

Pemodelan banjir Sungai Cibeureum ruas CB.64 – CB.97 menggunakan HEC-RAS 6.5

Satria Dhimas Wijaya^{1,*}, Shofwatul Fadilah¹

¹Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta, Indonesia

Article Info

Available online

Keywords:

Flood
Design flood discharge
Hydrological analysis
HEC-RAS
Normalization

Corresponding Author:

Satria Dhimas Wijaya
Satriadhimaswijaya5@gmail.com

Abstract

The Cibeureum River along the CB.64–CB.97 section in Cilacap Regency is highly prone to flooding due to the limited river cross-sectional capacity, particularly during periods of intense rainfall. The flood event on December 5, 2024, caused river overflow with inundation depths reaching 60–100 cm, resulting in physical and non-physical losses and disrupting community activities. These conditions indicate that the existing river capacity is inadequate to optimally convey flood discharge, highlighting the need for hydrological and hydraulic analyses to determine flood characteristics and appropriate flood control measures. This study utilized hydrological data in the form of rainfall records to estimate design flood discharges for return periods of 2 years (Q_2), 10 years (Q_{10}), and 25 years (Q_{25}). The hydrological analysis produced design flood discharges of 71.552 m³/s for Q_2 , 225.197 m³/s for Q_{10} , and 323.949 m³/s for Q_{25} , with a peak discharge time of approximately 3 hours. Hydraulic modeling under existing conditions using the Q_2 discharge revealed that several river sections were unable to accommodate flood flow effectively, with the most critical condition identified at Station 23 downstream of the Station 23.5 bridge. Model calibration showed a water level difference of approximately ± 0.6 m between simulation and field observations, which remains within acceptable limits. Flood control alternatives were then developed based on the technical criteria of Ministry of Public Works and Public Housing Regulation No. 12 of 2014. The simulation results indicated that Scenario 1 was the most efficient solution for Q_{10} , while Scenario 3 was the most suitable alternative for Q_{25} due to its greater flow capacity improvement through comprehensive cross-sectional adjustments.

Copyright © 2026 Universitas Islam Indonesia
All rights reserved

Pendahuluan

Banjir merupakan bencana hidrologi yang terjadi akibat kapasitas sungai atau drainase tidak mampu menampung aliran air. Penyebabnya antara lain curah hujan tinggi, sedimentasi, dan pengelolaan sungai yang kurang optimal (Maryono, 2020). Salah satu wilayah yang sering terdampak adalah Sungai Cibeureum ruas CB.64–CB.97 di Kecamatan Sidareja, Kabupaten Cilacap. Pada 5 Desember 2024, hujan deras menyebabkan sungai meluap dengan

genangan 60–100 cm hingga warga mengungsi (Anggraeni, 2024). Penelitian ini menganalisis kondisi banjir eksisting menggunakan metode HSS Nakayasu dan *software* HEC-RAS serta menentukan alternatif penanganan yang optimal pada ruas Sungai Cibeureum CB.64–CB.97.

Uji kepenggunaan data

Data curah hujan diuji konsistensi dan validitasnya menggunakan kurva massa ganda dan metode RAPS (*Rescaled Adjusted*

Partial Sums) untuk menilai kestabilan data terhadap nilai rata-rata. Data dinyatakan valid apabila nilai $\frac{Q}{\sqrt{n}}$ lebih kecil dari nilai kritis pada tingkat kepercayaan tertentu (Soewarno, 1995). Setelahnya dilakukan perbandingan $\frac{Q}{\sqrt{n}}$ hitung dan $\frac{R}{\sqrt{n}}$ hitung untuk menentukan data dikatakan pangkah atau tidak dengan menggunakan nilai $\frac{Q}{\sqrt{n}}$ kritis dan $\frac{R}{\sqrt{n}}$ kritis, dengan syarat nilai hitung tidak lebih besar dari nilai kritis sebagaimana tersaji pada Tabel 1.

Tabel 1. Nilai $\frac{Q}{\sqrt{n}}$ kritis dan $\frac{R}{\sqrt{n}}$ kritis

N	$\frac{Q}{\sqrt{n}}$			$\frac{R}{\sqrt{n}}$		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,10	1,22	1,42	1,34	1,43	1,60
30	1,12	1,24	1,46	1,40	1,50	1,70
40	1,13	1,26	1,50	1,42	1,53	1,74
50	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,50	1,62	1,86

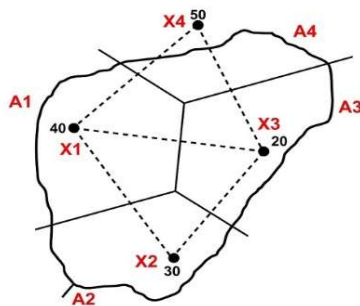
Sumber: Harto (1993)

Hujan wilayah Poligon Thiessen

Curah hujan wilayah merupakan rata-rata curah hujan DAS dari beberapa stasiun yang dihitung dengan metode Poligon Thiessen berdasarkan pembobotan luas pengaruh tiap stasiun. Adapun perhitungan metode ini ditentukan dengan Pers (1) berikut.

$$\bar{p} = \frac{A_1x_1 + A_2x_2 + A_3x_3 + \dots + A_nx_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad (1)$$

Dimana ($\bar{p}$) ialah hujan rata-rata Kawasan, (A) luas daerah mewakili satu stasiun, dan (x) tinggi curah hujan di stasiun. Penggambaran Poligon Thiessen juga disajikan pada Gambar 1.



Gambar 1. Metode Poligon Thiessen
Sumber: Triatmodjo (2008)

Analisis frekuensi

Analisis frekuensi digunakan untuk memperkirakan peluang kejadian hidrologi seperti debit atau curah hujan rencana sebagai dasar perencanaan. Metode ini menentukan hubungan antara kejadian ekstrem dan frekuensinya melalui beberapa distribusi probabilitas seperti *Normal*, *Log Normal*, *Gumbel*, dan *Log Pearson Tipe III*, dengan pemilihan berdasarkan parameter statistik seperti skewness dan kurtosis, sebagaimana disajikan pada Tabel 2.

Tabel 2. Parameter Statistik Penentu Jenis Distribusi

No	Distribusi	Syarat
1.	Distribusi <i>Normal</i>	$C_s \approx 0$ $C_k = 3$
2.	Distribusi <i>Log Normal</i>	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$ $C_k = 5,383$
3.	Distribusi <i>Gumbel</i>	$C_s \leq 1,1396$ $C_k \leq 5,4002$
4.	Distribusi <i>Log Pearson III</i>	$C_s \neq 0$

Sumber: Triatmodjo (2008)

Uji kebenaran sebaran dengan chi-kuadrat dan smirnov-kolmogorov

Uji *Chi-Kuadrat* digunakan untuk menilai kesesuaian distribusi peluang terhadap karakteristik data dengan membandingkan frekuensi harapan dan frekuensi observasi, atau melalui perbandingan nilai X^2 hitung dan X^2 kritis (Soewarno, 1995).

Uji *Smirnov-Kolmogorov* merupakan metode untuk menguji kesesuaian distribusi dengan membandingkan deviasi maksimum (D_{max}) dengan nilai kritis (D_{kritis}). Apabila nilai $D_{max} < D_{kritis}$, maka distribusi diterima, sedangkan jika sebaliknya maka ditolak (Soewarno, 1995).

Hujan efektif metode SCS dan CN

Hujan efektif merupakan bagian dari curah hujan yang menghasilkan limpasan permukaan setelah dikurangi kehilangan akibat infiltrasi, tampungan permukaan, dan evaporasi. Dalam analisis hidrologi, hujan efektif digunakan untuk menggambarkan besarnya aliran permukaan yang terbentuk. metode *Soil Conservation Service* (SCS) digunakan untuk menghitung hujan efektif

dengan mempertimbangkan kehilangan air tersebut. Perhitungan hujan efektif SCS ditunjukkan pada Pers (2).

$$\Sigma_{pe} = \frac{(\Sigma p - 0,2s)^2}{\Sigma p + 0,8s} \quad (2)$$

Dengan (Σ_{pe}) ialah kedalaman hujan efektif (mm), (Σp) kedalaman hujan (mm), dan (s) retensi potensial maksimum air oleh tanah yang sebagian besar karena infiltrasi.

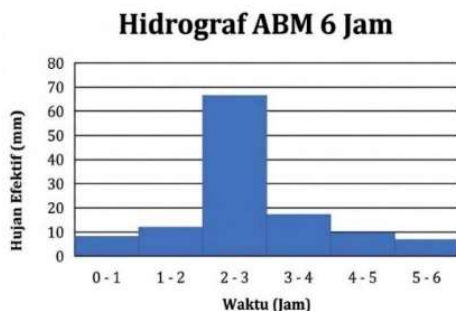
Curve Number (CN) merupakan parameter dalam metode SCS yang menunjukkan potensi limpasan suatu wilayah berdasarkan kondisi tanah, penggunaan lahan, dan tutupan vegetasi. Hubungan CN dengan potensi retensi maksimum (S) dinyatakan sebagai Pers (3).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3)$$

Nilai CN yang tinggi menunjukkan limpasan besar akibat rendahnya infiltrasi, sedangkan CN rendah mencerminkan kemampuan infiltrasi yang lebih baik sehingga limpasan lebih kecil.

Distribusi hujan jam-jaman

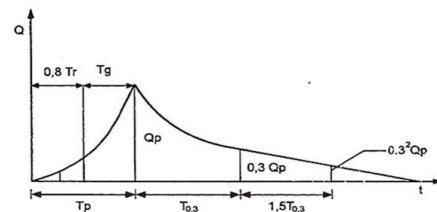
Distribusi hujan jam-jaman diturunkan dari data curah hujan harian (24 jam) untuk memperoleh sebaran yang lebih rinci. Metode *Alternating Block Method* (ABM) digunakan untuk menyusun distribusi hujan rencana berdasarkan kurva Intensitas-Durasi-Frekuensi (IDF) (Triatmodjo, 2008). Ilustrasi metode ABM disajikan pada Gambar 2.



Gambar 2. Hidrograf dengan Alternating Block Methode (ABM)
Sumber: Nurhaliza, dkk (2025)

Debit banjir rancangan kala ulang

Debit banjir rancangan digunakan sebagai dasar perencanaan bangunan hidraulik agar mampu menampung banjir (Chow, 1988). Estimasi debit dapat dilakukan dengan hidrograf satuan, termasuk HSS Nakayasu yang berbasis karakteristik DAS dan data empiris (Triatmodjo, 2008). Metode ini umum digunakan karena sederhana, praktis, dan representatif dalam analisis limpasan. Skema HSS Nakayasu ditunjukkan pada Gambar 3.



Gambar 3. Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu
Sumber: Triatmodjo (2008)

HEC-RAS

Hydrologic Engineering Center-River Analysis System (HEC-RAS) merupakan perangkat lunak yang dikembangkan oleh *US Army Corps of Engineers* untuk analisis aliran sungai. Model ini membagi penampang berdasarkan koefisien kekasaran *Manning* (n) sebagai dasar perhitungan, kemudian setiap bagian aliran dihitung menggunakan persamaan *Manning* mengacu pada Pers (4), Pers (5), dan Pers (6) berikut.

$$Q = A \times V \quad (4)$$

$$A = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times V^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (6)$$

Dengan keterangan (Q) ialah debit ($m^3/detik$), (A) luas penampang saluran (m^2), (V) kecepatan aliran ($m/detik$), (R) radius hidraulik per bagian tampang, dan (n) nilai koefisien *manning*.

Kapasitas penampang dipengaruhi oleh koefisien *manning* (n) yang menunjukkan tingkat kekasaran saluran dan hambatan aliran. Nilai ini memengaruhi kecepatan serta kedalaman aliran, sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 3.

Tabel 3. Nilai Koefisien Manning

No	Tipe Saluran dan Jenis Bahan	Harga N		
		Min	Normal	Maks
1	Beton			
	Gorong-gorong lurus dan bebas kotoran	0,01	0,011	0,013
	Gorong-gorong dengan lengkungan dan sedikit kotoran /gangguan	0,011	0,013	0,014
	Beton dipoles	0,011	0,012	0,014
	Saluran pembuang dan bak kontrol	0,013	0,015	0,017
2	Tanah lurus dan seragam			
	Bersih baru	0,016	0,018	0,02
	Bersih telah melapuk	0,018	0,022	0,025
	Berkerikil	0,022	0,025	0,03
	Berumput pendek, sedikit tanaman pengganggu	0,022	0,027	0,033
3.	Saluran alam			
	Bersih lurus	0,025	0,03	0,033
	Bersih berkelok-kelok	0,033	0,04	0,045
	Banyak tanaman pengganggu	0,05	0,07	0,08
	Dataran banjir berumput pendek-tinggi	0,025	0,03	0,035
	Saluran belukar	0,035	0,05	0,07

Sumber: Chow (1959)

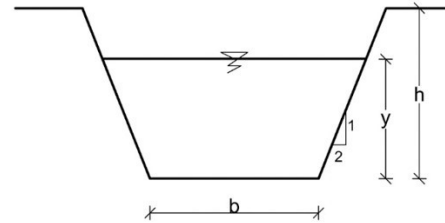
Selanjutnya HEC-RAS akan menghitung profil muka air. Konsep dasar perhitungan profil permukaan air berdasarkan persamaan energi adalah sebagi Pers (7) berikut.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{a \times v_2^2}{2 \times g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a \times v_1^2}{2 \times g} + h_e \quad (7)$$

Dimana (Z) ialah fungsi titik diatas garis referensi, (Y) fugnsi tekanan di suatu titik, (v) kecepatan aliran, (a) koefisien kecepatan, dan (h_e) *energy head loss*

Metode pengendalian banjir dengan normalisasi

Normalisasi sungai merupakan upaya rekayasa untuk meningkatkan kapasitas aliran melalui perbaikan geometri sungai, seperti pelurusan alur, perkuatan tebing, dan stabilisasi dasar sungai agar aliran tetap terkendali. Penampang yang digunakan disesuaikan dengan kondisi lapangan, salah satunya bentuk trapesium sebagai tampang ekonomis seperti ditunjukkan pada Gambar 4.



Gambar 4. Tampang Ekonomis Trapesium
Sumber: Afriyani dkk (2023)

Adapun persamaan yang digunakan dalam perhitungan penampang trapezium tersaji pada Pers (8), Pers (9), dan Pers (10) berikut.

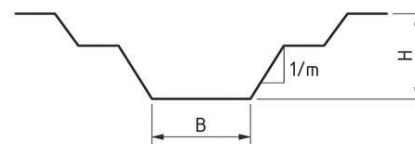
$$A = (B + mh)h \quad (9)$$

$$P = B + 2h\sqrt{m^2 + 1} \quad (10)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (11)$$

Dengan keterangan (A) luas penampang saluran (m^2), (B) lebar dasar saluran (m), (m) kemiringan talud, (h) tinggi muka air (m), (P) keliling basah (m), dan (R) ialah jari-jari hidraulik (m), (V) kecepatan aliran ($m/detik$).

Namun, berbeda dengan kondisi pada sungai alami yang memiliki bentuk dan geometri yang beragam sehingga perlu dibagi beberapa bagian/pias untuk menghitung luas penampangnya, seperti pada Gambar 5 berikut.



Gambar 5. Tampang Ekonomis Trapesium 2 Pias

Bagian-bagian tersebut dikelompokkan menjadi tiga alur yaitu alur bantaran kiri (*left overbank*), alur utama (*main channel*), dan alur bantaran kanan (*right overbank*).

Perencanaan tanggul

Perencanaan tanggul dilakukan dengan mempertimbangkan berbagai parameter utama, antara lain debit banjir rencana, elevasi muka air banjir, tinggi jagaan (*freeboard*), lebar puncak, kemiringan lereng, serta kondisi tanah dasar dan stabilitas

struktur (Kementerian PUPR, 2015) yang selanjutnya disajikan secara sistematis dalam Tabel 4 berikut. Parameter-parameter tersebut digunakan sebagai dasar dalam menentukan dimensi tanggul agar mampu menahan debit banjir rencana secara aman dan tetap memenuhi aspek stabilitas hidraulik

maupun geoteknik. Selain itu, penentuan dimensi tanggul juga mempertimbangkan kondisi eksisting sungai dan karakteristik aliran pada lokasi penelitian sehingga desain yang dihasilkan dapat berfungsi secara optimal dalam upaya pengendalian banjir.

Tabel 4. Nilai Koefisien *Manning*

Jenis Saluran	Ruang Bebas	Kecepatan Maksimal dan Minimal yang Diizinkan	Kemiringan Talud	
			Material tanah pada galian	Kemiringan Talud
Saluran Tanah (tidak dilapisi)	Min, $F=\sqrt{cy}$		Batu/Rock	1H:0,25V
	USBR		Tanah keras	1H:1H to 1H:2V
	Q (m ³ /detik)	F(m)	Lempung keras	1H:1V to 1H:2V
	<0,5	0,40	Pasir lempung	1H:1,5V to
	0,5–1,5	0,50	Pasir lumpur	1H:2,5V
	1,5–5,0	0,60	Tanah lembek	1H:2V to 1H:3V
	5,0–10,0	0,75		1H:3H to 1H:4H
	10–15	0,85		
	>15	1,00		
			Tanah yang Dipadatkan	
Saluran Dilapisi (Beton)	Min, $F=\sqrt{cy}$		Kedalaman air+ruang bebas, D, (m)	Min. Kemiringan Talud
	USBR		Df≤1,0	IV:1H
	Q (m ³ /detik)	F(m)	1,0<D<2,0	1V:1,5H
	0,5–1,5	0,20	Df>2,0	1V:2H
	1,5–5,0	0,20		
	5,0–10,0	0,25		
	10–15	0,30		
	>15	0,40		
	0,50			
Pasangan Batu Kali	Sama dengan beton	Min V = 0,60 m/detik Max V = 2,0 m/detik		Sama dengan beton

Sumber: Peraturan Menteri PUPR Nomor 12 (2014)

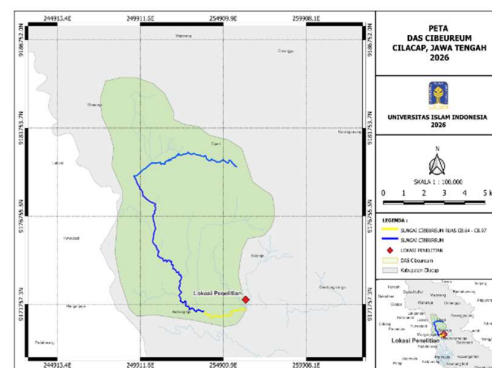
Metode Penelitian

Lokasi penelitian

Penelitian dilakukan di DAS Cibeureum, Sidareja, Cilacap dengan tiga stasiun hujan (Sidareja, Karang Sari, dan Manganti) sebagai dasar analisis curah hujan wilayah. Lokasi dan sebaran stasiun ditampilkan pada Gambar 5.

Data primer

Data primer diperoleh melalui wawancara masyarakat di Sidareja. Hasil wawancara menunjukkan banjir terjadi berulang saat musim hujan dengan tinggi genangan rata-rata ±60 cm akibat curah hujan tinggi.



Gambar 5. Peta Lokasi Penelitian

Data sekunder

Data yang digunakan berupa curah hujan harian periode 2013–2023 yang diperoleh dari Pos Karang Sari, Manganti, dan Sidareja. Selain itu, digunakan data penampang

melintang Sungai Cibeureum pada ruas CB.64–CB.97. Seluruh data sekunder dikumpulkan dari berbagai sumber, termasuk BBWS Citanduy.

Pengolahan data

Pengolahan data meliputi uji konsistensi curah hujan (RAPS), perhitungan hujan wilayah (Poligon Thiessen), serta analisis frekuensi yang diuji dengan Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov. Hujan efektif dihitung menggunakan SCS-CN dan distribusi hujan jam-jaman dengan ABM, sedangkan debit banjir ditentukan memakai HSS Nakayasu untuk kala ulang 2, 10, dan 25 tahun. Selanjutnya, hasil dimodelkan dengan HEC-RAS untuk analisis muka air dan digunakan sebagai dasar evaluasi serta perencanaan pengendalian banjir melalui normalisasi sungai dan perencanaan tanggul dengan kriteria *freeboard* 1 m.

Hasil dan Pembahasan

Uji kepenggahan metode RAPS

Pengujian kepenggahan dalam penelitian ini dilakukan pada beberapa Pos Curah Hujan (PCH) yaitu PCH Sidareja, PCH Manganti dan PCH Karangsari. Berikut ini merupakan rekapitulasi data uji kepenggahan dengan metode RAPS dari setiap stasiun di Sungai

Cibeureum yang dapat dilihat pada Tabel 5 sebagai berikut.

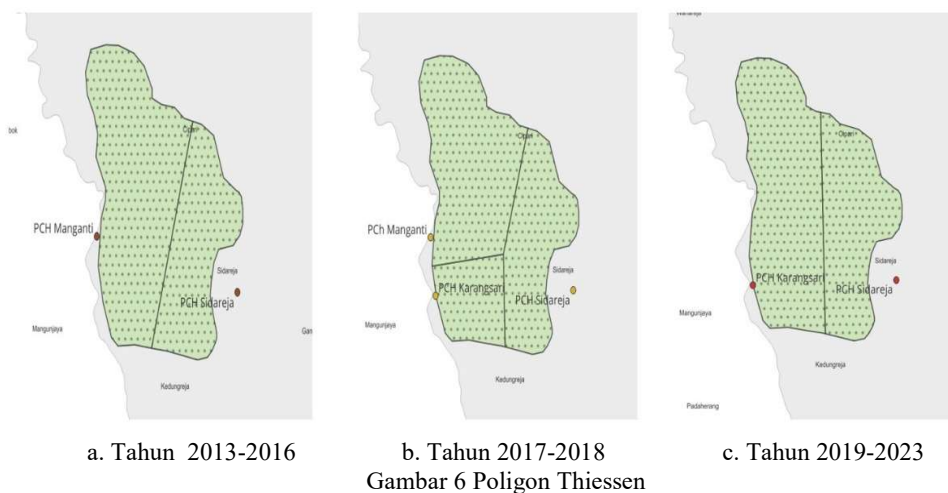
Tabel 5. Rekapitulasi Data Uji Kepenggahan

Stasiun	$\frac{R}{\sqrt{n}}$ hitung	$\frac{R}{\sqrt{n}}$ kritis	$\frac{Q}{\sqrt{n}}$ hitung	$\frac{Q}{\sqrt{n}}$ kritis	Hasil
Sidareja	0,603	1,295	0,599	1,148	Diterima
Manganti	0,843	1,22	0,629	1,140	Diterima
Karangsari	0,973	1,235	0,711	1,116	Diterima

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, diperoleh nilai $\frac{Q}{\sqrt{n}}$ hitung dan $\frac{R}{\sqrt{n}}$ hitung pada setiap stasiun lebih kecil dibandingkan dengan nilai $\frac{Q}{\sqrt{n}}$ kritis dan $\frac{R}{\sqrt{n}}$ kritis, maka nilai tersebut dinyatakan diterima atau panggah.

Hujan wilayah dengan poligon thiessen

Berdasarkan Poligon Thiessen, ditentukan luas pengaruh tiap stasiun hujan periode 2013–2023 disajikan pada Gambar 6 yang digunakan sebagai bobot hujan wilayah. Perubahan pembagian poligon pada tiap periode menunjukkan adanya variasi distribusi pengaruh stasiun. Rekapitulasi curah hujan rata-rata wilayah pada Tabel 6.



Tabel 6. Rekapitulasi Curah Hujan Rata-rata Kawasan 2013-2023

Tahun	Hujan Areal Maksimum (mm)
2013	92,577
2014	116,522
2015	94,071
2016	114,835
2017	78,880
2018	76,403
2019	33,900
2020	51,957
2021	30,016
2022	53,010
2023	71,714

Berikut merupakan perhitungan curah hujan rata-rata kawasan yang diwakili oleh curah hujan terbesar, yaitu curah hujan maksimum pada 19 Desember 2014. Hasil perhitungan tersebut disajikan pada Tabel 7.

Tabel 7. Rekapitulasi Curah Hujan Maksimum pada Tahun 2014

Tahun	Tanggal	Stasiun Sidareja	Stasiun Manganti	Stasiun Karangsari	Hujan areal (mm)
2014	19 Des	137	105	-	116,522

Hasil analisis frekuensi

Tabel 8 berikut menunjukkan bahwa distribusi *Log Pearson Tipe III* memiliki tingkat kecocokan terbaik sehingga layak digunakan dalam perencanaan. Kelayakan tersebut diverifikasi melalui uji *Chi-Kuadrat* dan *Smirnov-Kolmogorov* dengan membandingkan frekuensi teoritis dan data pengamatan.

Tabel 8. Pemilihan Jenis Distribusi

No	Jenis Sebaran	Hasil Perhitungan	Syarat Diterima	Keterangan
1	Gumbel	$C_s = -0,045$ $C_k = 1,562$	$C_s = 1,396$ $C_k = 5,400$	Tidak diterima
2	Normal	$C_s = -0,045$ $C_k = 1,562$	$C_s = 0,000$ $C_k = 3,000$	Tidak diterima
3	Log Normal	$C_s = -0,045$ $C_k = 1,562$	$C_s = 1,261$ $C_k = 5,956$	Tidak diterima
4	Pearson Tipe III	$C_s = -0,045$	$C_s \neq 0,000$	Diterima

Hasil uji chi-kuadrat dan smirnov-kolmogorov

Pada uji *Chi-Kuadrat* perhitungan χ^2_{hitung} , menghasilkan nilai 17,430, kemudian dibandingkan dengan χ^2_{kritis} , yang ditentukan berdasarkan derajat kebebasan (D_k) 1 dan taraf signifikansi 5% sebagaimana tercantum pada Tabel 9. Hasil uji menunjukkan bahwa nilai χ^2_{hitung} lebih kecil dari χ^2_{kritis} ($3,043 < 3,84$), sehingga data log curah hujan dinyatakan diterima dan sesuai dengan distribusi yang diuji.

Tabel 9. Rekapitulasi Nilai Uji *Chi-Kuadrat*

Derajat Kebebasan (D_k)	Derajat Kepercayaan (α)	χ^2_{hitung}	χ^2_{kritis}	Status
5	0,05	3,043	3,84	Diterima
1	0,05	3,043	6,63	Diterima

Kemudian, hasil uji *Smirnov-Kolmogorov* ditampilkan pada Tabel 10 berikut.

Tabel 10. Rekapitulasi Nilai Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Jumlah data (n)	Derajat Kepercayaan (α)			
	0,20	0,10	0,050	0,010
10	0,320	0,370	0,410	0,490
15	0,270	0,300	0,340	0,400
11	0,31	0,356	0,396	0,472

Setelah mendapatkan nilai D_{kritis} dari Tabel 10, kemudian bandingkan dengan nilai D_{max} . Syarat data dapat diterima apabila $D_{max} < D_{kritis}$. Nilai D_{max} sebesar $-0,0167 < \text{nilai } D_{kritis}$ sebesar 0,396, maka data memenuhi syarat

Hujan kala ulang

Berdasarkan data statistik *Log Pearson Tipe III*, maka diperoleh rekapitulasi nilai faktor frekuensi (k) distribusi *Log Pearson Tipe III* dan rekapitulasi hujan kala ulang yang dapat dilihat pada Tabel 11.

Tabel 11. Rekapitulasi Hujan Rancangan Kala Ulang

No	T (Tahun)	Log X_{rt} (mm)	S	K Log Pearson III	Log X_t (mm)	X_t (mm)
1	2			0,114	1,854	71,531
2	5			0,857	2,002	100,459
3	10	1,831	0,198	1,185	2,067	116,699
4	20			1,441	2,117	131,185
5	25			1,492	2,128	134,304
6	50			1,669	2,163	145,605
7	100			1,813	2,191	155,564

Dengan demikian, nilai hujan rancangan (X_t) sebesar 71,531 mm, yang merepresentasikan hujan rencana yang relatif sering terjadi dan menjadi acuan awal dalam analisis debit banjir rencana.

Hujan efektif

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai S sebesar 91,972 mm. Berikut merupakan langkah perhitungan hujan efektif, sebagai contoh perhitungan diwakili dengan kala ulang 2 tahun sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Sp_e &= \frac{(Sp - 0,2s)^2}{Sp + 0,8s} \\
 &= \frac{(73,416 - 0,2 \times 91,972)^2}{73,416 + 0,8 \times 91,972} \\
 &= 17,144 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan hujan efektif (P_e) tersebut, diperoleh nilai hujan efektif berkisar antara 17,144 mm untuk kala ulang 2 tahun.

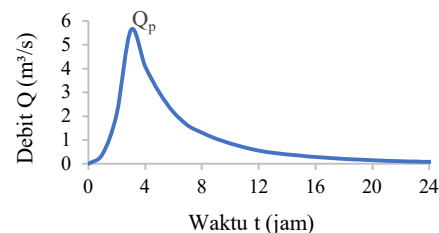
Distribusi hujan jam-jaman menggunakan ABM

Berdasarkan analisis distribusi hujan per jam menggunakan Metode ABM ditemukan pola

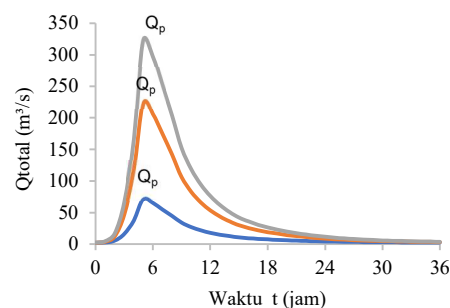
sebaran intensitas hujan untuk periode ulang 2 tahun, 10 tahun dan 25 tahun dengan durasi hujan 6 jam. Hasil analisis ini menunjukkan bahwa intensitas hujan tertinggi pada setiap periode ulang terjadi pada jam ketiga yang mengindikasikan bahwa puncak curah hujan terjadi di tengah durasi hujan.

Debit banjir rancangan dengan HSS Nakayasu

Dilakukan perhitungan hidrograf koreksi metode *Nakaysu* yang menunjukkan bahwa debit puncak yang dihasilkan sebesar 5,619 m³/detik dan terjadi pada waktu puncak 3 jam setelah hujan efektif dimulai. Hubungan antara waktu dan debit aliran tersebut divisualisasikan dalam bentuk grafik hidrograf satuan Nakayasu seperti ditunjukkan pada Gambar 7 dan hidrograf debit banjir rencana HSS Nakayasu pada Gambar 8 berikut.



Gambar 7. Grafik HSS Nakayasu



Gambar 8. Hidrograf Debit Banjir Rencana HSS Nakayasu

Perhitungan debit banjir rencana dilakukan menggunakan metode HSS Nakayasu untuk memperoleh besaran debit pada beberapa kala ulang sebagai dasar analisis pengendalian

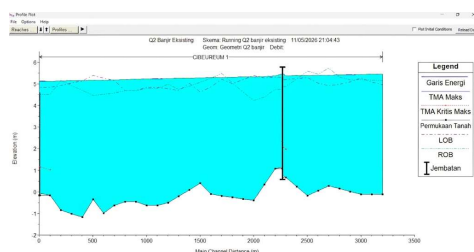
banjir. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa debit kala ulang 10 tahun (Q_{10}) sebesar 225,197 m³/detik dan kala ulang 25 tahun (Q_{25}) sebesar 323,949 m³/detik. Nilai tersebut telah sesuai dengan ketentuan dalam Peraturan Pemerintah No. 38 Tahun 2011 tentang Sungai yang menyatakan bahwa perencanaan pengendalian banjir perlu mempertimbangkan debit banjir rencana berdasarkan tingkat perlindungan. Rekapitulasi hasil perhitungan debit rencana disajikan pada Tabel 12.

Tabel 12. Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan 25 Tahun HSS Nakayasu

Kala ulang (Tahun)	Debit (m ³ /detik)
2	71,552
10	225,197
25	323,949

Kondisi eksisting

Kondisi eksisting ditetapkan berdasarkan data kejadian banjir eksisting pada tanggal 5 Desember 2024 seperti tinggi, lokasi limpasan, dan titik luapan yang benar-benar terjadi sesuai dengan data yang telah diperoleh dari lapangan. Hasil pemodelan diawali dengan penampang memanjang sungai melalui tampilan *Profile Plot* untuk memperlihatkan profil muka air sepanjang ruas sungai secara menyeluruh sebagaimana tersaji dalam Gambar 9 berikut.



Gambar 9. *Profile Plot* Kondisi Eksisting (Q_2)

Titik *cross section* Sta.23 dipilih sebagai lokasi tinjauan karena merupakan segmen yang dipengaruhi oleh keberadaan jembatan dan sekaligus digunakan sebagai lokasi kalibrasi model, sehingga merepresentasikan kondisi kritis dalam sistem aliran. Adapun

kondisi eksisting *cross section* Sta.2 terlampir pada Gambar 10.

Pada penampang jembatan Sta.23,5 terjadi penyempitan alur yang menyebabkan perubahan karakteristik hidraulika, seperti peningkatan kecepatan aliran dan kenaikan muka air di sekitar penampang, sehingga berpotensi menjadi titik kritis terhadap terjadinya limpasan. Kondisi tersebut terlihat dari hasil pemodelan yang ditampilkan pada Gambar 11.

Pemodelan debit banjir Q_2 menunjukkan selisih tinggi muka air antara hasil simulasi dan observasi sekitar ± 60 cm, yang mengindikasikan bahwa hasil simulasi masih berada dalam tingkat kesesuaian yang dapat diterima terhadap kondisi lapangan. Hasil tersebut disajikan dalam bentuk perbandingan antara elevasi muka air hasil simulasi dan elevasi tebing sungai untuk mengidentifikasi lokasi yang berpotensi mengalami limpasan atau banjir pada kondisi eksisting, sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 13.

Kondisi pengendalian

Dilakukan pemodelan sebanyak 4 skenario penampang rencana sebagai upaya pengendalian banjir tanpa mengubah trase sungai. Adapun skenario yang dimaksudkan ditampilkan pada Gambar 12.

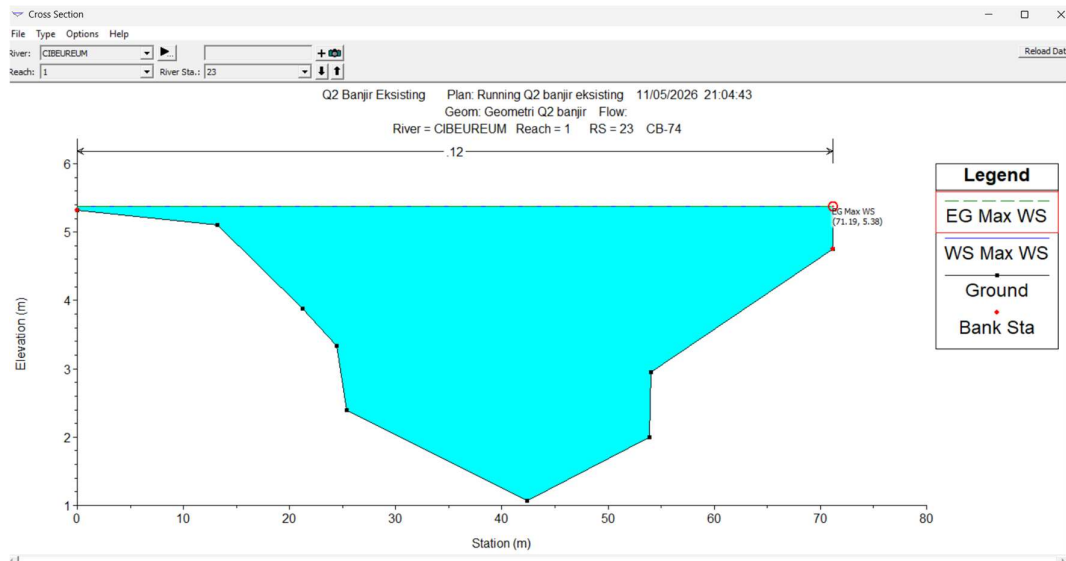
Hasil pemodelan hidraulik menunjukkan adanya limpasan pada beberapa segmen Sungai Cibeureum, baik di tebing kiri, kanan, maupun keduanya, terutama pada Sta.33 hingga Sta.0. Kondisi ini menandakan kapasitas penampang belum mampu menampung debit banjir rencana sehingga diperlukan perencanaan tanggul untuk meningkatkan kapasitas sungai dan mengurangi risiko luapan pada area rawan banjir.

Perencanaan tanggul

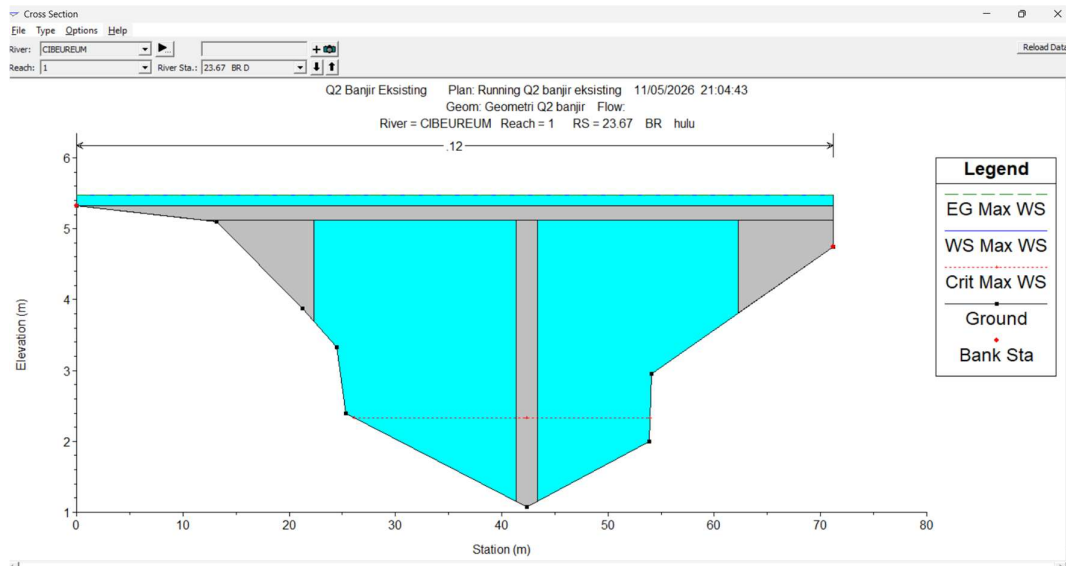
Perencanaan tanggul mempertimbangkan freeboard sesuai Permen PUPR No. 12 Tahun 2014. Hasil analisis menunjukkan skenario 1 membutuhkan tinggi tanggul 0,20–1,24 m dengan nilai maksimum di Sta.21, sehingga

berfungsi sebagai pengaman tambahan pada debit Q10. Sementara itu, skenario 3 lebih optimal pada debit Q25 dengan kebutuhan

tinggi 0,03–1,40 m, serta menunjukkan peningkatan kapasitas aliran dan penurunan potensi limpasan pada beberapa segmen.



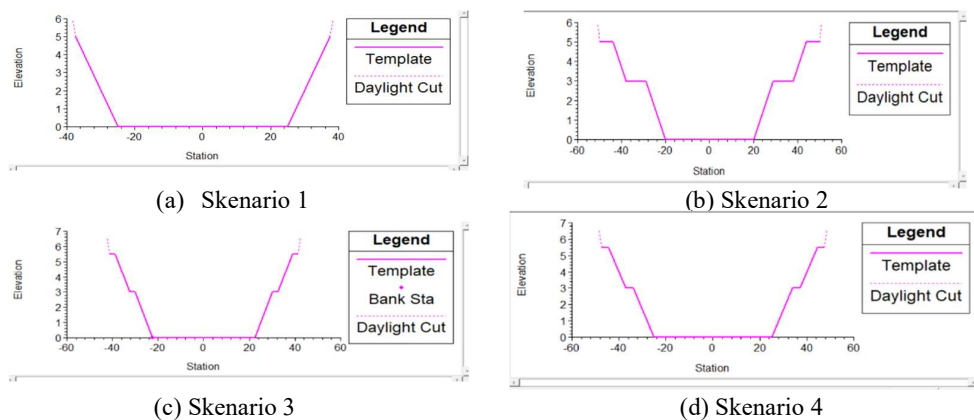
Gambar 10. Kondisi Eksisting Cross Section Sta. 2



Gambar 11. Kondisi Eksisting Jembatan Sta. 23,5

Tabel 13. Rekapitulasi Elevasi Muka Air Banjir Kondisi Eksisting

No	River Sta.	Cross Section	Jarak (m)	Elevasi LOB (m)	Elevasi ROB (m)	Elevasi Dasar (m)	Elevasi Muka Air (m)	Hasil
0	33	CB.64	100	4,97	5,16	-0,11	5,46	Banjir di ke 2 tebing
1	32	CB.65	100	5,08	5,18	-0,12	5,45	Banjir di ke 2 tebing
2	31	CB.66	100	5,29	5,21	-0,12	5,44	Banjir di ke 2 tebing
3	30	CB.67	100	5,09	5,19	0,01	5,43	Banjir di ke 2 tebing
4	29	CB.68	100	4,99	5,31	0,15	5,42	Banjir di ke 2 tebing
5	28	CB.69	100	4,92	5,74	0,28	5,41	Banjir di tebing kiri
6	27	CB.70	100	5,04	5,45	0,06	5,40	Banjir di tebing kiri
7	26	CB.71	100	5,3	5,6	-0,17	5,40	Banjir di tebing kiri
8	25	CB.72	100	5,25	5,23	0,24	5,39	Banjir di ke 2 tebing
9	24	CB.73	100	5,21	4,87	0,66	5,37	Banjir di ke 2 tebing
10	23	CB.74	100	5,32	4,75	1,07	5,37	Banjir di ke 2 tebing
11	22	CB.75	100	5,28	4,39	0,34	5,35	Banjir di ke 2 tebing
12	21	CB.76	100	5,39	4,24	-0,40	5,33	Banjir di tebing kanan
13	20	CB.77	100	5,21	4,61	-0,33	5,33	Banjir di ke 2 tebing
14	19	CB.78	100	5,02	5,05	-0,26	5,31	Banjir di ke 2 tebing
15	18	CB.79	100	5,22	5,49	-0,19	5,30	Banjir di tebing kiri
16	17	CB.80	100	4,86	5,27	-0,10	5,29	Banjir di ke 2 tebing
17	16	CB.81	100	4,63	5,08	0,40	5,28	Banjir di ke 2 tebing
18	15	CB.82	100	5,04	4,89	0,09	5,27	Banjir di ke 2 tebing
19	14	CB.83	100	4,69	4,76	-0,21	5,26	Banjir di ke 2 tebing
20	13	CB.84	100	4,79	4,99	-0,51	5,25	Banjir di ke 2 tebing
21	12	CB.85	100	4,84	4,8	-0,63	5,24	Banjir di ke 2 tebing
22	11	CB.86	100	4,84	4,8	-0,63	5,23	Banjir di ke 2 tebing
23	10	CB.87	100	4,69	4,69	-0,45	5,22	Banjir di ke 2 tebing
24	9	CB.88	100	4,69	4,69	-0,45	5,20	Banjir di ke 2 tebing
25	8	CB.89	100	5,16	4,58	-0,63	5,18	Banjir di ke 2 tebing
26	7	CB.90	100	5,26	4,52	-0,99	5,17	Banjir di tebing kanan
27	6	CB.91	100	5,39	4,47	-0,35	5,17	Banjir di tebing kanan
28	5	CB.92	100	5,15	4,7	-1,18	5,16	Banjir di tebing kanan
29	4	CB.93	100	5,05	4,92	-1,01	5,15	Banjir di ke 2 tebing
30	3	CB.94	100	4,93	5,16	-0,84	5,14	Banjir di tebing kiri
31	2	CB.95	100	4,85	4,52	-0,16	5,13	Banjir di ke 2 tebing
32	1	CB.96	100	4,85	4,52	-0,16	5,13	Banjir di ke 2 tebing
33	0	CB.97	100	2,81	2,97	-0,16	5,13	Banjir di ke 2 tebing



Gambar 12. Skenario Pemodelan Penampang Rencana

Kesimpulan

Hasil analisis menunjukkan debit banjir rencana Sungai Cibeureum ruas CB.64–CB.97 sebesar 71,552 m³/detik (Q₂), 225,197 m³/detik (Q₁₀), dan

323,949 m³/detik (Q₂₅) dengan waktu menuju puncak sekitar 3 jam.

Simulasi HEC-RAS 6.5 menunjukkan beberapa penampang belum mampu menampung debit banjir secara optimal.

Kondisi paling kritis terjadi di Sta.23 pada area jembatan Sta.23,5, dengan selisih muka air sekitar $\pm 0,6$ m yang masih dalam batas validasi model.

Evaluasi menggunakan HEC-RAS 6.5 dan mengacu pada Permen PUPR No. 12 Tahun 2014 menunjukkan bahwa skenario 1 (Q_{10}) dan skenario 3 (Q_{25}) merupakan alternatif paling efektif untuk pengendalian banjir pada ruas Sungai Cibeureum CB.64–CB.97.

Daftar Pustaka

- Anggraeni, P. S. (2024, Sept 12). Hujan deras sebabkan Sungai Cibeureum meluap, warga mengungsi ke Aula Koramil Sidareja. Diambil dari <https://banyumas.tribunnews.com/2024/12/05/hujan-deras-sebabkan-sungai-cibeureum-meluap-warga-mengungsi-ke-aula-koramil-sidareja>
- Chow, V. T. (1959). Open-channel hydraulics. *McGraw-Hill*
- Harto, S. (1993). Analisis Hidrologi Jakarta. *Gramedia Pustaka Utama*.
- Indarto, H. (2016). Metode Analisis dan Tool untuk Interpretasi Hidrograf Aliran Sungai, Edisi Pert. *Jakarta: Bumi Aksara*.
- Istiarto, (2014). Simulasi Aliran 1-Dimensi Dengan Bantuan Paket Program Hidrodinamika HEC-RAS Jenjang Dasar: Simple Geometry. *Universitas Gadjah Mada*.
- Kementerian PUPR. (2014). Pedoman Pengelolaan Bencana Banjir. *Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 12/PRT/M/2014 tentang penyelenggaraan sistem drainase perkotaan*. Kementerian PUPR.
- Maryono, A. (2020). Menangani banjir, kekeringan dan lingkungan. *Ugm Press*.
- Soewarno, S. (1995). Hidrologi: Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data. *Nova Bandung*.
- Suripin, S., & Eng, M. (2004). Sistem drainase perkotaan yang berkelanjutan. *Yogyakarta: Andi*.
- Triatmodjo, B. (2008). Hidrologi Terapan. *Yogyakarta. Beta Offset*.