

**TUGAS AKHIR**

**ANALISIS PENGENDALIAN GENANGAN DENGAN  
KOLAM RETENSI DI WILAYAH SENTUL-RSUD  
CILACAP  
(ANALYSIS OF PUDDLE CONTROL WITH  
RETARDING BASIN IN SENTUL-RSUD CILACAP  
AREA)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Rifki Aufa Ainun Rahman**

**18511248**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL – PROGRAM SARJANA  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
YOGYAKARTA**

**2023**

## TUGAS AKHIR

# ANALISIS PENGENDALIAN GENANGAN DENGAN KOLAM RETENSI DI WILAYAH SENTUL-RSUD CILACAP (ANALYSIS OF PUDDLE CONTROL WITH RETARDING BASIN IN SENTUL-RSUD CILACAP AREA)

Disusun oleh

**Rifki Aufa Ainun Rahman**

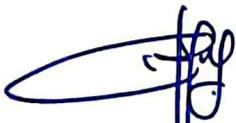
**18511248**

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan  
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 11 April 2023

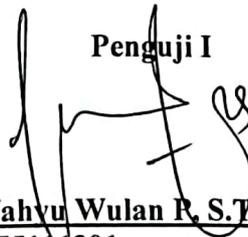
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng.  
NIK: 165110105

Penguji I



D.A. Wahyu Wulan R., S.T., M.T.  
NIK: 15511301

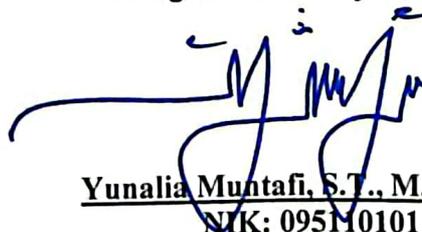
Penguji II



Dr. Ir. Sri Amini Y.A., M.T  
NIK: 885110101

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil



Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D  
NIK: 095110101



## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir yang saya susun sebagai syara untuk memenuhi salah satu persyaratan pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 11 April 2023  
Pembuat Pernyataan,



Rifki Aufa Ainun Rahman  
(18511248)

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan segala rahmat, taufik serta hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Analisis Pengendalian Banjir Dengan Kolam Retensi Di Kota Cilacap” yang merupakan salah satu syarat menyelesaikan studi serta memperoleh Derajat Sarjana Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Penyusunan Tugas Akhir ini dapat berjalan dengan baik berkat bantuan, bimbingan, dan kerjasama dari berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis ingin menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Slamet dan Ibu Mulyani selaku orang tua penulis yang telah berkorban begitu banyak baik material maupun spiritual hingga selesainya Tugas Akhir ini.
2. Ibu Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng., selaku Dosen Pembimbing yang memberikan arahan, bimbingan sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan.
3. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
4. Bapak Ilya Fadjar Maharika, Dr.-Ing., Ir., MA., IAL., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Bapak Demas Vidi Pramandari, ST., MT. sebagai Direktur Utama CV. Hycon Andrameda.
6. Saudara Rio Alviansyah, yang sudah bersedia menjadi mentor/tutor dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

7. Saudara Riza Fauzi Nurrahman, Gunawan Shafareza, Faiz Hakim Albana, Benny Mukti, Sultan Muhammad Ramadhan dan seluruh pihak yang tidak dapat disebutkan satu yang telah memberikan motivasi, semangat, dan mendoakan selama pengerjaan Tugas Akhir.
8. Teman-teman Teknik Sipil angkatan 2018 yang sudah memberikan bantuan selama proses perkuliahan hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini.

Dalam penulisan Tugas Akhir ini. Oleh sebab itu, penulis mengharapkan saran dan kritik untuk memperbaikinya. Semoga skripsi ini dapat bermanfaat bagi penulis dan para pembaca.

Yogyakarta, 11 April 2023  
Penulis,



Rifki Aufa Ainun Rahman  
(18511248)

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR LAMPIRAN	xi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat Penelitian	2
1.5 Batasan Penelitian	2
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	3
2.1 Penelitian Terdahulu	3
2.2 Perbedaan Dengan Penelitian Terdahulu	7
BAB III LANDASAN TEORI	14
3.1 Analisis Hidrologi	14
3.1.1 Hujan Kawasan	14
3.1.2 Periode Ulang Hujan (PUH)	15
3.1.3 Analisis Frekuensi Hujan	16
3.2 Analisis Hidrolika	30
3.2.1 Geometri Penampang Melintang Saluran	30
3.2.2 Perhitungan Geometri Penampang Saluran Trapesium	30

3.2.3	Kemiringan Dasar Saluran	32
3.2.4	Kecepatan Aliran	32
3.2.5	Debit Aliran	33
3.3	Kolam Retensi	34
3.3.1	Perhitungan Kapasitas Kolam	35
3.3.2	Waktu konsentrasi ( $t_c$ )	35
3.3.3	Intensitas Hujan Rencana	36
3.3.4	Koefisien Aliran (C)	36
3.3.5	Analisis Debit Rencana	38
3.3.6	Kebutuhan Pintu Air	39
3.3.7	Aliran Keluar ( <i>outflow</i> )	40
<b>BAB IV</b>	<b>METODE PENELITIAN</b>	<b>42</b>
4.1	Lokasi Penelitian	42
4.2	Pengumpulan Data	43
4.3	Analisis Data	43
4.3.1	Analisis Hidrologi	43
4.3.2	Analisis Hidrolika	44
4.4	Bagan Alir Penelitian	44
<b>BAB V</b>	<b>ANALISIS DAN PEMBAHASAN</b>	<b>46</b>
5.1	Analisis Hidrologi	46
5.1.1	Analisis Parameter Statistik	49
5.1.2	Analisis Frekuensi	51
5.2	Analisis Hidrolika	55
5.2.1	Perhitungan Geometri Penampang Saluran Trapesium	56
5.2.2	Kemiringan Dasar Saluran	56
5.2.3	Kecepatan Aliran	57
5.2.4	Kapasitas Saluran	57

5.3	Analisis Kapasitas Kolam Retensi	57
5.3.1	Waktu Konsentrasi	58
5.3.2	Analisis Intensitas Hujan Rencana	58
5.3.3	Analisis Koefisien Aliran	59
5.3.3	Analisis Debit Rencana	60
5.3.4	Hidrograf Aliran Masuk	61
5.3.5	Kapasitas Maksimum Kolam	69
5.3.6	Dimensi Pintu Air	71
5.3.7	Kapasitas Pompa	71
5.4	Pembahasan	73
<b>BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN</b>		75
6.1	Kesimpulan	75
6.2	Saran	75
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>		76

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Tabel Rekapitulasi Hasil Penelitian Terdahulu	8
Tabel 3. 1 Kala Ulang Berdasarkan Tipologi Kota	16
Tabel 3. 2 Persyaratan Parameter Statistik Suatu Distribusi	19
Tabel 3. 3 Tabel nilai K untuk Distribusi Log Pearson	20
Tabel 3. 5 Hubungan n (besar sampel) dengan $Y_n$ dan $S_n$	23
Tabel 3. 6 Nilai <i>Reduced Variated</i> ( $Y_t$ )	24
Tabel 3. 7 Nilai Variabel Reduksi Gauss	26
Tabel 3. 8 Nilai <i>Chi-kuadrat Critic</i>	29
Tabel 3. 9 Harga Koefisien Mannning	33
Tabel 3. 10 Koefisien Pengaliran (C)	37
Tabel 5. 1 Data Hujan Stasiun Hujan Cilacap	47
Tabel 5. 2 Data Catchment Area	48
Tabel 5. 3 Analisis Hujan Maksimum Tahunan	49
Tabel 5. 4 Analisis Parameter Statistik	51
Tabel 5. 5 Analisis Distribusi Log Pearson III	51
Tabel 5. 6 Analisis Kecocokan Distribusi Log Pearson III	54
Tabel 5. 7 Data Saluran	55
Tabel 5. 8 Intensitas Hujan	58
Tabel 5. 9 Tata Guna Lahan	59
Tabel 5. 10 Debit Metode Rasional	60
Tabel 5. 11 Debit Metode Modifikasi Rasional	61
Tabel 5. 12 Volume Kumulatif Metode Rasional	63
Tabel 5. 13 Volume Kumulatif Metode Modifikasi Rasional	66
Tabel 5. 14 Volume Kumulatif Metode Modifikasi Rasional	68

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Metode Polygon Thiessen	15
Gambar 3. 2 Penampang Saluran Trapesium	30
Gambar 3. 3 Skematik Unit Hidrograf	35
Gambar 3. 4 Skematik Unit Hidrograf yang Sudah Dimodifikasi	35
Gambar 3. 5 Kapasitas Pompa Purity Pump	40
Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian	42
Gambar 4. 2 Bagan Alir Penelitian	45
Gambar 5. 1 Lokasi Stasiun Hujan dan Poligon Thiessen	46
Gambar 5. 2 Catchment Area	48
Gambar 5. 3 Kondisi Saluran Eksisting	55
Gambar 5. 4 Tata Guna Lahan	59
Gambar 5. 5 Grafik Hidrograf Metode Rasional	62
Gambar 5. 6 Grafik Hidrograf Metode Modifikasi Rasional	65
Gambar 5. 7 Grafik Hidrograf Metode Modifikasi Rasional	67
Gambar 5. 8 Denah Kolam Retensi	69
Gambar 5. 9 Grafik Debit Kumulatif Aliran	70
Gambar 5. 10 Pompa Submersible	71
Gambar 5. 11 Flow Diagram Head Pump	72

## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1. Peta Titik Letak Stasiun Hujan Di Kabupaten Cilacap	79
Lampiran 2. Tabel Curah Hujan di Kota Cilacap dan Sekitarnya	80
Lampiran 3. Peta Saluran Pembuang Kota Cilacap	81



## DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

$A_1, A_2, A_n$	: Luas areal polygon masing-masing pos penakaran hujan
$\alpha$	: Banyaknya keterikatan (banyaknya parameter)
$b$	: Lebar penampang (m)
$C$	: Koefisien aliran
$C_k$	: Koefisien kurtosis
$C_s$	: Koefisien skewness / Koefisien Penyimpanan
$C_v$	: Koefisien variasi
$D$	: lama genangan yang diperbolehkan (hari)
$dK$	: Derajat kebebasan
$D_x$	: Nilai batasan pada frekuensi yang diobservasi
$E_f$	: Frekuensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya
$e_1$	: Elevasi di titik awal/bagian tinggi (m)
$e_2$	: Elevasi di bagian akhir/bagian rendah (m)
$h$	: Kedalaman luas basah maksimum (m)
$H$	: Tinggi tekanan efektif (m)
$I$	: Intensitas hujan rencana (mm)
$K$	: Koefisien variabel standar untuk $X$ yang besarnya tergantung koefisien kemencengan ( $C_s$ )
$K_T$	: Faktor frekuensi, yaitu fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang
$L$	: Panjang lintasan aliran di atas permukaan lahan (km)
$L_p$	: Panjang ambang peluap (m)
$L_s$	: Panjang lintasan aliran di dalam saluran/sungai (m).
$\log \bar{X}$	: Logaritma rata-rata

$L_s$	: Panjang lintasan aliran di dalam saluran/sungai (m)
$m$	: Kemiringan dinding saluran
$n$	: Jumlah pos penakaran hujan
$Of$	: Frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama (frekuensi yang diobservasi)
$P$	: Keliling basah (m)
$P_x$	: Banyaknya keterikatan untuk uji Chi-Kuadrat
$X_1, X_2, X_n$	: Curah hujan yang tercatat di pos penakaran hujan
$Q$	: Debit puncak ( $m^3/detik$ )
$Q_p$	: Kapasitas pompa drainase ( $m^3/detik$ )
$R$	: Jari jari hidraulik (m)
$X_{24}$	: Hujan rencana (mm)
$S$	: Standar deviasi nilai varian
$S_{log}$	: Standar deviasi dari logaritma
$Sn$	: <i>Reduced standard deviation</i> yang tergantung pada jumlah sampel
$t$	: Durasi hujan atau waktu konsentrasi (jam)
$t_c$	: Waktu konsentrasi/lamanya curah hujan (jam)
$t_a$	: Waktu yang dibutuhkan air untuk mengalir di sepanjang saluran sampai ke titik kontrol yang ditentukan di bagian hilir
$V$	: Kecepatan aliran di dalam saluran (m/s)
$Vol$	: Volume kumulatif kolam ( $m^3$ )
$w$	: Tinggi jagaan (m)
$\bar{X}$	: Curah hujan rata-rata (mm/hari)
$X_{cr}^2$	: Chi-Kuadrat Kritik
$X_{max}$	: Nilai maksimum frekuensi yang diobservasi
$X_{min}$	: Nilai minimum frekuensi yang diobservasi
$X_T$	: Perkiraan nilai hujan rencana periode ulang T (mm)
$Y_n$	: <i>Reduced mean</i> yang tergantung pada jumlah sampel
$Y_t$	: <i>Reduced variated</i> , mempunyai nilai yang berbeda pada setiap periode ulang

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Pengembangan daerah, pertumbuhan ekonomi dan perkembangan penduduk merupakan hal yang tak terhindarkan pada suatu wilayah perkotaan. Kepadatan penduduk dan densitas bangunan akan selalu mengikuti kondisi tersebut. Semakin padat bangunan semakin berkurang areal terbuka untuk resapan air. Hal ini berakibat semakin meningkatnya porsi *runoff* dari hujan, sehingga tidak mengherankan jika limpasan air permukaan yang semakin banyak ini menimbulkan persoalan tersendiri bagi suatu kawasan perkotaan.

Berdasarkan data Badan Pusat Statistik Kabupaten Cilacap pada tahun 2021 Kota Cilacap merupakan daerah dengan kepadatan penduduk yang tinggi dengan 10.421 jiwa per km<sup>2</sup>, dengan kepadatan penduduk ini maka akan berbanding lurus dengan densitas bangunannya. Selaras dengan hal tersebut Kota Cilacap memiliki berbagai permasalahan, salah satu permasalahan yang timbul ketika hujan berlangsung, yang tidak lama kemudian genangan terjadi di beberapa lokasi. Genangan ini telah membatasi pergerakan lalu lintas masyarakat, gangguan lingkungan, dan tentu kerugian ekonomi akibat terhambatnya mobilitas barang dan aktivitas jasa.

Salah satu metode yang dapat dilakukan untuk mengatasi genangan adalah dengan metode kolam retensi. Konsep dari kolam retensi sendiri adalah menampung volume air ketika debit maksimum di sungai datang, kemudian secara perlahan mengalirkannya kembali ke sungai ketika debit di sungai sudah kembali normal. Secara spesifik kolam retensi akan memangkas puncak banjir yang ada di sungai, diresapkan dan sisanya dapat dialirkan ke sungai atau saluran pembuang secara perlahan-lahan.

Oleh karena itu melalui perencanaan kolam retensi pada tugas akhir ini perlu dilakukan sehingga dapat menjadi masukan yang tepat untuk penanganan yang terjadi di Kota Cilacap.

### **1.2 Rumusan Masalah**

Rumusan masalah penelitian yang dilakukan antara lain sebagai berikut.

1. Berapa debit banjir kala ulang 10 tahun sebagai *inflow* kolam retensi?
2. Berapa dimensi dan volume kolam retensi yang dibutuhkan?
3. Berapa kapasitas pompa yang dibutuhkan kolam retensi untuk dapat mengalirkan air kembali menuju sungai?

### **1.3 Tujuan Penelitian**

Tujuan penelitian yang dilakukan antara lain sebagai berikut.

1. Mengetahui debit banjir kala ulang 10 tahun sebagai *inflow* kolam retensi,
2. Mengetahui dimensi dan volume kolam retensi, dan
3. Mengetahui kapasitas pompa yang dibutuhkan kolam retensi untuk dapat mengalirkan air kembali menuju sungai.

### **1.4 Manfaat Penelitian**

Manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah menjadi masukan perencanaan dalam penanganan genangan di Kota Cilacap.

### **1.5 Batasan Penelitian**

Batasan penelitian yang dilakukan antara lain sebagai berikut.

1. Perencanaan kolam retensi dilakukan di sebelah tenggara RSUD Cilacap sesuai rujukan utama Masterplan Drainase Perkotaan Cilacap 2021,
2. Tidak menghitung sedimentasi, rembesan, dan evaporasi pada kolam retensi
3. Tidak menggambar detail kolam retensi,
4. Menggunakan pompa dengan merek Purity sebagai acuan analisis, dan
5. Tidak menghitung volume pekerjaan dan Rencana Anggaran Biaya (RAB) kolam retensi.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Penelitian Terdahulu**

Kajian penelitian terdahulu merupakan penelitian yang telah dilakukan dengan topik yang dibahas memiliki hubungan dengan penelitian yang akan dilakukan sebagai tinjauan pustaka yang dimana disampaikan dalam bentuk ringkasan. Pentingnya kajian penelitian terdahulu adalah memberikan acuan dan referensi agar penelitian yang dilakukan dapat memenuhi tujuan penelitian.

Pemilihan penelitian terdahulu yang digunakan sebagai referensi utama dengan mempertimbangkan topik bahasan, metode yang digunakan, dan hasil dari penelitian terdahulu.

Selanjutnya akan dibahas mengenai beberapa hasil penelitian terdahulu yang sebelumnya sudah dilaksanakan yang digunakan sebagai referensi pustaka, bahan pertimbangan, dan referensi untuk penelitian, sekaligus menghindari duplikasi pada penelitian yang dilakukan. Penelitian terdahulu yang digunakan sebagai tinjauan pustaka dalam penelitian ini antara lain.

1. Penelitian tentang “Pola Pengendalian Banjir Kawasan Bambu Kuning Kota Jayapura” yang dilakukan oleh Koyari (2012). Penelitian tersebut mengevaluasi kapasitas saluran eksisting menggunakan metode Rasional Modifikasi dengan tujuan untuk menyiapkan pola dan rancangan penanggulangan banjir pada kawasan Bambu Kuning Kota Jayapura yang merupakan refleksi dari pertumbuhan kota Jayapura saat ini dan masa yang akan datang, serta melaksanakan rencana tersebut menggunakan skala prioritas secara bertahap. Hasil dari penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut.
  - a. Sistem drainase eksisting tidak mampu menampung debit limpasan permukaan, hal ini karena dimensi saluran drainase terlalu kecil yaitu lebar 0,3 m dan tinggi saluran 0,3 m dengan kapasitas tampungan

sebesar 355 m<sup>3</sup>, sedangkan volume banjir limpasan permukaan adalah 5.700m<sup>3</sup>.

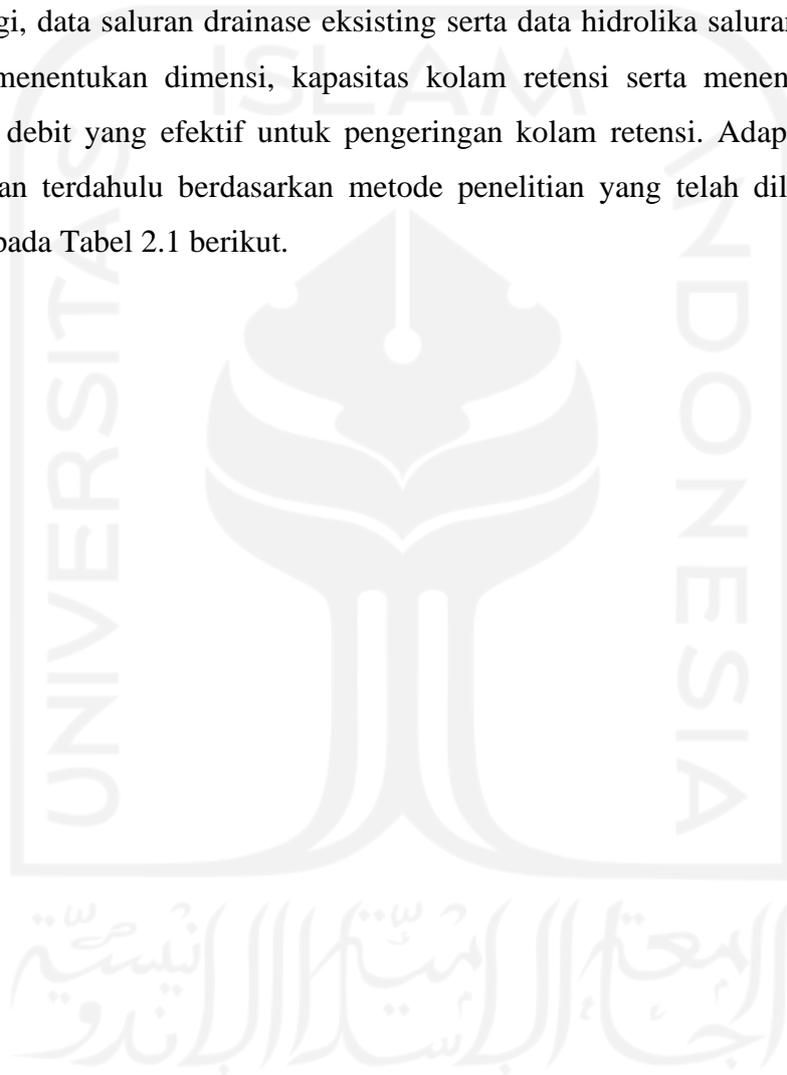
- b. Tidak adanya *outlet* drainase dari kolam tampungan sehingga genangan meluap ke jalan raya.
  - c. Kapasitas kolam tampungan berkurang dari volume 5.169 m<sup>3</sup> menjadi 3.500 m<sup>3</sup> akibat adanya permukiman penduduk yang dibangun diatas kolam tampungan dengan cara menimbun kolam tampungan dengan tanah.
  - d. Dari hasil analisis ranking prioritas alternatif kegiatan pengendalian banjir adalah pembuatan *Long Storage Channel*.
2. Penelitian Tentang “Studi Kolam Retensi sebagai Upaya Pengendalian Banjir Sungai Way Simpur Kelurahan Palapa Kecamatan Tanjung Karang Pusat” yang dilakukan oleh Florince dkk (2015). Penelitian tersebut bertujuan untuk merencanakan dan menganalisis pengaruh pembuatan kolam retensi untuk mengendalikan banjir pada Jalan Duana, Kelurahan Palapa, Kecamatan Tanjung Karang Pusat yang dialiri Sungai Way Simpur dengan menggunakan Metode Rasional. Hasil dari penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut.
- a. Berdasarkan pengukuran dispersi diperoleh distribusi yang cocok adalah Distribusi Log Pearson III dan diperoleh nilai curah hujan rencana untuk kala ulang 5 tahun sebesar 115,5815 mm. Dengan durasi hujan diperkirakan selama 3 jam diperoleh nilai intensitas hujan dengan rumus Mononobe untuk kala ulang 5 tahun sebesar 19,2636 mm/jam. Koefisien pengaliran pada DAS diperoleh sebesar 0,7701 dengan luas DAS 1.228.292,0071 m<sup>2</sup>. Nilai debit hujan untuk kala ulang 5 tahun dengan metode rasional diperoleh nilai 5,0617 m<sup>3</sup>/detik.
  - b. Luas lahan yang tersedia untuk pembuatan kolam retensi sebesar 14.800 m<sup>2</sup> yang dibagi menjadi beberapa fungsi yaitu kolam tampungan 8.296 m<sup>2</sup> dan area publik 4.604 m<sup>2</sup>.

- c. Nilai Qhujan adalah  $5,0617 \text{ m}^3/\text{detik}$  sedangkan nilai Qteoritis adalah  $4,1581 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Karena Qhujan lebih besar daripada Qteoritis, dapat disimpulkan bahwa saluran drainase eksisting sudah tidak cukup lagi untuk menampung debit banjir yang ada.
  - d. Kolam retensi direncanakan dengan kedalaman 1,5 meter dan tinggi jagaan 1,5 meter. Kemiringan tanggul 1:1,5. Volume kolam tampung  $11.697,6188 \text{ m}^3$ .
  - e. Kapasitas infiltrasi awal sebesar  $4,32 \text{ cm/jam}$ , pada menit ke-45 sebesar  $1,3499 \text{ cm/jam}$ , pada menit ke-90 sebesar  $1,0369 \text{ cm/jam}$ , pada menit ke-135 sebesar  $1,0039 \text{ cm/jam}$ , pada menit ke-180 sebesar  $1,0004 \text{ cm/jam}$ . Nilai kapasitas infiltrasi berkurang terhadap waktu hingga akhirnya mencapai nilai konstan.
  - f. Kapasitas total kolam tampungan sebesar  $12.074,1058 \text{ m}^3$ . Waktu yang dibutuhkan kolam dari kosong hingga terisi penuh adalah 29,0202 menit.
  - g. Rencana anggaran biaya yang diperlukan untuk membuat kolam retensi di Jalan Duana sebesar Rp 1.838.436.742,69.
3. Penelitian tentang “Analisa Perencanaan Kolam Retensi Dalam Menanggulangi Bencana Banjir Di Desa Tegaldowo Kab. Pekalongan” yang dilakukan oleh Amrullah (2018). Penelitian tersebut dimaksudkan untuk menghitung kecukupan kolam retensi dengan variasi pompa yang disediakan untuk menanggulangi banjir di Desa Tegaldowo Kabupaten Pekalongan dengan menggunakan Metode Rasional. Hasil dari penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut.
- a. Pada kolam retensi dihasilkan variasi volume kolam retensi dan kapasitas pompa sebagai berikut:
    1. Pompa dengan debit  $4,82 \text{ m}^3/\text{detik}$  dibutuhkan volume kolam retensi sebesar  $29532 \text{ m}^3$  dengan durasi pemompaan 5 jam.
    2. Pompa dengan debit  $4,39 \text{ m}^3/\text{detik}$  dibutuhkan volume kolam retensi sebesar  $33150 \text{ m}^3$  dengan durasi pemompaan 5,5 jam.

3. Pompa dengan debit  $4,02 \text{ m}^3/\text{detik}$  dibutuhkan volume kolam retensi sebesar  $36165 \text{ m}^3$  dengan durasi pemompaan 6 jam.
  - b. Dimensi penampang drainase terbesar dengan  $b= 1,4\text{m}$  dan  $h= 0,7 \text{ m}$
  - c. Dimensi penampang drainase terkecil dengan  $b = 1 \text{ m}$  dan  $h = 0,5 \text{ m}$
  - d. Kecepatan aliran maksimum saluran drainase adalah  $2,73 \text{ m}^3/\text{detik}$ .
  - e. Kecepatan aliran minimum saluran drainase adalah  $1,09 \text{ m}^3/\text{detik}$ .
4. Penelitian tentang “*Hydrological Modelling and Evaluation of Detention Ponds to Improve Urban Drainage System and Water Quality*” yang dilakukan oleh Souza et.al. (2019). Penelitian tersebut bertujuan untuk menganalisis membandingkan proses hidrologi dan hidrolik dengan berbagai model kolam retensi pada sub-DAS di wilayah perkotaan Brazilia, Brazil dengan menggunakan model SWMM ke dalam program PCSWMM - *Personal Computer Storm Water Management Model*. Penelitian tersebut dilakukan dengan menggunakan *software Storm Water Management Model (SWMM)* untuk memperoleh volume limpasan air. Hasil dari penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut.
  - a. Kolam retensi yang terletak di tengah DAS memiliki pengaruh lebih kecil dibanding kolam retensi yang terletak di hilir, namun dapat berkontribusi lebih baik terhadap jaringan drainase dengan mengurangi titik luapan pada sistem drainase..
  - b. Kolam retensi yang berada pada bagian hilir menghasilkan redaman yang lebih signifikan 10-30% dibanding kolam yang berada pada tengah DAS, sehingga dimungkinkan untuk mengurangi dimensi kolam hingga 20% lebih kecil.
  - c. Pada simulasi ini menunjukkan kolam retensi mempengaruhi pengurangan beban sistem drainase sebesar 40-60% ketika terjadi hujan kritis.

## **2.2 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang akan Dilakukan**

Perbedaan penelitian ini dengan penelitian-penelitian terdahulu adalah dalam penelitian ini dilakukan perencanaan kolam retensi untuk mereduksi banjir yang terjadi di Kota Cilacap dengan meninjau kapasitas kolam berdasarkan data hidrologi, data saluran drainase eksisting serta data hidrolika saluran drainasinya untuk menentukan dimensi, kapasitas kolam retensi serta menentukan pompa dengan debit yang efektif untuk pengeringan kolam retensi. Adapun perbedaan penelitian terdahulu berdasarkan metode penelitian yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.



**Tabel 2. 1 Tabel Rekapitulasi Hasil Penelitian Terdahulu**

Judul Penelitian	Lokasi Penelitian	Metode Penelitian	Penulis	Hasil Penelitian
Pola Pengendalian Banjir Kawasan Bambu Kuning Kota Jayapura	Bambu Kuning Kota Jayapura	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Evaluasi kapasitas saluran eksisting menggunakan metode rasional modifikasi</li> <li>2. Menentukan pola penanganan drainase menggunakan skala prioritas</li> </ol>	Elroy Koyari, Dwi Priyantoro, dan Dian Sisinggih (2012)	<ol style="list-style-type: none"> <li>a. Sistem drainase eksisting tidak mampu menampung debit limpasan permukaan, hal ini karena dimensi saluran drainase terlalu kecil yaitu lebar 0,3 m dan tinggi saluran 0,3 m dengan kapasitas tampungan sebesar 355 m<sup>3</sup>, sedangkan volume banjir limpasan permukaan adalah 5.700m<sup>3</sup>.</li> <li>b. Tidak adanya outlet drainase dari kolam tampungan sehingga genangan meluap ke jalan raya.</li> <li>c. Kapasitas kolam tampungan berkurang dari volume 5.169 m<sup>3</sup> menjadi 3.500 m<sup>3</sup> akibat adanya permukiman penduduk yang dibangun diatas kolam tampungan dengan cara menimbun kolam tampungan dengan tanah.</li> <li>d. Dari hasil analisis ranking prioritas alternatif kegiatan pengendalian banjir adalah pembuatan Long Storage Channel.</li> </ol>

**Lanjutan Tabel 2. 2 Tabel Rekapitulasi Hasil Penelitian Terdahulu**

Judul Penelitian	Lokasi Penelitian	Metode Penelitian	Penulis	Hasil Penelitian
<p>Studi Kolam Retensi sebagai Upaya Pengendalian Banjir Sungai Way Simpur Kelurahan Palapa Kecamatan Tanjung Karang Pusat</p>	<p>Jalan Duana, Kelurahan Palapa, Kecamatan Tanjung Karang Pusat</p>	<p>Perhitungan debit hujan menggunakan Metode Rasional</p>	<p>Florince, Nur Arifaini, dan Idharmahadi Adha (2015)</p>	<p>a. Berdasarkan pengukuran dispersi diperoleh distribusi yang cocok adalah Distribusi Log Pearson III dan diperoleh nilai curah hujan rencana untuk kala ulang 5 tahun sebesar 115,5815 mm. Dengan durasi hujan diperkirakan selama 3 jam diperoleh nilai intensitas hujan dengan rumus Mononobe untuk kala ulang 5 tahun sebesar 19,2636 mm/jam. Koefisien pengaliran pada DAS diperoleh sebesar 0,7701 dengan luas DAS 1.228.292,0071 m<sup>2</sup>. Nilai debit hujan untuk kala ulang 5 tahun dengan metode rasional diperoleh nilai 5,0617 m<sup>3</sup>/detik.</p> <p>b. Luas lahan yang tersedia untuk pembuatan kolam retensi sebesar 14.800 m<sup>2</sup> yang dibagi menjadi beberapa fungsi yaitu kolam tampungan 8.296 m<sup>2</sup> dan area publik 4.604 m<sup>2</sup>.</p> <p>c. Nilai Qhujan adalah 5,0617 m<sup>3</sup>/detik sedangkan nilai Qteoritis adalah 4,1581 m<sup>3</sup>/detik. Karena Qhujan lebih besar daripada Qteoritis, dapat disimpulkan bahwa saluran drainase eksisting sudah tidak cukup lagi untuk menampung debit banjir yang ada.</p>

Lanjutan Tabel 2. 3 Tabel Rekapitulasi Hasil Penelitian Terdahulu

Judul Penelitian	Lokasi Penelitian	Metode Penelitian	Penulis	Hasil Penelitian
				<p>d. Kolam retensi direncanakan dengan kedalaman 1,5 meter dan tinggi jagaan 1,5 meter. Kemiringan tanggul 1:1,5. Volume kolam tampung 11.697,6188 m<sup>3</sup>.</p> <p>e. Kapasitas infiltrasi awal sebesar 4,32 cm/jam, pada menit ke-45 sebesar 1,3499 cm/jam, pada menit ke-90 sebesar 1,0369 cm/jam, pada menit ke-135 sebesar 1,0039 cm/jam, pada menit ke-180 sebesar 1,0004 cm/jam. Nilai kapasitas infiltrasi berkurang terhadap waktu hingga akhirnya mencapai nilai konstan.</p> <p>f. Kapasitas total kolam tampungan sebesar 12.074,1058 m<sup>3</sup>. Waktu yang dibutuhkan kolam dari kosong hingga terisi penuh adalah 29,0202 menit.</p> <p>g. Rencana anggaran biaya yang diperlukan untuk membuat kolam retensi di Jalan Duana sebesar Rp 1.838.436.742,69</p>

Lanjutan Tabel 2. 4 Tabel Rekapitulasi Hasil Penelitian Terdahulu

Judul Penelitian	Lokasi Penelitian	Metode Penelitian	Penulis	Hasil Penelitian
Analisa Perencanaan Kolam Retensi Dalam Menanggulangi Bencana Banjir Di Desa Tegaldowo Kab. Pekalongan	Desa Tegaldowo Kab. Pekalongan	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Analisis intensitas hujan menggunakan metode ABM kala ulang 5 tahun</li> <li>2. Perhitungan debit banjir dengan metode rasional</li> </ol>	M. Fahmi Amrullah (2018)	<p>a. Pada kolam retensi dihasilkan variasi volume kolam retensi dan kapasitas pompa sebagai berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Pompa dengan debit 4,82 m<sup>3</sup>/detik dibutuhkan volume kolam retensi sebesar 29532 m<sup>3</sup> dengan durasi pemompaan 5 jam.</li> <li>2. Pompa dengan debit 4,39 m<sup>3</sup>/detik dibutuhkan volume kolam retensi sebesar 33150 m<sup>3</sup> dengan durasi pemompaan 5,5 jam.</li> <li>3. Pompa dengan debit 4,02 m<sup>3</sup>/detik dibutuhkan volume kolam retensi sebesar 36165 m<sup>3</sup> dengan durasi pemompaan 6 jam.</li> </ol> <p>b. Dimensi penampang drainase terbesar dengan <math>b = 1,4\text{m}</math> dan <math>h = 0,7\text{ m}</math></p> <p>c. Dimensi penampang drainase terkecil dengan <math>b = 1\text{ m}</math> dan <math>h = 0,5\text{ m}</math></p> <p>d. Kecepatan aliran maksimum saluran drainase adalah 2,73 m<sup>3</sup>/detik.</p> <p>e. Kecepatan aliran minimum saluran drainase adalah 1,09 m<sup>3</sup>/detik</p>

**Lanjutan Tabel 2. 5 Tabel Rekapitulasi Hasil Penelitian Terdahulu**

Judul Penelitian	Lokasi Penelitian	Metode Penelitian	Penulis	Hasil Penelitian
<i>Hydrological Modelling and Evaluation of Detention Ponds to Improve Urban Drainage System and Water Quality</i>	Brazilia, Brazil	Simulasi hidrologi menggunakan program <i>Personal Computer Storm Water Management Model</i> (PCSWMM) untuk membandingkan skenario penempatan kolam retensi	Fernanda Pereira Souza, Maria Elisa Leite Costa, dan Sergio Koide (2019)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Kolam retensi yang terletak di tengah DAS memiliki pengaruh lebih kecil dibanding kolam retensi yang terletak di hilir, namun dapat berkontribusi lebih baik terhadap jaringan drainase dengan mengurangi titik luapan pada</li> <li>2. Kolam retensi yang berada pada bagian hilir menghasilkan redaman yang lebih signifikan 10-30% dibanding kolam yang berada pada tengah DAS, sehingga dimungkinkan untuk mengurangi dimensi kolam hingga 20% lebih kecil.</li> <li>3. Pada simulasi ini menunjukkan kolam retensi mempengaruhi pengurangan beban sistem drainase sebesar 40-60% ketika terjadi hujan kritis.</li> </ol>

**Lanjutan Tabel 2. 6 Tabel Rekapitulasi Hasil Penelitian Terdahulu**

Judul Penelitian	Lokasi Penelitian	Metode Penelitian	Penulis	Hasil Penelitian
Analisis Pengendalian Banjir Dengan Kolam Retensi Di Kota Cilacap	Cilacap, Jawa Tengah	Analisis debit banjir menggunakan metode Rasional dan analisis kapasitas Kolam Retensi menggunakan Metode Modifikasi Rasional	Rifki Afa Ainun Rahman (2023)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Debit puncak limpasan air terbesar diperoleh dengan menggunakan metode Modifikasi Rasional yaitu 4,27 m<sup>3</sup>/detik.</li> <li>2. Rencana dimensi kolam retensi diperoleh yaitu kolam seluas 26000 m<sup>2</sup> dengan kedalaman kolam 2 m yang direncanakan dapat menampung volume maksimum sebesar 46163,50 m<sup>3</sup>.</li> <li>3. Kapasitas pompa yang digunakan dalam perencanaan pengendalian banjir dengan kolam retensi yaitu dua buah pompa dengan masing-masing kapasitas 1500 m<sup>3</sup>/jam dengan waktu pengeringan 15 jam 23 menit.</li> </ol>

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Analisis Hidrologi**

Hidrologi adalah ilmu yang berkaitan dengan air di bumi, baik mengenai terjadinya, peredaran dan penyebarannya, sifat-sifatnya serta hubungan dengan lingkungannya terutama dengan makhluk hidup (Triatmodjo, 2008). Analisis hidrologi dimaksudkan untuk memperoleh besaran curah hujan rerata, koefisien pengaliran, waktu konsentrasi, intensitas hujan, dan debit banjir rencana dengan menggunakan data curah hujan, data luas, bentuk daerah pengaliran (*catchment area*), data kemiringan lahan/ beda tinggi, dan data tata guna lahan.

##### **3.1.1 Hujan Kawasan**

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat. Perhitungan data hujan maksimum harus dilakukan secara benar yang diperlukan untuk analisis frekuensi. Menurut Suripin (2004), menentukan curah hujan maksimum di suatu stasiun diperoleh dengan menentukan hujan harian maksimum pada setiap tahun yang ditinjau. Apabila terdapat lebih dari satu stasiun maka perhitungan rata-rata tinggi curah hujan harian maksimum tahunan dapat ditentukan dengan Metode Polygon Thiessen.

Metode Polygon Thiessen memberikan proporsi luasan daerah pengaruh pos penakaran hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakaran terdekat. Diasumsikan bahwa variasi hujan antara pos yang satu dengan yang lainnya adalah liner dan bahwa sembarang pos dianggap dapat mewakili kawasan terdekat (Suripin, 2004). Hujan kawasan dengan menggunakan Metode Polygon Thiessen diperoleh dari persamaan berikut.

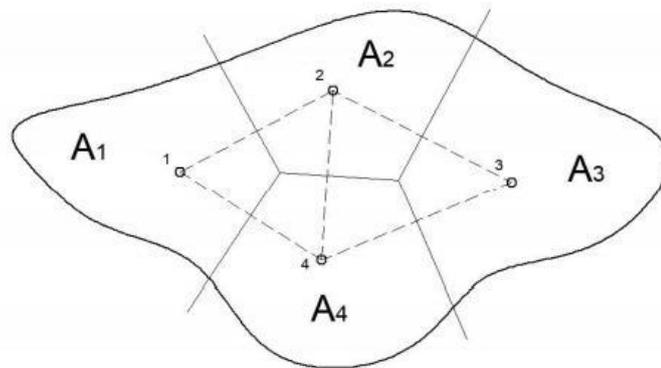
$$P = \frac{X_1 A_1 + X_2 A_2 + \dots + X_n A_n}{A^1 + A^2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (3.1)$$

Dengan:

$X_1, X_2, X_n$  : Curah hujan yang tercatat di pos penakaran hujan

$n$  : Jumlah pos penakaran hujan

$A_1, A_2, A_n$  : Luas areal polygon masing-masing pos penakaran hujan



**Gambar 3. 1 Metode Polygon Thiessen**

Keterangan gambar:

$A_1$  : Luas daerah pengaruh stasiun pertama

$A_2$  : Luas daerah pengaruh stasiun ke-2

$A_3$  : Luas daerah pengaruh stasiun ke-3

$A_4$  : Luas daerah pengaruh stasiun ke-4

### 3.1.2 Periode Ulang Hujan (PUH)

Menurut Triatmodjo (2008), periode ulang (*return period*) didefinisikan sebagai waktu hipotetik dimana debit atau hujan dengan suatu besaran tertentu akan disamai atau dilampaui sekali dalam jangka waktu tersebut.. Penetapan periode ulang hujan ini dipakai untuk menentukan besarnya kapasitas saluran atau bangunan drainase. Acuan penentuan PUH berdasarkan luas daerah pengaliran

saluran dan jenis kota yang akan direncanakan sistem drainasenya, seperti terlihat dalam Tabel 3.1 berikut.

**Tabel 3. 1 Kala Ulang Berdasarkan Tipologi Kota**

TOPOLOGI KOTA	DAERAH TANGKAPAN AIR (Ha)			
	< 10	10 - 100	101 - 500	>500
Kota Metropolitan	2 Th	2 – 5 Th	5 - 10 Th	10 - 25 Th
Kota Besar	2 Th	2 – 5 Th	2 – 5 Th	5 - 20 Th
Kota Sedang / Kecil	2 Th	2 – 5 Th	2 – 5 Th	5 - 10 Th

Sumber: Permen PU No.12. (2014).

Penentuan jenis kota tertuang dalam Permen PU No.12 Tahun 2014 dengan berdasar pada jumlah penduduk dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

1. Kota Metropolitan adalah kota yang mempunyai penduduk lebih dari 1.000.000 jiwa.
2. Kota Besar adalah kota yang mempunyai penduduk antara 500.00 jiwa - 1.000.000 jiwa.
3. Kota Sedang adalah kota yang mempunyai penduduk antara 100.000 jiwa - 500.000 jiwa.
4. Kota Kecil adalah kota yang mempunyai penduduk antara 20.000 jiwa - 100.000 jiwa.

### 3.1.3 Analisis Frekuensi Hujan

Menurut Suroso (2006), analisis frekuensi adalah suatu prosedur untuk memperkirakan frekuensi dari suatu kejadian pada masa lalu atau masa yang akan datang. Analisis frekuensi digunakan untuk menentukan hujan rancangan dalam berbagai kala ulang berdasarkan distribusi yang paling sesuai antara distribusi hujan secara teoritik dengan distribusi hujan secara empirik. Langkah-langkah analisis frekuensi adalah sebagai berikut.

1. Menentukan hujan harian maksimum rerata untuk tiap-tiap tahun data.
2. Menentukan parameter statistik dari data yang telah diurutkan dari besar ke kecil, yaitu: *Mean, Standard Deviation, Coefficient of Variation, Coefficient of Skewness, Coefficient of kurtosis*

a. *Mean* (Rata-rata)

Untuk menentukan nilai hujan rata-rata dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (3.2)$$

b. Standar Deviasi

Standar deviasi (Standard Deviation) merupakan ukuran sebaran yang paling banyak digunakan. Standar deviasi dapat dihitung dengan rumus berikut (Soewarno, 1995):

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (3.3)$$

c. Koefisien Variasi

Koefisien variasi (*variation coefficient*) adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata dari suatu distribusi. Koefisien variasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soewarno, 1995):

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \quad (3.4)$$

d. Koefisien *Skewness*

Koefisien *skewness* (kemencengan) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan (asimetri) dari suatu bentuk distribusi. Ukuran kemencengan dinyatakan dengan besarnya koefisien kemencengan atau koefisien *skewness*, dan dapat dihitung dengan persamaan (Soewarno, 1995):

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^i (x_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \quad (3.5)$$

e. Koefisien Kurtosis

Pengukuran kurtosis dimaksudkan untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi dan sebagai pembandingnya adalah distribusi normal. Koefisien kurtosis (*Coefficient of Kurtosis*) dirumuskan sebagai berikut (Soewarno,1995):

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^i (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S)^4} \quad (3.6)$$

Dengan:

- $\bar{X}$  : Curah hujan rata-rata (mm/hari)
- S : Standar deviasi nilai varian
- $C_v$  : Koefisien variasi
- $C_s$  : Koefisien skewness
- $C_k$  : Koefisien kurtosis
- n : lamanya pengamatan

3. Hujan rencana adalah hujan dengan periode ulang tertentu yang diperkirakan akan terjadi di suatu daerah pengaliran (I Made Kamiana, 2010). Untuk menentukan nilai hujan rencana dilakukan dengan analisis frekuensi terhadap data curah hujan harian rata-rata maksimum tahunan, dengan lama pengamatan sekurang kurangnya 10 tahun terakhir dari minimal 1(satu) stasiun pengamatan. Setelah menentukan jenis distribusi yang sesuai maka langkah selanjutnya adalah menghitung curah hujan rencana berdasarkan jenis distribusinya. Adapun cara perhitungan berdasarkan jenis distribusi hujan adalah sebagai berikut.

a. Distribusi Probabilitas

Dalam analisis frekuensi untuk hidrologi, terdapat beberapa fungsi distribusi kontinyu yang sering digunakan yaitu distribusi Normal, Log Normal, Gumbel, dan Log Pearson Tipe III. Jenis distribusi probabilitas yang akan digunakan harus dicocokkan terlebih dahulu dengan mencocokkan parameter yang terdapat pada Tabel 3.2 berikut.

**Tabel 3. 2 Persyaratan Parameter Statistik Suatu Distribusi**

No	Distribusi	Distribusi
1	Gumbel	Cs = 1,14 Ck = 5,4
2	Normal	Cs $\approx$ 0 Ck $\approx$ 3
3	Log Normal	Cs = Cv <sup>3</sup> + 3Cv Ck = Cv <sup>8</sup> + 6Cv <sup>6</sup> + 15Cv <sup>4</sup> + 16Cv <sup>2</sup> + 3
4	Log Pearson III	Selain dari nilai diatas

(Sumber: Triatmodjo, 2008)

Berikut penjelasan dari beberapa fungsi distribusi tersebut.

#### 1. Distribusi Log Pearson Tipe III

Persamaan untuk perhitungan hujan rencana menggunakan distribusi log pearson tipe III adalah sebagai berikut:

$$\text{Log}X_T = \text{Log}\bar{X} + K_T S \text{Log}X \quad (3.7)$$

Dengan:

$\text{Log}X_T$  : nilai logaritmis hujan rencana dengan periode ulang T.

$\text{Log}\bar{X}$  : nilai rata-rata hujan dalam skala logaritma.

S : standar deviasi dalam skala logaritma.

$K_T$  : faktor frekuensi

Untuk menentukan nilai faktor frekuensi berdasarkan kala ulang dapat didapatkan pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3. 3 Tabel nilai K untuk Distribusi Log Pearson III

Cs	Probabilitas Terjadi ( % )												
	99,00	95,00	90,00	80	50	20	10	4	2	1	0,5	0,2	0,1
	Kala ulang												
	1,01	1,05	1,11	1,25	2,00	5,00	10,00	25,00	50,00	100,00	200,00	500,00	1000,00
-3,0	-4,05	-2,00	-1,18	-0,42	0,40	0,64	0,66	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
-2,9	-4,01	-2,01	-1,20	-0,44	0,39	0,65	0,68	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
-2,8	-3,97	-2,01	-1,21	-0,46	0,38	0,67	0,70	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,72
-2,7	-3,93	-2,01	-1,22	-0,48	0,38	0,68	0,72	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74
-2,6	-3,89	-2,01	-1,24	-0,50	0,37	0,70	0,75	0,76	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77
-2,5	-3,85	-2,01	-1,25	-0,52	0,36	0,71	0,77	0,79	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
-2,4	-3,80	-2,01	-1,26	-0,54	0,35	0,73	0,80	0,82	0,83	0,83	0,83	0,83	0,84
-2,3	-3,75	-2,01	-1,27	-0,56	0,34	0,74	0,82	0,86	0,86	0,87	0,87	0,87	0,87
-2,2	-3,71	-2,01	-1,28	-0,57	0,33	0,75	0,84	0,89	0,90	0,91	0,91	0,91	0,91
-2,1	-3,66	-2,00	-1,29	-0,59	0,32	0,77	0,87	0,92	0,94	0,95	0,95	0,95	0,95
-2,0	-3,61	-2,00	-1,30	-0,61	0,31	0,78	0,90	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
-1,9	-3,55	-1,99	-1,31	-0,62	0,29	0,79	0,92	1,00	1,02	1,04	1,04	1,05	1,06
-1,8	-3,50	-1,98	-1,32	-0,64	0,28	0,80	0,95	1,04	1,07	1,09	1,10	1,11	1,13
-1,7	-3,44	-1,97	-1,32	-0,66	0,27	0,81	0,97	1,08	1,12	1,14	1,16	1,17	1,20
-1,6	-3,39	-1,96	-1,33	-0,68	0,25	0,82	0,99	1,12	1,17	1,20	1,22	1,24	1,28
-1,5	-3,33	-1,95	-1,33	-0,69	0,24	0,83	1,02	1,16	1,22	1,26	1,28	1,32	1,37
-1,4	-3,27	-1,94	-1,34	-0,71	0,23	0,83	1,04	1,20	1,27	1,32	1,35	1,39	1,47
-1,3	-3,21	-1,93	-1,34	-0,72	0,21	0,84	1,06	1,24	1,32	1,38	1,42	1,47	1,54
-1,2	-3,15	-1,91	-1,34	-0,73	0,20	0,84	1,09	1,28	1,38	1,45	1,50	1,55	1,63
-1,1	-3,09	-1,89	-1,34	-0,75	0,18	0,85	1,11	1,32	1,44	1,52	1,58	1,63	1,71
-1,0	-3,02	-1,88	-1,34	-0,76	0,16	0,85	1,13	1,37	1,49	1,59	1,66	1,72	1,80
-0,9	-2,96	-1,86	-1,34	-0,77	0,14	0,85	1,15	1,41	1,55	1,66	1,75	1,81	1,91
-0,8	-2,89	-1,84	-1,34	-0,78	0,13	0,86	1,17	1,45	1,61	1,73	1,84	1,91	2,04
-0,7	-2,82	-1,82	-1,33	-0,79	0,12	0,86	1,18	1,45	1,66	1,81	1,93	2,01	2,15
-0,6	-2,76	-1,80	-1,33	-0,80	0,10	0,86	1,20	1,53	1,72	1,88	2,02	2,11	2,28
-0,5	-2,69	-1,74	-1,32	-0,81	0,08	0,86	1,22	1,57	1,78	1,96	2,11	2,22	2,40
-0,4	-2,62	-1,75	-1,32	-0,82	0,07	0,86	1,23	1,61	1,83	2,03	2,20	2,33	2,54
-0,3	-2,54	-1,73	-1,31	-0,82	0,05	0,85	1,25	1,64	1,89	2,10	2,29	2,44	2,68
-0,2	-2,47	-1,70	-1,30	-0,83	0,03	0,85	1,26	1,68	1,95	2,18	2,39	2,55	2,81
-0,1	-2,40	-1,67	-1,29	-0,84	0,02	0,85	1,27	1,72	2,00	2,25	2,48	3,03	3,95
0,0	-2,33	-1,65	-1,28	-0,84	0,00	0,84	1,28	1,75	2,05	2,33	2,58	2,77	3,09

البحر الاستراتيجي

Lanjutan Tabel 3. 4 Tabel nilai K untuk Distribusi Log Pearson III

Cs	Probabilitas Terjadi ( % )													
	99,00		99,00		99,00		99,00		99,00		99,00		99,00	
	Kala ulang													
	1,01		1,01		1,01		1,01		1,01		1,01		1,01	
0,1	-2,25	-1,62	-1,27	-0,85	-0,02	0,84	1,29	1,79	2,11	2,40	2,67	2,88	3,24	
0,2	-2,18	-1,59	-1,26	-0,85	-0,03	0,83	1,30	1,82	2,16	2,47	2,76	3,62	3,38	
0,3	-2,10	-1,56	-1,25	-0,85	-0,05	0,82	1,31	1,85	2,21	2,54	2,86	3,11	3,53	
0,4	-2,03	-1,52	-1,23	-0,86	-0,07	0,82	1,32	1,88	2,26	2,52	2,95	3,22	3,67	
0,5	-1,96	-1,49	-1,22	-0,86	-0,08	0,81	1,32	1,91	2,31	2,69	3,04	3,33	3,82	
0,6	-1,88	-1,46	-1,20	-0,86	-0,10	0,80	1,33	1,94	2,36	2,76	3,13	3,44	3,96	
0,7	-1,81	-1,42	-1,18	-0,86	-0,12	0,79	1,33	1,97	2,41	2,82	3,23	3,56	4,11	
0,8	-1,73	-1,39	-1,17	-0,86	-0,13	0,78	1,34	1,99	2,45	2,89	3,31	3,66	4,25	
0,9	-1,66	-1,35	-1,15	-0,85	-0,15	0,77	1,34	2,02	2,50	2,96	3,40	3,77	4,40	
1,0	-1,59	-1,32	-1,13	-0,85	-0,16	0,76	1,34	2,04	2,54	3,02	3,49	3,88	4,54	
1,1	-1,52	-1,28	-1,11	-0,85	-0,18	0,75	1,34	2,07	2,59	3,09	3,58	3,99	4,68	
1,2	-1,45	-1,24	-1,09	-0,84	-0,20	0,73	1,34	2,09	2,63	3,15	3,66	4,10	4,82	
1,3	-1,38	-1,21	-1,06	-0,84	-0,21	0,72	1,34	2,11	2,67	3,21	3,75	4,20	4,97	
1,4	-1,32	-1,17	-1,04	-0,83	-0,23	0,71	1,34	2,13	2,71	3,27	3,83	4,31	5,11	
1,5	-1,26	-1,13	-1,02	-0,83	-0,24	0,69	1,33	2,15	2,74	3,33	3,91	4,41	5,25	
1,6	-1,20	-1,09	-0,99	-0,82	-0,25	0,68	1,33	2,16	2,78	3,39	3,99	4,52	5,39	
1,7	-1,14	-1,06	-0,97	-0,81	-0,27	0,66	1,32	2,18	2,82	3,44	4,07	4,62	5,53	
1,8	-1,09	-1,02	-0,95	-0,80	-0,28	0,64	1,32	2,19	2,85	3,50	4,15	4,71	5,66	
1,9	-1,04	-0,98	-0,92	-0,79	-0,29	0,63	1,31	2,21	2,88	3,55	4,22	4,79	5,74	
2,0	-0,99	-0,95	-0,90	-0,78	-0,31	0,61	1,30	2,22	2,91	3,61	4,40	4,97	5,91	
2,1	-0,95	-0,91	-0,87	-0,77	-0,32	0,59	1,29	2,23	2,94	3,66	4,37	4,89	5,75	
2,2	-0,91	-0,88	-0,84	-0,75	-0,33	0,57	1,28	2,24	2,97	3,71	4,44	5,10	6,20	
2,3	-0,87	-0,85	-0,82	-0,74	-0,34	0,56	1,27	2,25	3,00	3,75	4,52	5,20	6,34	
2,4	-0,83	-0,82	-0,80	-0,73	-0,35	0,54	1,26	2,26	3,02	3,80	4,58	5,29	6,47	
2,5	-0,80	-0,79	-0,77	-0,71	-0,36	0,52	1,25	2,26	3,05	3,85	4,65	5,38	6,60	
2,6	-0,77	-0,76	-0,75	-0,70	-0,37	0,50	1,24	2,27	3,07	3,89	4,72	5,47	6,74	
2,7	-0,74	-0,74	-0,72	-0,68	-0,38	0,48	1,22	2,27	3,09	3,93	4,78	5,56	6,87	
2,8	-0,71	-0,71	-0,70	-0,67	-0,38	0,46	1,21	2,28	3,11	3,97	4,85	5,65	7,00	
2,9	-0,69	-0,69	-0,68	-0,65	-0,39	0,44	1,20	2,28	3,13	4,01	4,91	5,74	7,13	
3,0	-0,67	-0,67	-0,66	-0,64	-0,40	0,42	1,18	2,28	3,15	4,02	4,97	5,83	7,25	
	<b>1,01</b>	<b>1,05</b>	<b>1,11</b>	<b>1,25</b>	<b>2,00</b>	<b>5,00</b>	<b>10,00</b>	<b>25,00</b>	<b>50,00</b>	<b>100,00</b>	<b>200,00</b>	<b>500,00</b>	<b>1000,00</b>	

(Sumber: Triatmodjo, 2008)

## 2. Distribusi Gumbel

Dalam perhitungan hujan rencana menggunakan distribusi Gumbel dilakukan dengan menggunakan rumus-rumus berikut:

$$X_T = \bar{X} + K \cdot S_x \quad (3.8)$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \quad (3.9)$$

Dengan:

$X_T$  : Perkiraan nilai hujan rencana periode ulang T (mm).

K : Faktor frekuensi, yang didapat dengan menggunakan Persamaan

$Y_t$  : *Reduced variated*, mempunyai nilai yang berbeda pada setiap periode ulang.

$Y_n$  : *Reduced mean* yang tergantung pada jumlah sampel.

$S_n$  : *Reduced standard deviation* yang tergantung pada jumlah sampel.

Untuk mengetahui hubungan n dengan *Reduced Mean* ( $Y_n$ ) dan *Reduced Standard Deviation* ( $S_n$ ) digunakan Tabel 3.5 berikut.

**Tabel 3. 5 Hubungan n (besar sampel) dengan Yn dan Sn**

Sampel	Yn	Sn	Sampel	Yn	Sn	Sampel	Yn	Sn
10	0,4952	0,9496	41	0,544	1,1436	72	0,56	1,187
11	0,4996	0,9676	42	0,545	1,1458	73	0,56	1,188
12	0,504	0,9833	43	0,545	1,148	74	0,56	1,189
13	0,5035	0,9971	44	0,546	1,1499	75	0,56	1,19
14	0,51	1,0095	45	0,546	1,1519	76	0,56	1,191
15	0,5128	1,0206	46	0,547	1,1538	77	0,56	1,192
16	0,5157	1,0316	47	0,547	1,1557	78	0,56	1,192
17	0,5181	1,0411	48	0,548	1,1574	79	0,56	1,193
18	0,5202	1,0493	49	0,548	1,159	80	0,56	1,194
19	0,522	1,0565	50	0,549	1,1607	81	0,56	1,195
20	0,5236	1,0628	51	0,549	1,1623	82	0,57	1,195
21	0,5252	1,0696	52	0,549	1,1638	83	0,56	1,196
22	0,5268	1,0754	53	0,55	1,1658	84	0,56	1,197
23	0,5283	1,0811	54	0,55	1,1667	85	0,56	1,197
24	0,5296	1,0864	55	0,55	1,1181	86	0,56	1,199
25	0,5309	1,0915	56	0,551	1,1696	87	0,56	1,199
26	0,532	1,0861	57	0,551	1,1708	88	0,56	1,199
27	0,5332	1,1004	58	0,552	1,1721	89	0,56	1,2
28	0,5343	1,1047	59	0,552	1,1734	92	0,56	1,202
29	0,5353	1,1086	60	0,552	1,1747	93	0,56	1,203
30	0,5362	1,1124	61	0,553	1,1759	94	0,56	1,203
31	0,5371	1,1159	62	0,553	1,177	95	0,99	1,204
32	0,538	1,1193	63	0,553	1,1782	96	0,56	1,204
33	0,5388	1,1226	64	0,554	1,1793	97	0,56	1,205
34	0,5396	1,1255	65	0,554	1,1803	98	0,56	1,206
35	0,5402	1,1287	66	0,554	1,1814	99	0,56	1,206
36	0,541	1,1313	67	0,554	1,1824	100	0,56	1,207
37	0,5418	1,1339	68	0,555	1,1834			
38	0,5424	1,1363	69	0,555	1,1844			
39	0,543	1,1388	70	0,555	1,1854			
40	0,5436	1,1413	71	0,552	1,1854			

Sumber: Suripin (2004)

Untuk mengetahui hubungan periode ulang dan nilai  $Y_t$  digunakan Tabel 3.6 berikut.

**Tabel 3. 6 Nilai Reduced Variated ( $Y_t$ )**

<b>Periode ulang</b>	<b><i>Reduced variate</i></b>
2	0,3668
5	1,5004
10	2,2510
20	2,9709
25	3,1993
50	3,9028
100	4,6012
200	5,2969
250	5,5206
500	6,2149
1000	6,9087
5000	8,5188
10000	9,2121

Sumber: Suripin (2004)

### 3. Distribusi Normal

Distribusi normal atau kurva normal atau dapat disebut juga distribusi gauss. Persamaan untuk distribusi normal adalah sebagai berikut:

$$X_T = \bar{X} + S K_T \quad (3.10)$$

Dengan:

$X_T$  : Hujan rencana dengan periode ulang T (mm)

$\bar{X}$  : Nilai rata-rata hitung varian

$K_T$  : Faktor frekuensi, yaitu fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang.

Untuk mengetahui nilai  $K_T$  Distribusi Normal digunakan Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss pada Tabel 3.7 berikut.

**Tabel 3. 7 Nilai Variabel Reduksi Gauss**

Periode ulang T (tahun)	Peluang	K
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84
10,000	0,100	1,28
20,000	0,050	1,64
50,000	0,020	2,05
100,000	0,010	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

(Sumber: Soewarno, 1995)

#### 4. Distribusi Log Normal

Dalam distribusi log normal, data  $X$  diubah ke dalam bentuk logaritmik  $Y = \log X$ . jika variabel acak  $Y = \log X$  terdistribusi secara normal, maka  $X$  dikatakan mengikuti distribusi log normal.

Berikut persamaan untuk perhitungan distribusi log normal:

$$Y_T = \bar{Y} + K_T S_{\text{Log}} \quad (3.11)$$

$$S_{\text{Log}} = \sqrt{\frac{\sum (\log X_i - \bar{\log X})^2}{n - 1}} \quad (3.12)$$

Dengan:

$X_T$  : Hujan rencana dengan periode ulang  $T$  (mm)

$S_{\text{Log}}$  : Standar deviasi dari data hujan ( $X$ )

$K_T$  : Faktor frekuensi, yaitu fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang.

#### b. Uji Kecocokan Sebaran

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter dapat dilakukan dengan cara Chi-Kuadrat.

Uji Chi Kuadrat digunakan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis, pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $X_{cr}^2$ .

$$X_{Cr}^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(Ef - Of)^2}{Ef} \quad (3.13)$$

Dengan:

$X^2$  : Parameter chi-kuadrat terhitung

$Of$  : Frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama (frekuensi yang diobservasi)

$Ef$  : Frekuensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya.

Nilai  $X^2$  yang terhitung harus lebih kecil dari harga  $X_{Cr}^2$  (Chi-Kuadrat Kritis) untuk suatu derajat tertentu, yang sering diambil 5%. Derajat kebebasan dihitung dengan persamaan berikut:

$$K = 1 + 3,22 \log n \quad (3.14)$$

$$D_K = k - (P + 1) \quad (3.15)$$

$$Ef = n/k \quad (3.16)$$

Dengan:

$D_K$  : Derajat kebebasan

$K$  : Banyaknya kelas

$P_X$  : Banyaknya keterikatan (banyaknya parameter).

Untuk uji Chi-Kuadrat adalah 2.

Disarankan agar banyaknya kelas tidak kurang dari 5 dan frekuensi absolut tiap kelas tidak kurang dari 5. Untuk mengetahui nilai Nilai  $X_{Cr}^2$  digunakan Tabel Nilai  $X_{Cr}^2$  (Chi-kuadrat Kritis) untuk Distribusi Chi Kuadrat pada Tabel 3.8 berikut.

**Tabel 3. 8 Nilai Chi-kuadrat Kritik**

D K	$\alpha$											
	0.99	0.95	0.90	0.80	0.70	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.01	0.001
1	0.001	0.004	0.015	0.064	0.148	0.455	1,074	1,642	2,706	3,841	6,635	10,82
2	0.020	0.103	0.211	0.446	0.713	1,386	2,408	3,219	4,604	5,991	9,210	13,81
3	0.115	0.352	0.584	1,005	1,424	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	11,34	16,26
4	0.297	0.711	1,084	1,649	2,195	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	13,27	18,46
5	0.554	1,145	1,610	2,343	3,000	4,351	6,064	7,289	9,236	11,07	15,08	20,51
6	0.872	1,635	2,204	3,070	3,828	5,348	7,231	8,558	10,64	12,59	16,81	22,45
7	1,239	2,167	2,833	3,822	4,671	6,346	8,383	9,803	12,01	14,06	18,47	24,32
8	1,646	2,733	3,290	4,594	5,527	7,344	9,524	11,03	13,36	15,50	20,09	26,42
9	2,038	3,325	4,168	5,380	6,393	8,343	10,65	12,24	14,68	16,91	21,66	27,87
10	2,558	3,940	4,791	6,179	7,267	9,342	11,78	13,44	15,98	18,30	23,20	29,58
11	3,053	4,575	5,578	6,989	8,148	10,34	12,89	14,64	17,27	19,67	24,72	31,26
12	3,571	5,226	6,304	7,807	9,034	11,34	14,01	15,81	18,54	21,02	26,21	32,90
13	4,107	5,892	7,042	8,634	9,926	12,34	15,11	16,98	19,81	22,36	27,68	34,52
14	4,660	6,571	7,790	9,467	10,82	13,33	16,22	18,15	21,06	23,68	29,14	36,12
15	5,229	7,261	8,547	10,30	11,72	14,33	17,32	19,31	22,30	24,99	30,57	37,69
16	5,812	7,962	9,312	11,15	12,62	15,33	18,41	20,46	23,54	26,2	32,00	39,25
17	6,408	8,672	10,085	12,00	13,53	16,33	19,51	21,61	24,76	27,58	33,40	40,79
18	7,005	9,390	10,865	12,85	14,44	17,33	20,60	22,76	25,98	28,86	34,80	42,31
19	7,635	10,11	11,651	13,71	15,35	18,33	21,68	23,90	27,20	30,14	36,19	43,82
20	8,260	10,85	12,443	14,57	16,26	19,33	22,77	25,03	28,41	31,41	37,56	45,31
21	8,897	11,50	13,240	15,44	17,18	20,33	23,85	26,17	29,61	32,67	38,93	46,79
22	9,542	12,33	14,041	16,31	18,10	21,33	24,93	27,30	30,82	33,92	40,28	48,26
23	10,19	13,09	14,848	17,18	19,02	22,33	26,01	28,42	32,00	35,17	41,63	49,72
24	10,85	13,84	15,659	18,06	19,94	23,33	27,09	29,55	33,19	36,41	42,98	51,17
25	11,52	14,61	16,473	18,94	20,86	24,33	28,17	30,67	34,38	37,65	44,31	52,62
26	12,19	15,37	17,292	19,82	21,92	25,33	29,24	31,79	35,56	38,88	45,64	54,05
27	12,87	16,15	18,114	20,70	22,19	26,33	30,31	32,91	36,74	40,11	46,96	55,47
28	13,56	16,92	18,939	21,58	23,64	27,33	31,39	34,02	37,91	41,33	48,27	56,89
29	14,25	17,70	19,768	22,45	24,57	28,33	32,46	35,13	39,08	42,55	49,58	58,30
30	15,95	18,49	20,599	23,59	25,50	29,33	33,53	36,25	40,25	43,77	50,89	59,70

Sumber: Triatmodjo (2008)

## 3.2 Analisis Hidrolika

Analisis hidrolika dilakukan dengan mencari dimensi hidrolis dari saluran drainase dan bangunan-bangunan pelengkapannya. Analisis hidrolika bertujuan untuk mengetahui kemampuan penampang dalam menampung debit rencana dikarenakan salah satu penyebab banjir adalah karena ketidakmampuan penampang dalam menampung debit banjir yang terjadi.

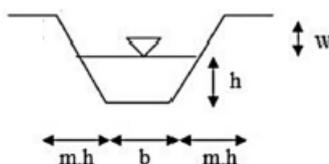
### 3.2.1 Geometri Penampang Melintang Saluran

Menurut Gunadarma (1997), Unsur-unsur geometri penampang saluran terdiri dari:

1. Kedalaman aliran ( $h$ ), yaitu jarak vertikal titik terendah dasar saluran hingga permukaan air.
2. Lebar dasar saluran ( $b$ ), yaitu lebar penampang melintang bagian bawah (dasar) saluran.
3. Kemiringan dinding ( $m$ ), yaitu angka penyebut pada perbandingan antara sisi vertikal terhadap sisi horizontal.
4. Luas basah ( $A$ ), yaitu luas penampang melintang yang tegak lurus aliran.
5. Keliling basah ( $P$ ), yaitu panjang garis perpotongan dari permukaan basah saluran dengan bidang penampang melintang yang tegak lurus arah aliran.
6. Jari-jari hidraulik ( $R$ ), yaitu perbandingan antara luas basah  $A$  dengan keliling basah  $P$ .

### 3.2.2 Perhitungan Geometri Penampang Saluran Trapesium

Perhitungan geometri penampang saluran berbentuk trapesium dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut (Chow, 1997):



**Gambar 3. 2 Penampang Saluran Trapesium**

(Sumber: SNI 03-3424-1990)

## 1. Luas Penampang Basah

$$A_{\text{total}} = b \cdot h + m \cdot h^2 \quad (3.17)$$

Dengan:

- A : Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)  
 m : Kemiringan dinding saluran  
 h : Kedalaman luas basah maksimum (m)  
 b : Lebar penampang (m)

## 2. Keliling basah total

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (3.18)$$

Dengan:

- P : Keliling basah (m)  
 b : Lebar penampang (m)  
 h : Kedalaman luas basah maksimum (m)  
 m : Kemiringan dinding saluran

## 3. Jari-jari hidraulik

$$R = \frac{A}{P} \quad (3.19)$$

$$R = \frac{b \cdot h + m \cdot h^2}{b + 2h\sqrt{(1 + m)^2}} \quad (3.20)$$

Dengan:

- R : Jari-jari hidraulik (m)  
 A : Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)  
 P : Keliling basah (m)  
 h : Kedalaman luas basah (m)  
 m : Kemiringan dinding saluran

### 3.2.3 Kemiringan Dasar Saluran

Menurut Hickin (1995) kemiringan saluran akan mengakibatkan pergerakan kecepatan aliran air menjadi lebih cepat ataupun menjadi lebih lambat. Jika kecepatan aliran air menjadi lebih cepat itu berarti nilai kemiringan salurannya besar, akan tetapi apabila kecepatan aliran air semakin lambat itu berarti kemiringan salurannya kecil. Pada saluran terbuka kemiringan saluran dinyatakan dengan notasi  $S$  yang merupakan beda ketinggian antara titik awal dan titik akhir per panjang saluran.

Persamaan yang digunakan untuk mencari nilai kemiringan dasar saluran adalah sebagai berikut:

$$S = \frac{e_1 - e_2}{L} \quad (3.21)$$

Dengan:

$e_1$  : Elevasi di titik awal/bagian tinggi (m).

$e_2$  : Elevasi di bagian akhir/bagian rendah (m).

$L$  : Panjang saluran dari titik awal ke akhir (m).

### 3.2.4 Kecepatan Aliran

Dengan adanya suatu permukaan bebas dan gesekan dan gesekan di sepanjang dinding saluran, maka kecepatan dalam saluran tidak terbagi merata dalam penampang saluran. Distribusi kecepatan pada penampang saluran juga tergantung pada faktor-faktor lain, seperti bentuk penampang yang tidak lazim, kekasaran saluran dan adanya tekukan-tekukan (Chow 1992).

Kecepatan aliran merupakan waktu yang dibutuhkan per jarak yang ditempuh oleh suatu partikel untuk berpindah dari satu tempat ke tempat yang lainnya (Anasiru, 2005). Rumus kecepatan aliran menurut kekasaran manning adalah sebagai berikut:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.22)$$

Koefisien n merupakan fungsi dari bahan dinding saluran yang mempunyai nilai yang sama dengan n untuk rumus Ganguillet – Kutter. Nilai n dapat dilihat pada Tabel 3.9 berikut.

**Tabel 3. 9 Harga Koefisien Manning**

Bahan Saluran	Koefisien Manning (n)
Pasangan batu bata diplester halus	0,010 - 0,015
Pasangan batu bata tidak di plester	0,012 - 0,018
Pasangan batu kali dihaluskan	0,017 - 0,030
Pasangan batu kali tidak dihaluskan	0,023 - 0,035
Beton dihaluskan ( <i>finished</i> )	0,011 - 0,015
Beton cetak tidak dihaluskan ( <i>unfinished</i> )	0,014 - 0,020
Beton pada galian beton rapi	0,017 - 0,020
Tanah galian yang sedikit ditumbuhi rumput	0,022 - 0,033
Galian pada batuan keras	0,025 - 0,040
Beton pada galian beton tidak dirapikan	0,022 - 0,027
Tanah galian yang rapi	0,016 - 0,020
Tanah galian berbatu yang dirapihkan	0,022 - 0,030

(Sumber: Chow, 1999)

### 3.2.5 Debit Aliran

Menurut Triatmodjo (1996) perhitungan debit aliran pada saluran dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$Q = A \cdot V \quad (3.23)$$

Dengan:

Q : Debit puncak (m<sup>3</sup>/detik).

A : Luas daerah tangkapan (km<sup>2</sup>)

V : Kecepatan aliran (m/detik)

### 3.3 Kolam Retensi

Kolam retensi (*retarding basin*) adalah prasarana drainase yang berfungsi untuk menampung dan meresapkan air hujan di suatu wilayah (Permen PU No 12 Tahun 2014). Fungsi dari kolam retensi adalah menyimpan sementara debit sungai sehingga puncak banjir dapat dikurangi. Tingkat pengurangan banjir tergantung pada karakteristik hidrograf banjir, volume kolam, dan dinamika berapa bangunan *outlet*. Wilayah yang digunakan sebagai kolam retensi biasanya di daerah dataran rendah atau rawa. Untuk strategi pengendalian yang andal, maka diperlukan (Kodoatie, 2013):

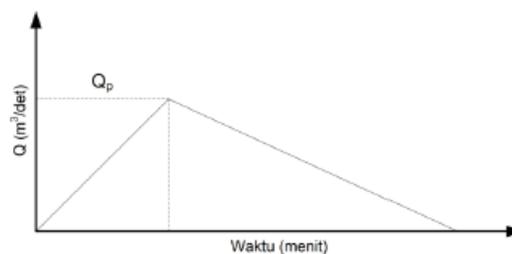
1. Pengontrolan yang memadai untuk menjamin ketepatan peramalan banjir.
2. Peramalan banjir yang andal dan tepat waktu untuk perlindungan atau evakuasi.
3. Sistem drainase yang baik untuk mengosongkan air dari daerah tampungan secepatnya setelah banjir reda.

Kolam retensi dapat dibagi menjadi 2 macam, yaitu kolam alami dan kolam non alami. Kolam alami yaitu kolam retensi yang berupa cekungan atau lahan resapan yang sudah terdapat secara alami dan dapat dimanfaatkan baik pada kondisi aslinya atau dilakukan penyesuaian. Pada umumnya perencanaan kolam jenis ini memadukan fungsi sebagai kolam penyimpanan air dan penggunaan oleh masyarakat dan kondisi lingkungan sekitarnya. Kolam jenis alami ini selain berfungsi sebagai tempat penyimpanan, juga dapat meresapkan pada lahan atau kolam, misalnya lapangan sepak bola (yang tertutup oleh rumput), danau alami, seperti yang terdapat di taman rekreasi dan kolam rawa.

Kolam non alami yaitu kolam retensi yang dibuat sengaja didesain dengan bentuk dan kapasitas tertentu pada lokasi yang telah direncanakan sebelumnya. Pada kolam jenis ini air yang masuk ke dalam inlet harus dapat menampung air sesuai dengan kapasitas yang telah direncanakan sehingga dapat mengurangi debit banjir puncak (*peak flow*) pada saat *over flow*, sehingga kolam berfungsi sebagai tempat mengurangi debit banjir dikarenakan adanya penambahan waktu konsentrasi air untuk mengalir dipermukaan.

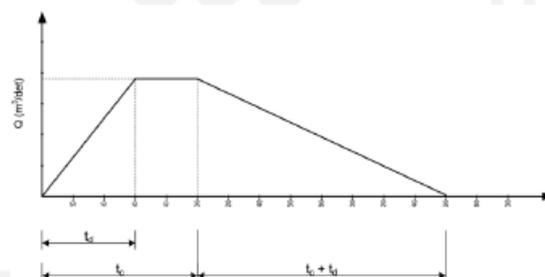
### 3.3.1 Perhitungan Kapasitas Kolam

Perhitungan debit saluran pada saat mengukur kapasitas kolam retensi menggunakan Metode Rasional Modifikasi berdasarkan Departemen Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat pada Diklat Teknis Modul 4 tentang Perencanaan Sistem Polder dan Kolam Retensi Lampiran A.6 untuk mendapatkan volume kolam retensi kritis dengan mencoba (*trial & error*) nilai waktu konsentrasi  $t_c > t$ . Secara matematis harga  $Q$  pada metode rasional modifikasi akan lebih kecil dari pada  $Q$  sebelum modifikasi namun volume dapat menjadi lebih besar.



**Gambar 3. 3 Skematik Unit Hidrograf**

(Sumber: Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Cipta Karya. 2010)



**Gambar 3. 4 Skematik Unit Hidrograf yang Sudah Dimodifikasi**

(Sumber: Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Cipta Karya. 2010)

### 3.3.2 Waktu konsentrasi ( $t_c$ )

Waktu konsentrasi ( $t_c$ ) adalah waktu yang diperlukan oleh titik air hujan yang jatuh terjauh pada permukaan tanah dalam Daerah Tangkapan Air ke saluran terdekat ( $t_0$ ) dan ditambah waktu untuk mengalir sampai di suatu titik di saluran drainase yang ditinjau ( $t_d$ ) (Suripin, 2004). Waktu konsentrasi dapat dihitung dengan rumus Kirpich.

Rumus Kirpich untuk waktu konsentrasi ( $t_c$ ):

$$t_c = \left( \frac{0.87 \times L^2}{1000 \times S} \right)^{0,385} \quad (3.24)$$

$$t_d = \frac{L_S}{60 \times V} \quad (3.25)$$

Dengan:

$t_d$  : Waktu yang dibutuhkan air untuk mengalir di sepanjang saluran sampai ke titik kontrol yang ditentukan di bagian hilir.

$t_c$  : Waktu konsentrasi (jam).

$S$  : Kemiringan saluran.

$L$  : Panjang lintasan aliran di dalam saluran/sungai (km).

$L_S$  : Panjang lintasan aliran di dalam saluran/sungai (m).

$V$  : Kecepatan aliran di dalam saluran (m/detik).

### 3.3.3 Intensitas Hujan Rencana

Apabila data hujan jangka pendek tidak tersedia, yang ada hanya data hujan harian, maka intensitas hujan dapat dihitung dengan rumus Mononobe (Suripin, 2004). Perhitungan intensitas hujan dengan rumus Mononobe menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$I = \frac{X_{24}}{24} \cdot \left( \frac{24}{t} \right)^{2/3} \quad (3.26)$$

Dengan:

$I$  : Intensitas hujan rencana (mm/jam).

$X_{24}$  : Tinggi hujan harian maksimum atau hujan rencana (mm).

$t$  : Durasi hujan atau waktu konsentrasi (jam).

### 3.3.4 Koefisien Aliran (C)

Koefisien aliran (C) adalah nisbah antara puncak aliran permukaan terhadap intensitas hujan (Suripin, 2004). Koefisien aliran ini tergantung dari berbagai faktor

antara lain topografi, tata guna lahan, jenis lahan atau perkerasaan dan kemiringan tanah, intensitas hujan. Besarnya angka koefisien pengaliran pada suatu daerah dapat dilihat pada Tabel 3.10 berikut:

**Tabel 3. 10 Koefisien Pengaliran (C)**

<b>Tipe daerah aliran</b>	<b>C</b>
<b>Rerumputan :</b>	
- Tanah pasir, datar, 2 %	0,50 – 0,10
- Tanah pasir, sedang, 2 – 7 %	0,10 – 0,15
- Tanah pasir, curam, 7 %	0,15 – 0,20
- Tanah gemuk, datar 2 %	0,13 – 0,17
- Tanah gemuk, sedang, 2 – 7 %	0,18 – 0,22
Tanah gemuk, curam, 7%	0,25 – 0,35
<b>Bisnis:</b>	
- Perkotaan	0,75 – 0,95
- Pinggiran	0,50 – 0,70
<b>Perumahan :</b>	
- Daerah <i>single family</i>	0,30 – 0,50
- Multi unit terpisah	0,40 – 0,60
- Multi unit tertutup	0,60 – 0,75
- Sub urban	0,25 – 0,40
- Daerah apartemen	0,50 – 0,70
<b>Industri :</b>	
- Daerah ringan	0,50 – 0,80
- Daerah berat	0,60 – 0,90

**Lanjutan Tabel 3. 11 Koefisien Pengaliran (C)**

<b>Tipe daerah aliran</b>	<b>C</b>
Taman, kuburan	0,10 – 0,25
Tempat bermain	0,20 – 0,35
Halaman kereta api	0,20 – 0,40
Daerah tidak dikerjakan	0,10 – 0,30
Jalan :	
- Beraspal	0,70 – 0,95
- Beton	0,80 – 0,95
Batu	0,70 – 0,85

Sumber: Mc Guen, 1989 dalam Suripin 2004)

Jika DAS terdiri dari berbagai macam penggunaan lahan dengan koefisien aliran permukaan yang berbeda, maka C yang dipakai adalah koefisien DAS yang dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$C_{DAS} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (3.27)$$

Dengan:

$A_i$  : Luas lahan dengan penutup tanah.

$C_i$  : Koefisien aliran permukaan jenis penutup tanah.

$n$  : Jumlah jenis penutup lahan.

### 3.3.5 Analisis Debit Rencana

Triatmodjo (2008) menjelaskan bahwa debit aliran (Q) merupakan jumlah air yang mengalir melalui tampang lintang sungai tiap satu satuan waktu, yang biasanya dinyatakan dalam meter kubik per detik ( $m^3/detik$ ). Perhitungan debit banjir akan dilakukan menggunakan metode Rasional dengan persamaan:

$$Q = 0,278.C.I.A \quad (3.28)$$

Dengan:

Q : Debit puncak (m<sup>3</sup>/detik).

C : Koefisien aliran.

I : Intensitas hujan (mm/jam).

A : Luas daerah tangkapan (km<sup>2</sup>).

Adapun rumus metode Rasional Modifikasi adalah sebagai berikut:

$$Q = 0,278.C.C_s.I.A \quad (3.29)$$

$$C_s = \frac{2t_c}{2t_c + t_d} \quad (3.30)$$

Dengan:

Q : Debit puncak (m<sup>3</sup>/detik).

C : Koefisien aliran.

C<sub>s</sub> : Koefisien Penyimpanan.

I : Intensitas hujan (mm/jam).

A : Luas daerah tangkapan (km<sup>2</sup>)

### 3.3.6 Kebutuhan Pintu Air

Menghitung lebar pintu yang berfungsi untuk memasukkan debit masuk ke dalam kolam tampung dihitung dengan menggunakan rumus:

$$Q = C_d L H^{\frac{3}{2}} \quad (3.31)$$

Dengan:

Q : Debit limpasan (m<sup>3</sup>/detik).

L<sub>p</sub> : Panjang ambang peluap (m).

H : Tinggi air di atas ambang peluap di sebelah hilir (m).

C<sub>d</sub> : Nilai koefisien debit = 2-2,1.

### 3.3.7 Aliran Keluar (*outflow*)

Sistem Drainase yang tidak dapat sepenuhnya mengandalkan gravitasi sebagai faktor pendorong maka perlu dilengkapi dengan stasiun pompa. Pompa ini berfungsi untuk mengeluarkan air dari kolam penampungan menuju saluran/sungai.

Kebutuhan kapasitas debit air diselaraskan dengan produk mesin pompa yang tersedia di pasaran, sehingga dapat diketahui jumlah kebutuhan pompa yang diperlukan. Berbagai macam kapasitas pompa yang tersedia di pasaran dapat dilihat dalam katalog produk pompa merek Purity Pump pada Gambar 3.5 berikut.

MODEL MODELO MODELE	DN	Flow Capacity Debit	Head Altura Hauteur	Power Potencia Puissance	RPM
	mm	m <sup>3</sup> /h	m	kw	
300WQ800-20-75/4	300	800	20	75	1450
350WQ1000-15-75/4	350	1000	15	75	1450
350WQ1500-12-75/6	350	1500	12	75	980
100WQ120-85-90/4	100	120	85	90	1450
150WQ200-70-90/4	150	200	70	90	1450
200WQ300-60-90/4	200	300	60	90	1450
200WQ400-50-90/4	200	400	50	90	1450
250WQ600-30-90/4	250	600	30	90	1450
300WQ800-25-90/4	300	800	25	90	1450
350WQ1000-18-90/4	350	1000	18	90	1450
350WQ1200-18-90/6	350	1200	18	90	980
100WQ100-100-110/4	100	100	100	110	1450
150WQ180-80-110/4	150	180	80	110	1450
200WQ300-65-110/4	200	300	65	110	1450
250WQ600-40-110/4	250	600	40	110	1450
300WQ1000-25-110/4	300	1000	25	110	1450
350WQ1300-20-110/4	350	1300	20	110	1450
350WQ1600-16-110/6	350	1600	16	110	980
150WQ200-90-132/4	150	200	90	132	1450
200WQ400-75-132/4	200	400	75	132	1450
250WQ600-50-132/4	250	600	50	132	1450
300WQ800-36-132/4	300	800	36	132	1450
350WQ1100-28-132/4	350	1100	28	132	1450
350WQ1500-20-132/6	350	1500	20	132	980
150WQ220-100-160/4	150	220	100	160	1450
200WQ400-85-160/4	200	400	85	160	1450
250WQ600-60-160/4	250	600	60	160	1450
300WQ800-40-160/4	300	800	40	160	1450
350WQ1000-35-160/4	350	1000	35	160	1450
350WQ1200-35-160/6	350	1200	35	160	980
150WQ200-110-185/4	150	200	110	185	1450
200WQ400-90-185/4	200	400	90	185	1450
250WQ600-70-185/4	250	600	70	185	1450

**Gambar 3. 5 Kapasitas Pompa Purity Pump**

(Sumber : *Purity Pump Catalog*)

Lamanya waktu pengeringan dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$t = \frac{\text{Vol}}{n \cdot Q_{\text{pompa}}} \quad (3.32)$$

Dengan:

t : Waktu (jam)

Vol : Volume kumulatif kolam (m<sup>3</sup>).

n : Jumlah pompa.

Q<sub>pompa</sub> : Debit pompa (m<sup>3</sup>/jam).

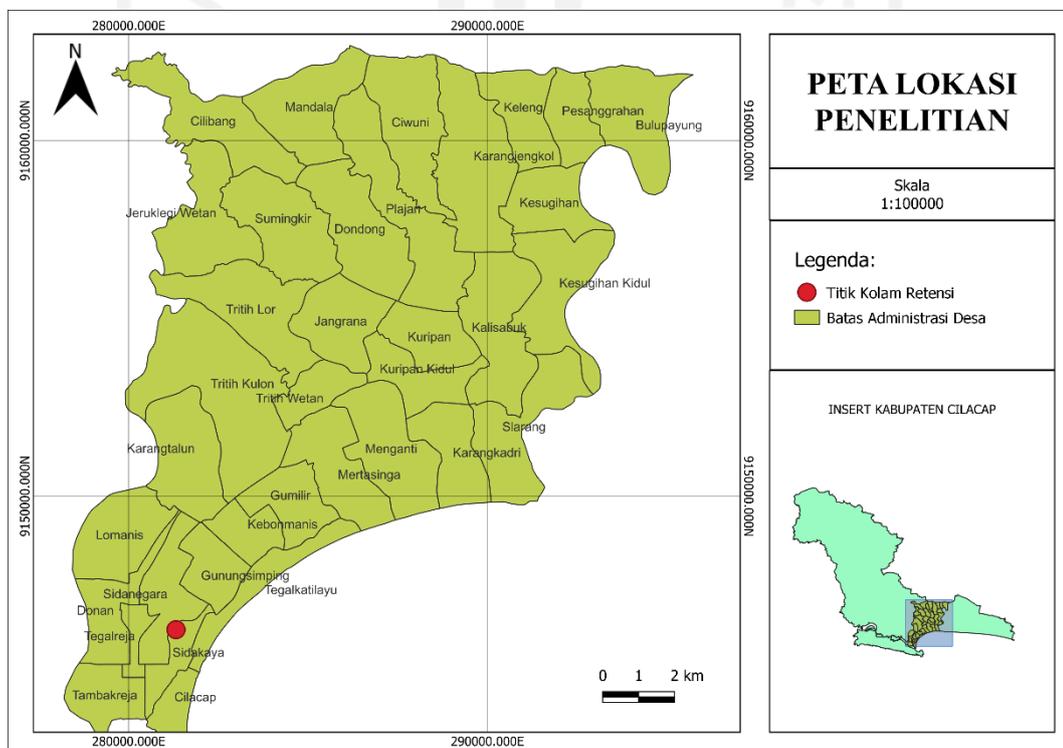


## BAB IV

### METODE PENELITIAN

#### 4.1 Lokasi Penelitian

Berdasarkan Masterplan Drainase Perkotaan Cilacap Tahun 2021 direkomendasikan lokasi perencanaan berada di daerah pusat kota yaitu di Desa Sidakaya, Kecamatan Cilacap Selatan, Kabupaten Cilacap pada ruas drainase Sentul-RSUD Cilacap, lokasi ini dipilih karena melihat kondisi lapangan dengan mayoritas lahan telah berfungsi sebagai tempat tinggal dan perkantoran, maka pencarian lokasi kolam retensi berdasarkan citra satelit dengan lahan yang kosong dan cukup luas serta tidak mengganggu rancangan RTRW (Rencana Tata Ruang dan Wilayah) yang ada. Berikut ini lokasi perencanaan kolam retensi dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



**Gambar 4. 1 Lokasi Penelitian**

## 4.2 Pengumpulan Data

Dalam mengawali suatu penelitian tentunya dimulai dengan mengumpulkan data. Adapun data yang dibutuhkan dalam penelitian ini antara lain berupa data primer dan data sekunder sebagai berikut.

### 1. Data Primer

Pada penelitian ini, data primer diperoleh dengan cara melakukan pengamatan dan pengukuran langsung ke lokasi penelitian dan studi pustaka. Beberapa data primer yang dibutuhkan meliputi:

- a. Kondisi fisik saluran drainase
- b. Dimensi saluran drainase

### 2. Data Sekunder

Data sekunder merupakan sumber data penelitian yang diperoleh secara tidak langsung melalui media perantara atau dapat juga disebut sebagai data penunjang dalam melakukan evaluasi. Beberapa data sekunder yang diperlukan dalam penelitian ini meliputi:

- a. Peta lokasi penelitian
- b. Data curah hujan 10 tahun pada stasiun hujan Cilacap (2011-2020) yang bersumber dari BMKG Stasiun Meteorologi Tunggul Wulung.

## 4.3 Analisis Data

### 4.3.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi bertujuan untuk memperoleh debit *inflow* diawali dengan analisis pada stasiun hujan dimana termasuk didalamnya analisis intensitas hujan, analisis debit banjir. Untuk debit *inflow* pada perancangan ini menggunakan Metode Rasional Modifikasi.

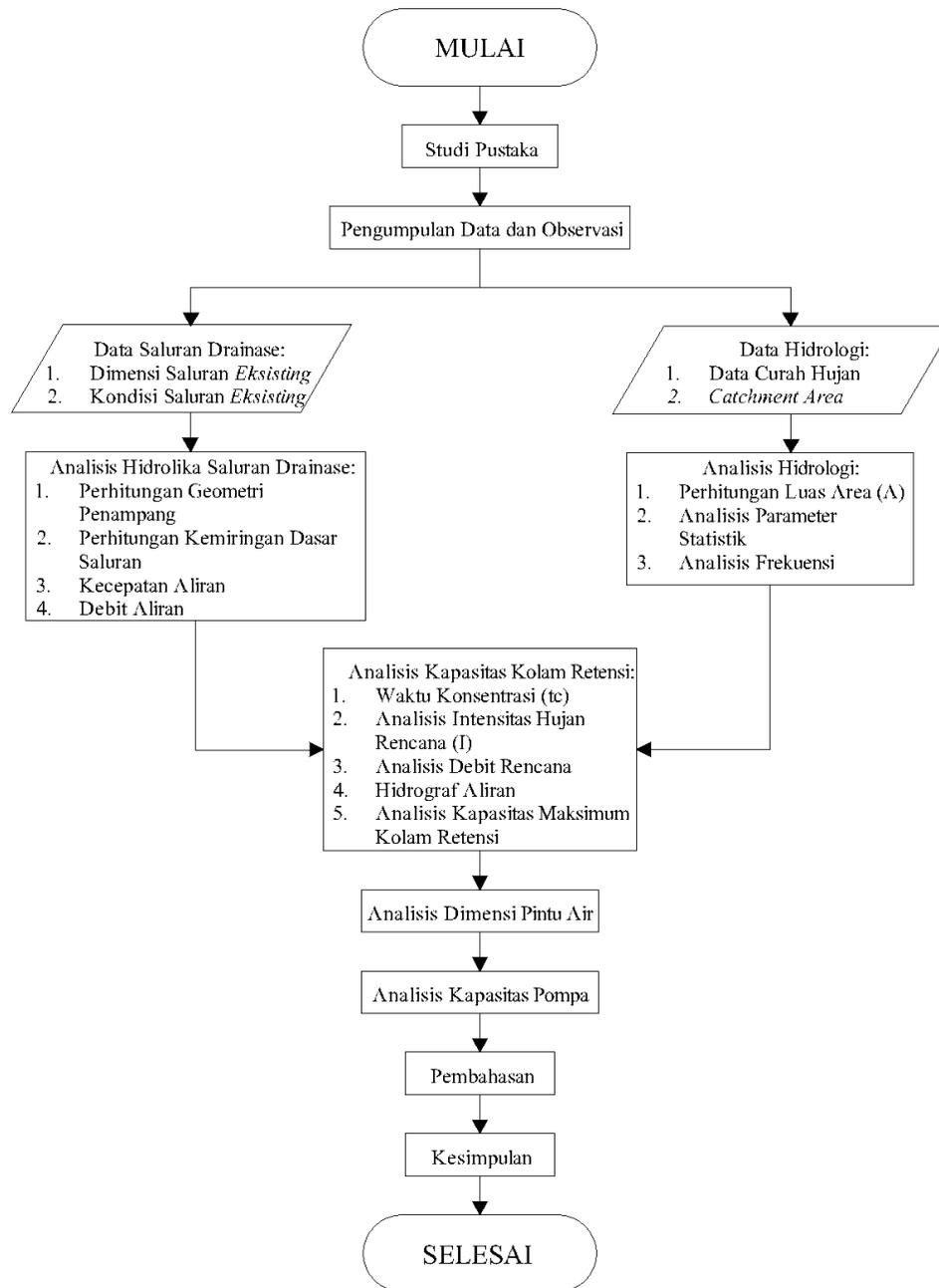
#### **4.3.2 Analisis Hidrolika**

Selanjutnya analisis hidrolika dilakukan berdasarkan hasil analisis hidrologi, yaitu untuk merencanakan luas kolam retensi, debit aliran masuk ke kolam retensi, kapasitas tampung kolam retensi yang optimal, dan menentukan kapasitas pompa serta waktu pengeringan kolam retensi.

#### **4.4 Bagan Alir Penelitian**

Adapun tahapan tahapan dalam penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat dalam bagan alir penelitian pada Gambar 4.2 berikut.





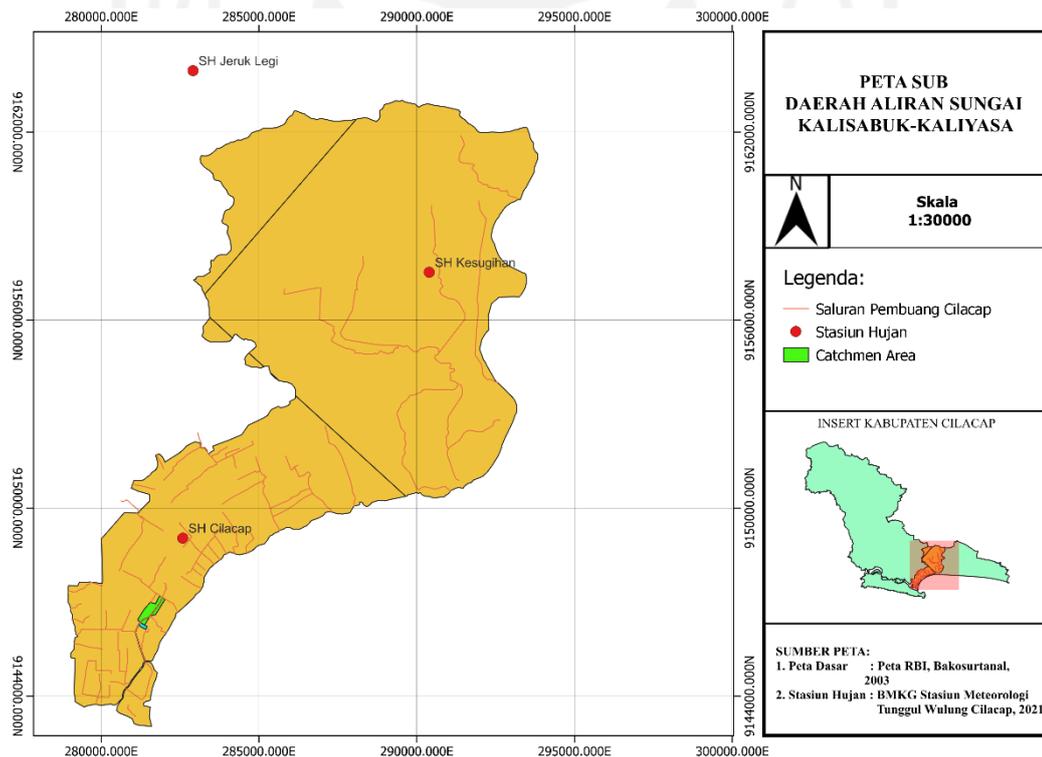
**Gambar 4. 2 Bagan Alir Penelitian**

## BAB V

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Analisis Hidrologi

Data hujan diperoleh dari hasil pencatatan curah hujan pada Stasiun Hujan di sekitar Kabupaten Cilacap yaitu pada Stasiun Hujan (SH) Cilacap, Jeruk Legi dan Kesugihan (Lampiran 1). Untuk menentukan Stasiun Hujan yang berpengaruh pada Saluran Pembuang Sentul-RSUD diperlukan analisis dengan menggunakan metode Polygon Thiessen yang dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



**Gambar 5. 1 Lokasi Stasiun Hujan dan Poligon Thiessen**

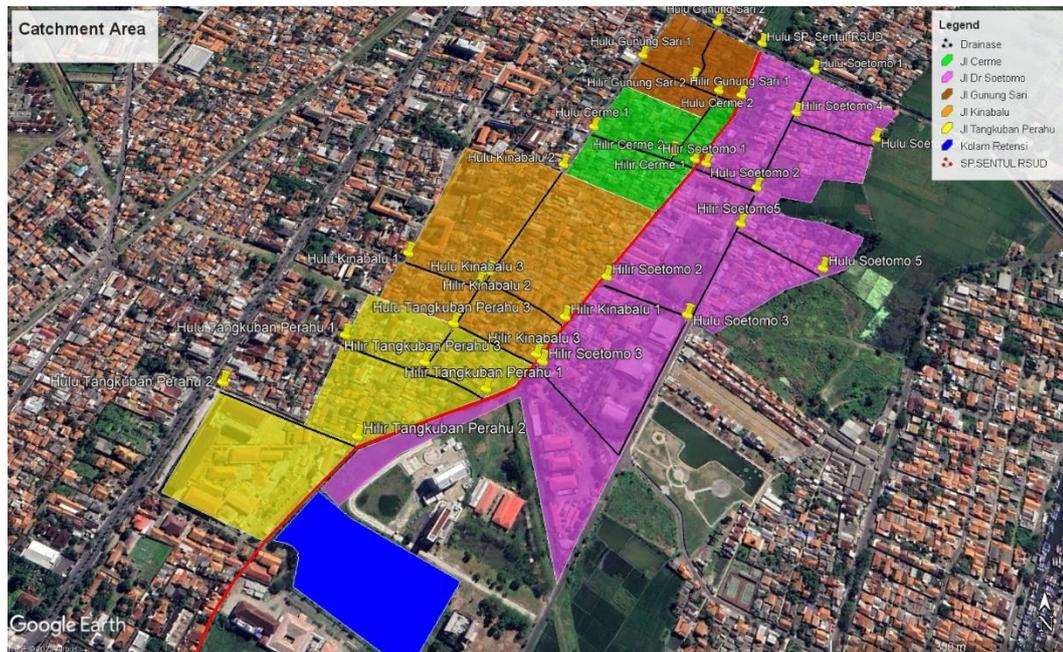
Dengan metode tersebut dapat diketahui bahwa hanya Stasiun Hujan Cilacap yang berpengaruh pada Saluran Pembuang Sentul-RSUD, sehingga data curah hujan dari Stasiun Hujan Cilacap yang digunakan sebagai analisis. Data curah hujan maksimum bulanan dari Stasiun Hujan Cilacap tersebut merupakan data hujan selama 10 tahun yang diperoleh sejak tahun 2011 sampai 2020 yang dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

**Tabel 5. 1 Data Hujan Stasiun Hujan Cilacap**

No	Tahun	Curah Hujan Maks. Harian (mm)											
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
1	2011	88	55	61	135	113	80	16	2	1	53	90	61
2	2012	65	103	53	83	87	7	4	1	0	52	124	94
3	2013	88	76	47	49	64	97	93	31	18	27	51	82
4	2014	47	76	80	42	58	110	194	55	2	13	77	100
5	2015	74	93	53	46	95	69	29	3	0	0	131	165
6	2016	39	85	68	152	69	130	112	94	114	181	79	159
7	2017	66	45	32	103	65	56	38	2	61	180	46	69
8	2018	134	67	45	78	17	12	7	2	8	16	163	200
9	2019	157	113	62	71	61	6	6	0	0	3	63	23
10	2020	24	46	105	56	77	97	19	19	87	103	133	86

Data hujan selama 10 tahun tersebut sudah bisa digunakan dalam perencanaan hidrologi karena dalam perkiraan hujan rencana dilakukan dengan analisis frekuensi terhadap data curah hujan harian rata-rata maksimum tahunan, dengan lama pengamatan sekurang-kurangnya 10 tahun terakhir dari minimal 1(satu) stasiun pengamatan (Departemen PU,2012).

Disamping data curah hujan diperlukan juga data luas daerah tangkapan hujan (*Catchment Area*), *Catchment Area* pada Saluran Pembuang RSUD-Sentul didapat dari *Catchment Area* drainase jalan di wilayah Sentul-RSUD. *Catchment Area* Saluran Pembuang RSUD-Sentul dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut.



**Gambar 5. 2 Catchment Area**

Dari Gambar 5.2 dapat diketahui luasan pada masing masing area yang dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

**Tabel 5. 2 Data Catchment Area**

No	Area	Ruas	Ordo	Panjang Sal. (m)	Elevasi		Luas (m <sup>2</sup> )	Luas (km <sup>2</sup> )
					Hulu (+m)	Hilir (+m)		
1	Gunung Sari	1	3	181	3,1	2,5	30807	0,03
		2	4	137	3,1	2,8		
2	Cerme	1	3	150	2,8	2,4	36448	0,04
		2	4	172	2,7	2,5		
3	Dr Soetomo	1	3	365	2,9	2,4	177308	0,18
		2	3	383	2,5	2,1		
		3	3	400	2,2	1,8		
		4	4	140	2,8	2,6		
		5	4	145	2,6	2,4		
4	Kinabalu	1	3	275	2,4	1,9	89334	0,09
		2	4	225	2,6	2,2		
		3	3	195	2,3	1,8		
5	Tangkuban Perahu	1	3	225	2,2	1,7	66526	0,07
		2	3	215	2,2	1,4		
		3	4	80	2,2	2,0		
Jumlah							400423,0	0,4

Dari Tabel dapat diketahui luasan Catchment area Saluran Pembuang Sentul-RSUD adalah 0,4 km<sup>2</sup>.

### 5.1.1 Analisis Parameter Statistik

Dalam menganalisis data hujan yang telah diperoleh perlu dilakukan analisis parameter statistik data hujan untuk menentukan distribusi hujan berdasarkan analisis frekuensi yang cocok. Adapun tahapan perhitungan yang akan dilakukan dalam menentukan analisis parameter statistik dengan menggunakan data hujan dari tahun 2011-2020 adalah sebagai berikut.

**Tabel 5. 3 Analisis Hujan Maksimum Tahunan**

NO	TAHUN	$X_i$	$X_i - (\bar{X})$	$(X_i - (\bar{X}))^2$	$(X_i - (\bar{X}))^3$	$(X_i - (\bar{X}))^4$
1	2011	135	-21,6	466,560	-10077,696	217678,234
2	2012	124	-32,6	1062,760	-34645,976	1129458,818
3	2013	97	-59,6	3552,160	-211708,736	12617840,666
4	2014	194	37,4	1398,760	52313,624	1956529,538
5	2015	165	8,4	70,560	592,704	4978,714
6	2016	181	24,4	595,360	14526,784	354453,530
7	2017	180	23,4	547,560	12812,904	299821,954
8	2018	200	43,4	1883,560	81746,504	3547798,274
9	2019	157	0,4	0,160	0,064	0,026
10	2020	133	-23,6	556,960	-13144,256	310204,442
<b>TOTAL</b>		1566	0	10134,4	-107584,080	20438764,192

Pada Tabel 5.2 nilai hujan maksimum bulanan setiap tahunnya ( $X$ ) telah diolah dan ditampilkan dalam bentuk sebuah tabel untuk mempermudah pembacaan data dan analisis yang akan dilakukanan untuk penentuan parameter statistik yang cocok. Contoh tahapan perhitungan untuk menentukan analisis parameter statistik yang cocok adalah sebagai berikut.

1. Menentukan nilai rata-rata hujan ( $\bar{X}$ ) dengan menggunakan Persamaan 3.2

$$\begin{aligned}\bar{X} &= \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \\ &= \frac{1566}{10} \\ &= 156,6 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Menghitung standar deviasi (S) dengan menggunakan Persamaan 3.3

$$\begin{aligned} S &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{10134,4}{10-1}} \\ &= 33,557 \end{aligned}$$

3. Menghitung koefisien variasi (Cv) dengan menggunakan Persamaan 3.4

$$\begin{aligned} C_v &= \frac{S}{\bar{X}} \\ &= \frac{33,557}{156,6} \\ &= 0,214 \end{aligned}$$

4. Menghitung koefisien kemencengan (Cs) dengan menggunakan Persamaan 3.5

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{n \sum_{i=1}^i (x_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \\ &= \frac{10 \cdot (-107584,080)}{(10-1)(10-2)(33,557)^3} \\ &= -0,395 \end{aligned}$$

5. Menghitung koefisien kurtosis (Ck) dengan menggunakan Persamaan 3.6

$$\begin{aligned} C_k &= \frac{n^2 \sum_{i=1}^i (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S)^4} \\ C_k &= \frac{10^2 \cdot 20438764,192}{(10-1)(10-2)(10-3)(33,557)^4} \\ &= 3,198 \end{aligned}$$

6. Menentukan parameter statistik

Dalam menentukan metode distribusi yang digunakan perlu di cocokkan nilai koefisien kurtosis dan koefisien kemencengan dengan menggunakan persyaratan parameter distribusi berdasarkan Tabel 3.3 berikut.

**Tabel 5. 4 Analisis Parameter Statistik**

No	Distribusi	Parameter	Hasil	Kecocokan Parameter
1	Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$	$C_s = -0,4$ $C_k = 3,2$	Tidak Cocok
2	Normal	$C_s \approx 0$ $C_k \approx 3$	$C_s = -0,4$ $C_k = 3,2$	Tidak Cocok
3	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v = 0,7$ $C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3 = 3,886$	$C_s = 0,14$ $C_k = 3,03$	Tidak Cocok
4	Log Pearson III	Selain dari nilai diatas	$C_s = -0,9$ $C_k = 4,8$	Cocok

Berdasarkan persyaratan parameter statistik penentuan distribusi hujan maka distridistribusi Log Pearson III adalah distribusi yang paling cocok digunakan pada data hujan tersebut.

### 5.1.2 Analisis Frekuensi

Dalam penentuan parameter statistik data hujan yang cocok, dapat diketahui distribusi Log Pearson III adalah distribusi yang cocok digunakan pada data hujan yang digunakan dalam penelitian. Untuk itu dalam analisis frekuensi yang dilakukan digunakan distribusi Log Pearson III.

**Tabel 5. 5 Analisis Distribusi Log Pearson III**

No	Tahun	Log (X)	(Log X-Log $\bar{X}$ )	(Log X-Log $\bar{X}$ ) <sup>2</sup>	(Log X-Log $\bar{X}$ ) <sup>3</sup>	(Log X - Log $\bar{X}$ ) <sup>4</sup>
1	2011	2,13	-0,055	0,003	0,000	0,000
2	2012	2,09	-0,092	0,008	-0,001	0,000
3	2013	1,99	-0,198	0,039	-0,008	0,002
4	2014	2,29	0,103	0,011	0,001	0,000
5	2015	2,22	0,033	0,001	0,000	0,000
6	2016	2,26	0,073	0,005	0,000	0,000
7	2017	2,26	0,070	0,005	0,000	0,000
8	2018	2,30	0,116	0,013	0,002	0,000
9	2019	2,20	0,011	0,000	0,000	0,000
10	2020	2,12	-0,061	0,004	0,000	0,000
Jumlah		21,85	0,000	0,090	-0,006	0,002

Pada tabel 5.5 nilai hujan maksimum bulanan setiap tahunnya (X) telah diolah dan ditampilkan dalam bentuk sebuah tabel untuk mempermudah pembacaan data dan analisis yang akan dilakukan untuk keperluan analisis frekuensi menggunakan distribusi Log Pearson III. Contoh tahapan perhitungan untuk menentukan analisis frekuensi menggunakan distribusi Log Pearson III adalah sebagai berikut.

1. Menentukan nilai rata rata hujan dalam skala logaritma ( $\text{Log } \bar{X}$ )

$$\begin{aligned}\text{Log } \bar{X} &= \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log} X_i}{n} \\ &= \frac{21,85}{10} \\ &= 2,185 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Standar deviasi dalam skala logaritma ( $S \text{ Log } X$ )

$$\begin{aligned}S \text{ Log } X &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log} X_i - \text{Log } \bar{X})^2}{(n-1)}} \\ &= \sqrt{\frac{0,090}{(10-1)}} \\ &= 0,095\end{aligned}$$

3. Koefisien Kemencengan ( $C_s$ ) dalam skala logaritma ( $C_s \text{ Log } X$ )

$$\begin{aligned}C_s &= \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log} x_i - \text{Log } \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \\ &= \frac{10 - (-0,006)}{(10-1)(10-2)(0,095)^3} \\ &= -0,90\end{aligned}$$

4. Menentukan nilai faktor frekuensi ( $K_T$ )

Untuk menentukan nilai  $K_T$  digunakan Tabel 3.3 dimana dalam penentuannya diperlukan nilai koefisien kemencengan ( $C_s$ ) dan nilai kala ulang. Dalam hal ini nilai koefisien kemencengan ( $C_s$ ) adalah -0,90 dan kala ulang hujan yang digunakan adalah 10 tahun sehingga dapat ditentukan nilai  $K_T$  berdasarkan Tabel 3.3 yaitu 1,147.

5. Menentukan nilai hujan rencana ( $X_T$ ) dengan menggunakan Persamaan 3.7.

$$\begin{aligned}\text{Log}X_{10} &= \text{Log}\bar{X} + K_{10} \cdot S \text{Log}X \\ &= 2,185 + 1,147 \cdot 0,095 \\ &= 2,294\end{aligned}$$

Sehingga nilai  $X_{10} = 196,638$  mm

Setelah diperoleh hasil nilai hujan rencana maka perlu kembali dilakukan pengujian distribusi probabilitasnya yang dalam hal ini dilakukan dengan metode Chi-kuadrat. Pengujian tersebut dilakukan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dalam hal ini distribusi Log Pearson III dapat mewakili distribusi statistik sampel data hujan yang dianalisis. Adapun contoh langkah analisis dalam pengujian tersebut dapat dilakukan seperti berikut.

1. Menghitung jumlah kelas ( $K$ ) dengan menggunakan Persamaan 3.14

$$\begin{aligned}K &= 1 + 3,22 \log n \\ &= 1 + 3,22 \log 10 \\ &= 4,322 \sim 4 \text{ kelas}\end{aligned}$$

2. Menghitung derajat kebebasan ( $D_K$ ) dan  $X_{cr}^2$  dengan menggunakan Persamaan 3.15.

$$\begin{aligned}D_K &= k - (P + 1) \\ &= 4 - (2 + 1) \\ &= 1\end{aligned}$$

Untuk nilai  $X_{cr}^2$  dapat ditentukan dengan Tabel 3.8 dengan jumlah data = 10,  $D_K = 1$ , dan  $\alpha = 5\%$  sehingga diperoleh nilai  $X_{cr}^2 = 3,841$ .

3. Menghitung kelas distribusi

Kelas distribusi =  $\frac{1}{4} \times 100\% = 25\%$ , jadi interval distribusinya 25%, 50%, 75%

$$P_x = 25\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{p_x} = \frac{1}{0,25} = 4 \text{ tahun}$$

$$P_x = 50\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{p_x} = \frac{1}{0,50} = 2 \text{ tahun}$$

$$P_x = 75\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{p_x} = \frac{1}{0,75} = 1,333 \text{ tahun}$$

## 4. Menghitung interval kelas

Untuk menentukan nilai  $K_T$  digunakan Tabel 3.3 dimana dalam penentuannya diperlukan nilai koefisien kemencengan ( $C_s$ ) dan nilai kala ulang.

$$T = 4 \text{ maka } K_T = 0,619$$

$$T = 2 \text{ maka } K_T = 0,148$$

$$T = 1,333 \text{ maka } K_T = -0,009$$

Untuk menghitung interval kelas pada distribusi log pearson III digunakan Persamaan 3.13 dengan menggunakan nilai  $K_T$  dan  $T$  pada setiap intervalnya sehingga didapatkan :

$$X_5 = 175 \text{ mm}$$

$$X_2 = 158 \text{ mm}$$

$$X_{1,333} = 152,80 \text{ mm}$$

5. Mencari nilai  $X^2$  lalu membandingkan dengan  $X_{cr}^2$ 

Untuk mempermudah perhitungan analisis  $X^2$  digunakan Tabel 5.5 berikut.

**Tabel 5. 6 Analisis Kecocokan Distribusi Log Pearson III**

No	Kelas Interval	Ef	Of	Of-Ef	$\frac{(Of - Ef)^2}{Ef}$
1	< 152,8	2,5	4	1,5	0,90
2	152,8 – 158,1	2,5	1	-1,5	0,90
3	158,1 – 175,2	2,5	1	-1,5	0,90
4	> 175,2	2,5	4	1,5	0,90
Jumlah		10	10	$X^2$	3,60

Dari hasil analisis kecocokan distribusi Log Pearson III yang telah dilakukan maka diperoleh nilai  $X^2 = 3,6$  dan nilai  $X_{cr}^2 = 3,841$  sehingga nilai  $X^2 < X_{cr}^2$  yang menyimpulkan bahwa data dari distribusi tersebut dapat diterima.

## 5.2 Analisis Hidrolika

Data saluran diperoleh dari hasil survei saluran pembuang yang dilakukan oleh Cv. Hycon Andrameda di wilayah kerja UPTD Kroya Kabupaten Cilacap. Dari hasil survei yang dilakukan dipilihlah lokasi untuk pembangunan kolam retensi pada Saluran Pembuang RSUD-Sentul. Kondisi Saluran Pembuang RSUD-Sentul dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut.



**Gambar 5. 3 Kondisi Saluran Eksisting**

Pada gambar tersebut dapat diketahui bahwa saluran pembuang Sentul-RSUD dalam kondisi baik, untuk data dimensi dapat dilihat pada hasil survei pada Tabel 5.6 berikut.

**Tabel 5. 7 Data Saluran**

Sal. Pembuang	Kecamatan	Panjang (m)	Panjang Tinjauan (m)	B (m)	H (m)	m	Jenis Saluran	Tipe Saluran	Elevasi (m)	
									Hulu	Titik Tinjauan
Sentul-RSUD	Cilacap Selatan	2780,5	1137	2	0,7	0,36	pas. Batu	Terbuka	2,7	1,3

Data saluran tersebut bisa digunakan dalam analisis hidrolika untuk mengetahui kemampuan penampang dalam menampung debit rencana.

### 5.2.1 Perhitungan Geometri Penampang Saluran Trapesium

Adapun tahapan perhitungan geometri penampang saluran berbentuk trapesium adalah sebagai berikut.

1. Perhitungan luas penampang basah menggunakan Persamaan 3.17

$$\begin{aligned} A_{\text{total}} &= (b + mh)h \\ &= (2 + 0,36 \cdot 0,7) \cdot 0,7 \\ &= 1,58 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

2. Perhitungan keliling basah total menggunakan Persamaan 3.18

$$\begin{aligned} P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 2 + 2 \cdot 0,7\sqrt{1 + 0,36^2} \\ &= 3,49 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Perhitungan jari-jari hidraulik menggunakan Persamaan 3.19

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{1,58}{3,49} \\ &= 0,45 \end{aligned}$$

### 5.2.2 Kemiringan Dasar Saluran

Perhitungan kemiringan dasar saluran menggunakan Persamaan 3.21 berikut.

$$\begin{aligned} S &= \frac{e_1 - e_2}{L} \\ &= \frac{2,7 - 1,3}{1137} \\ &= 0,0012 \end{aligned}$$

### 5.2.3 Kecepatan Aliran

Perhitungan Kecepatan Aliran menggunakan koefisien manning (n). Untuk menentukan nilai n digunakan Tabel 3.9 dimana dalam penentuannya berdasarkan bahan dinding saluran. Perhitungan Kecepatan Aliran menggunakan Persamaan 3.22 berikut.

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,03} 0,45^{2/3} 0,0012 \\ &= 0,68 \text{ m/s} \end{aligned}$$

### 5.2.4 Kapasitas Saluran

Berikut perhitungan debit maksimum saluran dan debit saluran saat kondisi normal dapat dilihat pada perhitungan berikut.

1. Perhitungan debit maksimum aliran pada saluran menggunakan Persamaan 3.23 berikut.

$$\begin{aligned} Q_{\text{sal}} &= A \cdot V \\ &= 1,58 \cdot 0,68 \\ &= 1,07 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

## 5.3 Analisis Kapasitas Kolam Retensi

Perhitungan kapasitas kolam retensi menggunakan debit rencana Metode Rasional dan Metode Modifikasi Rasional dengan kala ulang 10 tahun, untuk selanjutnya diubah menjadi hidrograf agar dapat diketahui volume kolam retensi kritis.

### 5.3.1 Waktu Konsentrasi

Perhitungan waktu konsentrasi menggunakan metode Kirpich menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

$$\begin{aligned} t_c &= \left( \frac{0.87 \cdot L^2}{1000 \cdot S} \right)^{0,385} \\ &= \left( \frac{0.87 \cdot 1,137^2}{1000 \cdot 0,0012} \right)^{0,385} \\ &= 0,98 \text{ jam} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan tahap selanjutnya perlu diubah satuan  $t_c$  dari jam menjadi menit sehingga di dapat nilai  $t_c$  sebesar 59 menit.

Perhitungan waktu pengaliran sepanjang saluran menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$\begin{aligned} t_d &= \frac{L_s}{60 \cdot V} \\ &= \frac{1137}{60 \cdot 0,68} \\ &= 28 \text{ menit} \end{aligned}$$

### 5.3.2 Analisis Intensitas Hujan Rencana

Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus Mononobe dengan menggunakan Persamaan 3.26. Contoh tahapan perhitungan intensitas hujan kala ulang 10 tahun adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} I &= \frac{X_{24}}{24} \cdot \left( \frac{24}{t} \right)^{2/3} \\ &= \frac{196,64}{24} \cdot \left( \frac{24}{0,98} \right)^{2/3} \\ &= 69,31 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

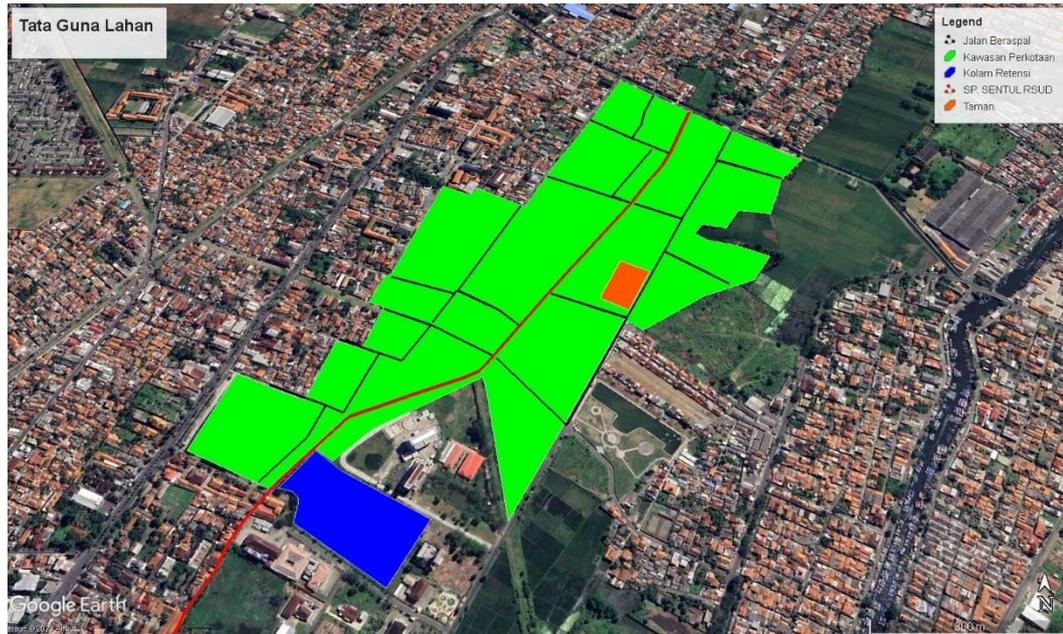
Hasil perhitungan Intensitas Hujan dengan berbagai kala ulang dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut.

**Tabel 5. 8 Intensitas Hujan**

Intensitas Hujan (mm/jam)							
2th	5th	10th	20th	25th	50th	100th	200th
55,74	65,02	69,31	71,99	73,36	75,67	77,53	79,05

### 5.3.3 Analisis Koefisien Aliran

Koefisien aliran berdasar pada tata guna lahan pada *catchment area* yang dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut.



**Gambar 5. 4 Tata Guna Lahan**

Berdasarkan Gambar 5.4 maka dapat diketahui luasan pada masing masing penutup lahan yang dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

**Tabel 5. 9 Tata Guna Lahan**

No	Tata Guna Lahan	Luas (m <sup>2</sup> )	Luas (km <sup>2</sup> )	Koef. C
1	Kawasan Perkotaan	400416.605	0,4	0,9
2	Jalan Beraspal	22,277	0,00002	0,95
3	Taman	6,395	0,000006	0,25
Jumlah		400445,277	0,40	

Berdasarkan data Tabel 5.8 maka nilai C dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.27 berikut.

$$\begin{aligned}
 C_{DAS} &= \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \\
 &= \frac{(0,4 \cdot 0,9) + (0,00002 \cdot 0,95) + (0,000006 \cdot 0,25)}{0,40} \\
 &= 0,90
 \end{aligned}$$

Sehingga dapat diketahui nilai Koefisien Aliran (C) adalah 0,9

### 5.3.3 Analisis Debit Rencana

Perhitungan debit rencana menggunakan Metode Rasional dan Metode Modifikasi Rasional. Contoh tahapan perhitungan debit rencana kala ulang 10 tahun adalah sebagai berikut.

#### 1. Metode Rasional

Perhitungan metode rasional menggunakan Persamaan 3.27 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{10} &= 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \\
 &= 0,278 \cdot 0,9 \cdot 69,31 \cdot 0,40 \\
 &= 6,944 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan debit Metode Rasional dengan berbagai kala ulang dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

**Tabel 5. 10 Debit Metode Rasional**

Q metode rasional (m <sup>3</sup> /s)							
2th	5th	10th	20th	25th	50th	100th	200th
5,584	6,514	6,944	7,212	7,350	7,581	7,767	7,919

## 2. Metode Modifikasi Rasional

Perhitungan metode modifikasi rasional menggunakan nilai koefisien penyimpanan ( $C_s$ ) Persamaan 3.30 berikut.

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{2t_c}{2t_c + t_d} \\ &= \frac{2 \cdot 59}{2 \cdot 59 + 28} \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

Setelah diketahui nilai koefisien penyimpanan ( $C_s$ ) maka debit rencana dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.29 berikut.

$$\begin{aligned} Q_{10} &= 0,278 \cdot C \cdot C_s \cdot I \cdot A \\ &= 0,278 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 69,31 \cdot 0,40 \\ &= 6,01 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan debit Metode Modifikasi Rasional dengan berbagai kala ulang dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut

**Tabel 5. 11 Debit Metode Modifikasi Rasional**

Q Metode Modifikasi Rasional (m <sup>3</sup> /s)							
2th	5th	10th	20th	25th	50th	100th	200th
4,832	5,637	6,009	6,241	6,360	6,560	6,721	6,853

### 5.3.4 Hidrograf Aliran Masuk

Hidrograf aliran masuk digunakan untuk mendapatkan volume kolam retensi kritis.

#### 1. Metode Rasional

Pada metode rasional hidrograf aliran berbentuk segitiga dengan titik puncak hidrograf menggunakan debit rencana ( $Q_{inflow}$ ), dan untuk perhitungan waktu (t) dapat dilihat pada perhitungan berikut.

##### a. Waktu Puncak

Perhitungan waktu puncak didapat dari persamaan berikut.

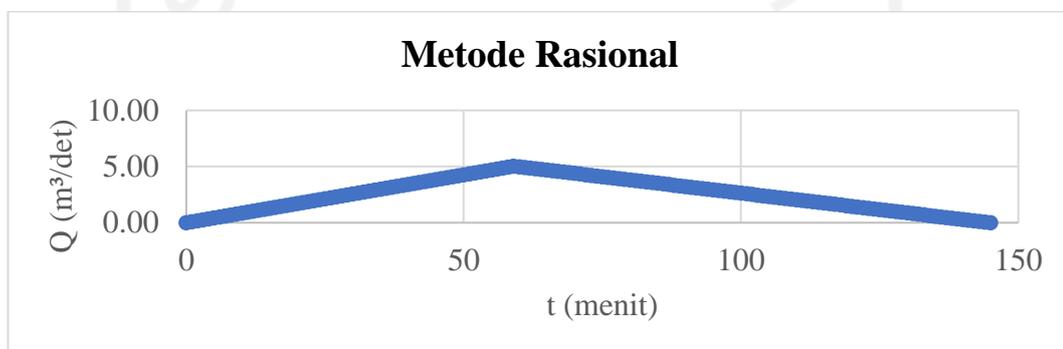
$$\begin{aligned} t_{\text{puncak}} &= t_c \\ &= 59 \text{ menit} \end{aligned}$$

b. Waktu Total

Perhitungan waktu total didapat dari persamaan berikut.

$$\begin{aligned} t_{\text{total}} &= 2t_c + t_d \\ &= 2 \cdot 59 + 28 \\ &= 145 \text{ menit} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan debit inflow ( $Q_{\text{inflow}}$ ) dan waktu ( $t$ ) dapat dimodelkan menjadi hidrograf aliran seperti Gambar 5.5 berikut.



**Gambar 5. 5 Grafik Hidrograf Metode Rasional**

Berdasarkan grafik tersebut dapat dicari volume kumulatif berdasarkan penjumlahan volume yang masuk dari menit ke-0 hingga menit ke-145. Perhitungan volume kumulatif dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut.

**Tabel 5. 12 Volume Kumulatif Metode Rasional**

<b>Metode Rasional</b>			
<b>Waktu Kumulatif (menit)</b>	<b>Aliran Masuk (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b>Volume inflow (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Kumulatif (m<sup>3</sup>)</b>
0	0,00	0,00	0,00
5	0,59	31,78	88,27
10	1,18	67,09	353,10
15	1,77	102,40	794,47
20	2,35	137,71	1412,38
25	2,94	173,02	2206,85
30	3,53	208,33	3177,86
35	4,12	243,64	4325,42
40	4,71	278,95	5649,53
45	5,30	314,26	7150,19
50	5,88	349,56	8827,39
55	6,47	384,87	10681,15
60	6,86	414,23	12705,49
65	6,46	390,01	14703,98
70	6,06	365,78	16581,34
75	5,65	341,56	18337,58
80	5,25	317,33	19972,70
85	4,84	293,11	21486,70
90	4,44	268,89	22879,58
95	4,04	244,66	24151,34
100	3,63	220,44	25301,98
105	3,23	196,21	26331,50
110	2,83	171,99	27239,90
115	2,42	147,77	28027,18
120	2,02	123,54	28693,34
125	1,61	99,32	29238,38
130	1,21	75,09	29662,30
135	0,81	50,87	29965,10
140	0,40	26,65	30146,78
145	0,00	2,42	30207,34

Dari Tabel 5.11 Dapat diketahui volume kumulatif tampungan kolam adalah 30207,34 m<sup>3</sup>

## 2. Metode Modifikasi Rasional

Pada metode modifikasi rasional hidrograf aliran berbentuk pelana dengan titik puncak hidrograf menggunakan debit rencana ( $Q_{inflow}$ ) dan untuk perhitungan waktu dengan mencoba (*trial & error*) nilai waktu konsentrasi ( $t_c$ ) = 90 menit dan 120 menit.

a. Perhitungan ( $t_c$ ) = 90 menit dapat dilihat pada perhitungan berikut.

### 1. Waktu Puncak

Perhitungan waktu puncak didapat dari persamaan berikut.

$$\begin{aligned} t_{\text{puncak 1}} &= t_d \\ &= 28 \text{ menit} \end{aligned}$$

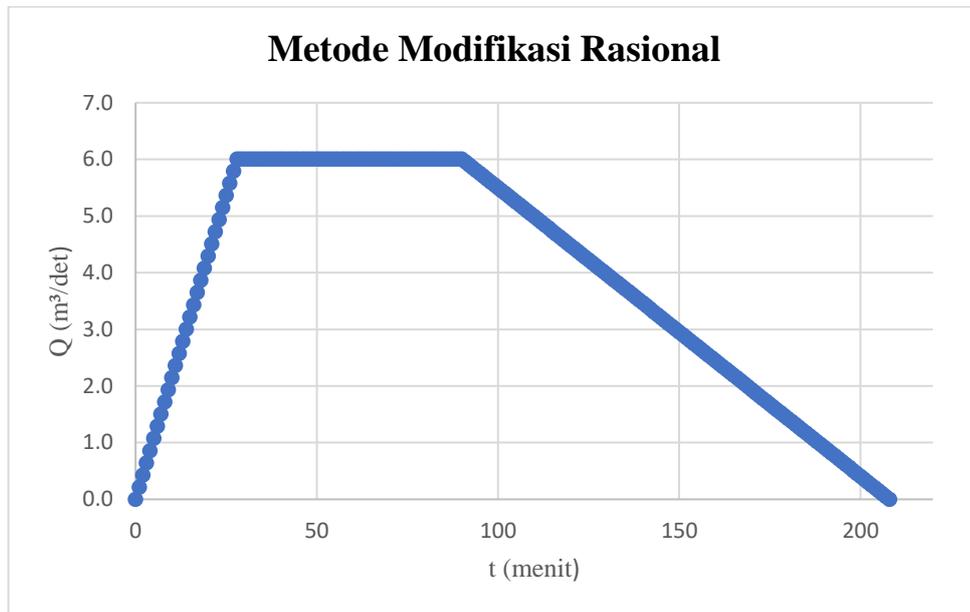
$$\begin{aligned} t_{\text{puncak 2}} &= t_c \\ &= 90 \text{ menit} \end{aligned}$$

### 2. Waktu Total

Perhitungan waktu total didapat dari persamaan berikut.

$$\begin{aligned} t_{\text{total}} &= 2t_c + t_d \\ &= 2 \cdot 90 + 28 \\ &= 208 \text{ menit} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan debit inflow ( $Q_{inflow}$ ) dan waktu ( $t$ ) dapat dimodelkan menjadi hidrograf aliran seperti Gambar 5.6 berikut.



**Gambar 5. 6 Grafik Hidrograf Metode Modifikasi Rasional**

Berdasarkan grafik tersebut dapat dicari volume kumulatif berdasarkan penjumlahan volume yang masuk dari menit ke-0 hingga menit ke-208 . Perhitungan volume kumulatif dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut.

**Tabel 5. 13 Volume Kumulatif Metode Modifikasi Rasional**

<b>Metode Rasional Modifikasi</b>			
<b>Waktu Kumulatif (menit)</b>	<b>Aliran Masuk (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b>Volume Kumulatif (m<sup>3</sup>/det)</b>
0	0,00	0,00	0,00
10	2,15	122,33	643,87
20	4,29	251,11	2575,47
30	6,01	360,57	5769,04
40	6,01	360,57	9374,69
50	6,01	360,57	12980,34
60	6,01	360,57	16585,99
70	6,01	360,57	20191,65
80	6,01	360,57	23797,30
90	6,01	360,57	27402,95
100	5,50	331,54	30855,82
110	4,99	300,98	34003,12
120	4,48	270,42	36844,86
130	3,97	239,87	39381,04
140	3,46	209,31	41611,66
150	2,95	178,75	43536,71
160	2,44	148,20	45156,20
170	1,94	117,64	46470,12
180	1,43	87,09	47478,48
190	0,92	56,53	48181,28
200	0,41	25,97	48578,51
210	0	0	48670,18

Dari Tabel 5.12 Dapat diketahui volume kumulatif tampungan kolam adalah 48670,18 m<sup>3</sup>.

b. Perhitungan ( $t_c$ ) = 120 menit dapat dilihat pada perhitungan berikut.

1. Waktu Puncak

Perhitungan waktu puncak didapat dari persamaan berikut.

$$\begin{aligned} t_{\text{puncak 1}} &= t_d \\ &= 28 \text{ menit} \end{aligned}$$

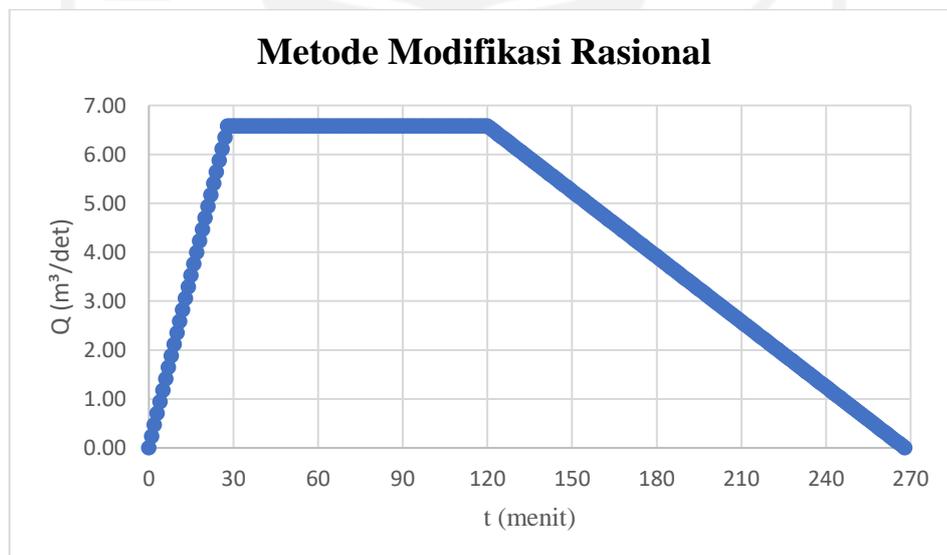
$$\begin{aligned} t_{\text{puncak 2}} &= t_c \\ &= 120 \text{ menit} \end{aligned}$$

2. Waktu Total

Perhitungan waktu total didapat dari persamaan berikut.

$$\begin{aligned} t_{\text{total}} &= 2t_c + t_d \\ &= 2 \cdot 120 + 28 \\ &= 268 \text{ menit} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan debit inflow ( $Q_{\text{inflow}}$ ) dan waktu ( $t$ ) dapat dimodelkan menjadi hidrograf aliran seperti Gambar 5.7 berikut.



**Gambar 5. 7 Grafik Hidrograf Metode Modifikasi Rasional**

Berdasarkan grafik tersebut dapat dicari volume kumulatif berdasarkan penjumlahan volume yang masuk dari menit ke-0 hingga menit ke-268 . Perhitungan volume kumulatif dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

**Tabel 5. 14 Volume Kumulatif Metode Modifikasi Rasional**

<b>Metode Rasional Modifikasi</b>			
<b>Waktu Kumulatif (menit)</b>	<b>Aliran Masuk (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>/det)</b>	<b>Volume Kumulatif (m<sup>3</sup>/det)</b>
0	0,00	0,00	0,00
10	2,35	133,99	705,19
20	4,70	275,02	2820,76
30	6,58	394,91	6318,50
40	6,58	394,91	10267,56
50	6,58	394,91	14216,62
60	6,58	394,91	18165,69
70	6,58	394,91	22114,75
80	6,58	394,91	26063,81
90	6,58	394,91	30012,87
100	6,58	394,91	33961,94
110	6,58	394,91	37911,00
120	6,58	394,91	41860,06
130	6,14	369,56	45675,71
140	5,69	342,87	49224,53
150	5,25	316,19	52506,52
160	4,80	289,51	55521,68
170	4,36	262,83	58270,02
180	3,91	236,14	60751,52
190	3,47	209,46	62966,20
200	3,02	182,78	64914,05
210	2,58	156,09	66595,07
220	2,13	129,41	68009,26
230	1,69	102,73	69156,62
240	1,25	76,05	70037,15
250	0,80	49,36	70650,86
260	0,36	22,68	70997,74
270	0	0	71077,79

Dari Tabel 5.13 Dapat diketahui volume kumulatif tampungan kolam adalah 71077,79 m<sup>3</sup>.

### 5.3.5 Kapasitas Maksimum Kolam

Kapasitas maksimum kolam didasarkan pada muka air tanah dan luasan lahan. Untuk muka air tanah di daerah studi berada pada kedalaman 3 (tiga) meter didapat dari wawancara kepada warga di sekitar lokasi penelitian dan luasan maksimum lahan adalah 26.000 m<sup>2</sup>.

Berdasarkan batasan luas lahan yang tersedia dan kedalaman muka air tanah maka dipilih luasan permukaan kolam retensi (A1) sebesar 26000 m<sup>2</sup> dan asumsi luasan dasar kolam (A2) sebesar 24000 m<sup>2</sup> dengan kedalaman kolam 2 meter. Denah kolam retensi dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



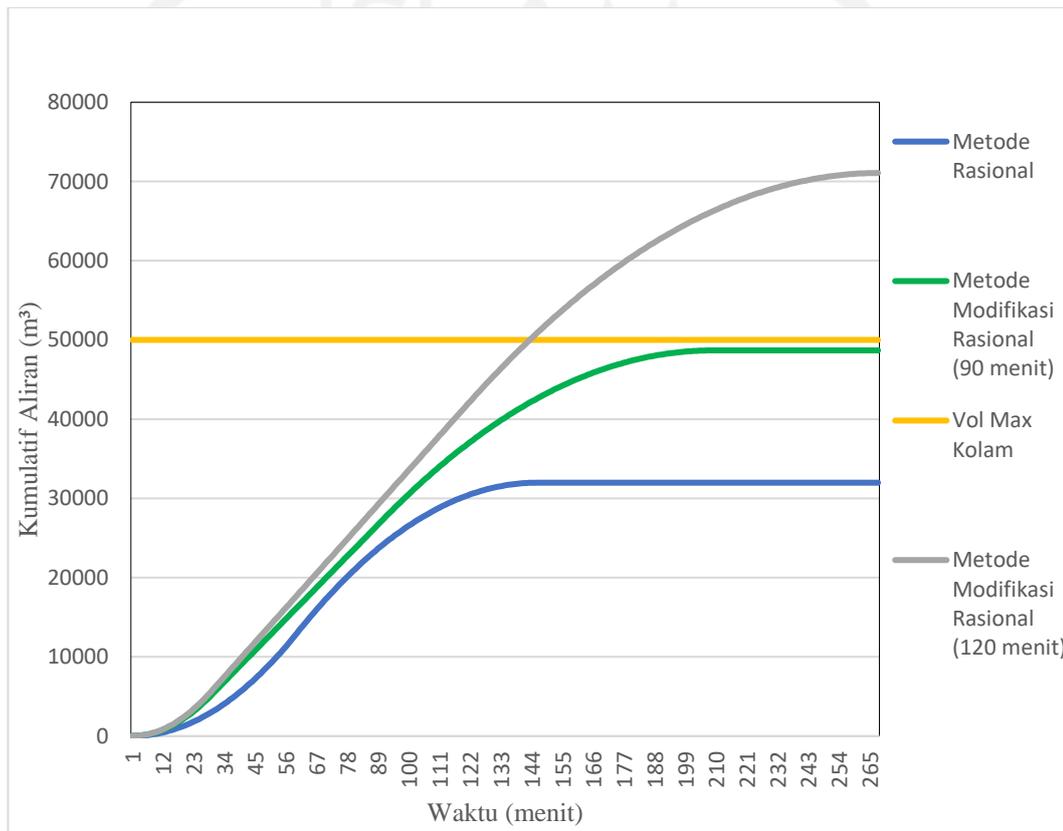
**Gambar 5. 8 Denah Kolam Retensi**

Dari data tersebut dapat diketahui kapasitas maksimum kolam dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Vol} &= \frac{A1+A2}{2} \cdot H \\ &= \frac{26000 + 24000}{2} \cdot 2 \\ &= 50.000 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Sehingga dapat diketahui volume tampungan kolam yang diizinkan adalah 50.000 m<sup>3</sup>.

Hasil analisis debit aliran dari Metode Rasional (Tabel 5.11), Metode Modifikasi Rasional dengan  $t_c$  sebesar 90 menit (Tabel 5.12), Metode Modifikasi Rasional dengan  $t_c$  sebesar 120 menit (Tabel 5.13), dan Kapasitas izin kolam retensi sebesar 50.000 m<sup>3</sup> diplotkan pada grafik debit kumulatif aliran seperti Gambar 5.9 berikut.



**Gambar 5. 9 Grafik Debit Kumulatif Aliran**

Penentuan kapasitas optimum kolam retensi didasarkan pada aliran kritis berdasarkan grafik debit kumulatif aliran. Aliran kritis yang dimaksudkan adalah hasil analisis debit kumulatif aliran pada Metode Modifikasi Rasional lebih kecil dari kapasitas volume yang diizinkan kolam retensi dan lebih besar dari debit kumulatif aliran pada perhitungan Metode Rasional.

Dari Gambar 5.9 dapat diketahui bahwa hasil analisis debit kumulatif aliran yang lebih kecil dari kapasitas izin kolam retensi (garis kuning) dan lebih besar dari

debit kumulatif aliran dengan Metode Rasional (garis biru) adalah analisis debit kumulatif aliran Metode Modifikasi Rasional dengan  $t_c$  sebesar 90 menit (garis hijau).

Sehingga dapat diketahui kapasitas optimum dari kolam retensi adalah sebesar 48676,29 m<sup>3</sup>

### 5.3.6 Dimensi Pintu Air

Perhitungan dimensi pintu air menggunakan Persamaan 3.31 berikut.

$$\begin{aligned} L_p &= \frac{Q}{C_d \cdot H^2} \\ &= \frac{6,01}{2 \cdot 0,72} \\ &= 3,33 \text{ m} \approx 4 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga jika menggunakan pintu dengan lebar 2 meter maka memerlukan 2 (dua) buah pintu sebagai *inlet* kolam.

### 5.3.7 Kapasitas Pompa

Dengan mempertimbangkan kemudahan dalam pengoperasian dan perawatan pompa, maka dipilih pompa dengan jenis pompa *Submersible* sebagai pengering kolam retensi.

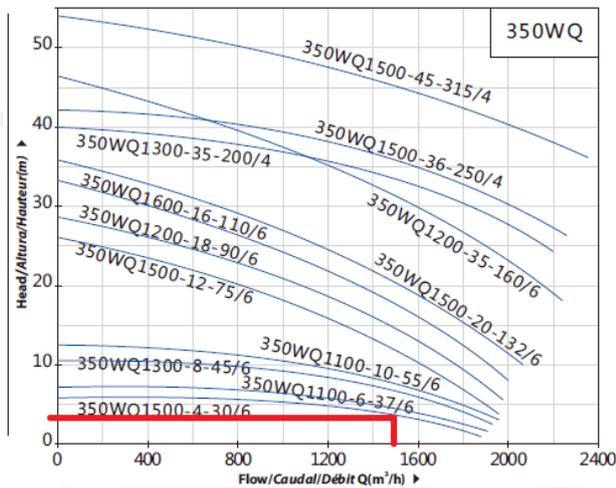


WQ Submersible sewage pump

**Gambar 5. 10 Pompa *Submersible***

Pengoperasian pompa sebagai pengering kolam dimulai ketika aliran air pada saluran sudah tidak ada yang masuk ke dalam kolam retensi. Dengan terbatasnya kapasitas saluran maka debit maksimum pompa yang sesuai perlu diperhitungkan agar tidak terjadi luapan ketika pengoperasian pompa ( $Q_{pompa} < Q_{sal}$ ).

Pemilihan pompa yang digunakan sebagai pengering kolam disesuaikan dengan *flow diagram* yang tersedia pada katalog *Purity Pump*. *Flow diagram* dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.



**Gambar 5. 11 Flow Diagram Head Pump**

Berdasarkan *Flow Diagram* pada Gambar 5.8 dipilihlah pompa dengan tipe 350 WQ1500-4-30/6 dengan debit maksimum pompa pada ketinggian 2 meter sebesar 1500 m<sup>3</sup>/jam atau 0.41 m<sup>3</sup>/detik. Dengan debit pompa tersebut maka dibutuhkan dua buah pompa, sehingga didapat debit keseluruhan pompa sebesar 0.82 m<sup>3</sup>/detik yang mana keseluruhan debit pompa ( $Q_{pompa}$ ) masih lebih kecil dibandingkan debit maksimum pada saluran ( $Q_{sal}$ ). Perhitungan waktu pengeringan kolam dapat menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{\text{Vol}}{n \cdot Q_{pompa}} \\
 &= \frac{48676,29}{2 \cdot 1500} \\
 &= 16,26 \text{ jam} \approx 16 \text{ jam } 14 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Sehingga dapat diketahui waktu untuk pengeringan kolam adalah 16 jam 14 menit.

#### 5.4 Pembahasan

Saluran Pembuang Sentul-RSUD merupakan saluran yang terletak di pusat Kota Cilacap dengan luas *catchment area* 0,40 km<sup>2</sup>, sehingga analisis Hidrologi yang dilakukan dalam penelitian ini menggunakan tiga Stasiun Hujan di sekitar Kabupaten Cilacap yaitu stasiun hujan Cilacap, Jeruk Legi dan Kesugihan. Dengan menggunakan metode Polygon Thiessen didapatkan hanya satu stasiun hujan yang berpengaruh pada Saluran Pembuang Sentul-RSUD yaitu Stasiun Hujan Cilacap. Data yang diperoleh dari pencatatan curah hujan Stasiun Hujan Cilacap di gunakan dalam Analisis Frekuensi sehingga didapatkan distribusi Log Pearson III yang cocok dengan persyaratan Parameter Statistik distribusi hujan.

Setelah diperoleh nilai hujan rencana maka perlu kembali dilakukan pengujian distribusi probabilitasnya dengan metode Chi-kuadrat dan didapat distribusi probabilitas Log Pearson III dapat diterima dengan nilai  $X^2 < X_{Cr}^2$ .

Saluran eksisting Sentul-RSUD memiliki penampang saluran berbentuk trapesium dengan kontruksi pasangan batu yang memiliki keseragaman dimensi dari hulu hingga hilir saluran. Data survei pada saluran eksisting digunakan untuk perhitungan kapasitas saluran, sehingga dapat diketahui kapasitas saluran sebesar 1,07 m<sup>3</sup>/s.

Waktu Konsentrasi ( $t_c$ ) dihitung dengan menggunakan metode Kirpich didapat 0,98 jam dan untuk waktu pengaliran ( $t_d$ ) sebesar 28 menit

Analisis Kapasitas Kolam Retensi menggunakan rencana kala ulang 10 tahun dengan Intensitas Hujan sebesar 69,31 mm/jam dan nilai Koefisien Aliran (C) sebesar 0,9. Sehingga didapat debit Metode Rasional sebesar 6,94 m<sup>3</sup>/s dan debit Metode Modifikasi Rasional sebesar 6,01 m<sup>3</sup>/s. Debit rencana Kala ulang 10 tahun Metode Modifikasi Rasional digunakan sebagai debit *inflow* kolam retensi.

Perhitungan volume Kolam Retensi didapat dari hidrograf Metode Modifikasi Rasional dengan cara *trial & error* waktu konsentrasi ( $t_c$ ) sebesar 90 menit serta dengan mempertimbangkan aliran kritis sehingga didapatkan volume optimum kolam retensi sebesar 48676,29 m<sup>3</sup>.

Kolam retensi menggunakan dua buah pintu sebagai *inlet* kolam dengan lebar masing-masing pintu 2 meter, serta menggunakan pompa sebagai pengering kolam dengan pola pengoperasian akan dinyalakan ketika aliran pada saluran tidak ada yang masuk ke dalam kolam retensi. Berdasarkan kapasitas maksimum saluran sebesar  $1,07 \text{ m}^3/\text{s}$  maka pompa yang digunakan harus memiliki debit yang lebih kecil, sehingga digunakan dua buah pompa dengan masing-masing berkapasitas  $1500 \text{ m}^3/\text{jam}$  dengan waktu pengeringan selama 16 jam 14 menit.



## **BAB VI**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **6.1 Kesimpulan**

Dari analisa perhitungan dalam perencanaan pengendalian banjir dengan mengunaka kolam retensi maka diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Debit *inflow* kolam retensi diperoleh dengan menggunakan metode Modifikasi Rasional sebesar 6,01 m<sup>3</sup>/detik.
2. Rencana dimensi kolam retensi diperoleh yaitu kolam seluas 26000 m<sup>2</sup> dengan kedalaman kolam 2 meter yang direncanakan dapat menampung volume sebesar 48676,29 m<sup>3</sup>.
3. Kapasitas pompa yang digunakan sebagai *outflow* kolam retensi yaitu dua buah pompa dengan masing-masing kapasitas 1500 m<sup>3</sup>/jam dengan waktu pengeringan 16 jam 14 menit.

#### **6.2 Saran**

Dalam penelitian ini penulis memberikan beberapa saran terkait penanganan banjir yaitu.

1. Dapat dilakukan penelitian lebih lanjut dengan mendesain debit limpasan air banjir menggunakan metode lain yang belum ada pada penelitian ini.
2. Dapat dilakukan penelitian lebih lanjut dengan menganalisis sedimentasi, rembesan, dan evaporasi yang terjadi pada kolam retensi yang direncanakan.
3. Penelitian ini dapat digunakan sebagai salah satu masukan perencanaan dalam penanganan banjir di Kota Cilacap.

## DAFTAR PUSTAKA

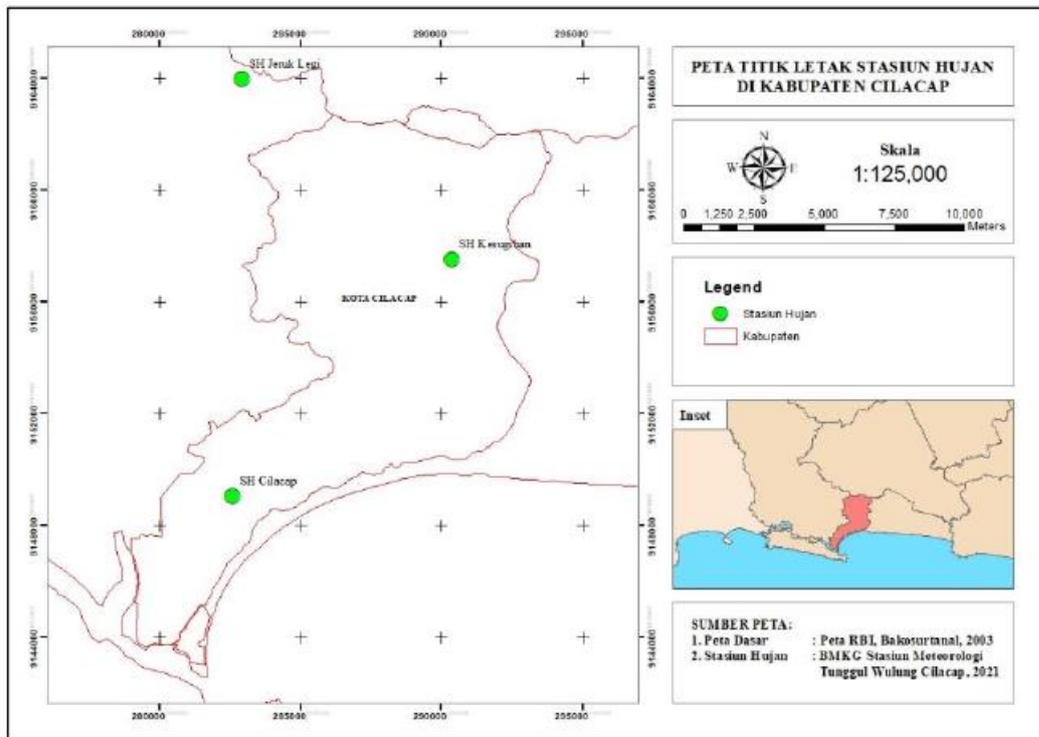
- Amrullah, F. (2018). *Analisis Perencanaan Kolam Retensi dalam Menanggulangi Bencana Banjir di Desa Tegaldowo Kab, Pekalongan*.
- Anasiru, Triyanti (2005). Analisis perubahan kecepatan aliran pada muara sungai palu, Jurnal SMARTek Universitas Tadulako, Palu.
- BAPPEDA Kabupaten Cilacap. (2021). *Masterplan Drainase Perkotaan Cilacap Tahun 2021*.
- Chow, Ven Te, Nensi Rosalina. 1997. Hidrolika Saluran Terbuka cetakan ke – 4. Jakarta: Erlangga.
- Chow, Ven Te. 1985. Hidrolika Saluran Terbuka (Open Channel Hydraulics). Jakarta: Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Cipta Karya. 2010. Tata Cara Pembuatan Kolam Retensi dan Polder, Jakarta
- Direktorat Jendral Cipta Karya. 2012. Tata Cara Pembuatan Kolam Retensi dan Polder dengan Saluran-Saluran Utama. Penerbit Kementerian Pekerjaan Umum. Jakarta.
- Direktorat Jendral Sumber Daya Air. 2013. Kriteria Perencanaan Bagian Saluran. Penerbit Kementerian Pekerjaan Umum. Jakarta
- Kementerian Pekerjaan Umum. (2011). *Prosedur dan Instruksi Kerja Perhitungan Debit Banjir Rencana. 20*.
- Florince, Arifaini, N., & Adha, I. (2015). Studi kolam retensi sebagai upaya pengendalian banjir sungai way simpur kelurahan palapa kecamatan tanjung karang pusat. *Jrsdd*, 3(3), 507–520.

- General Catalogue Purity Pump*. (2020). Purity Pump.
- Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. (2018). Perencanaan Sistem Polder dan Kolam Retensi. *Modul Diklat Teknis*, 1–41.
- Kodoatie, Robert J, Sugiyanto. 2002. Banjir Beberapa Penyebab dan Metode Pengendaliannya dalam Perspektif Lingkungan. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Kodoatie, Robert J. 2013. Rekayasa Manajemen Banjir Kota. Yogyakarta: Penerbit Andi
- Koyari, Elroy. (2012). *Pola Pengendalian Banjir Kawasan Bambu Kuning Kota Jayapura*. 3.
- Made Kamiana, I. (2011). *Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air*. Graha Ilmu. Yogyakarta.
- Park, M., Chung, G., Yoo, C., & Kim, J. H. (2012). Optimal design of stormwater detention basin using the genetic algorithm. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 16(4), 660–666.
- Soewarno. 1995. Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1. Nova. Bandung.
- Souza, F. P., Costa, M. E. L., & Koide, S. (2019). Hydrological modelling and evaluation of detention ponds to improve urban drainage system and water quality. *Water (Switzerland)*, 11(8), 1–17.
- Suripin. (2004). *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. C.V Andi Offset. Yogyakarta.
- Triatmodjo, B. (2008). *Hidrologi Terapan*, Beta Offset Yogyakarta.



# LAMPIRAN

### Lampiran 1. Peta Titik Letak Stasiun Hujan Di Kabupaten Cilacap



(Sumber: Masterplan Drainase Perkotaan Cilacap 2021)

## Lampiran 2. Tabel Curah Hujan di Kota Cilacap dan Sekitarnya



**BADAN METEOROLOGI KLIMATOLOGI DAN GEOFISIKA  
STASIUN METEOROLOGI TUNGGUL WULUNG**

Jl. Gantor Subroto 20 Cilacap 53223  
Telp. (0282) 534103, 535822, Fax. (0282) 535822  
E-mail : [met\\_clo@balgo.go.id](mailto:met_clo@balgo.go.id)

**DATA CURAH HUJAN MAKSIMUM  
STASIUN METEOROLOGI TUNGGUL WULUNG CILACAP  
TAHUN 2011 - 2020**

TAHUN	CURAH HUJAN ( milimeter )											
	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOP	DES
2011	88	86	61	135	113	80	18	2	1	63	90	61
2012	65	103	53	83	87	7	4	1	-	52	124	94
2013	88	76	47	49	64	97	93	31	18	27	51	82
2014	47	76	80	42	58	110	194	55	2	13	77	100
2015	74	93	53	46	95	89	29	3	-	-	131	165
2016	39	86	68	152	69	130	112	94	114	181	79	159
2017	66	45	32	103	85	86	38	2	61	180	46	69
2018	134	87	46	78	17	12	7	2	8	16	163	200
2019	157	113	62	71	61	6	6	-	-	3	63	23
2020	24	46	105	56	77	97	19	19	87	103	133	86

Revisi No. 71

Cilacap, 11 Oktober 2021

KEPALA

  
TARUNA MONA RACHMAN

(Sumber: Masterplan Drainase Perkotaan Cilacap 2021)

### Lampiran 3. Peta Saluran Pembuang Kota Cilacap

