120,5	55	91	94,5	89	901,2
2018	66	125	74	71	82	89	3	46	87	64	92	67	866
Rata-rata	80	71	84	65,2	72,6	54,35	52,76	56,65	45,83	60	74	70,55	787,83

Sumber: Dinas PU Badan Besar Wilayah Sungai

3.2. Analisa Data Curah Hujan Yang Hilang

Tabel 4. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Perkebunan Gunung Mas

Curah Hujan (mm)														
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des	Total	C.H Max
2009	152	129	84	52	45	28	19	2	4	27	36	57	635	152
2010	59	106	49	30	105	74	53	42	76	55	40	52	741	106
2011	115	24	34	55	50	58	24	29	13	45	61	73	581	115
2012	37	56	80	44	55	20	13	1	15	54	60	80	515	80
2013	120	92	50	44	60	30	87	40	35	41	28	70	697	120
2014	120	90	31	70	37	18	42	65	20	64	65	72	703	120
2015	56	75	75	69	84	41	9	0	0	0	0	0	409	84
2016	36	50	49	33	22	55	90	58	75	60	56	20	604	90
2017	88	92	96	70	60	28	112	56	23	78	60	40	803	112
2018	40	150	70	26	80	47	32	6	52	40	80	48	671	150
Rata-rata	82	86	82	50,2	59,8	39,0	48,1	29,9	33,3	46	48,6	51,2	635,9	

Sumber: hasil perhitungan peneliti tahun 2019

Tabel 5. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Cilember

Curah Hujan (mm)														
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des	Total	C.H Max
2009	34	22	30	22	33	21	29	10	22	21	16	27	287	34
2010	27	33	26	15	23	28	24	38	36	28	25	33	333	38
2011	10	10	47	52	27	9	6	0	9	22	25	25	242	52
2012	26	25	15	75	32	78	12	24	49	46	40	62	484	78
2013	7,9	3,2	7,8	3,4	4,1	1,6	6,7	5,7	2,1	7,2	1,8	20	71,5	20
2014	75	55	69	11	24	43	73	32	3	7	55	37	484	75
2015	26	35	35	32	39	19	4	0	0	0	0	0	190	39
2016	22	72	78	41	46	14	24	11	16	25	26	16	391	78
2017	22	46	78	22	41	27	21	0	21	25	14	22	339	78
2018	14	150	11	29	8	30	4	35	45	26	45	26	423	150
Rata-rata	26	45	40	30,24	27,7	27,06	20,37	15,57	20,11	20	24,8	26,8	324,65	

Sumber: hasil perhitungan peneliti tahun 2019

Tabel 6. Data Curah Hujan Maksimum Bulanan Stasiun Gadog

Curah Hujan (mm)														
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des	Total	C.H Max
2009	85	55	76	55	82	52	72	26	55	52	41	68	719	85
2010	67	84	66	37	58	70	61	96	92	64	62	33	840	96
2011	66	43	50	59	68	69,5	33,5	12	24,5	72	70	73,5	641	73,5
2012	42	90	69	38	77	52	24,1	50,5	73	109	113	74,5	811,1	113
2013	115	45	117	40	77,5	40,5	145	97,5	43	67	50	81,5	918	145
2014	116	82	119	48	72	81	44	85	29	79	121	149,5	1023,5	149,5
2015	93	54	131	74	49	22,5	19	0	0	0	0	0	441,5	130,5
2016	80	71	72	87	83	40	105	33	0	0	107	39,5	717	106,5
2017	75	64	64	143	77,7	27	21	120,5	55	91	94,5	89	901,2	143
2018	66	125	74	71	82	89	3	46	87	64	92	67	866	125
Rata-rata	80	71	84	65,2	72,6	54,35	52,76	56,65	45,83	60	74	70,55	787,83	

Sumber: Hasil perhitungan peneliti tahun 2019

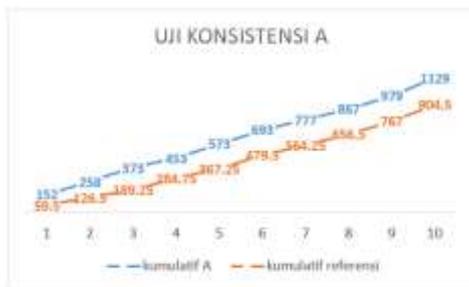
Tabel 7. Curah Hujan Maksimum Bulanan Rata-Rata

NO	Tahun	Sta.Gunung mas	Sta.Cilember	Sta.Gadog
1	2009	152	34	85
2	2010	106	38	96
3	2011	115	52	73,5
4	2012	80	78	113
5	2013	120	20	145
6	2014	120	75	149,5
7	2015	84	39	130,5
8	2016	90	78	106,5
9	2017	112	78	143
10	2018	150	150	125

Sumber: Hasil perhitungan peneliti tahun 2019

3.3. Uji Konsistensi Data Curah Hujan

- Uji konsistensi data stasiun hujan Gunung Mas (Stasiun A)



Gambar 4. Grafik uji konsistensi stasiun Gunung Mas (stasiun A)

- b. Uji konsistensi data stasiun hujan Cilember (Stasiun B)



Gambar 5. Grafik uji konsistensi stasiun Gunung Mas (stasiun B)

Berdasarkan grafik di atas, dapat diketahui bahwa data curah hujan tidak konsisten.

- c. Uji konsistensi data stasiun hujan Gadog (Stasiun C)



Gambar 6. uji konsistensi stasiun Gadog (stasiun C)

Berdasarkan grafik di atas, dapat diketahui bahwa kurva data curah hujan masih belum konsisten, hal ini dapat dibuktikan pada analisa regresi dan korelasi

- d. Perhitungan hujan rata-rata

Karena data curah hujan yang konsisten hanya di 2 tempat maka Metode yang digunakan adalah menghitung hujan rata-rata harian dengan metode rata-rata aljabar.

Tabel 8. Hujan maksimum

NO	Tahun	Sta Gunung mas	Sta Gadog	X_i (mm)
1	2009	152	77	190
2	2010	166	88	150
3	2011	115	65	148
4	2012	80	80	120
5	2013	120	92	166
6	2014	120	80	164
7	2015	80	69	119
8	2016	90	45	113
9	2017	132	59	141
10	2018	150	85	193
jumlah				1503

$$\bar{X} = \frac{1}{10} (190 + 150 + 148 + 120 + 166 + 164 + 119 + 113 + 141 + 193)$$

$$= 1503 \text{ mm/jam}$$

e. Analisis Distribusi Frekuensi

Tabel 9. Rata-rata Aljabar

NO	Tahun	X_i (mm)	$(X_i - \bar{X})$	$(X_i - \bar{X})^2$
1	2009	190	40.00438029	1600.350442
2	2010	150	-0.473069404	0.223794661
3	2011	148	-2.671574196	7.137308684
4	2012	120	-30.36817378	938.5853882
5	2013	166	15.52118487	240.9071798
6	2014	164	14.34954773	199.9350779
7	2015	119	-31.67731992	1003.452597
8	2016	113	-37.79624976	1428.556496
9	2017	141	-8.893061876	79.08654953
10	2018	193	42.15333648	1776.903776
jumlah		1503.466635		7255.158621
Rata-rata (\bar{X})		150.3466635		
Standar Deviasi (S)		28.392		

Tabel 10. Periode Ulang Normal

NO	Tahun	X_i (mm)	$\log X_i$	$\log \bar{X}$	$\log X_i - \log \bar{X}$	$(\log X_i - \log \bar{X})^2$
1	2009	190	2.280	2.1701	0.1099	0.0119988
2	2010	150	2.176	2.1701	0.0059	0.0000331
3	2011	148	2.169	2.1701	-0.0012	0.0000014
4	2012	120	2.079	2.1701	-0.0912	0.0083143
5	2013	166	2.220	2.1701	0.0499	0.0024998
6	2014	164	2.216	2.1701	0.0459	0.0021078
7	2015	119	2.078	2.1701	-0.0922	0.0085031
8	2016	113	2.051	2.1701	-0.1191	0.0141818
9	2017	141	2.143	2.1701	-0.0271	0.0007382
10	2018	193	2.284	2.1701	0.1139	0.0129879
jumlah		1503	21.393			0.0619284
Rata-rata (\bar{X})		150.3466635				
Standar Deviasi (S)		0.883				

Tabel 11. Distribusi Log normal

NO	Tahun	X_i (mm)	$\log X_i$	$\log \bar{X}$	$\log X_i - \log \bar{X}$	$(\log X_i - \log \bar{X})^2$
1	2009	190	2.280	2.1701	0.1099	0.0119988
2	2010	150	2.176	2.1701	0.0059	0.0000331
3	2011	148	2.169	2.1701	-0.0012	0.0000014
4	2012	120	2.079	2.1701	-0.0912	0.0083143
5	2013	166	2.220	2.1701	0.0499	0.0024998
6	2014	164	2.216	2.1701	0.0459	0.0021078
7	2015	119	2.078	2.1701	-0.0922	0.0085031
8	2016	113	2.051	2.1701	-0.1191	0.0141818
9	2017	141	2.143	2.1701	-0.0271	0.0007382
10	2018	193	2.284	2.1701	0.1139	0.0129879
jumlah		1503	21.701			0.06158284
Rata-rata (\bar{X})		150.3466635				
Standar Deviasi (S)		0.883				

Tabel 12. Periode ulang Log Normal

NO	PUT (Tahun)	$\log X$	K	S	$\log XT$	XT
1	2	-2.1701	0	0.082706065	2.17005	147.9290
2	3	-2.1701	0.84	0.082706065	2.23953	173.591
3	10	-2.1701	1.28	0.082706065	2.27592	188.7631
4	25	-2.1701	1.708	0.082706065	2.31132	204.7931
5	50	-2.1701	2.05	0.082706065	2.33680	218.5751
6	100	-2.1701	2.31	0.082706065	2.36276	230.5464
7	1000	-2.1701	3.09	0.082706065	2.42562	266.4486

Nilai K didapat dari variable reduksi Gauss

Tabel 13. distribusi Log Person Tipe 3

NO	Tahun	X_i (mm)	$\log X_i$	$\log \bar{X}$	$\log X_i - \log \bar{X}$	$(\log X_i - \log \bar{X})^2$
1	2009	190	2.280	2.1701	0.1099	0.0119988
2	2010	150	2.176	2.1701	0.0059	0.0000331
3	2011	148	2.169	2.1701	-0.0012	0.0000014
4	2012	120	2.079	2.1701	-0.0912	0.0083143
5	2013	166	2.220	2.1701	0.0499	0.0024998
6	2014	164	2.216	2.1701	0.0459	0.0021078
7	2015	119	2.078	2.1701	-0.0922	0.0085031
8	2016	113	2.051	2.1701	-0.1191	0.0141818
9	2017	141	2.143	2.1701	-0.0271	0.0007382
10	2018	193	2.284	2.1701	0.1139	0.0129879
jumlah		1503	21.701			0.06158284
Rata-rata (\bar{X})		150.3466635				
Standar Deviasi (S)		0.883				

Tabel 14. Periode ulang Log Person Tipe 3

NO	PUT (Tahun)	$\log X$	K	S	$\log XT$	XT
1	2	-2.1701	0.00	0.082706065	2.17005	147.9290
2	3	-2.1701	0.84	0.082706065	2.23953	173.591
3	10	-2.1701	1.28	0.082706065	2.27592	188.7631
4	25	-2.1701	1.708	0.082706065	2.31132	204.7931
5	50	-2.1701	2.05	0.082706065	2.33680	218.5751
6	100	-2.1701	2.31	0.082706065	2.36276	230.5464
7	1000	-2.1701	3.09	0.082706065	2.42562	266.4486

Nilai K didapat dari faktor frekuensi

3.4. Intensitas Curah Hujan

Tabel 15. Tabel intensitas Curah hujan

waktu (jam)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1000	PMF
5	0.0830335	273.9271	321.4461	349.5415	379.225	404.7459	426.9338	493.39728	1246.184			
10	0.166867	172.165	202.051	219.8902	238.3445	254.3855	269.3181	318.10349	720.1844			
30	0.5	82.48376	96.77134	103.2395	118.1657	121.8488	128.5224	148.51726	545.0588			
45	0.75	62.84815	73.75061	80.19666	87.00706	92.86241	97.94801	112.20205	262.9735			
60	1	51.83028	60.82144	66.13743	71.74559	76.59276	80.77218	93.56663	216.8717			
120	2	32.57768	38.23668	41.56782	45.09781	48.13278	50.769	58.67287	136.3033			
180	3	24.82632	29.33501	31.67934	34.36959	36.68257	38.69167	44.717146	103.88			
240	4	19.69351	18.31029	19.91668	21.60181	23.0524	24.31797	28.16023	65.28924			
720	12	9.806909	11.50818	12.51399	13.4767	14.49037	15.28401	17.684186	41.03473			
860	16	8.087666	9.490657	10.32017	11.19857	11.95007	12.60458	14.567497	33.84095			
1440	24	6.163708	7.232945	7.865128	8.333044	9.107297	9.606102	11.102066	25.7966			
2880	48	3.872932	4.342934	4.643286	5.162075	5.723897	6.037499	6.977223	14.25958			

3.5. Perhitungan Hujan Jam-Jaman Dengan Monobobe

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{t}{T} \right)^{2/3}$$

$$R_t = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot R_{(t-1)}$$

Tabel 16. Hujan efektif

No	Periode ulang	X (mm)	C	R _{eff}	Jam ke-			
					0-1	1-2	2-3	3-4
					0.630	0.164	0.115	0.091
					R24	R24	R24	R24
1	2	147.93	0.20	29.59	18.64	4.84	3.40	2.71
2	5	173.59	0.20	34.72	21.87	5.68	3.99	3.17
5	10	188.76	0.20	37.75	23.78	6.18	4.54	3.45
4	25	204.79	0.20	40.96	25.80	6.71	4.70	3.75
5	50	218.58	0.20	43.72	27.54	7.16	5.02	4.00
6	100	230.55	0.20	46.11	29.05	7.55	5.30	4.22
7	1000	266.4496	0.20	53.29	33.57	8.73	6.12	4.87

Sumber: perhitungan

3.6. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Sukamahi

Besarnya debit rencana dapat ditentukan berdasarkan besarnya curah hujan rencana dan karakteristik daerah aliran sungai. Adapun data yang diperlukan adalah :

1. Luas DPS sungai Cisukabirus = 15,86 km²
2. Panjang sungai utama = 15 km
3. Kemiringan sungai = 14 % = 0,14

Tabel 17. Rekapitulasi debit banjir Sukamahi

t	2th	5th	10th	25th	50th	100th	1000th	pmf
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	4.76	5.58	6.07	6.58	7.03	7.43	8.57	26.82
2	25.14	30.80	33.61	36.46	38.91	41.04	47.44	148.54
2.002	27.18	33.27	35.70	38.33	40.45	42.18	48.38	158.75
3	21.98	31.47	34.40	36.49	38.15	40.45	51.38	160.87
4	18.80	26.82	29.27	31.76	33.89	35.75	41.32	139.18
4.572	14.70	20.28	22.05	23.82	25.55	26.93	33.12	87.45
5	11.16	15.41	16.75	18.17	19.40	20.48	23.85	14.05
6	7.98	11.35	12.34	13.39	14.29	15.07	17.42	34.38
7	6.09	8.58	9.33	10.12	10.80	11.39	13.16	41.22
8	4.58	6.44	7.01	7.80	8.11	8.58	9.89	30.97
8.882	3.76	5.19	5.64	6.12	6.35	6.89	7.96	24.93
9	2.83	3.78	4.11	4.46	4.76	5.02	5.80	18.16
10	2.09	2.92	3.18	3.45	3.68	3.88	4.48	14.04
11	1.64	2.20	2.50	2.71	2.89	3.05	3.52	11.05
12	1.26	1.77	1.92	2.09	2.23	2.35	2.71	8.60
13	0.99	1.39	1.52	1.65	1.76	1.85	2.14	6.70
14	0.78	1.10	1.20	1.30	1.39	1.46	1.68	5.29
15	0.62	0.87	0.94	1.02	1.09	1.15	1.32	4.17
16	0.49	0.69	0.74	0.81	0.86	0.91	1.05	3.29
17	0.38	0.54	0.59	0.64	0.68	0.72	0.83	2.60
18	0.30	0.42	0.46	0.50	0.54	0.57	0.65	2.05
19	0.24	0.34	0.37	0.40	0.42	0.45	0.52	1.62
20	0.19	0.27	0.29	0.31	0.33	0.35	0.41	1.28
21	0.15	0.21	0.23	0.25	0.26	0.28	0.32	1.01
22	0.12	0.17	0.18	0.19	0.21	0.22	0.25	0.79
23	0.09	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.20	0.63
24	0.07	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.18	0.56

Tabel 18. Hasil Rekapitulasi Debit Banjir Bendungan Sukamahi

Pu	rasional	weduwren	Nakayasu	Rata-rata
2	54.396	77.81065	27.16	53.12287
5	61.804	91.30869	39.27	64.12782
10	66.098	99.28938	42.70	69.36351
25	70.572	107.7212	46.33	74.87424
50	74.329	114.9705	49.45	79.58231
100	77.586	121.2674	52.16	83.66969
1000	87.105	140.1525	60.28	95.84512

Sumber: perhitungan tahun 2019

Tabel 19. Perbandingan Hasil Hitungan Dengan Data BBWS

Pu	Nakayasu BBWS CC	Nakayasu Perhitungan
2	30.36	27.16
5	38.8	39.27
10	44.42	42.70
25	51.54	46.33
50	56.52	49.45
100	62.12	52.16
1000	79.6	60.28

Sumber: bbws

3.7. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Ciawi

Besarnya debit rencana dapat ditentukan berdasarkan besarnya curah hujan rencana dan karakteristik daerah aliran sungai. Adapun data yang diperlukan adalah :

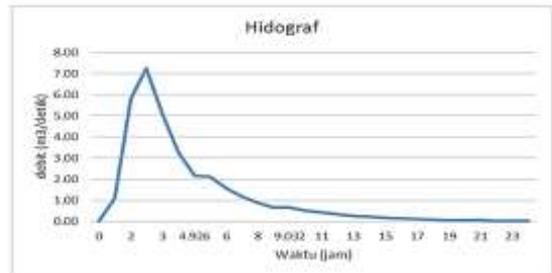
1. Luas DPS sungai Ci Sukabirus = 88,50 km²
2. Panjang sungai utama = 16,7 km
3. Kemiringan sungai = 5,6 % = 0,056

Tabel 20. Debit banjir rencana metode hasper

periode (T) (tahun)	R _t (mm)	q _n (m3/dtk/km2)	Q _t (m3/dtk)
2	147.929	12.5888	94.970
5	173.591	14.7726	111.445
10	188.763	16.0637	121.186
25	204.793	17.4279	131.477
50	218.575	18.6007	140.325
100	230.546	19.6195	148.011
1000	266.4496	22.6749	171.061

Tabel 21. Debit banjir rencana metode weduwren

periode (T) (tahun)	R _n (mm)	Q _t (m3/dtk)
2	151.955	374.582
5	172.715	425.757
10	184.698	455.295
25	197.151	485.993
50	207.702	512.004
100	216.760	534.332
1000	243.387	599.970



Gambar 7. Grafik Hidrograf HSS Nakayasu

Tabel 22. Rekapitulasi debit banjir

t	2th	5th	10th	25th	50th	100th	1000th	pmf
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	20.59	24.17	26.28	28.51	30.43	32.09	37.09	116.15
2	108.87	133.83	145.53	157.88	168.51	177.74	205.42	643.22
2.189	139.70	195.97	213.10	231.20	246.75	260.27	300.80	941.90
3	118.48	178.82	194.45	210.96	225.16	237.49	274.48	859.47
4	102.08	147.64	160.54	174.18	185.90	196.08	226.62	709.61
4.926	77.86	109.30	118.86	128.95	137.63	145.17	167.77	525.35
5	64.80	87.98	95.67	103.79	110.78	116.84	135.04	422.85
6	46.13	65.81	71.56	77.64	82.86	87.40	101.01	316.29
7	35.41	50.26	54.66	59.30	63.29	66.76	77.15	241.59
8	27.78	39.09	42.51	46.12	49.23	51.92	60.01	187.90
9	20.72	29.16	31.71	34.40	36.71	38.73	44.76	140.15
9.032	18.46	25.27	27.48	29.81	31.82	33.56	38.79	121.46
10	14.55	20.65	22.46	24.37	26.01	27.43	31.70	99.27
11	11.96	16.93	18.41	19.98	21.32	22.49	25.99	81.38
12	9.95	14.00	15.22	16.51	17.62	18.59	21.48	67.27
13	7.99	11.25	12.23	13.27	14.16	14.93	17.26	54.05
14	6.42	9.03	9.81	10.65	11.36	11.99	13.85	43.38
15	5.15	7.24	7.88	8.55	9.12	9.62	11.12	34.81
16	4.13	5.81	6.32	6.86	7.32	7.72	8.92	27.94
17	3.32	4.67	5.07	5.50	5.87	6.20	7.16	22.42
18	2.66	3.74	4.07	4.42	4.71	4.97	5.75	18.00
19	2.14	3.01	3.27	3.55	3.78	3.99	4.61	14.44
20	1.71	2.41	2.62	2.85	3.04	3.20	3.70	11.59
21	1.38	1.94	2.10	2.28	2.44	2.57	2.97	9.30
22	1.10	1.55	1.69	1.83	1.96	2.06	2.38	7.47
23	0.89	1.25	1.36	1.47	1.57	1.66	1.91	5.99
24	0.71	1.00	1.09	1.18	1.26	1.33	1.54	4.81

Tabel 23. Hasil rekapitulasi debit banjir Bendungan Ciawi

Pu	Hasper	Weduwen	Nakayasu	Rata-rata
2	94.97041062	364.657298	139.70	199.77718
5	111.445211	427.915487	195.97	245.11033
10	121.1858964	465.316736	213.10	266.53379
25	131.4771482	504.831992	231.20	289.16816
50	140.3252259	538.805901	246.75	308.62845
100	148.0108144	568.316208	260.27	325.53197
1000	171.0606264	656.820428	300.80	376.22726

Sumber: perhitungan

Tabel 24. Perbandingan Hasil Hitungan Dengan Data BBWS

Pu	Nakayasu BBWS	Nakayasu Perhitungan
2	184.7	139.70
5	242.87	195.97
10	281.6	213.10
25	330.72	231.20
50	365	246.75
100	403.6	260.27
1000	524.1	300.80

Sumber: BBWS

3.8. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak Bendungan Ciawi

Untuk penelusuran banjir melalui saluran pengelak dihitung menggunakan dua rumus yang bergantung pada kondisi air di terowongan pengelak sendiri, yaitu:

a. Pada saat terowongan belum terisi penuh

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = A \cdot v$$

dimana:

v = kecepatan aliran (m/detik)

n = koefisien kecepatan manning (untuk beton n= 0,014)

R = jari-jari hidrolis = A/P (m)

A = luas penampang basah (m²)

S = kemiringan alur pengelak

b. Pada saat terowongan terisi penuh (pressure flow)

$$Q = A \cdot v$$

$$v = \sqrt{\frac{2g(H + L \cdot \sin \theta - D/2)}{1 + \sum C}}$$

dimana:

H = kedalaman air waduk dihitung dari dasar inlet pengelak (m)

D = tinggi pengelak (m)

L sin θ = selisih tinggi antara inlet dan outlet (m)

∑ C = jumlah koefisien kehilangan energy

C0 = koefisien kehilangan pada Inlet = (0.50)

$$Cv = \text{koefisien Gesekan } f_f = \frac{2 \cdot g \cdot n^2 \cdot L}{R^{4/3}}$$

$$\frac{2 \times 9.81 \times 0.014^2 \times 495.6}{0.403^{4/3}} = 1.48$$

Cp = koefisien kehilangan tinggi karna Outlet = (0.1)

$$\sum C = 1 + 0.50 + 1.48 + 0.1 = 3.08 \text{ m}$$

Untuk ketentuan batas perhitungan antara pengaliran bebas, transisi dan tekan adalah sebagai berikut

Pengaliran Bebas : H < D

Pengaliran Transisi : H > 1,2 D

Pengaliran Tertekan : H > 1,5 D

Kondisi pada peta perencanaan, didapatkan data saluran pengelak sebagai berikut

- Bentuk Saluran : Kotak
- Lebar Saluran (b) : 4.2 meter
- Tinggi Saluran (h) : 4.2 meter
- Panjang Saluran : 495,6 meter
- Elevasi Hulu : +503,20 (7.2)
- Elevasi Hilir : +480,52
- Slope : 0,056
- Debit Rencana Q₁₀₀₀ th : 300.80
- Angka Kekasaran (Beton) : 0,014
- Elevasi Crest Bendungan : +551

Tabel 25. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak (Pengaliran Bebas)

El. MA (m)	Tinggi MA (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	v (m/detik)	Q (m ³ /detik)	Q ₁₀₀₀ (m ³ /detik)	F	Keterangan
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7.7	0.3	2.1	2.2	0.955	0.9159	3.818454	4.620049	0.207457	Free flow
8.2	1	4.2	4.2	0.9774	4.2	2.5858	21.71897	13.55479	Free flow
8.7	1.5	6.3	7.2	0.8750	4.3	4.1118	34.35206	34.50689	Free flow
9.2	2	8.4	8.2	0.8244	4.3	3.8128	99.43101	37.20753	Free flow
9.7	2.5	10.5	9.2	1.1411	4.2	7.3392	154.1228	11.88888	Free flow
10.2	3	12.6	10.2	1.2313	4.3	8.2978	216.6816	48.34627	Free flow
10.7	3.5	14.7	11.2	1.3125	4.3	9.7063	385.3184	88.14623	Free flow
11.2	4	16.8	12.2	1.3770	4.3	10.6842	518.6905	101.2183	Free flow
11.7	4.5	18.9	13.2	1.4318	4.2	11.5510	618.6287	125.5748	Free flow

Sumber: perhitungan

Tabel 26. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak (Pengaliran Tertekan)

El. MA (m)	Tinggi MA (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	v (m/detik)	Q (m ³ /detik)	F	Keterangan
1	2	3	4	5	6	7	8	9
13.2	5	17.64	16.2	17.64	4.2	8.58552	303.1796	trans
13	4	17.64	16.2	17.64	4.2	8.58559	311.4652	trans

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 27. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak (Pengaliran Tertekan)

El. MA (m)	Tinggi MA (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	v (m/detik)	Q (m ³ /detik)	F	Keterangan
1	2	3	4	5	6	7	8	9
14	2	17.64	16.2	17.64	4.2	8.58581	322.9670	pressure flow
15	3	17.64	16.2	17.64	4.2	8.57923	337.8181	pressure flow
16	4	17.64	16.2	17.64	4.2	8.60228	348.3720	pressure flow
17	5	17.64	16.2	17.64	4.2	8.72817	362.1113	pressure flow
18	6	17.64	16.2	17.64	4.2	8.85284	373.2752	pressure flow
19	7	17.64	16.2	17.64	4.2	8.97611	382.8815	pressure flow
20	8	17.64	16.2	17.64	4.2	9.10008	392.1120	pressure flow
21	9	17.64	16.2	17.64	4.2	9.22575	402.1385	pressure flow
22	10	17.64	16.2	17.64	4.2	9.35312	411.9462	pressure flow
23	11	17.64	16.2	17.64	4.2	9.48219	421.5315	pressure flow
24	12	17.64	16.2	17.64	4.2	9.61296	430.8917	pressure flow
25	13	17.64	16.2	17.64	4.2	9.74543	439.9319	pressure flow
26	14	17.64	16.2	17.64	4.2	9.87960	448.7555	pressure flow
27	15	17.64	16.2	17.64	4.2	10.01547	457.3684	pressure flow

A. Perhitungan Penelusuran Banjir Melalui Terowongan Bendungan Ciawi

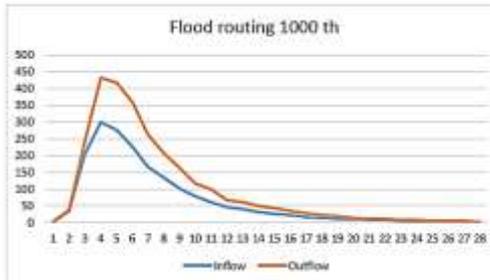
Tabel 28. Hubungan antara H, Q, Psi dan Phi Q₁₀₀₀Th

Elevasi (m)	H (m)	AS (m ²)	AS/AM (m ² /detik)	Q (m ³ /detik)	Q ₁₀₀₀ (m ³ /detik)	Ψ = 25Ψ1 - Q ₁₀₀₀ (m ³ /detik)	Φ = 15Ψ1 + Q ₁₀₀₀ (m ³ /detik)
1	2	3	4	5	6	7	8
7.2	0	0	0	0	0	0	0
8.2	1	4238.234	1.1772872	21.718980	10.819483	-9.882	32.03671183
8.2	2	4810.948	1.3363803	96.333015	46.862107	-48.32912732	31.00188143
10.2	3	5383.703	1.4954728	316.86183	108.33181	-106.836341	106.827288
11.2	4	6397.944	1.732233	536.99648	179.49323	-177.7451046	181.247333
12.2	5	7758.368	2.15511	903.17962	311.58981	-146.4347011	353.7449232
13	6	9206.148	2.5599967	1313.46594	456.73297	-154.1748719	519.2910453
14	7	10859.0	3.0451034	1823.86754	623.93777	-159.9726891	685.8948559
15	8	12310.85	3.5940703	237.83418	808.90709	-165.5430197	873.271359
16	9	13501.4	4.1792688	349.32332	1004.67628	-170.9092031	1074.443386
17	10	15012.16	4.8709438	480.32177	1303.88888	-178.0908411	1384.430928
18	11	17233.38	4.8182232	671.55333	165.67782	-180.3827943	1804.693487
19	12	20214.88	5.6207935	911.88348	190.64074	-183.5199493	2465.815404
20	13	23433.14	6.1758733	1202.32328	196.06284	-187.8867665	3042.385335
21	14	26893.45	7.079953	1603.8819	201.0541	-190.3251448	3711.7850476
22	15	47829.71	8.286029	413.8492	205.9248	-192.6385992	4392.2104231
23	16	57027.99	9.841107	421.34507	210.68254	-194.8614289	5163.526437
24	17	66226.27	11.596182	430.87074	215.33527	-196.9201853	5935.731508
25	18	84657.39	16.282667	439.77955	219.89977	-197.6071108	6746.174348
26	19	125008.9	24.199143	446.78348	224.51714	-198.1825997	7595.520889
27	20	151400.2	42.055418	437.45336	228.72668	-198.6710818	870.7822892

Sumber: Perhitungan

Tabel 29. Penelusuran banjir terowongan pengelak dengan Q₁₀₀₀

T (Jam)	Inflow (m ³ /det)	(I1+I2)/2 (m ³ /det)	S1 (m)	Ψ (m ³ /det)	φ (m ³ /det)	H (m)	Outflow, Q (m ³ /det)
1	0	0	0	0	0	0	0
2	17.2826	18.5463	0.308	18	1.281	34.688	0
3	205.417	139.801	-18.288	204	8.384	344.250	0
4	1369.368	135.817	-180.812	235	27.123	431.779	0
5	714.473	439.783	-124.588	218	18.888	412.270	0
6	224.413	187.718	-81.778	181	8.627	387.480	0
7	45.26	187.751	-170.491	154	3.433	345.254	0
8	131.859	221.292	-129.439	208	1.872	288.489	0
9	151.306	185.563	-161.413	88	1.139	347.979	0
10	71.376	128.588	-98.844	89	2.148	318.720	0
11	60.0078	127.236	-87.852	92	1.878	497.840	0
12	44.5584	83.1838	-81.488	38	1.887	473.81	0
13	18.7891	84.151	-51.353	32	1.507	61.979	0
14	51.757	54.6201	-18.288	25	1.842	48.158	0
15	20.9891	44.8885	-23.807	22	1.751	42.388	0
16	31.481	34.9111	-23.888	19	1.237	30.384	0
17	17.2601	30.142	-14.888	15	1.088	27.330	0
18	13.8129	24.187	-13.183	12	0.966	25.700	0
19	11.118	18.4118	-8.978	10	0.828	17.579	0
20	8.92207	13.7398	-7.814	8	0.844	23.878	0
21	7.14843	12.4818	-8.231	8	0.512	18.818	0
22	5.74581	10.0372	-0.848	5	0.444	9.001	0
23	4.8138	8.05408	-0.812	4	0.288	7.281	0
24	3.3211	6.464	-0.288	3	0.287	3.789	0
25	2.8715	5.18786	-2.588	3	0.118	4.887	0
26	1.78817	4.10853	-0.888	3	0.212	3.795	0
27	1.88904	3.54381	-0.888	2	0.188	3.023	0
28	1.58909	2.6831	-1.248	1	0.113	2.588	0



Gambar 8. Grafik Penelusuran Banjir Melalui Terowongan tanpa spillway

Hasil dari grafik menunjukkan bahwa debit yang keluar dari terowongan lebih besar dan kapasitas tampung bendungan mampu menampung debit inflow yang masuk sehingga tidak mengakibatkan terjadinya overtopping.

B. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Bendungan Ciawi

Perhitungan tinggi muka air, data pendukung lainnya :

- Elevasi Puncak Spillway = 39.9 m
- Lebar Spillway = 28 m
- Koefisien Debit = 2 (Asumsi)
- Selisih Waktu Δt = 0.5 jam = 1800 detik

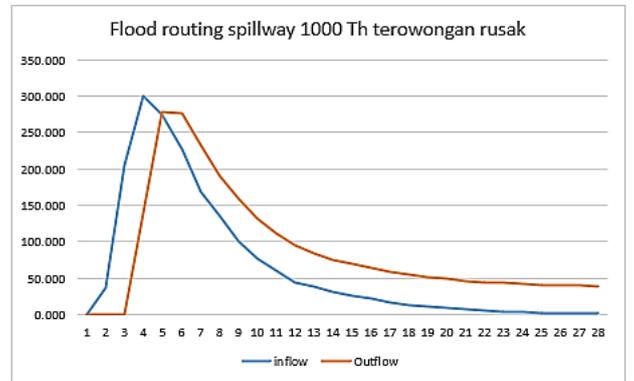
Tabel 30. Hubungan antara H, Q, Ψ dan φ Q_{1000Th}

H (m)	Elevasi (m)	S (m)	S1 (m)	Q (m ³ /det)	Ψ (m ³ /det)	φ (m ³ /det)
0	39.9	0	0	0	0	0
0.5	40.4	168400.066	931.888	16.750	924.989	441.708
1	40.9	1780796.271	889.148	36.000	861.516	1017.335
1.5	41.4	1875152.476	1041.74	502.879	993.301	1093.180
2	41.9	1968488.681	1094.168	258.562	1014.970	1175.362
2.5	42.4	2061824.887	1148.592	221.599	1035.912	1257.271
3	42.9	2156231.062	1199.017	200.805	1055.525	1344.510
3.5	43.4	2252597.267	1251.443	386.682	1088.162	1434.784
4	43.9	2349963.501	1303.869	444.000	1079.869	1517.889
4.5	44.4	2448429.448	1370.192	934.973	1102.966	1607.476
5	44.9	2548101.529	1459.99	628.089	1118.940	1705.059
5.5	45.4	2717871.210	1509.787	722.324	1148.633	1870.848
6	45.9	2843251.061	1574.588	821.029	1168.071	1991.696
6.5	46.4	2968888.672	1649.383	928.022	1185.372	2115.394
7	46.9	3094524.854	1719.418	1057.135	1200.615	2257.748
7.5	47.4	3220160.795	1788.978	1150.217	1213.870	2364.267
8	47.9	3345796.616	1858.770	1267.135	1225.208	2462.344
8.5	48.4	3471432.487	1928.574	1387.787	1234.890	2612.457
9	48.9	3597068.385	1998.388	1512.000	1237.766	2748.786
9.5	49.4	3722704.251	2068.200	1650.794	1248.722	2906.456
10	49.9	3848340.076	2139.412	1770.875	1259.974	3064.849
10.5	50.4	4096021.602	2272.234	1906.338	1218.848	3224.908
11	50.9	4357102.768	2385.057	2043.041	1243.537	3388.578
11.5	51.4	4434181.613	2497.88	2180.850	1165.925	3549.835
12	51.9	4561264.459	2591.702	2327.876	1386.764	3714.641
12.5	52.4	4752045.305	2643.525	2474.874	1400.088	3880.562
13	52.9	4925248.150	2798.248	2624.841	1425.927	4048.789
13.5	53.4	5092500.996	2829.171	2777.721	1440.310	4218.051
14	53.9	5259857.842	2921.995	2925.459	1455.284	4388.725
14.5	54.4	5426288.687	3014.818	3062.004	1488.814	4560.818
15	54.9	5592749.533	3107.641	3255.306	1488.988	4734.282
15.5	55.4	5760230.379	3200.464	3417.318	1491.850	4908.323
16	55.9	5927711.224	3293.284	3584.000	1501.284	5085.284

Tabel 31. Perhitungan Spillway

Waktu (Jam)	Inflow, I (m ³ /dt)	(I1+I2)/2 (m ³ /dt)	S1 (m ²)	Ψ (m ³ /dt)	φ (m ³ /dt)	S2 (m ²)	H (m)	Outflow, Q (m ³ /dt)
1	0.000	0	0	0	0	0	0.000	0.000
2	37.09	18.546	0.000	0.000	18.55	33383	0.010	0.055
3	205.42	121.255	33383	18.350	139.61	251543	0.075	1.141
4	1369.37	293.109	1157136	835.677	1088.79	1610679	1.829	138.557
5	714.48	287.639	1667336	915.954	1203.59	1955684	2.913	278.408
6	226.62	250.548	1982392	965.527	1216.07	1932244	2.901	276.765
7	45.26	197.195	1979057	965.002	1162.20	1855832	2.580	232.070
8	135.04	151.406	1885596	950.296	1101.70	1740400	2.262	190.493
9	101.01	118.024	1793086	935.740	1053.76	1662642	2.003	158.699
10	77.15	89.081	1717708	923.880	1012.96	1592396	1.768	131.690
11	60.01	68.580	1649613	913.166	981.75	1536016	1.580	111.260
12	44.76	52.382	1594959	904.566	956.95	1488978	1.424	95.117
13	38.79	41.773	1549361	897.391	939.16	1453341	1.305	83.461
14	31.70	35.246	1514814	891.956	927.20	1428027	1.220	75.495
15	25.99	28.846	1490275	888.095	916.94	1406506	1.148	68.876
16	21.48	23.737	1469219	884.782	908.52	1387968	1.087	63.447
17	17.26	19.372	1451443	881.985	901.36	1372108	1.034	58.874
18	13.85	15.557	1436068	879.565	895.12	1358098	0.987	54.929
19	11.12	12.485	1422487	877.428	889.91	1346088	0.947	51.622
20	8.92	10.021	1410845	875.597	885.62	1335963	0.913	48.887
21	7.16	8.042	1401030	874.052	882.09	1327510	0.885	46.642
22	5.75	6.455	1392835	872.763	879.22	1320499	0.862	44.806
23	4.61	5.180	1386039	871.694	876.87	1314712	0.843	43.310
24	3.70	4.158	1380429	870.811	874.97	1309954	0.827	42.093
25	2.97	3.337	1375817	870.085	873.42	1306056	0.814	41.104
26	2.38	2.678	1372038	869.491	872.17	1302871	0.803	40.302
27	1.91	2.149	1368951	869.005	871.15	1300276	0.794	39.653
28	1.54	1.725	1366435	868.609	870.33	1298165	0.787	39.127

Sumber: Perhitungann



Gambar 9. Grafik Penelusuran Banjir

C. Kapasitas Tampung Bendungan Ciawi

Tabel 32. Hubungan volume genangan dengan luas genangan

Tinggi (H) m	Elevasi (m)	Luas Tampungan (m ²)	Luas Genangan (Ha)	Volume Tampungan (m ³)	Volume Tampungan Kumulatif (m ³)
0	40.0	758.000	0.076	0	0
1	50.5	1583.000	0.158	5727.343	5727.343
2	51.0	4463.400	0.446	14507.521	20234.864
3	51.5	14960.000	1.496	45991.403	66226.267
4	52.0	44432.100	4.443	141936.597	208182.864
5	52.5	57532.100	5.753	254206.315	462389.179
6	53.0	87988.700	8.799	361116.269	823505.448
7	53.5	154586.000	15.459	598669.241	1422174.691
8	54.0	225879.400	22.588	943662.052	2365836.743
9	54.5	278408.200	27.841	1256358.811	3622195.554
10	55.0	393210.000	39.321	1678008.457	5299204.011



Gambar 10. Grafik Volume Genangan Dan Luas genangan

D. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Bendungan Sukamahi

Untuk menentukan debit *out flow* dari *spillway* dan tampungan banjir dalam Bendungan Sukamahi. Perhitungan tinggi muka air, data pendukung lainnya :

Elevasi Puncak Spillway = 42.5 Lebar Spillway = 15 m Koefisien Debit = 2.1 (Asumsi)

Selisih Waktu $\Delta t = 0.5$ jam = 1800 detik

Tabel 33. Hubungan antara H, Q, Ψ dan ϕ Q_{1000Th}

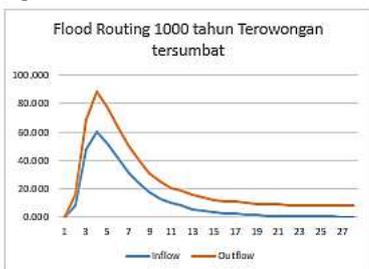
H	Elevasi	S	S/ Δt	Q	Ψ	ϕ
0	42.5	0	0	0	0	0
0.5	43	69531.845	38.6288	11.137	33.060	44.197
1	43.5	71118.189	39.51011	31.500	23.760	55.260
1.5	44	72704.534	40.39141	57.869	11.457	69.326
2	44.5	74290.878	41.27271	89.095	-3.275	85.820
2.5	45	75877.223	42.15401	124.515	-20.103	104.411
3	45.5	77463.567	43.03531	163.679	-38.804	124.875
3.5	46	79049.912	43.91662	206.259	-59.213	147.046
4	46.5	80636.256	44.79792	252.000	-81.202	170.798
4.5	47	82222.601	45.67922	300.697	-104.669	196.028

Sumber: Perhitungan

Tabel 34. *flood routing* Bendungan Sukamahi melalui pelimpah *spillway*

Waktu (Jam)	Inflow, I (m ³ /dt)	(I1+I2)/2 (m ³ /dt)	S1 (m ³)	Ψ (m ³ /dt)	ϕ (m ³ /dt)	S2 (m ³)	H (m)	Outflow, Q (m ³ /dt)
0	0.000	0	0	0	0	0	0.000	0.000
1	8.566	4.283	44473.418	0.000	4.28	52182	0.375	7.241
2	47.436	28.001	69136.025	28.920	56.92	106504	0.766	21.113
2.032	60.278	53.857	70375.360	17.915	71.77	129315	0.930	28.247
3	51.376	55.827	70895.782	13.293	69.12	120541	0.867	25.421
4	41.318	46.347	70695.600	15.071	61.42	108363	0.779	21.668
4.572	31.121	36.220	70417.765	17.538	53.76	96612	0.695	18.240
5	23.647	27.384	70149.661	19.919	47.30	86608	0.623	15.482
6	17.423	20.535	69921.440	21.946	42.48	79016	0.568	13.992
7	13.163	15.293	69748.226	23.484	38.78	72990	0.525	11.978
8	9.892	11.527	69610.745	24.705	36.23	68799	0.495	10.961
8.382	7.962	8.927	69515.135	25.554	34.48	65853	0.474	10.265
9	5.798	6.880	69447.905	26.151	33.03	63355	0.456	9.686
10	4.484	5.141	69390.927	26.657	31.80	61210	0.440	9.199
11	3.523	4.004	69341.980	27.091	31.09	59991	0.431	8.925
12	2.713	3.118	69314.170	27.338	30.46	58861	0.423	8.674
13	2.141	2.427	69288.399	27.567	29.99	58043	0.417	8.494
14	1.689	1.915	69269.741	27.733	29.65	57427	0.413	8.359
15	1.333	1.511	69255.681	27.858	29.37	56929	0.409	8.251
16	1.051	1.192	69244.307	27.959	29.15	56539	0.407	8.166
17	0.830	0.941	69235.416	28.037	28.98	56230	0.404	8.099
18	0.655	0.742	69228.356	28.100	28.84	55986	0.403	8.046
19	0.516	0.585	69222.794	28.150	28.74	55793	0.401	8.005
20	0.407	0.462	69218.398	28.189	28.65	55641	0.400	7.972
21	0.321	0.364	69214.929	28.219	28.58	55521	0.399	7.946
22	0.254	0.288	69212.190	28.244	28.53	55426	0.399	7.926
23	0.200	0.227	69210.028	28.263	28.49	55351	0.398	7.910
24	0.180	0.190	69208.322	28.278	28.47	55312	0.398	7.902

Sumber: Perhitungan



Gambar 11. Grafik *flood routing* melalui *spillway* Bendungan sukamahi

Dari tabel dapat dilihat bahwa pada kapasitas tampungan dapat menerima debit air yang masuk ke dalam Bendungan Sukamahi jika terowongan rusak, Dengan kala ulang 1000 tahun, maka Bendungan Sukamahi aman dan tidak terjadi

overtopping pada *spillway* sehingga bangunan aman.

E. Penelusuran Banjir Melalui Terowongan Sukamahi
Tabel 35. Perhitungan Hidrolika Saluran Pengelak

No	Elev muka air	h air	x1	Perseg	A			P			R		V		Q	Keterangan
					(M)	(M)	(M)	(M)	(M)	(M)	(M)	(M)	(M)			
1	385.00	0.00	-	0.00												
2	388.25	0.25	-	1.00	3.00	4.500	0.222	3.473								FreeFlow
3	393.50	0.50	-	2.00	2.00	3.000	0.400	3.139								FreeFlow
4	395.75	0.75	-	3.00	3.00	3.000	0.545	3.519								FreeFlow
5	394.00	1.00	-	4.00	4.00	6.000	0.667	7.234								FreeFlow
6	394.25	1.25	-	5.00	3.00	6.500	0.769	7.947								FreeFlow
7	394.50	1.50	-	6.00	6.00	7.000	0.857	8.541								FreeFlow
8	394.75	1.75	-	7.00	7.00	7.500	0.933	9.040								FreeFlow
9	395.00	2.00	-	8.00	8.00	8.000	1.000	9.499								FreeFlow
10	395.25	2.25	-	9.00	9.15	8.500	1.074	9.950								FreeFlow
11	395.50	2.50	-	10.00	10.22	9.000	1.156	10.372								FreeFlow
12	395.75	2.75	-	11.00	11.21	9.500	1.240	10.774								FreeFlow
13	396.00	3.00	-	12.00	12.25	10.000	1.325	11.157								FreeFlow
14	396.25	3.25	-	13.00	13.46	10.500	1.410	11.524								FreeFlow
15	396.50	3.50	-	14.00	14.82	11.000	1.495	11.879								FreeFlow
16	396.75	3.75	-	15.00	16.39	11.500	1.580	12.225								FreeFlow
17	397.00	4.00	-	16.00	18.13	12.000	1.665	12.561								FreeFlow
18	397.25	4.25	-	17.00	19.99	12.500	1.750	12.888								FreeFlow
19	397.50	4.50	-	18.00	21.99	13.000	1.835	13.207								FreeFlow
20	397.75	4.75	-	19.00	24.13	13.500	1.920	13.518								FreeFlow
21	398.00	5.00	-	20.00	26.41	14.000	2.005	13.821								FreeFlow
22	398.25	5.25	-	21.00	28.83	14.500	2.090	14.117								FreeFlow
23	398.50	5.50	-	22.00	31.39	15.000	2.175	14.405								FreeFlow
24	398.75	5.75	-	23.00	34.09	15.500	2.260	14.686								FreeFlow
25	399.00	6.00	-	24.00	36.93	16.000	2.345	14.961								FreeFlow
26	399.25	6.25	-	25.00	40.00	16.500	2.430	15.230								FreeFlow
27	399.50	6.50	-	26.00	43.29	17.000	2.515	15.494								FreeFlow
28	399.75	6.75	-	27.00	46.79	17.500	2.600	15.753								FreeFlow
29	400.00	7.00	-	28.00	50.50	18.000	2.685	16.008								FreeFlow
30	400.25	7.25	-	29.00	54.41	18.500	2.770	16.259								FreeFlow
31	400.50	7.50	-	30.00	58.51	19.000	2.855	16.506								FreeFlow
32	400.75	7.75	-	31.00	62.80	19.500	2.940	16.749								FreeFlow
33	401.00	8.00	-	32.00	67.28	20.000	3.025	16.988								FreeFlow
34	401.25	8.25	-	33.00	71.94	20.500	3.110	17.223								FreeFlow
35	401.50	8.50	-	34.00	76.77	21.000	3.195	17.454								FreeFlow
36	401.75	8.75	-	35.00	81.77	21.500	3.280	17.681								FreeFlow
37	402.00	9.00	-	36.00	86.93	22.000	3.365	17.905								FreeFlow

Sumber: Perhitungan

Tabel 36. *flood routing* Bendungan Sukamahi melalui terowong dengan Q_{1000}

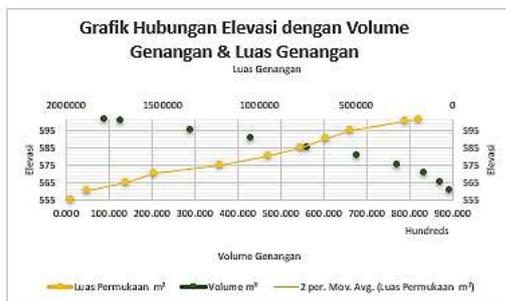
No	Waktu (Jam)	ISO (m³/dt)	I1+I2/2 (m³/dt)	ψ_1 (m³/dt)	ψ_2 (m³/dt)	H (m)	Q (m³/dt)	Elev MA (m)	El crest spillway
2	1	8.566	4.283	0.000	4.283	0.240	3.910	510.240	OK
3	2	47.436	28.001	0.375	28.373	1.154	37.756	511.154	OK
4	2.032	60.278	53.857	-9.350	44.507	1.764	68.218	511.764	OK
5	3	51.376	55.827	-23.711	32.116	1.501	44.806	511.501	OK
6	4	41.318	46.347	-12.690	33.658	1.367	47.427	511.367	OK
7	4.572	31.121	36.220	-13.921	22.299	0.901	26.346	510.901	OK
8	5	23.647	27.384	-4.051	23.334	0.944	28.295	510.944	OK
9	6	17.423	20.535	-4.962	15.573	0.622	15.227	510.622	OK
10	7	13.163	15.293	1.096	16.389	0.625	15.349	510.625	OK
11	8	9.892	11.527	1.059	12.567	0.506	11.390	510.506	OK
12	8.382	7.962	8.927	1.177	10.104	0.436	9.170	510.436	OK
13	9	5.798	6.880	0.934	7.814	0.224	3.653	510.224	OK
14	10	4.484	5.141	0.348	5.489	0.304	5.010	510.304	OK
15	11	3.523	4.004	0.479	4.483	0.251	4.093	510.251	OK
16	12	2.713	3.118	0.390	3.508	0.197	3.203	510.197	OK
17	13	2.141	2.427	0.305	2.732	0.153	2.495	510.153	OK
18	14	1.689	1.915	0.238	2.153	0.121	1.965	510.121	OK
19	15	1.333	1.511	0.187	1.698	0.095	1.550	510.095	OK
20	16	1.051	1.192	0.148	1.340	0.075	1.223	510.075	OK
21	17	0.830	0.941	0.117	1.057	0.059	0.965	510.059	OK
22	18	0.655	0.742	0.092	0.834	0.047	0.761	510.047	OK
23	19	0.516	0.585	0.073	0.658	0.037	0.601	510.037	OK
24	20	0.407	0.462	0.057	0.519	0.029	0.474	510.029	OK
25	21	0.321	0.364	0.045	0.410	0.023	0.374	510.023	OK
26	22	0.254	0.288	0.036	0.323	0.018	0.295	510.018	OK
27	23	0.200	0.227	0.					

Hasil dari grafik menunjukkan bahwa debit yang keluar dari terowongan lebih besar dan kapasitas tampung bendungan mampu menampung debit inflow yang masuk sehingga tidak mengakibatkan terjadinya *overtopping*.

F. Kapasitas tampung Bendungan Sukamahi

Tabel 37. Hubungan elevasi dengan volume genangan dan luas genangan

Tinggi (H) m	Elevasi (m)	Luas Tampungan (m ²)	Luas Tampungan (Ha)	Volume Tampungan (m ³)	Volume Tampungan Kumulatif (m ³)
0	562	6504.700	0.650	0.000	0.000
1	566	15387.500	1.539	42529.003	42529.003
2	573	24842.400	2.484	139490.010	182019.013
3	575	35978.400	3.598	60478.078	242497.091
4	580	47366.000	4.737	207709.645	450206.736
5	587	57485.000	5.749	366407.503	816614.238
6	596.5	67945.500	6.795	595103.042	1411717.281
7	601	82222.601	8.222	337368.053	1749085.334

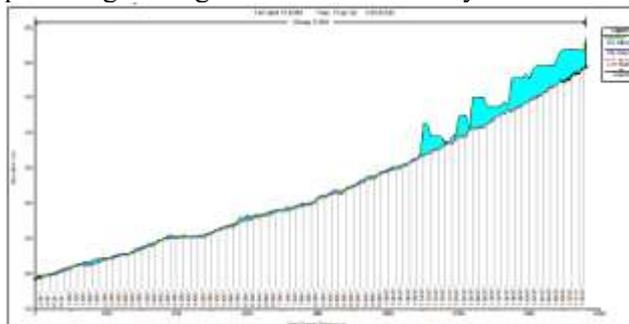


Gambar 13. Grafik Volume Genangan Dan Luas Genangan

G. Analisa Hidrolika Dengan Permodelan HEC - RAS Menggunakan program pemodelan HEC-RAS 4.1.0 2010. HEC-RAS merupakan model satu dimensi aliran permanen maupun tak-permanen (*steady and unsteady one-dimensional flow model*). Skenario yang dilakukan pada simulasi penelitian ini sebagai berikut:

1. Bendungan Ciawi mengalami kegagalan pada bangunan pengelak *spellway* dan terowongan sehingga dapat di asumsikan bahwa akan terjadi *overtopping*.
2. Bendungan Sukamahi mengalami kegagalan pada bangunan pengelak *spellway* dan terowongan sehingga dapat di asumsikan bahwa akan terjadi *overtopping*

Berikut Gambar 13 Profil Potongan Memanjang Sungai Ciliwung dalam bentuk HEC RAS yang sudah di *input* data *unsteady Flow* dari hasil perhitungan dengan metode HSS Nakayasu.



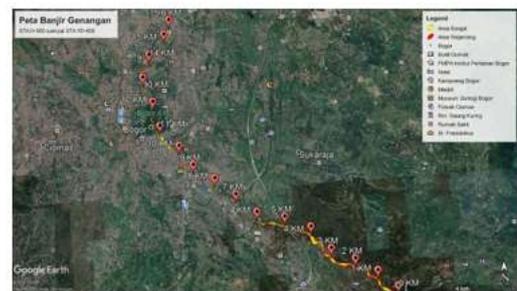
Gambar 13. Potongan memanjang sungai ciliwung STA 0+000 sampai STA 15+600km

H. Penelusuran Rambatan Air Banjir Dari Hulu Sampai Hilir

Tabel 38. Rambatan tinggi muka air sampai hilir

waktu (jam)	sta (m)	luas genangan (ha ²)	ketinggian genangan (m)
0:00	15600	0	39.71
0:15	11000	112.8	47
0:30	9800	1.16	4.37
0:45	8700	0.43	3.57
1:00	7400	0	0
1:15	6100	0.17	6.78
1:30	4900	0.15	5.06
1:45	3600	1.15	3.98
2:00	2400	0	0
2:15	1100	1.12	2.8
2:30	0	0	0

Dari hasil tabel di atas genangan banjir terparah berada di daerah hulu sungai Ciliwung jika kedua Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi mengalami *overtopping*.berikut adalah peta genangan yang memakai aplikasi citra satelit *google earth* tahun 2019.



Gambar 14. Peta Banjir Genangan

IV. KESIMPULAN DAN SARAN

4.1. Kesimpulan

1. Jumlah STA yang terkena dampak genangan pada skenario kasus *overtopping* pada Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi adalah 65 STA.
2. Nilai debit puncak hidrograf satuan sintetis pada Bendungan Sukamahi dengan metode Nakayasu adalah 60.28 m³/dtk.
3. Nilai debit puncak hidrograf satuan sintetis pada Bendungan Ciawi dengan metode Nakayasu adalah 300.80 m³/dtk.
4. Skenario *overtopping* akan terjadi bila saluran pengelak dan *spellway* mengalami kerusakan sehingga Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi akan mengalami *overtopping*
5. Tinggi muka air banjir akibat kegagalan simultan Bendungan Ciawi dan Bendungan Sukamahi akibat *overtopping* dengan kondisi eksisting jika dilakukan simulasi didapatkan ketinggian aliran rata-rata untuk Q1000 tahun sebesar 10.54 meter.
6. Fenomena kejadian ketinggian banjir maksimum kondisi eksisting terjadi pada STA 11+000 km untuk debit banjir Q1000 tahun. Sedangkan ketinggian banjir minimum terjadi pada STA 10+200 km untuk debit banjir Q1000 tahun.
7. Total luas wilayah yang tergenang banjir akibat skenario *overtopping* adalah 116.98 ha².

4.2. Saran

1. Karna dari hasil simulasi tinggi muka air banjir nya sangat tinggi diharapkan terutama di daerah hulu lebih baik membangun tanggul dan jangan membangun di wilayah bantaran sungai
2. Untuk penelitian selanjutnya lebih baik memakai curah hujan yang lebih lengkap untuk mendapatkan hasil yang lebih baik.
3. Untuk mendapat geometri sungai yang lebih baik maka pengukuran setiap penampang harus lebih rapat agar mendapatkan hasil yang maksimal

DAFTAR PUSTAKA

1. Soewarno, 1995. *Hidrologi Jilid 2*. Penerbit Nova, Bandung.
2. Soewarno, 1995. *Hidrologi Untuk Teknik*. Penerbit Nova, Bandung
3. Triatmodjo Bambang, 1996. *Hidrolika 1*, Beta Offset, Yogyakarta.
4. Istiarto. 2014. *Modul Pelatihan Aplikasi HEC – RAS 4.1*. UGM. Yogyakarta
5. Wirustyastuko Dandi, 2013, *Analisis Wilayah Tergenang dan Perilaku Banjir pada Simulasi Kegagalan Bendungan Ciawi*, Institut Teknologi Bandung, Jawa Barat.
6. BBWS Ciliwung – Cisadane, 2006, *Laporan Penunjang Volume I : Pekerjaan Penyusunan*

Detail Desain Waduk Ciawi Tahap III. Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Sumber Daya Air. Jakarta.

PENULIS :

- 1) **Fahril, ST. Alumni (2020)** Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik – Universitas Pakuan. (fahri1sipil@gmail.com)
- 2) **Heny Purwanti, ST., MT.** Dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik – Universitas Pakuan.
- 3) **Wahyu Gendam Prakoso, S.TP., M.Si.** Dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik – Universitas Pakuan.