

Laporan Tugas Akhir fix (desand lambe bandaso)

by admin turnitin

Submission date: 04-Sep-2024 10:18AM (UTC-0400)

Submission ID: 2444798917

File name: Laporan_Tugas_Aakhir_fix_desand_lambe_bandaso_.docx (10.28M)

Word count: 11742

Character count: 61676

5
BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Salah satu jenis fenomena alam yang disebabkan oleh curah hujan yang tinggi adalah banjir, yang terjadi ketika jumlah air melebihi daya tampung sistem drainase di suatu wilayah. Karena intensitas curah hujannya yang tinggi, Indonesia sangat rentan terhadap masalah banjir, yang sebagian besar disebabkan oleh meningkatnya dampak pemanasan global, yang meningkatkan suhu permukaan sebagai akibat dari aktivitas permukaan.

Surabaya merupakan salah satu kota di Indonesia dengan frekuensi banjir yang tinggi karena sejumlah masalah, termasuk saluran drainase yang tidak memadai dan tidak berfungsi, perubahan tata guna lahan yang mengakibatkan saluran menjadi lebih dangkal, dan pembangunan rumah yang terlalu besar untuk ruang yang tersedia, yang menyebabkan saluran menyempit. Pergerakan air dari sistem drainase atau sungai ke saluran utama, sekunder, tersier, dan terakhir ke laut, serta pergerakan air melalui bumi, akan dipengaruhi oleh beberapa perubahan dan masalah. Pada saat ini, air yang biasanya meresap ke dalam bumi justru mengalir ke sungai dan sistem drainase sebagai limpasan permukaan. Kemudian dari sungai tersebut air akan menuju ke hilir, tetapi karena saluran yang seharusnya mengalirkan air limpasan tersebut tidak berfungsi dengan baik dalam arti kapasitas tampungan sudah tidak memenuhi debit air hujan, maka terjadilah banjir

Salah satunya berada di wilayah Simomulyo yang padat penduduk, sehingga banjir menjadi masalah utama. Wilayah ini terus dilanda banjir karena sebagian besar musim hujan intensitasnya rendah. Terutama pada musim hujan, sistem drainase di wilayah Simomulyo harus dibangun untuk menangani laju aliran normal. Sistem drainase saat ini tidak akan mampu mendukung laju aliran normal jika kapasitasnya menurun karena berbagai alasan Tingkat sedimentasi, kerusakan sistem jaringan, dan jumlah bangunan di atas sistem jaringan merupakan faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan, dan kurangnya pengetahuan masyarakat dan pemerintah tentang

masalah banjir merupakan penyebab hilangnya kapasitas sistem. Membangun infrastruktur dan fasilitas yang dibutuhkan masyarakat untuk mengurangi dampak banjir merupakan tugas pemerintah dalam situasi ini.

Tujuannya adalah untuk mencegah kematian dan mengurangi kerugian akibat banjir di wilayah Simomulyo. Keadaan seperti ini umum terjadi di banyak bagian Surabaya, di mana kanal seharusnya cukup untuk menangani limpahan hujan. Salah satunya di dekat Simomulyo. Berdasarkan data yang dihimpun, banjir di wilayah tersebut seluas 67.7089 hektare dengan kedalaman 33,42 cm dan merendam selama 23,01 menit.

Tabel 1.1 Data Genangan Wilayah Simomulyo

Angka Dilapangan	2015	2016	2017	2018
Luas (Ha)	67,7089	67,0318	61,6692	64,95
Kedalaman (cm)	33,42	33,0849	30,4381	31,85
40 Lama (menit)	23,01	22,778	20,9557	21,38

Sumber : Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan Kota Surabaya

Maka dari situasi **dan** kondisi tersebut, perlu kiranya dilakukan studi banjir di wilayah Simomulyo Kota Surabaya.

43 1.2 Rumusan Masalah

Berikut ini rumusan masalah pada **penelitian banjir yang dilakukan di wilayah Simomulyo Kota Surabaya**:

1. Berapakah debit banjir di wilayah Simomulyo ?
2. Berapakah kapasitas saluran di wilayah Simomulyo ?
3. Penyebab terjadinya banjir di wilayah Simomulyo ?
4. Bagaimana cara penanganan banjir di wilayah Simomulyo ?

42 1.3 Tujuan Penelitian

Berikut ini adalah maksud dan tujuan dari penelitian banjir yang dilakukan di wilayah Simomulyo Kota Surabaya:

1. Untuk mengetahui luas *catchment area* di wilayah Simomulyo.
2. Mengetahui sistem drainase saluran yang ada di wilayah Simomulyo.
3. Untuk mengetahui curah hujan rencana di *catchment area*.
4. Mengetahui kapasitas saluran di wilayah Simomulyo.
5. Untuk mengetahui tindakan yang tepat mengatasi masalah banjir di wilayah Simomulyo.

1.4 Manfaat Penelitian

1 Adapun manfaat dari studi banjir di wilayah Simomulyo Kota Surabaya ini adalah sebagai berikut :

1. Dengan adanya penelitian ini dapat membantu masyarakat untuk mengatasi dan mengurangi dampak banjir.
2. Sebagai salah satu bahan pertimbangan untuk pemerintah guna mengatasi banjir, khususnya di wilayah Simomulyo.

1.5 Batasan Masalah

1 Adapun batasan masalah dalam melakukan studi banjir di wilayah Simomulyo Kota Surabaya adalah sebagai berikut :

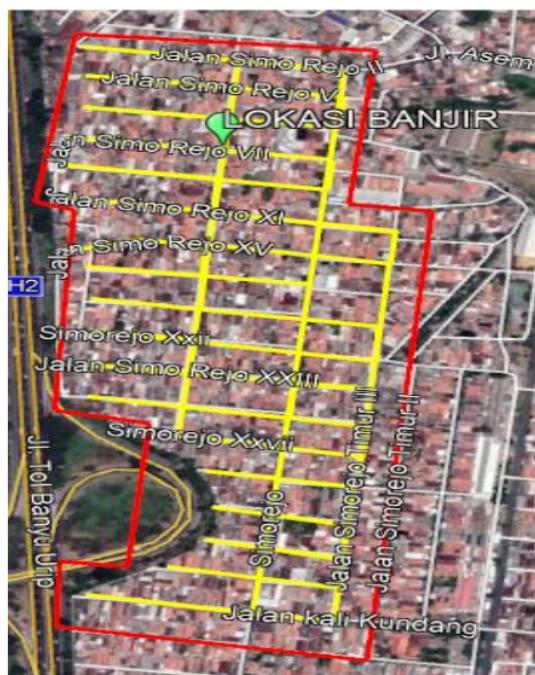
1. Tidak perlu mengetahui permasalahan sampah yang terdapat di wilayah studi.
2. Tidak perlu menghitung anggaran dalam mengatasi permasalahan banjir di wilayah studi.

1.6 Lokasi Studi

Berikut adalah lokasi penelitian (daerah genangan) yang berada di wilayah Simomulyo, kecamatan Sukomanunggal, kota Surabaya.



Gambar 1.1 Lokasi Banjir



Gambar 1.2 Lokasi Genangan di Wilayah studi

TINJAUAN PUSTAKA**2.1 Umum**

Banjir adalah kondisi saat debit aliran yang sangat tinggi, baik alami maupun buatan manusia, melampaui tepian sungai (Rostvedt, 1968). Menurut definisi teknik sipil, banjir adalah peningkatan debit sungai dari keadaan normal yang disebabkan oleh curah hujan hingga melebihi kapasitas sungai atau saluran dan debit banjir meluap, sehingga menciptakan genangan air di daerah sekitar yang lebih rendah. Genangan air sebenarnya adalah hasil dari akumulasi udara di titik terendah.

Genangan air dapat dibedakan berdasarkan ukuran, tinggi, dan durasinya. Menurut teori hidrologi, ketika debit sungai melebihi debit rata-rata atau tipikal, banjir terjadi di sungai atau saluran. Frekuensi banjir berkorelasi dengan frekuensi kejadian. Banjir tahunan adalah debit terbesar (debit rata-rata) yang terjadi setahun sekali. Banjir sedang didefinisikan sebagai banjir yang terjadi setiap 10 tahun sekali, sedangkan banjir parah didefinisikan sebagai banjir yang terjadi setiap lima puluh tahun sekali. Hal ini tidak menjadi masalah selama aliran banjir tetap berada di dalam saluran sungai. Hal ini harus segera diatasi apabila kapasitas sungai atau saluran ² tidak mampu menampung debit banjir, sehingga terjadi luapan dan penimbunan.

18

2.2 Uji Konsistensi Data Curah Hujan

Data curah hujan tahunan dikenakan pengujian konsistensi data untuk mengidentifikasi adanya variasi dalam data curah hujan dan menentukan apakah data tersebut sesuai untuk digunakan dalam studi hidrologi. Metode untuk menguji keseragaman curah hujan adalah sebagai berikut.

1. Pilih stasiun presipitasi yang datanya tersedia untuk dibandingkan dengan data presipitasi stasiun lainnya.
2. Rata-rata data stasiun curah hujan yang berfungsi sebagai pembanding data hujan yang telah ditentukan pada langkah no. 1

3. Jumlahkan data stasiun curah hujan yang telah ditentukan sebelumnya dan jumlahkan juga nilai rata-rata data stasiun curah hujan yang berfungsi sebagai pembanding.
4. Buat grafik hubungan antara data stasiun curah hujan yang telah ditentukan sebelumnya dengan nilai rata-rata data stasiun curah hujan yang berfungsi sebagai pembanding.
5. Berdasarkan grafik yang telah digambarkan, tarik garis lurus hingga dapat diketahui data curah hujan yang tidak konsisten.
6. Cari nilai koreksi (C) yang berfungsi sebagai faktor koreksi agar data curah hujan dapat konsisten dan dapat digunakan sebagai data primer dalam perhitungan selanjutnya. Nilai C dapat dicari melalui persamaan :

$$C = \frac{I_1}{I_2} \quad . \quad (2.1)$$

$$I_1 = \frac{\sum I_{\text{rata-rata}} - I_x}{\sum I - I_n} \quad (2.2)$$

$$I_2 = \frac{I_x}{I_n} \quad (2.3)$$

Adapun :

C : Faktor koreksi dalam uji konsistensi hujan

41

$\Sigma I_{\text{rata-rata}}$: Jumlah rata-rata data curah hujan (mm/detik)

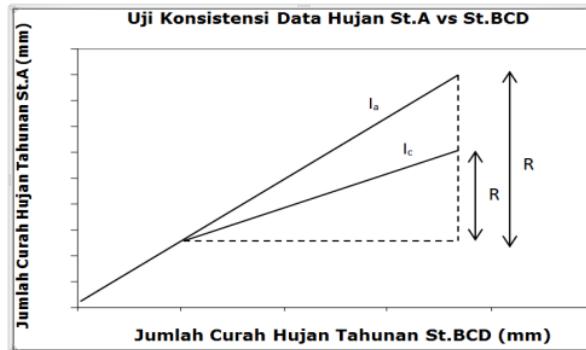
ΣI : Jumlah data curah hujan (mm/detik)

I_x : Nilai curah hujan rata-rata yang tidak konsisten (mm/detik)

I_1 : Curah hujan tahunan

I_2 : Curah hujan rata-rata

7. Setelah mendapatkan nilai C maka kalikan faktor koreksi (C) yang telah didapat dengan data curah hujan yang telah ditentukan pada langkah nomor 1.
8. Setelah dikalikan dengan nilai C maka data dari stasiun curah hujan yang telah ditentukan dapat digunakan untuk perhitungan lebih lanjut.



Gambar 2.1 Skema Uji Konsistensi Stasiun C

16

2.3 Penentuan Curah Hujan Harian Maksimum Rata – Rata

Untuk menentukan rata-rata curah hujan maksimum harian, pendekatan yang 54 dijelaskan dalam E-Jurnal Universitas Atma Jaya (2013) digunakan untuk merata-ratakan data dari stasiun curah hujan:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.4)$$

Adapun :

\bar{x} : curah hujan maksimum harian rata-rata

N : banyaknya jumlah data

$\sum_{i=1}^n x_i$: jumlah seluruh curah hujan maksimum harian per stasiun

2.4 Perhitungan Curah Hujan Maksimum Rata-Rata Daerah

Strategi pengelolaan banjir memerlukan curah hujan tertentu. Ada tiga metode untuk menemukan jumlah rata-rata curah hujan yang turun setiap tahun:

2.4.1 Metode Aritmatik

Rata-rata curah hujan aljabar di dalam dan sekitar wilayah yang dimaksud dapat ditentukan menggunakan pendekatan rata-rata aritmatika, asalkan ada beberapa stasiun pengamatan yang tersebar merata di seluruh wilayah penelitian. Berikut ini adalah rumus untuk pendekatan aritmatika:

$$R^- = \frac{1}{n} \times (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n) \quad (2.5)$$

Adapun :

R^- : Curah hujan daerah (mm)

n : Jumlah stasiun hujan

R_1, R_2, \dots, R_n : Curah hujan di tiap titik pengamatan

2.4.2 Metode Thiessen

Luas setiap pengamatan dapat digunakan untuk menghitung rata-rata curah hujan jika lokasi pengamatan tidak terdistribusi secara merata. Berikut ini adalah rumus Theissen yang digunakan:

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + A_3 R_3 + \dots + A_n R_n}{\sum A} \quad (2.6)$$

$$\bar{R} = W_1 R_1 + W_2 R_2 + W_3 R_3 + \dots + W_n R_n \quad (2.7)$$

Adapun :

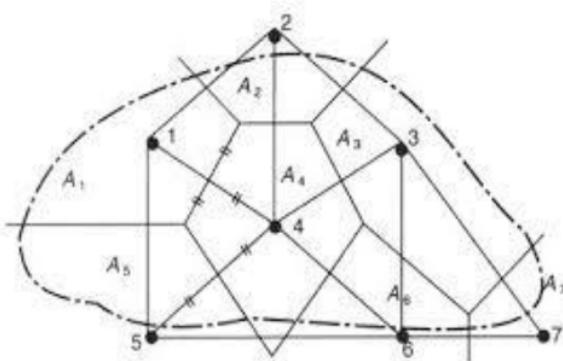
\bar{R} : Curah hujan daerah (mm)

$\sum A$: Luas daerah (km)

R_1, R_2, \dots, R_n : Curah hujan di tiap titik pengamatan

W_1, W_2, \dots, W_n : Koefisien Theissen, perbandingan luas daerah yang dipengaruhi salah satu pos hujan dengan luas seluruh daerah saliran

Jika dibandingkan dengan teknik aljabar, metode Thiessen menghasilkan temuan yang lebih akurat. Meskipun demikian, pemilihan ketinggian dan titik pengamatan akan memengaruhi keakuratan hasil.



Gambar 2.2 Peta Polygon Theissen untuk menentukan hujan rata-rata

2

2.5 Curah Hujan Rencana

Curah hujan tahunan tertinggi yang memiliki peluang tertentu untuk terjadi di suatu tempat disebut curah hujan rancangan. Faktor hidroekonomi mempengaruhi pemilihannya, terutama dalam:

1. Besarnya kerugian yang terjadi jika air merusak bangunan dan seberapa sering kerusakan tersebut terjadi.
2. Umur finansial bangunan.
3. Biaya konstruksi.

2.5.1 Metode Log Pearson III

Perencanaan pengelolaan banjir di wilayah metropolitan sering kali memanfaatkan ⁵⁵ curah hujan dengan interval pengulangan 10 tahun. Pendekatan Log Pearson III diterapkan pada perencanaan curah hujan ini. Hasil perhitungan yang dilakukan menggunakan teknik Log Pearson III tercantum di bawah ini:

- a. Data hujan rata-rata maksimum tahunan sebanyak n buah diubah dalam bentuk logaritma.

b. Hitung harga logaritma rata-rata :

$$\text{Log } x = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n} \quad (2.8)$$

c. Hitung harga simpangan baku :

$$S_i = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \text{log } x)^2}{n-1}} \quad (2.9)$$

d. Hitung harga koefisien kemiringan :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log x_i - \text{log } x)^3}{(n-2)(n-1)S_i^2} \quad (2.10)$$

e. Hitung logaritma curah hujan rancangan dengan skala ulang tertentu.

$$\text{Log } R = \text{log } x + KS_1 \quad (2.11)$$

Adapun :

K : Variabel standar untuk X yang besarnya tergantung koefisien kemencengan (Cs)

Harga diambil dari tabel, baik harga Cs yang positif maupun negatif.

- f. Curah hujan rancangan dengan skala ulang tertentu dicari dengan menghitung antilog dari R.

30
Tabel 2.1 Nilai K untuk Distribusi Log pearson III

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

Sumber : Suripin, 2004

2.5.2 Metode Gumbell

Menurut Gumbell (1941), Masalah paling awal yang terkait dengan harga yang terlalu tinggi adalah banjir. Teknik Gumbell berupaya menentukan jumlah curah hujan pada waktu pengembalian tertentu. Teknik Gumbell dapat digunakan untuk menghitung

jumlah curah hujan maksimum. Secara garis besar perumusan Gumbell adalah sebagai berikut.

$$X_t = x + \frac{yt - yn}{-sn} x Sx \quad (2.12)$$

Adapun :

14

Xt : hujan maksimum kala ulang periode t (tahun)

x : hujan harian maksimum rata-rata

yt : *reduce fariety*

yn : *reduce mean Gumbel*

Sn : *reduce standart duration*

Sx : *reduce deviasi gumbell*

Untuk mendapatkan Xt, maka Yt harus diberi harga sembarang agar dapat menarik garis (durasi) lurus.

Tabel 2.2 Nilai *Reduce Mean* metode Gumbell (Yn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,8396	0,5403	0,5410	0,5418	0,5424	0,5436
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

Sumber : *Google*. Jurnal Teknik Sipil

Tabel 2.3 Nilai Reduce Standart Deviaton (Sn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,8396	0,5403	0,5410	0,5418	0,5424	0,5436
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

Sumber : Suripin, 2004

2.6 Pengujian Kecocokan Distribusi

Parameter pengukuran diperlukan untuk membandingkan sampel distribusi frekuensi data komunikasi dengan fungsi distribusi probabilitas yang diyakini mampu menjelaskan atau mencerminkan distribusi tersebut.

2.6.1 Uji Smirnov – Kolmogorov

Sebagai uji kecocokan, uji sampel Smirnov-Kolmogorov memperhitungkan seberapa baik distribusi harga sampel cocok dengan distribusi yang telah ditentukan sebelumnya. Distribusi frekuensi kumulatif, yang merupakan bagian dari uji ini, digunakan untuk menentukan titik di mana distribusi teoritis dan yang diamati (empiris) berbeda secara signifikan.

Probabilitas uji Smirnov – kolmogorov dihitung dengan persamaan Weibull seperti berikut :

$$P = \frac{100(m)}{N+1} (\%) \quad (2.13)$$

Adapun :

P : Probabilitas

N : Besarnya sampel (jumlah data)

m : Nomor urut

8
Tabel 2.4 Nilai Kritis Uji Smirnov – Kolmogorov

Ukuran sampel N	Tingkat Signifikansi untuk D = maksimum $F_d(X) - S_N(X)$				
	0,20	0,15	0,10	0,05	0,01
1	0,900	0,925	0,950	0,975	0,995
2	0,684	0,726	0,776	0,842	0,929
3	0,565	0,597	0,642	0,708	0,828
4	0,494	0,525	0,564	0,624	0,733
5	0,446	0,474	0,510	0,565	0,669
6	0,410	0,436	0,470	0,521	0,618
7	0,381	0,405	0,438	0,486	0,577
8	0,358	0,381	0,411	0,457	0,543
9	0,339	0,360	0,388	0,432	0,514
10	0,322	0,342	0,368	0,410	0,490
11	0,307	0,326	0,352	0,391	0,468
12	0,295	0,313	0,338	0,375	0,450
13	0,284	0,302	0,325	0,361	0,433
14	0,274	0,292	0,314	0,349	0,418
15	0,266	0,283	0,304	0,338	0,404
16	0,258	0,274	0,295	0,328	0,392
17	0,250	0,266	0,286	0,318	0,381
18	0,244	0,259	0,278	0,309	0,371
19	0,237	0,252	0,272	0,301	0,363
20	0,231	0,246	0,264	0,294	0,356
25	0,21	0,22	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,20	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,19	0,21	0,23	0,27
n > 35	1,07 \sqrt{n}	1,14 \sqrt{n}	1,22 \sqrt{n}	1,36 \sqrt{n}	1,63 \sqrt{n}

Sumber : Siegel, Sidney. 1956

3
2.6.2 Uji Chi – Kuardat

Uji chi-square dirancang untuk mengetahui apakah model statistik yang digunakan untuk mendapatkan rencana curah hujan benar-benar mewakili distribusi sampel data yang sedang dipertimbangkan. Metode pengambilan keputusan dalam uji ini menggunakan parameter X^2 . Seseorang dapat menentukan parameter X^2 dengan menerapkan rumus berikut:

$$X^2 = \sum_{k=1}^k \frac{(O_i - E_i)}{E_i} \quad (2.14)$$

Adapun :

O_i : Banyaknya kasus yang diamati dalam kategori ke- I

E_i : Banyaknya yang diharapkan dalam kategori ke- I di bawah H_0

Σ : penjumlahan kategori (k)

68
Tabel 2.5 Nilai Kritis untuk X^2

df	0,1	0,05	0,025	0,001	0,005
1	2,705543	3,841459	5,023886	6,634897	7,879439
2	4,605170	5,991465	7,377759	9,210340	10,596635
3	6,251389	7,814728	9,348404	11,344867	12,838156
4	7,779440	9,487729	11,143287	13,276704	14,860259
5	9,236357	11,070498	12,832502	15,086272	16,749602
6	10,644641	12,591587	14,449375	16,811894	18,547584
7	12,017037	14,067140	16,012764	18,475307	20,277740
8	13,361566	15,507313	17,534546	20,090235	21,954955
9	14,683657	16,918978	19,022768	21,665994	23,589351
10	15,987179	18,307038	20,483177	23,209251	25,188180
11	17,275009	19,675138	21,920049	24,724970	26,756849
12	18,549348	21,026070	23,336664	26,216967	28,299519
13	19,811929	22,362032	24,735605	27,688250	29,819471
14	21,064144	23,684791	26,118948	29,141238	31,319350
15	22,307130	24,995790	27,488393	30,577914	32,801321
16	23,541829	26,296228	28,845351	31,999927	34,267187
17	24,769035	27,587112	30,191009	33,408664	35,718466
18	25,989423	28,869299	31,526378	34,805306	37,156451
19	27,203571	30,143527	32,852327	36,190869	38,582257
20	28,411981	31,410433	34,169607	37,566235	39,996846
21	29,615089	32,670573	35,478876	38,932173	41,401065
22	30,813282	33,924438	36,780712	40,289360	42,795655
23	32,006900	35,172462	38,075627	41,638398	44,181275
24	33,196244	36,415029	39,364077	42,979820	45,558512
25	34,381587	37,652484	40,646469	44,314105	46,927890
26	35,563171	38,885139	41,923170	45,641683	48,289882
27	36,741217	40,113272	43,194511	46,962942	49,644915
28	37,915923	41,337138	44,460792	48,278236	50,993376
29	39,087470	42,556968	45,722286	49,587884	52,335618
30	40,256024	43,772972	46,979242	50,892181	53,671962
31	41,421736	44,985343	48,231890	52,191395	55,002704
32	42,584745	46,194260	49,480438	53,485772	56,328115
33	43,745180	47,399884	50,725080	54,775540	57,648445
34	44,903158	48,602367	51,965995	56,060909	58,963926
35	46,058788	49,801850	53,203349	57,342073	60,274771
36	47,212174	50,998460	54,437294	58,619215	61,581179
37	48,363408	52,192320	55,667973	59,892500	62,883335
38	49,512580	53,383541	56,895521	61,162087	64,181412
39	50,659770	54,572228	58,120060	62,428121	65,475571
40	51,805057	55,758479	59,341707	63,690740	66,765962

Sumber : Jurnal Irigasi Saluran Air, *Academia.edu*

Uji Chi – Kuadrat tepat untuk menganalisa data lebih dari dua. Ide dasarnya adalah untuk menggunakan uji ini dalam kasus ketika angka yang diamati dan diprediksi berbeda secara signifikan satu sama lain, sesuai dengan hipotesis nol. Signifikansi hasil uji Chi-square adalah:

- 2
1. Pertama-tama, probabilitas apa pun yang lebih besar dari 5% menunjukkan bahwa persamaan distribusi teoritis itu benar.

2. Untuk probabilitas di bawah 1%, persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak berlaku.
3. Ketika kemungkinan jatuh di antara 1% dan 5%, misalnya, memutuskan apakah akan menyertakan data atau tidak menjadi agak sulit.

2.7 Koefisien Pengaliran (C)

7 Jumlah air yang mengalir di suatu wilayah sebagai akibat limpasan hujan dan jumlah total presipitasi di wilayah tersebut dibandingkan untuk menentukan koefisien aliran. Harga koefisien aliran daerah drainase ditentukan dengan menggunakan sejumlah faktor, termasuk:

- a. Struktur geologi tanah
- b. Jenis tanah seperti permeabilitas dan porositas
- c. Kemiringan daerah aliran
- d. Tata guna lahan seperti rumah tinggal

Tabel 2.6 Koefisien Limpasan

No	Deskripsi Lahan/Karakter Permukaan	Koefisien C
1	Bisnis	0,70 - 0,95
	Perkotaan	0,50 - 0,70
	Pinggiran	
2	Perumahan	0,30 - 0,50
	Rumah Tunggal	0,40 - 0,60
	Multiunit terpisah, terpisah	0,60 - 0,75
	Multiunit, Tergabung	0,25 - 0,40
	Perkampungan	
	Apartemen	0,50 - 0,70
3	Industri	0,50 - 0,80
	Ringan	0,60 - 0,90
	Berat	

Sumber :Arsyad. 2006

2.8 Debit Banjir Rancangan

Istilah "debit banjir desain" menggambarkan jumlah maksimum air yang dapat mengalir ke sungai atau saluran alami dalam jangka waktu tertentu tanpa mengorbankan integritas struktural proyek irigasi.

2.8.1 Metode Rasional

Aliran tahunan tertinggi yang mungkin terjadi di suatu lokasi dengan kemungkinan terjadinya tertentu dikenal sebagai rencana pembuangan banjir. Analisis ⁵¹ debit banjir dilakukan dengan cara mengubah curah hujan rancangan menggunakan metode rasional. Asumsi dari metode ini adalah :

- Curah hujan yang stabil dan konsisten dengan intensitas yang sama di wilayah tersebut pada periode tertentu.
- Ketika limpasan mempengaruhi seluruh wilayah, limpasan mencapai puncaknya.
- Curah hujan lebat memiliki durasi dengan konsentrasi ⁴⁶ temporal pada titik tersebut, dan debit puncak pada saat itu merupakan fungsi dari intensitas curah hujan rata-rata.
- Frekuensi banjir ³¹ dan curah hujan adalah sama.

Rumus dari metode rasional berdasarkan *Road Drainage Design Manual* ialah :

$$Q = I \times A \quad (2.16)$$

Dengan mempertimbangkan adanya kehilangan infiltrasi maka :

$$Q = C \times I \times A \quad (2.17)$$

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A \text{ (m}^3/\text{detik)} \quad (2.18)$$

Adapun :

Q : debit (m^3/detik)

I : intensitas hujan (mm/jam)

A : luas daerah pengaliran (km^2)

2.8.2 Metode Harpers

Haspers banyak meneliti ¹⁷ daerah aliran sungai yang luasnya kurang dari atau sama dengan ²⁹ 300 km^2 . Menurut Kamiana (2012:100), rumus debit maksimum dengan menggunakan *Metode Hasters* adalah:

$$Q = \alpha \times \beta \times q \times A \quad (2.19)$$

Dalam persamaan ini, Q_{max} merupakan debit maksimum dalam meter kubik per detik, α merupakan koefisien aliran, β merupakan koefisien reduksi, q merupakan curah hujan maksimum dalam meter kubik per detik per kilometer persegi, dan A merupakan luas wilayah aliran sungai dalam kilometer persegi. Untuk menentukan koefisien aliran (α) digunakan rumus dalam Metode Haspers (Kamiana, 2012: 101):

$$\alpha = \frac{1 + (0,012 \times A^{0,70})}{1 + (0,075 \times A^{0,70})} \quad (2.20)$$

A adalah luas daerah aliran sungai dalam kilometer persegi, dan α adalah koefisien aliran. Rumus berikut digunakan oleh teknik Haspers untuk konsentrasi waktu (Kamiana, 2012: 101):

$$t = 0,1 \times L^{0,8} \times S^{-0,3} \quad (2.21)$$

Waktu konsentrasi dilambangkan sebagai t_c dan panjang sungai utama dilambangkan sebagai L . Kemiringan dasar sungai rata-rata dilambangkan sebagai S . Dengan menggunakan persamaan ini, kita dapat memperoleh gradien sungai:

$$S = \frac{\Delta H}{L} \quad (2.22)$$

ΔH adalah perbedaan ketinggian antara hulu dan hilir (diukur dalam meter), L adalah panjang sungai (diukur dalam kilometer), dan S adalah kemiringan rata-rata sungai. Persamaan berikut juga digunakan oleh Haspers untuk menemukan koefisien reduksi (β) (Kamiana, 2012: 101):

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,70 \times 10^{0,40} t)}{t^2 + 15} \times \frac{A^{0,75}}{12} \quad (2.23)$$

Di sini, β menunjukkan koefisien penurunan, t menunjukkan waktu konsentrasi dalam jam, dan A adalah daerah aliran sungai dalam km^2 . Untuk menentukan curah hujan (r) dan curah hujan harian maksimum (R_{24}) untuk periode curah hujan tertentu ($t = t_c$ dalam jam), seseorang dapat menggunakan rumus berikut (Kamiana, 2012: 101):

Untuk $t < 2$ jam digunakan rumus :

$$r = \frac{t \times R_{24}}{t + 1 - 0,0008 (260 - R_{24})(2 - t)^2} \quad (2.24)$$

Untuk $t > 2$ jam digunakan rumus :

$$r = \frac{t \times R_{24}}{t + 1} \quad (2.25)$$

Untuk 19 jam $< t < 30$ jam digunakan rumus :

$$r = 0,707 R_{24} (t + 1)^{1/2} \quad (2.26)$$

R₂₄ adalah curah hujan harian maksimum dalam satuan milimeter, t adalah waktu konsentrasi dalam satuan jam, dan r adalah curah hujan dalam satuan milimeter. Persamaan berikut digunakan untuk menentukan curah hujan maksimum (I) (Kamiana, 2012: 102):

$$I = \frac{r}{3,6 \times t} \quad (2.27)$$

Adapun :

- Q : debit banjir rencana pada periode ulang tertentu (m³ /det)
- α : koefisien limpasan air hujan
- β : koefisien pengurangan luas daerah hujan
- q : intensitas maksimum jatuhnya hujan rata – rata (m³ /det/km)
- A : luas Daerah pengaliran sungai (km²)
- t : waktu konsentrasi hujan (jam)
- L : panjang sungai (km)
- S : kemiringan sungai
- r : curah hujan periode ulang tertentu (mm)

2.9 Intensitas Hujan

Jika data yang digunakan untuk mencari intensitas hujan ialah besarnya curah hujan harian (R₂₄), maka dapat dihitung :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (2.28)$$

2. Waktu yang dibutuhkan tetesan air hujan yang jatuh di tanah untuk terkonsentrasi dan mengalir ke lokasi tertentu disebut waktu konsentrasi (t_c). Adapun persamaannya :

$$t_c = \frac{L}{C} \quad (2.29)$$

$$V = 72 \times I^{0,6} \quad (2.30)$$

$$V = 72 \times \left[\frac{H}{L} \right]^{0,6} \quad (2.31)$$

Adapun :

15 L : panjang sungai pada DAS (km)

V : kecepatan rambat banjir (km/jam)

H : beda tinggi hulu ke kontrol (m)

I : kemiringan

2.10 Debit Air Kotor

Pembuangan air kotor dari sumber-sumber seperti rumah, bisnis, dan bangunan lainnya dikenal sebagai pembuangan ⁶² air kotor. Perlu diketahui jumlah penduduk dan kebutuhan air rata-rata di wilayah perencanaan untuk memastikan volume air kotor yang akan dibuang ke saluran drainase. (Wicaksono, 2014).

Mengetahui jumlah penduduk yang tinggal di Tanjungsari bagi organisasi merupakan prasyarat untuk mendata volume air kotor yang mengalir ke saluran drainase. Untuk menghitung jumlah air kotor yang dibuang harus memperhatikan harga C (koefisien pengaliran berdasarkan daerah permukaan) masing-masing daerah yang disurvei, karena harga C berhubungan dengan jumlah penduduk. Di mana harga C diasumsi;

C = 0,65 ~ untuk kepadatan penduduk 50 – 150 orang/Ha

C = 0,70 ~ untuk kepadatan penduduk 150 – 250 orang/Ha

C = 0,75 ~ untuk kepadatan penduduk 250 – 350 orang/Ha

C = 0,80 ~ untuk kepadatan penduduk > 350 orang/Ha

Limbahnya antara 70 – 80 % kebutuhan air bersih.

Sedangkan untuk industri limbahnya sebesar 25% air kotor penduduk.

$$Q_{ab} = C \times K_{ab} \times A \times K_p \quad (2.32)$$

Adapun :

Q_{ab} : Debit Air Kotor

K_{ab} : Kebutuhan Air Bersih

A : Luas Daerah

K_p : Kepadatan Penduduk

2.11 Sistem Saluran Drainase

Sebagai fasilitas dasar, drainase merupakan bagian integral dari pembangunan kota, khususnya perencanaan infrastruktur. Agar lahan dapat beroperasi dengan baik, drainase biasanya digambarkan sebagai jaringan pembuangan udara yang bekerja sama untuk meminimalkan dan/atau membuang kelebihan air.

Istilah drainase didefinisikan sebagai pembuangan, pengangkutan, aliran, atau pengalihan udara oleh Suripin (2004:7). Sebagai sarana untuk mengatasi dampak udara tambahan, drainase juga dicirikan sebagai sarana untuk membuang kelebihan udara yang tidak diinginkan dari suatu wilayah. Saluran drainase dirancang untuk membuang air dari wilayah berlumpur dan mengalihkan aliran udara penyebab banjir. Saluran drainase juga membantu mengurangi masalah seperti kerusakan jalan dan erosi tanah. Dengan demikian, saluran drainase sangat penting bagi penduduk kota untuk mencapai gaya hidup perkotaan yang aman, menyenangkan, bersih, dan sehat. Dalam konfigurasi standar, sistem saluran drainase terdiri dari dua bagian, yaitu:

a. Sistem drainase makro

Sistem saluran yang menampung dan melepaskan air hujan dari suatu wilayah tertentu disebut sistem drainase makro.²⁷ Sistem drainase makro ini mampu menampung air sungai atau kanal serta aliran air besar dan lebar lainnya.

b. Sistem drainase mikro

Sistem drainase mikro, terdiri dari saluran dan saluran pembuangan tambahan, mengumpulkan dan mengarahkan air. Ketika jumlah air yang dikumpulkan tidak terlalu besar, sistem drainase ini berbentuk saluran yang mengalir di tepi jalan atau di sekitar bangunan.

2.12 Kapasitas Saluran

Suatu sungai mempunyai kapasitas tertentu untuk mengalirkan debit banjir.⁶⁰ Besarnya debit banjir yang dialirkan tergantung dari kemiringan dasar saluran (I), luas penampang basah (A), dan kecepatan aliran (V). Perumusan yang dipakai ialah :

$$Q = A \times V \quad (2.33)$$

Adapun :

Q : debit ($m^3/detik$)

A : luas penampang saluran (m^2)

V : kecepatan rata-rata empiris ($m^2/detik$)

Untuk penentuan nilai kecepatan (V) ada dua persamaan yang digunakan yaitu :

1. Perumusan kecepatan oleh Manning

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad (2.34)$$

Adapun :

V : kecepatan rata-rata empiris ($m^2/detik$)

n : koefisien kekerasan manning

R : jari-jari hidrolik (m)

I : kemiringan (m)

2. Perumusan kecepatan oleh Strickler (1889)

$$V = K_s \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad (2.35)$$

Adapun :

V : kecepatan rata-rata empiris ($m^2/detik$)

K_s : koefisien strickler

R : jari-jari hidrolik (m)

I : kemiringan (m)

Untuk penentuan luas penampang (A) tergantung pada sistem saluran. Namun yang paling umum digunakan adalah sistem saluran terbuka yang terbagi atas dua bentuk yaitu segi empat dan trapesium.

1. Saluran Berbentuk Segi Empat

Biasanya digunakan untuk saluran yang mempunyai debit aliran yang cukup besar.

Persamaan saluran ini ialah :

$$A = bh \quad (2.36)$$

$$P = B + 2h \quad (2.37)$$

$$R = \frac{b \times h}{b+2h} = \frac{A}{P} \quad (2.38)$$

Adapun :

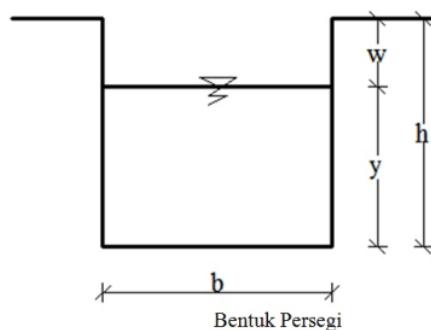
A : luas penampang saluran (m^2)

h : tinggi saluran (m)

R : jari-jari hidrolik (m)

P : keliling basah (m)

b : lebar saluran (m)



Gambar 2.3 Penampang saluran persegi

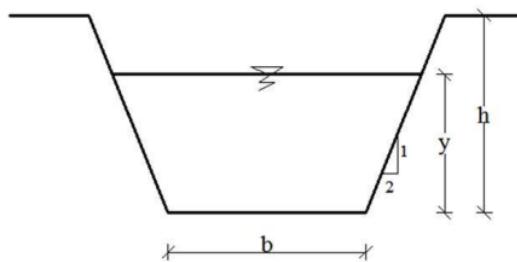
2. Saluran Berbentuk Trapesium

Biasanya digunakan untuk selokan terbuka dan dibutuhkan lahan yang cukup besar serta memadai untuk membangun saluran trapesium. Persamaan yang digunakan ialah :

$$A = (b + zh) \times h \quad (2.39)$$

$$P = (b + h) \times \sqrt{1 + z^2} \quad (2.40)$$

$$R = \frac{(b+zh) \times h}{b+2h\sqrt{1+z^2}} \quad (2.41)$$



Bentuk Trapesium

2
Gambar 2.4 Penampang saluran trapesium

2.13 Penanganan Banjir

Wilayah Simomulyo rawan banjir karena sebagian besar disebabkan oleh dampak aktivitas manusia, baik yang bertahap maupun cepat, terhadap cara kerja lingkungan. Daya dukung lingkungan wilayah tersebut telah menurun secara signifikan akibat perubahan spasial yang sangat besar yang telah terjadi di sana. Pembangunan organisasi dan industri dengan kecepatan yang memusingkan telah mengganggu keseimbangan ekologi alami, bahkan menguras tempat-tempat penampungan banjir alami seperti danau. Hal ini berdampak buruk pada kemampuan untuk menyerap air. Masalah tersebut diperparah oleh kurangnya drainase yang tepat, yang menyebabkan air terkumpul di mana-mana selama hujan tertentu.

Sesuai dengan Kebijakan Penanggulangan Banjir Indonesia yang diajukan oleh ⁴⁸ Deputi Bidang Sarana dan Prasarana di Direktorat Air dan Irigasi, terdapat siklus hidup dalam kegiatan penanggulangan banjir. Siklus ini dimulai dengan banjir, berlanjut ke penggunaannya sebagai dasar pencegahan, dan akhirnya berpuncak pada pencegahan bencana banjir di masa mendatang. Berbagai upaya fisik dan nonfisik digunakan untuk mencegah banjir. Hal ini meliputi pembangunan posko ³⁹ pengendali banjir di wilayah sungai (in-stream) dan dataran banjir (off-stream), serta pengelolaan pemanfaatan lahan dan pembuatan sistem peringatan dini.

Langkah-langkah penanggulangan banjir di wilayah Simomulyo masih hanya menanggulangi dampak bencana banjir. Pemberitahuan dan penyebaran informasi

prakiraan banjir merupakan tindakan yang diambil sebagai respons terhadap bencana banjir.

BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Umum

Teknik untuk membantu pengumpulan dan pengolahan hasil penelitian merupakan komponen penting dari setiap proyek penelitian. Tujuan dari metodologi penelitian adalah untuk menjelaskan langkah-langkah yang terlibat dalam melakukan penelitian, termasuk sumber daya dan metode yang digunakan.

Demi efisiensi, peneliti harus memutuskan teknik penelitian sebelum mulai melakukan penelitian. Sesuai dengan masalah yang telah diselidiki. Proyek akhir ini menggunakan pendekatan studi kasus untuk penelitian, yang bersifat deskriptif dan berusaha untuk menjelaskan kejadian atau fenomena masa lalu untuk memberikan landasan bagi perencanaan masa depan berdasarkan data yang dikumpulkan sesuai dengan tujuan, analisis teoritis dan empiris, dan penarikan kesimpulan dari yang disebutkan.

3.2 Studi Literatur

Tahap tinjauan pustaka adalah pengumpulan dan peninjauan sumber daya yang relevan dengan isu yang diteliti. Sumber daya penelitian untuk proyek ini berasal dari berbagai sumber, termasuk buku, dikte, artikel ilmiah, dan internet. Di sini, informasi yang dikumpulkan didasarkan pada karya-karya yang diterbitkan yang membahas topik-topik yang relevan dengan penelitian banjir.

3.3 Pengumpulan Data

Pada tahap ini, kami tengah mengumpulkan informasi yang akan berguna dalam menganalisis penelitian banjir ini. Penelitian ini memanfaatkan sumber informasi primer dan sekunder.

3.3.1 Data Primer

Observasi lapangan, atau data yang dikumpulkan langsung di lapangan, merupakan contoh data primer yang digunakan untuk menggambarkan keadaan terkini. Apa yang kami pelajari dari data survei. Dimensi saluran drainase wilayah Simomulyo diukur selama survei. Survey dilakukan untuk mencari data, seperti :

1. Pengukuran saluran (existing dasar saluran dan penampang melintang saluran).
2. Tinggi saluran (h), lebar saluran (b), jenis saluran, kemiringan dasar saluran (lo), koefisien kekerasan (n)

20

3.3.2 Data Sekunder

Peneliti sengaja mengumpulkan data sekunder, yang terdiri dari berbagai jenis informasi yang sudah ada, untuk memenuhi permintaan data penelitian mereka. Organisasi yang memiliki hubungan dengan penelitian menyediakan data sekunder. Informasi tambahan yang dikumpulkan dari sumber lain meliputi:

1. *Catchment area* (pada Gambar 4.1)
2. Peta lokasi studi (pada Gambar 1.1)
3. Data kepadatan penduduk
4. Peta topografi
5. Data curah hujan (pada ⁵⁹ Tabel 4.2)

3.4 Pengolahan Data Hujan

Salah satu cara untuk mengubah data mentah menjadi pengetahuan yang berguna adalah melalui analisis data. Penting untuk memeriksa data dengan cara yang membuatnya mudah dipahami saat melakukan penelitian. Untuk mendapatkan jawaban atas pertanyaan penelitian, analisis data juga penting.

3

3.4.1 Uji Konsistensi Data Curah Hujan

3

Selanjutnya, Grafik hubungan digunakan untuk membandingkan data curah hujan tahunan kumulatif stasiun yang diuji dengan data curah hujan tahunan rata-rata stasiun lain. Kemampuan kita untuk mengukur keteraturan curah hujan akan terbantu oleh hal ini. Agar analisis hidrologi valid, data curah hujan yang digunakan harus stabil dan tidak berubah.

8 3.4.2 Curah Hujan Harian Maksimum Rata-Rata

Sekarang kita dapat mengetahui berapa banyak hujan yang dapat turun dalam sehari. Untuk stasiun dan tahun pengamatan tertentu, **Curah hujan terbesar yang terjadi selama periode** tersebut merupakan curah hujan harian maksimum. Informasi ini sering digunakan dalam pembangunan infrastruktur hidrolik sungai, termasuk sistem drainase, tanggul, bendungan, bendung, dan perlindungan sungai.

3 3.4.3 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata Daerah

Curah hujan rata-rata di wilayah tersebut dihitung menggunakan teknik Theissen dan dibandingkan dengan perhitungan pendekatan matematika. Kedua perhitungan ini memungkinkan seseorang **untuk mengetahui curah hujan yang umum di wilayah penelitian.**

3.4.4 Perhitungan Curah Hujan Rancangan

Langkah pertama dalam memperkirakan curah hujan yang diproyeksikan adalah menemukan nilai **curah hujan rata-rata** suatu wilayah. **Curah hujan** yang direncanakan adalah **curah hujan** terbanyak yang, **dengan** probabilitas **tertentu**, **terjadi** di lokasi tertentu setiap tahun. Metode Gumbell dan Metode Log Pearson III **digunakan dalam penelitian ini untuk** menentukan **curah hujan** yang diharapkan.

3.4.5 Pengujian Kecocokan Distribusi

Dari perhitungan metode Log Pearson III, tahap selanjutnya ialah menguji kecocokan distribusi dengan melakukan dua pengujian yaitu :

1. Pengujian Smirnov – Kolmogorov
2. Metode Chi – Kuadrat

3.4.6 Intensitas Hujan

Perhitungan intensitas juga penting sebab lamanya curah hujan akan berpengaruh pada debit air pada saluran. Sekarang setelah kita memiliki desain curah hujan dari pendekatan Log Pearson III, kita dapat menggunakan untuk menghitung intensitas curah hujan.

3.5 Perhitungan Debit Rencana

Pada titik ini, rencana pembuangan dihitung karena tidak dapat disangkal bahwa ini merupakan komponen penting dari desain teknis struktur sungai; dimensi hidraulik suatu struktur ditentukan oleh nilai (besar-kecil) dari rencana pembuangan. Metode rasional dan Harpes digunakan untuk memperoleh rencana pembuangan dari data curah hujan yang direncanakan.

3.6 Perhitungan Debit Air Limbah

Jumlah penduduk organisasional di wilayah penelitian harus ditetapkan sebelum volume air kotor yang mengalir ke saluran drainase dapat dicantumkan. Pertimbangan seperti kepadatan penduduk, luas wilayah penelitian, dan harga C (koefisien aliran tergantung pada luas permukaan) juga penting saat mencoba menentukan jumlah udara tercemar yang dilepaskan. Debit air kotor dapat menambah jumlah debit yang harus dialirkan kesaluran pembuangan.

3.6.1 Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting

Menemukan debit saluran saat ini adalah langkah berikutnya setelah memahami debit yang harus diterima saluran. Dengan dimensi saluran saat ini, seseorang dapat menentukan kapasitas debit saluran. Selanjutnya dengan data-data dapat dicari debit saluran, yang mana, dalam studi ini menggunakan perumusan Manning.

3.6.2 Analisa Kapasitas Saluran

Dari perhitungan yang telah dilakukan, apabila diperoleh hasil sebagai berikut :

1. $Q_{\text{saluran}} < Q_{\text{hujan}}$, maka akan terjadi banjir. Langkah yang harus dilakukan adalah dengan merencakan ulang dimensi saluran yang ada.
2. $Q_{\text{saluran}} > Q_{\text{hujan}}$, tidak terjadi banjir. Diupayakan agar kapasitas saluran yang ada tetap mampu menampung debit rencana. 56

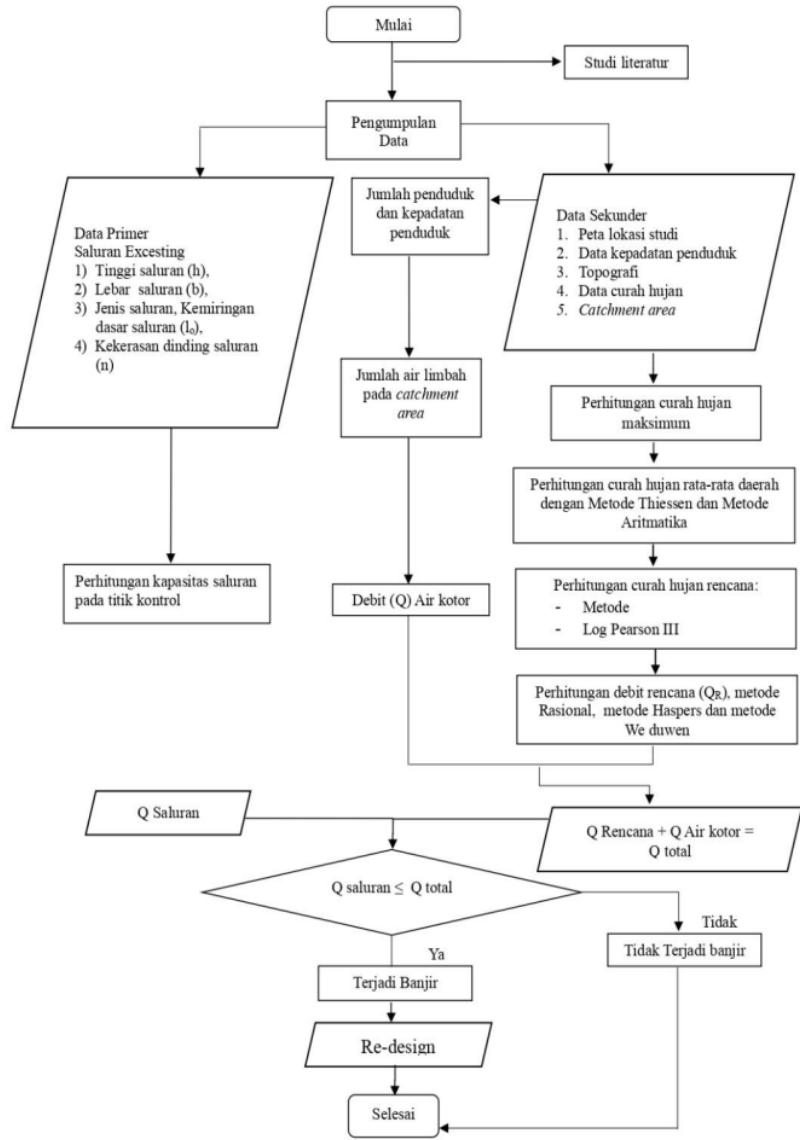
3.6.3 Penanganan Banjir

Pada tahap ini, setelah mengetahui penyebab terjadinya banjir di lokasi studi maka perlu diadakannya tindak lanjut berkaitan dengan penganganan banjir. Beberapa solusi yang ditawarkan ialah :

1. Debit banjir yang diharapkan dapat diakomodasi dengan perencanaan saluran yang matang dengan memperhitungkan besarnya curah hujan dan debit air kotor di wilayah Simomulyo.
2. Masyarakat Simomulyo memiliki kebanggaan tersendiri terhadap saluran drainase ⁵⁷ yang rutin dibersihkan dengan tangan untuk membuang sampah, lumpur, dan tanaman liar yang tumbuh di sepanjang saluran.

3.7 Diagram Alir

Dalam melakukan sebuah penelitian digunakan metodologi sebagai acuan atau tahapan dalam mengerjakan penelitian tersebut. ³⁷ Gambar 3.1 adalah diagram alir yang menggambarkan langkah-langkah yang perlu diikuti dalam penelitian ini. Langkah-langkah tersebut dirinci di bawah ini:

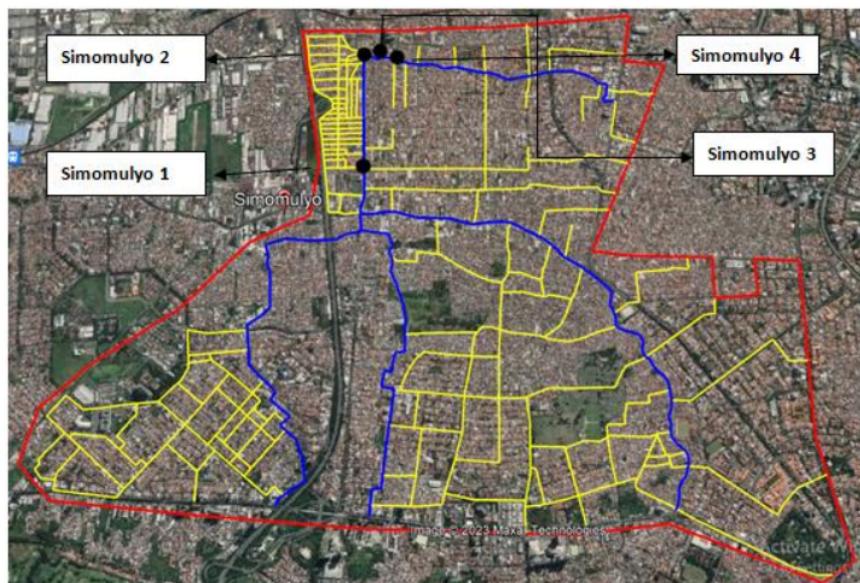


BAB IV

DATA DAN ANALISA DATA

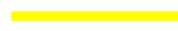
4.1 Penentuan *Catchment Area*

Sebelum menentukan data curah hujan, perlu dilakukan identifikasi daerah tangkapan air di lokasi penelitian. Daerah ini didefinisikan sebagai titik tertinggi tempat air mengalir ke daerah penelitian, membentuk poligon tertutup dengan pola yang menyesuaikan dengan topografi dan mengikuti aliran air. Data penelitian ditunjukkan pada tabel 4.1, dan Gambar 4.1 menggambarkan daerah tangkapan air:



Gambar 4.1 *Catchment Area* Wilayah Simomulyo

Keterangan :

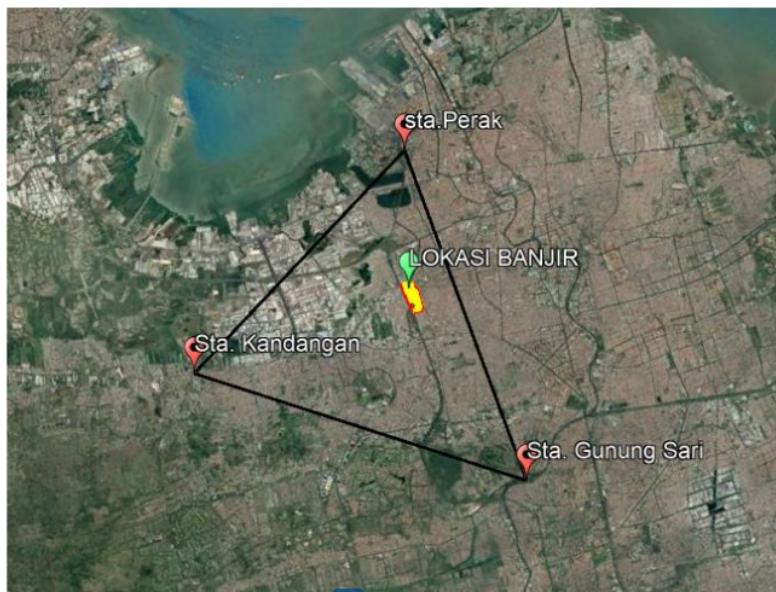
-  : Batas *Catchment Area*
-  : Saluran tersier
-  : Lokasi Banjir
-  : Saluran Primer

Berikut adalah data-data yang terjadi di wilayah Simomulyo:

Tabel 4.1 Saluran di Wilayah Simomulyo

Nama saluran	Panjang saluran (km)	Luas catchment (km ²)
Simomulyo 1	2,670	8,450
Simomulyo 2	3,670	11,500
Simomulyo 3	2,100	2,910
Jumlah	8,44	22,86

Sumber : Hasil Perhitungan.



Gambar 4.2⁴⁴ Letak Stasiun Hujan

4.2 Pengujian Data Curah Hujan

Salah satu metode untuk mengevaluasi data curah hujan adalah dengan melakukan pengecekan konsistensi pada data yang tersedia. Kinerja data sangat penting untuk keakuratan hasil perhitungan dalam prakiraan hidrologi. Total curah hujan tahunan dari stasiun yang diteliti ditunjukkan di bawah ini, beserta total rata-rata dari dua stasiun referensi dan nilai kumulatif setiap stasiun.

Tabel 4.2 Tabel Data Curah Hujan Stasiun

No	Tahun	STASIUN HUJAN		
		Kandangan	Perak	Gunung Sari
1	2012	1601	1648	1810
2	2013	2366	1757	2843
3	2014	2016	1596	2268
4	2015	1827	1812	1950
5	2016	3596	1870	2693
6	2017	1775	1566	1882
7	2018	1596	1876	1812
8	2019	1775	1258	1265
9	2020	1246	1684	2540
10	2021	1315	1304	1873

Sumber : Dinas PU Binamarga dan Pematusan Kota Surabaya, 2021.

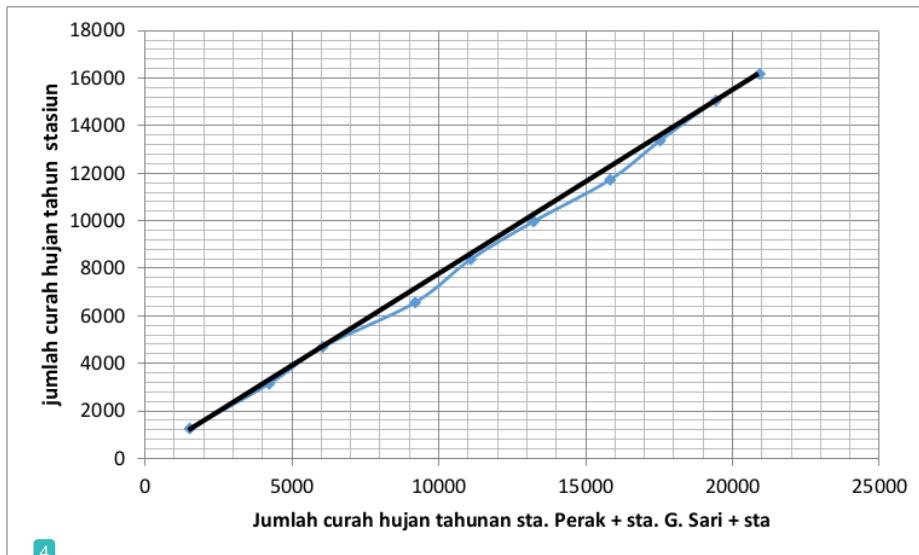
4.2.1 Uji Konsistensi Stasiun Perak Terhadap Stasiun Kandangan dan Stasiun Gunung Sari

Untuk tujuan memverifikasi keandalan data lapangan yang tidak terpengaruh oleh kesalahan manusia dengan cara apa pun selama proses pengukuran, pengiriman, atau keduanya.

Tabel 4.3 Uji Konsistensi St. Perak Terhadap St. Kandangan dan St. Gunung Sari

No	Tahun	STA Perak	NILAI Kumulatif	2 Stasiun Hujan		Rerata	NILAI Kumulatif
				Sari	Kandangn		
1	2012	1648	13373	1810	1601	1706	17539
2	2013	1757	11725	2843	2366	2605	15833
3	2014	1596	9968	2268	2016	2142	13229
4	2015	1812	8372	1950	1827	1889	11087
5	2016	1870	6560	2693	3598	3146	9198
6	2017	1566	4690	1882	1775	1829	6053
7	2018	1876	3134	1812	3596	2704	4224
8	2019	1258	1258	1265	1775	1520	1520
9	2020	1684	15057	2540	1246	1893	19432
10	2021	1304	16180	1873	1315	1493	20925

Sumber : Hasil Perhitungan.



4 Gambar 4.4 Grafik Uji Konsistensi Stasiun Perak Terhadap Stasiun Kandangan dan Stasiun Gunung Sari

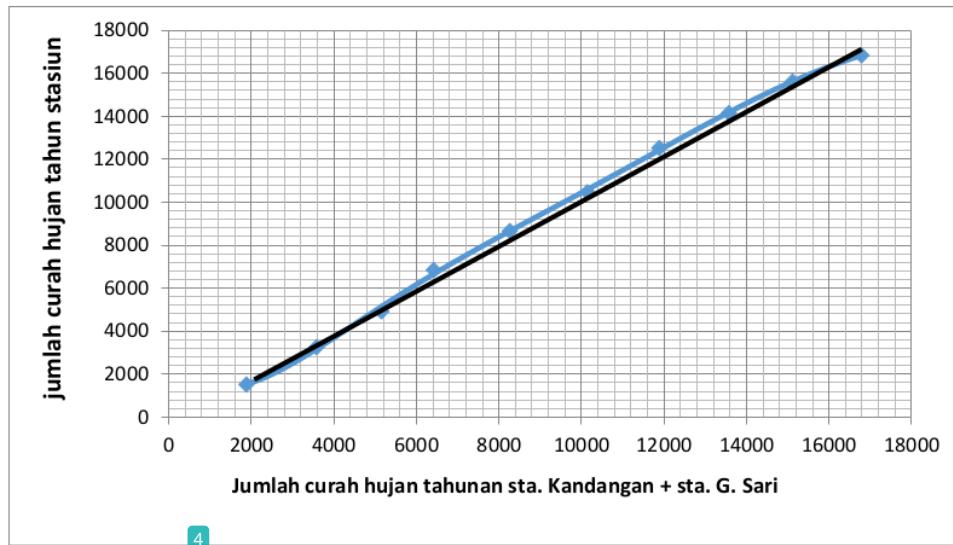
4.2.2 Uji Konsistensi Stasiun Gunung Sari Terhadap Stasiun Kandangan dan Stasiun Perak

Untuk memastikan bahwa data lapangan yang dikumpulkan akurat dan tidak terpengaruh oleh kesalahan manusia dengan cara apa pun, termasuk namun tidak terbatas pada pengukuran, pengiriman, atau waktu.

Tabel 4.4 Uji Konsistensi St. Gunung Sari Terhadap St. Kandangan dan St. Perak

No 3	Tahun	STA	NILAI	2 Stasiun Hujan		Rerata	NILAI
		G. Sari	Kumulatif	Kandangan	Perak		Kumulatif
a	b	c	d	e	f	g	h
1	2012	1810	13576	1601	1648	1625	14153
2	2013	2843	11886	2366	1757	2062	12528
3	2014	2268	10143	2016	1596	1806	10467
4	2015	1950	8265	1827	1812	1820	8661
5	2016	1695	6422	3596	1870	1923	6841
6	2017	1882	5153	1775	1566	1666	4918
7	2018	1812	3581	1596	1876	1736	3253
8	2019	1265	1883	1775	1258	1517	1517
9	2020	2540	15116	1246	1684	1465	15618
10	2021	1873	16787	1315	1304	1219	16837

Sumber : Hasil Perhitungan.



Gambar 4.5 Uji Konsistensi Stasiun Gunung Sari Terhadap Stasiun Kandangan dan Stasiun Perak

4.2.3 Uji Konsistensi Stasiun Kandangan Terhadap Stasiun Gunung Sari dan Stasiun Perak

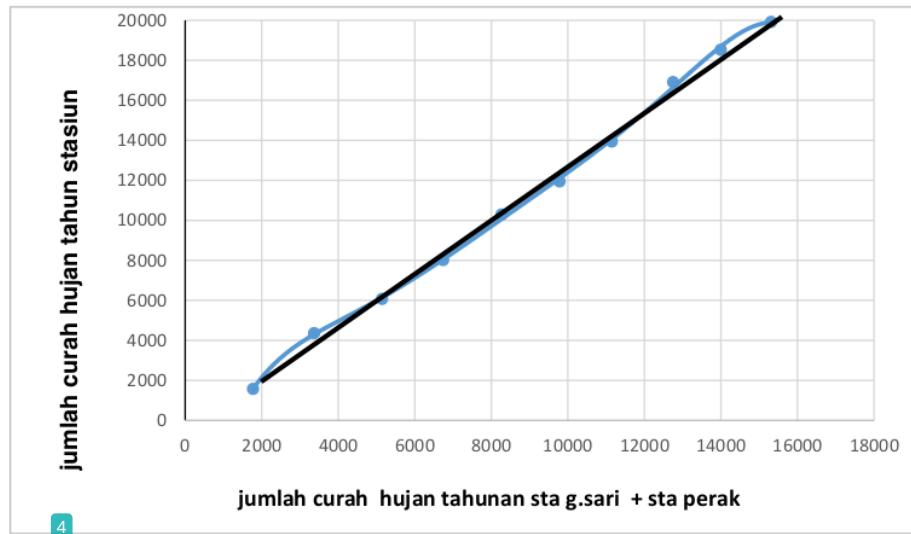
Untuk memastikan bahwa data lapangan yang dikumpulkan akurat dan tidak terpengaruh oleh kesalahan manusia dengan cara apa pun, termasuk namun tidak terbatas pada pengukuran, pengiriman, atau waktu.

Tabel 4.5 Uji Konsistensi St. Kandangan Terhadap St. Gunung Sari dan St. Perak

No 3	Tahun b	STA		NILAI		2 Stasiun Hujan		Rerata g	NILAI	
		Kandangan c	Kumulatif d	G. sari e	Perak f				Kumulatif h	
1	2012	1601	12752	1810	1648	2973	16911			
2	2013	2366	11151	2843	1757	1992	13938			
3	2014	2016	9785	2268	1596	1654	11946			
4	2015	1827	8269	1950	1812	2282	10292			
5	2016	3596	6742	2693	1870	1942	8010			
6	2017	1775	5146	1882	1566	1714	6069			
7	2018	1596	3371	1812	1870	2784	4355			
8	2019	1775	1775	1265	1258	1571	1571			
9	2020	1246	13998	2540	1684	1612	18523			

10	2021	1315	15313	1873	1304	1397	19920
----	------	------	-------	------	------	------	-------

Sumber : Hasil Perhitungan.

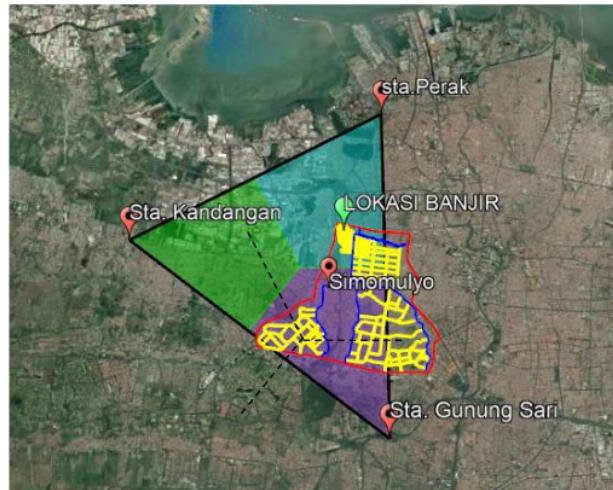


Gambar 4.6 Grafik Uji Konsistensi Stasiun Kandangan Terhadap Stasiun Gunung Sari dan Stasiun Perak

4.3 Curah Hujan Rata-Rata Harian Maksimum

Identifikasi stasiun yang memiliki curah hujan harian tertinggi sepanjang tahun pengamatan.

4.3.1 Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum Metode Thiessen



4 Gambar 4.3 Pembagian Luas Wilayah Dengan Polygon Thiessen

Tabel 4.6 Pembagian Luas Bobot Wilayah Polygon Thiessen

Stasiun Pengamatan	Luas Wilayah (km2)	Bobot
Gn. Sari	7,91	0,87
Kandangan	0	0,00
Perak	1,15	0,13
³ Total	9,06	1

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.7 Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Metode Thiessen

Tahun	Tanggal	Stasiun Curah Hujan			Curah Hujan Rerata
		Gn. Sari	Kandangan	Perak	
Rasio Luas		0,87	0	0,13	
2021	30-feb	98	19	6	86
	28-Feb	30	104	25	29
	02-Dec	5	5	109	35
2020	31-Jan	90	6	15	81
	31-Jan	80	102	0	70
	11-Feb	17	0	70	24
2019	14-Apr	68	49	7	60
	03-Mar	32	35	0	24
	14-Apr	0	0	12	3
2018	22-Feb	85	17	47	52
	20-Jun	0	49	35	26
	15-Dec	0	0	52	15
2017	26-Mar	70	45	0	41
	17-Nov	24	49	0	25

	04-Dec	0	0	69	20
2016	02-Dec	94	0	13,5	40
	30-May	10	120	18,6	49
	18-Feb	8,5	36	100	44
	05-Mar	70	2	33,02	37
2015	18-Apr	30	63	39	44
	20-Jan	0	57	139,6	59
	19-Dec	85,5	33	19,3	49
2014	05-Mar	71	81	19	59
	03-Dec	0	0	102,5	30
	23-Apr	97	9	0	40
2013	15-Dec	47	75	8	45
	13-Dec	14	0	129	43
	01-Jan	102	18	3	46
2012	30-Jan	28	82	0	38
	08-Feb	0	26	94	36

Sumber : Hasil Perhitungan.

32 4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana dihitung dengan menggunakan 2 metode yaitu Gumbel dan Log Pearson III.

1 4.4.1 Perhitungan Hujan Rencana dengan Metode Gumbel

Pengumpulan data curah hujan tertinggi dari dekade terakhir merupakan tahap awal dalam penggunaan teknik Gumbel untuk perhitungan.

2
Tabel 4.8 Perhitungan Data Curah Hujan Maksimum

No	Tahun	R _{max}	R _i ³⁴	R _i -R _t	(R _i -R _t) ²	(R _i -R _t) ³	(R _i -R _t) ⁴
1	2012	46	86	28,20	795,24	22425,77	632406,66
2	2013	45	81	23,20	538,24	12487,17	289702,30
3	2014	59	60	2,20	4,84	10,65	23,43
4	2015	59	59	1,20	1,44	1,73	2,07
5	2016	49	59	1,20	1,44	1,73	2,07
6	2017	41	52	-5,80	33,64	-195,11	1131,65
7	2018	52	49	-8,80	77,44	-681,47	5996,95
8	2019	60	46	-11,80	139,24	-1643,03	19387,78
9	2020	81	45	-12,80	163,84	-2097,15	26843,55
10	2021	86	41	-16,80	282,24	-4741,63	79659,42
Jumlah data			578	0,00	2037,60	25568,64	1055155,87
Rata-rata (R _t)			57,80				

Sumber : Hasil Perhitungan.

2 Langkah – langkah perhitungan sebagai berikut :

- 1 Urutkan nilai curah hujan (R_i) berdasarkan urutan nilainya. Dengan nilai 86 mm, data curah hujan terbesar tercatat pada tahun 2021, sedangkan yang terkecil tercatat pada tahun 2017 sebesar 41 mm.
- 2 Tentukan nilai rata-rata tinggi curah hujan (R) sehingga kita dapat menentukan nilai rata-rata tinggi curah hujan (R_i):

$$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n} = \frac{578}{10} = 57,80$$

- 3 Tentukan nilai simpangan baku rata-rata (Sd) data curah hujan sehingga kita peroleh:

$$s_R = \sqrt{\frac{\sum (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{2037,60}{10-1}} = 15,047$$

- 4 Menghitung besarnya harga 1/a dan b

Dari table didapatkan nilai :

$s_n : 0,9497$

$y_n : 0,4952$

$$\frac{1}{a} = \frac{s_R}{s_n} = \frac{15,047}{0,9497} = 15,843$$

$$b = \bar{R} - \left(y_n \times \frac{s_R}{s_n} \right) = 57,80 - \left(0,4952 \times \frac{15,047}{0,9497} \right) = 7,845$$

Persamaan Ekstapolasi :

$$R_t = b + \frac{1}{a} Y_t = 7,845 + 15,843 \cdot Y_t$$

Untuk menghitung curah hujan menggunakan periode ulang dalam rumus distribusi Gumbel dengan Rumus $y_t = -\ln(-\ln(T_r - 1)/T_r)$, maka didapatkan :

4
Tabel 4.9 Hasil Perhitungan Curah Hujan dengan Periode Ulang Tertentu untuk Distribusi Gumbel

Tr (tahun)	Ytr	KTr (m ³ /d)	RTr (mm)
25	3,19853	2,8465	101
20	2,9702	2,5533	96
10	2,25037	1,7747	85
5	1,49994	0,9957	73
2	0,36651	-0,1421	56

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov Metode Gumbel

Karena tidak bergantung pada fungsi distribusi, pengujian ini dikenal sebagai pengujian kesesuaian nonparametrik. Untuk menjalankan pengujian, kami membandingkan kumpulan data dengan persamaan garis ekstrapolasi dan menemukan persamaan dengan perbedaan terbesar.

Penyelesaian :

$$Rt = b + \frac{1}{a} Yt = 7,845 + 15,843 \cdot Yt$$

Untuk $Yt = 1$ maka $Rt = 43,605$

Untuk $Yt = 2,5$ maka $Rt = 76,489$

Ketika persamaan distribusi Gumbel digunakan untuk menentukan curah hujan dengan periode ulang, hasil berikut dihasilkan:

14
Tabel 4.10 Perhitungan Uji Smirnov Komogorov Metode Gumbel

No	Tahun	R _{max}	R _i	P	f(t)	P'	DP
1	2012	46	86	0,09	1,292392	0,09237993	0,00147
2	2013	45	81	0,18	1,063245	0,1276769	0,05414
3	2014	59	60	0,27	0,100825	0,41354262	0,14082
4	2015	59	59	0,36	0,054995	0,42784143	0,06421
5	2016	49	59	0,45	0,054995	0,43983153	0,01471
6	2017	41	52	0,55	-0,265811	0,54698093	0,00153
7	2018	52	49	0,64	-0,4033	0,6311572	0,00521
8	2019	60	46	0,73	-0,540788	0,69094821	0,03632
9	2020	81	45	0,82	-0,586618	0,75278726	0,06539
10	2021	86	41	0,91	-0,769936	0,79895857	0,11013
n		10					
Jumlah		578			D hitung	0,1408	
Rata-rata		57,80			D kritis	0,41	
Sr		15,04				Mewakili	

Sumber : Hasil Perhitungan.

Dari table diatas diperoleh simpangan maks = 0,1408 sehingga, $\Delta_{\text{kritis}} = 0,41 > \Delta_{\text{maks}} = 0,1408$.

Dari hasil diatas dapat diambil kesimpulan bahwa hipotesa Gumbel dapat diterima.

4

4.4.3 Uji Chi Square (X^2) Metode Gumbell

Untuk memperkirakan atau mengantisipasi nilai dari data observasi terkini, Uji Chi Square (X^2) memperhitungkan bahwa nilai yang diestimasikan mengandung kesalahan paling sedikit yang mungkin terlewatkan.

Penyelesaian :

Jumlah data, $n = 10$

Derajat Kepercayaan, $\alpha = 5\%$

Kelas distribusi (Stungers) = $K = 1 + 3,322 \log n$

$$K = 1 + 3,322 (10) = 4,222 \rightarrow \text{pakai } 4$$

Derajat Kebebasan, $Dk = k - (p + 1)$

$$Dk = 4 - (2 + 1) = 1$$

$$Ei = 10/4 = 2,5$$

Dimana :

Dk = Derajat Kebebasan

Ei = Data hasil perhitungan dari lengkung kekerapan toritik (grafik)

n = Jumlah data

p = Banyaknya parameter, untuk uji Chi Kuadrat adalah 2

K = Jumlah kelas distribusi = $1 + (3,322 \times \log n)$

3

Tabel 4.11 Perhitungan Uji Chi Square Metode Gumbell

Kelas	P	TR	YTR	KTR	RTR	Nilai Batas Tiap Kelas		Ei	Oi	$\frac{(Ei - Oi)^2}{Ei}$	
						>	75,05				
1	0,25	4	1,25	0,79	75,05		>	75,05	2,5	2	0,10
2	0,5	2	0,37	-0,14	54,84	54,84	-	75,05	2,5	3	0,10
3	0,75	1,3	-0,3	-0,87	38,92	38,92	-	75,05	2,5	5	2,50
4	0,99	1,0	-1,5	-2,13	11,33		-	-	2,5	0	2,50
							-	-	-	-	
							Jumlah	10	10	5,20	
							Chi Hitung			5,20	
							Chi Kritis			3,841	

Dengan $V = 2$ dan $\alpha = 0,05$ didapat $R^2 C_r = 3,841$

$R^2_{hit} (5,20) < R^2 C_r (3,841) \rightarrow \text{Diterima}$

4.4.4 Perhitungan dengan Metode Log Pearson III

Kami menggunakan pendekatan Log Pearson III untuk memperkirakan curah hujan yang diprediksi karena pendekatan ini masih cukup dapat diandalkan dan dapat digunakan dalam situasi apa pun tanpa dibatasi oleh kriteria seperti metode lainnya. Berikut adalah hasil ketika kami menggunakan metode Log Pearson III:

1. Menghitung besarnya harga rata – rata besaran logaritme (Log R) tersebut,

sehingga didapat : $\overline{\log x} = \frac{\sum \log R_i}{n} = \frac{1,74978}{10} = 0,174 \text{ mm}$

2. Menghitung besarnya harga deviasi rata – rata (S) dari besaran logaritma

tersebut sehingga didapat : $S \log R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \log(R_i - \bar{R})^2}{n-1}} = \frac{0,174}{10-1} = 0,106 \text{ mm}$

3. Menghitung harga koefisien kemencengan (Cs) dari besaran logaritma diatas sehingga didapat :

$$Cs = \frac{n \times \sum_{i=0}^n (R_i - \bar{R})^3}{(n-1)(n-2)(\log S R^3)} = \frac{10 \times (0,01)}{(10-1)(10-2)(0,019^3)} = 0,69 \text{ mm}$$

19
Tabel 4.12 Perhitungan Metode Log Pearson III

No	Tahun	R _{max} (mm)	R _i (mm)	Log Ri	Log (R _i - R _t)	Log (R _i - R _t) ²	Log (R _i - R _t) ³
1	2012	46	86	1,9345	0,18	0,03	0,01
2	2013	45	81	1,90849	0,16	0,03	0,00
3	2014	59	60	1,77815	0,03	0,00	0,00
4	2015	59	59	1,77085	0,02	0,00	0,00
5	2016	49	59	1,77085	0,02	0,00	0,00
6	2017	41	52	1,716	-0,03	0,00	0,00
7	2018	52	49	1,6902	-0,06	0,00	0,00
8	2019	60	46	1,66276	-0,09	0,01	0,00
9	2020	81	45	1,65321	-0,10	0,01	0,00
10	2021	86	41	1,61278	-0,14	0,02	0,00
Jumlah		Σ	578	17,4978	0,00	0,10	0,01
Banya Data		n	10				
Rata-rata		R_t	57,80	1,74978			
Standar Deviasi		s	15,04	S log R	0,106		
Koef. Asimetri		Cs				0,69	

Sumber : Hasil Perhitungan.

Apabila periode ulangan hujan mengikuti distribusi tipe Log Person III, maka dapat dihitung sebagai berikut:

Ini adalah contoh perhitungan curah hujan dengan waktu pengembalian 5 tahun. Harga dapat dihitung dari perhitungan sebelumnya:

- Log : 0,174 mm $C_s = 0,69 \text{ mm}$
- Standar deviasi (S) = 0,106 mm
- Nilai k dengan harga $C_s = 0,69 \text{ mm}$ untuk periode 25 tahun

$$\log R_{Tr} = \overline{\log R} + K_{Tr} \times S \log R$$

$$R_{Tr} = 10(\log \bar{R} + K_{Tr} \times S \log R)$$

16

Tabel 4.13 Perhitungan Hujan Rencana dengan Menggunakan Log Pearson III

Tr (tahun)	KTr	RTr (mm)
25	1,939	90
20	1,735	86
10	1,328	78
5	0,8	68
2	-0,099	55

Sumber : Hasil Perhitungan.

4

4.4.5 Uji Chi Square Metode Log Pearson III

Untuk memperkirakan atau memeriksa nilai-nilai tertentu dari data observasi terkini, Uji Chi Square (X^2) memperhitungkan bahwa nilai yang diestimasikan mencakup kesalahan paling sedikit yang mungkin terlewatkan.

Penyelesaian :

Jumlah data, $n = 10$

Derajat Kepercayaan, $\alpha = 5\%$

Kelas distribusi (Stungers) = $K = 1 + 3,322 \log n$

$$K = 1 + 3,322 (10) = 4,222 \cdot \text{pakai } 4$$

Derajat Kebebasan, $D_k = k - (p + 1)$

$$D_k = 4 - (2 + 1) = 1$$

$$Ei = 10/4 = 2,5$$

Dimana :

Dk = Derajat Kebebasan

Ei = Data hasil perhitungan dari lengkung kekerapan toritik (grafik)

n = Jumlah data

p = Banyaknya parameter, untuk uji Chi Kuadrat adalah 2

K = Jumlah kelas distribusi = $1 + (3,322 \times \log n)$

³ ¹⁰
Tabel 4.14 Perhitungan Uji Chi Square Metode Log Pearson III

Kelas	P	TR	KTR	RTR	Nilai Batas Tiap Kelas		Ei	Oi	$((Ei - Oi)^2)/Ei$	
1	0,25	4	0,50033	63,51		>	63,5	2,5	2	0,10
2	0,5	2	-0,09900	54,86	54,86	-	63,5	2,5	3	0,10
3	0,75	1,3	-1,38361	40,08	40,08	-	63,5	2,5	5	2,50
4	0,99	1,0	-2,14900	33,24		-	2,5	0		2,50
					Jumlah		10	10	5,20	
Sumber : Hasil Perhitungan.										
					Chi Hitung			5,20		
					Chi Kritis			3,841		

¹
Dengan Dk = 1 dan $\alpha = 0,05$ di dapat $R^2Cr = 3,841$

$R^2_{hit} (5,20) < R^2Cr (3,841)$ • Tidak diterima.

⁴
4.4.6 Uji Smirnov Kolmogorov Metode Log Pearson III

Karena tidak bergantung pada fungsi distribusi, pengujian ini dikenal sebagai pengujian kesesuaian nonparametrik. Untuk menjalankan pengujian, kami membandingkan kumpulan data dengan persamaan garis ekstrapolasi dan menemukan persamaan dengan perbedaan terbesar.

Penyelesaian :

- D_{Kritis} merupakan batas dimana sebaran data masih dianggap cocok.
- D_{Kritis} di dapat dari tabel nilai D_{kritis} Smirnov-Kolmogorov dan umumnya diambil nilai $D_{kritis} = 5\%$
- Di bandingkan antara nilai D_{maks} dan D_{kritis} . Apabila nilai $D_{maks} \leq D_{kritis}$

maka pemilihan metode tersebut dapat mewakili distribusi statistik data yang di analisis.

- Nilai peluang pengamatan (P) dihitung menggunakan persamaan Weibul.

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\%$$

Dimana: P = Probabilitas

m = nomor urut data dari seri yang telah di urutkan

n = banyaknya data

- Data harus diurutkan dari terbesar ke terkecil, dan peluang harus diukur berdasarkan ukurannya. Untuk data hujan tahun 2012 dengan tinggi

$$\text{hujan} = 86 \text{ mm di dapat} : P = \frac{1}{10+1} = 0,09$$

- Besarnya $P(\log R_i)$ dapat dicari dengan rumus :

$$P(\log R_i) = \log 86 = 1,934$$

- Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{\log (R_i - \bar{R})}{\log S_R} = \frac{1,934 - 1,74}{0,106} = 1,830$$

- Besarnya peluang teoritis (P^1) dapat dicari dengan menggunakan tabel nilai peluang teoritis (lihat Lampiran) dari nilai $f(t)$

- Nilai ΔP dapat dicari dengan rumus :

$$\Delta P = |P - P^1|$$

Untuk perhitungan data hujan yang lain dapat dilihat pada tabel berikut :

²
Tabel 4.15 Perhitungan U₂₃ Smirnov Komogorov Metode Log Pearson III

No	Tahun	R _{max}	R _i	Log R _i	P	f(t)	P ¹	ΔP
1	2012	46	86	1,934	0,09	1,64928	0,028773342	0,0621357
2	2013	45	81	1,908	0,18	1,41702	0,019382402	0,1624358
3	2014	59	60	1,778	0,27	0,25332	0,365963677	0,0932364
4	2015	59	59	1,771	0,36	0,18815	0,386297271	0,0226609
5	2016	49	59	1,771	0,45	0,18815	0,395357976	0,0591875
6	2017	41	52	1,716	0,55	-0,3016	0,558924539	0,01347
7	2018	52	49	1,690	0,64	-0,532	0,66937323	0,0330096

8	2019	60	46	1,663	0,73	-0,777	0,773528173	0,0462554
9	2020	81	45 ₂₃	1,653	0,82	-0,8622	0,822394546	0,0042127
No	Tahun	R _{max}	R _i	Log R _i	P	f(t)	P'	ΔP
10	2021	86	41	1,613	0,91	-1,2232	0,966649601	0,0575587
n			10					
Jumlah			578	17,498				
Rata-rata			57,80	1,75				
Sr			21,82	0,112				
					D _{hitung} ₄₇	0,1624		
					D _{kritis}	0,41		
					Mewakili			

Sumber : Hasil Perhitungan.

Dari table diatas diperoleh simpangan maks = 0,1624 sehingga, $\Delta_{kritis} = 0,41$ (dari $\Delta_{maks} = 0,1624$.

Dari hasil diatas dapat diambil kesimpulan bahwa hipotesa Log Person III dapat diterima

4
Tabel 4.16 Perbandingan Tabel Perhitungan Metode Gumbel & Log Pearson III

LOG PERSON III (mm)	GUMBEL (mm)
90	101
86	96
78	85
68	73

Sumber : Hasil Perhitungan.

2
Tabel 4.17 Tabel Syarat Metode Jenis Perhitungan Curah Hujan Rencana

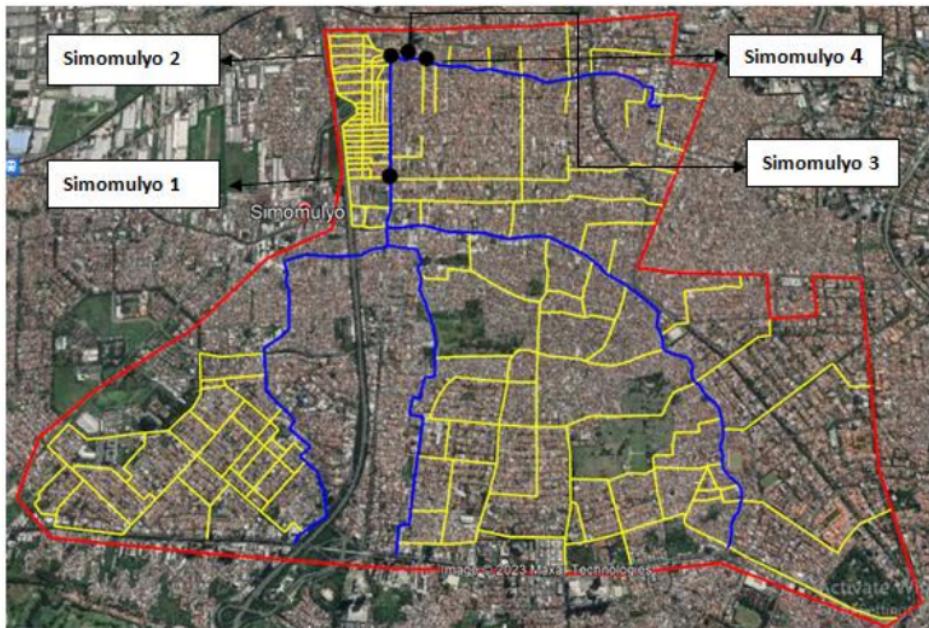
Jenis Metode	Syarat	Perhitungan	Keterangan
Gumbell	$C_s \leq 1,14$	0,69	Memenuhi
	$C_k \leq 5,4$	4,04	Memenuhi
Log Pearson III	$C_s \neq 0$	5,20	Memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan.

Perhitungan selanjutnya menggunakan hasil perhitungan Metode Gumbel. Karena nilai Metode Gumbel lebih tinggi dibandingkan nilai Metode Log Pearson III pada tabel hasil perhitungan di atas, maka Metode Gumbel menawarkan tingkat keamanan yang lebih tinggi, terutama jika mempertimbangkan seringnya terjadi.

4.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Dengan memanfaatkan teknik Rational, Haspers, dan Weduwen, debit banjir maksimum dihitung.



Gambar 4.4 Saluran Drainase di Wilayah Simomulyo, Surabaya

Tabel 4.18 Saluran di Wilayah Simomulyo

Nama saluran	Panjang saluran (km)	Luas catchment (km ²)
Simomulyo 1	2,670	8,450
Simomulyo 2	3,670	11,500
Simomulyo 3	2,100	2,910

Sumber : Hasil Perhitungan.

Tabel 4.19 Nilai Koefisien C

No	Deskripsi Lahan/Karakter Permukaan	Koefisien C
1	Bisnis Perkotaan Pinggiran	0,70 - 0,95 0,50 - 0,70
2	Perumahan Rumah Tunggal Multiunit terpisah, terpisah Multiunit, Tergabung Perkampungan Apartemen	0,30 - 0,50 0,40 - 0,60 0,60 - 0,75 0,25 - 0,40 0,50 - 0,70
3	Industri Ringan Berat	0,50 - 0,80 0,60 - 0,90
	Perkerasan Aspal dan beton Batu bata dan paving	0,70 - 0,95 0,50 - 0,70
	Atap	0,75 - 0,95
	Halaman tanah berpasir datar 2% rata-rata 2-7% curam 7%	0,05 - 0,10 0,10 - 0,15 0,15 - 0,20
	Halaman tanah berat datar 2% rata-rata 2-7% curam 7%	0,13 - 0,17 0,18 - 0,22 0,25 - 0,35
	Halaman kereta api	0,10 - 0,35
	Taman tempat bermain	0,20 - 0,35
	Taman, pekuburan	0,10 - 0,25
	Hutan datar 0-5% bergelombang 5-10% berbukit 10-30%	0,10 - 0,40 0,25 - 0,25 0,30 - 0,60

Sumber : Suripin.

2 4.5.1 Perhitungan Debit Banjir Rencana Saluran Primer Simomulyo I

a. Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode Rasional

- Panjang saluran (L) = 2,670 km
- Luas Daerah (A) = 8,450 km²
- Elevasi Hulu = 20 m

- Elevasi Hilir = 4 m
- Beda Tinggi elevasi = 16 m

Curah hujan yang dihitung berdasarkan rencana 20 tahun:

- $V = 72 \times \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$
- $V = 72 \times \left(\frac{16}{2,670}\right)^{0,6} = 3,34 \text{ km/jam}$
- $t = T_c$
- $T_c = L / V$
- $T_c = 2,670 / 3,34 = 0,80 \text{ jam}$
- $I = \frac{R24}{24} \times \left(\frac{24}{T_c}\right)^{2/3}$
- $I = \frac{96}{24} \times \left(\frac{24}{0,80}\right)^{2/3}$
- $I = 38,61 \text{ mm/jam}$
- $Q = \frac{1}{3,6} C.I.A \quad (0,8 \text{ dari } \textbf{Tabel 4.18} \text{ Nilai Koefisien C})$
- $Q_{20th} = 0,278 \times 0,8 \times 38,61 \times 8,450$
- $Q_{20th} = 72,55 \text{ m}^3/\text{dt}$

24

b. Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode Harpers

Curah hujan yang diproyeksikan selama 20 tahun digunakan dalam perhitungan:

- Panjang saluran (L) = 2,670 km
- Luas Daerah (A) = 8,450 km²
- $I = 0,006 \text{ m}$
- $R24 = 96 \text{ mm}$
- $\alpha = \frac{1+0,12(A)^{0,7}}{1+0,075(A)^{0,7}}$
- $\alpha = \frac{1+0,12(8,450)^{0,7}}{1+0,075(8,450)^{0,7}}$
- $\alpha = 1,150$
- $tr = T_c = 0,1 \times L^{0,8} \times I^{-0,3}$
- $= 0,1 \times 2,670^{0,8} \times 0,006^{-0,3}$

- tr = 1,02 jam
- $\frac{1}{\beta} = 1 + \left[\frac{tr + (3,7 + 10^{0,4 \times tc})}{tr^2 + 15} \right] \frac{A}{12}^{0,75}$
 - $\frac{1}{\beta} = 1 + \left[\frac{1,02 + (3,7 + 10^{0,4 \times 1,02})}{1,02^2 + 15} \right] \frac{8,450}{12}^{0,75}$
 - $\frac{1}{\beta} = 1,27$
 - $\beta = 0,788$
 - tr = 0,08 jam - tr < 2 jam
 - rt = $\frac{tr \times R24}{tr + 1}$
 - rt = $\frac{1,02 \times 96}{1,02 + 1} = 47,4 \text{ mm}$
 - tr dalam jam, maka q = $\frac{rt}{3,6 + tr^2}$
 $= \frac{47,4}{3,6 + 1,02^2}$
 - q = $10,23 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2$
 - Q 20th = $\alpha \times \beta \times q \times A$
 $= 1,150 \times 0,788 \times 10,23 \times 8,450$
 - Q 20th = $78,34 \text{ m}^3/\text{dt}$

24

c. Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode Weduwen

Curah hujan yang diproyeksikan selama 20 tahun digunakan dalam perhitungan:

- Panjang saluran (L) = 2,670 km
- Luas Daerah (A) = 8,450 km²
- I = 0,006 m
- R24 = 96 mm
- Harga t coba-coba t = 0,98 jam
- $\beta = \frac{\frac{120+t+1}{t+9} A}{120+A}$
- $\beta = \frac{\frac{120+0,98+1}{0,98+9} 8,450}{120+8,45}$
- $\beta = 0,95$

- $q_n = \frac{R24}{240} \times \frac{R24}{t+1,45}$
 $= \frac{96}{240} \times \frac{96}{0,98+1,45}$
- $q_n = 15,80 \text{ m}^3/\text{det/km}^2$
- $\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q + 7}$
 $= 1 - \frac{4,1}{(0,95 \times 15,80) + 7} = 0,81$
- $Q_{20th} = \alpha \times \beta \times q \times A^{\frac{6}{5}}$
 $= 0,81 \times 0,95 \times 15,80 \times 8,450 = 102,88 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Periksa nilai t coba-coba = t hitung
- $t = 0,125 \times L \times q_n^{-0,125} \times I^{-0,25}$
- $t = 0,125 \times 2,670 \times 15,80^{-0,125} \times 0,006^{-0,25}$
- $t = 0,98 \text{ jam}$
- t coba-coba = t hitung $\rightarrow 0,98 \text{ jam}$, nilai Q_n adalah benar.

2

Tabel 4.20 Perbandingan Perhitungan Debit Banjir Rencana dengan Tiga Metode

Q _p	Rasional	Haspers	Weduwen
	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
Q ₂₀	72,55	78,34	102,88

Sumber : Hasil Perhitungan.

2

4.5.2 Perhitungan Debit Banjir Rencana Saluran Primer Simomulyo II

1

a. Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode Rasional

- Panjang saluran (L) = 3,670 km
- Luas Daerah (A) = 11,500 km²
- Elevasi Hulu = 20 m
- Elevasi Hilir = 2 m
- Beda Tinggi elevasi = 18 m

Pada perhitungan di pakai curah hujan rencana periode ulang 20 tahun :

- $V = 72 \times \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$
 $= 72 \times \left(\frac{18}{3,670}\right)^{0,6} = 2,96 \text{ km/jam}$

- $t = T_c$
- $T_c = L / V$
- $T_c = 3,670 / 2,96 = 1,24 \text{ jam}$
- $I = \frac{R24}{24} \times \left(\frac{24}{T_c}\right)^{2/3}$
- $I = \frac{96}{24} \times \left(\frac{24}{1,24}\right)^{2/3}$
- $I = 28,83 \text{ mm/jam}$
- $Q = \frac{1}{3,6} C.I.A (0,8 \text{ dari Tabel 4.18 Nilai Koefisien C})$
- $Q_{20\text{th}} = 0,278 \times 0,8 \times 28,83 \times 11,500$
- $Q_{20\text{th}} = 73,73 \text{ m}^3/\text{dt}$

b. Perhitungan Debit Banjir Menggunakan Metode Harpers

Curah hujan yang diproyeksikan selama 20 tahun digunakan dalam perhitungan:

- Panjang saluran (L) = 3,670 km
- Luas Daerah (A) = 11,500 km²
- $I = 0,006 \text{ m}$
- $R24 = 96 \text{ mm}$
- $\alpha = \frac{1+0,12(A)^{0,7}}{1+0,075(A)^{0,7}}$
- $\alpha = \frac{1+0,12(11,500)^{0,7}}{1+0,075(11,500)^{0,7}}$
- $\alpha = 1,17$
- $tr = T_c = 0,1 \times L^{0,8} \times I^{-0,3}$
 $= 0,1 \times 3,670^{0,8} \times 0,006^{-0,3}$
 $tr = 1,31 \text{ jam}$
- $\frac{1}{\beta} = 1 + \left[\frac{tr + (3,7 + 10^{0,4} \times tc)}{tr^2 + 15} \right] \frac{A}{12}^{0,75}$
 $= 1 + \left[\frac{1,31 + (3,7 + 10^{0,4} \times 1,31)}{1,31^2 + 15} \right] \frac{11,500}{12}^{0,75}$
- $\frac{1}{\beta} = 1,43$
- $\beta = 0,701$
- $tr = 0,8 \text{ jam} - tr < 2 \text{ jam}$

- rt $= \frac{tr \times R24}{tr+1}$
- rt $= \frac{1,31 \times 96}{1,31+1} = 54,4 \text{ mm}$
- tr dalam jam, maka $q = \frac{rt}{3,6+tr^2}$
 $= \frac{54,4}{3,6+1,31^2}$
- $q = 10,23 \text{ m}^3/\text{det/km}^2$
- $Q_{20\text{th}} = \alpha \times \beta \times q \times A$
 $= 1,17 \times 0,701 \times 10,23 \times 11,500$
- $Q_{20\text{th}} = 96,48 \text{ m}^3/\text{dt}$
-

c. Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode Weduwen

Pada perhitungan di pakai curah hujan rencana periode ulang 20 tahun :

- Panjang saluran (L) = 3,670 km
- Luas Daerah (A) = 11,500 km²
- I = 0,006 m
- R24 = 96 mm
- Harga t coba-coba t = $\frac{120+t+1}{t+9} A$
 $\beta = \frac{120+0,98+1}{0,98+9} \frac{11,500}{120+11,500}$
- $\beta = 0,93$
- $qn = \frac{R24}{240} \times \frac{R24}{t+1,45}$
 $= \frac{96}{240} \times \frac{96}{0,98+1,45}$
- $qn = 15,80 \text{ m}^3/\text{det/km}^2$
- $\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q+7}$
 $= 1 - \frac{4,1}{(0,93 \times 15,80)+7}$

- $\alpha = 0,81$
- $Q_{20th} = \alpha \times \beta \times q \times A$
- Periksa nilai t coba-coba = t hitung
- $t = 0,125 \times L \times q_n^{-0,125} \times I^{-0,25}$
- $t = 0,125 \times 3,670 \times 12,6^{-0,125} \times 0,006^{-0,25}$
- $t = 0,98$ jam
- t coba-coba = t hitung $\rightarrow 0,98$ jam, nilai Q_n adalah benar.

$$= 0,81 \times 0,93 \times 15,80 \times 11,500 = 136,8 \text{ m}^3/\text{dt}$$

50

Tabel 4.21 Perbandingan Perhitungan Debit Banjir Rencana dengan Tiga Metode

Q _p	Rasional	Haspers	Wer duwen
	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
Q ₂₀	73,73	96,48	136,8

Sumber : Hasil Perhitungan.

2

4.5.3 Perhitungan Debit Banjir Rencana Saluran Primer Simomulyo III

1

a. Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode Rasional

- Panjang saluran (L) = 2,100 km
- Luas Daerah (A) = 2,910 km²
- Elevasi Hulu = 3 m
- Elevasi Hilir = 2 m
- Beda Tinggi elevasi = 1 m

Pada perhitungan di pakai curah hujan rencana periode ulang 20 tahun :

- $V = 72 \times \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$
- $V = 72 \times \left(\frac{1}{2,100}\right)^{0,6} = 0,73 \text{ km/jam}$
- $t = T_c$
- $T_c = L / V$
- $T_c = 2,100 / 0,73 = 2,87 \text{ jam}$
- $I = \frac{R24}{24} \times \left(\frac{24}{T_c}\right)^{2/3}$
- $I = \frac{96}{24} \times \left(\frac{24}{2,87}\right)^{2/3}$

- $I = 16,47 \text{ mm/jam}$
- $Q = \frac{1}{3,6} C.I.A (0,8 \text{ dari Tabel 4.18 Nilai Koefisien C})$
- $Q_{20th} = 0,278 \times 0,8 \times 16,47 \times 2,910$
- $Q_{20th} = 10,65 \text{ m}^3/\text{dt}$

15

b. Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode Harpers

Pada perhitungan di pakai curah hujan rencana periode ulang 20 tahun :

- Panjang saluran (L) = 2,100 km
- Luas Daerah (A) = 2,910 km^2
- $I = 0,0004 \text{ m}$
- $R_{24} = 96 \text{ mm}$
- $\alpha = \frac{1+0,12(A)^{0,7}}{1+0,075(A)^{0,7}}$
- $\alpha = \frac{1+0,12(2,910)^{0,7}}{1+0,075(2,910)^{0,7}}$
- $\alpha = 1,082$
- $tr = T_c = 0,1 \times L^{0,8} \times I^{-0,3}$
 $= 0,1 \times 2,100^{0,8} \times 0,0004^{-0,3}$
 $tr = 1,89 \text{ jam}$
- $\frac{1}{\beta} = 1 + \left[\frac{tr + (3,7 + 10^{0,4} \times tc)}{tr^2 + 15} \right] \frac{A}{12}^{0,75}$
 $= 1 + \left[\frac{1,89 + (3,7 + 10^{0,4} \times 1,89)}{1,89^2 + 15} \right] \frac{2,910}{12}^{0,75}$
- $\frac{1}{\beta} = 0,81$
- $\beta = 0,81$
- $tr = 0,8 \text{ jam} - tr < 2 \text{ jam}$
- $rt = \frac{tr \times R_{24}}{tr + 1}$
- $rt = \frac{1,89 \times 96}{1,89 + 1} = 62,7 \text{ mm}$
- $tr \text{ dalam jam, maka } q = \frac{rt}{3,6 + tr^2}$
 $= \frac{62,7}{3,6 + 1,89^2}$

- $q = 8,74 \text{ m}^3/\text{det/km}^2$
- $Q_{20\text{th}} = \alpha \times \beta \times q \times A$
 $= 0,81 \times 0,98 \times 8,74 \times 2,910$
 $= 22,29 \text{ m}^3/\text{dt}$

12 c. Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan Metode Weduwen

Pada perhitungan di pakai curah hujan rencana periode ulang 20 tahun :

- Panjang saluran (L) = 2,100 km
- Luas Daerah (A) = 2,910 km²
- I = 0,0004 m
- R24 = 96 mm
- Harga t coba-coba t = 0,98 jam
- $\beta = \frac{\frac{120+t+1}{t+9} A}{120+A}$
- $\beta = \frac{\frac{120+4,7+1}{0,98+9} 2,910}{120+2,910}$
- $\beta = 0,98$
- $q_n = \frac{R24}{240} \times \frac{R24}{t+1,45}$
 $= \frac{96}{240} \times \frac{96}{0,98+1,45}$
- $q_n = 15,80 \text{ m}^3/\text{det/km}^2$
- $\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q + 7}$
 $= 1 - \frac{4,1}{(0,98 \times 15,80) + 7}$
- $\alpha = 0,81$
- $Q_{20\text{th}} = \alpha \times \beta \times q \times A$
 $= 0,81 \times 0,98 \times 15,80 \times 2,910 = 36,49 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Periksa nilai t coba-coba = t hitung
- $t = 0,125 \times L \times q_n^{-0,125} \times I^{-0,25}$
- $t = 0,125 \times 2,100 \times 15,80^{-0,125} \times 0,0004^{-0,25}$
- $t = 0,98 \text{ jam}$
- t coba-coba = t hitung $\rightarrow 0,98 \text{ jam}$, nilai Qn adalah benar.

Q _p	Rasional	Haspers	Wer duwen
	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
Q ₂₀	10,65	22,29	36,49

Sumber : Hasil Perhitungan.

2

Tabel 4.22 Perbandingan Perhitungan Debit Banjir Rencana dengan Tiga Metode

d. Perhitungan Debit Banjir Rencana Saluran Primer Simomulyo IV

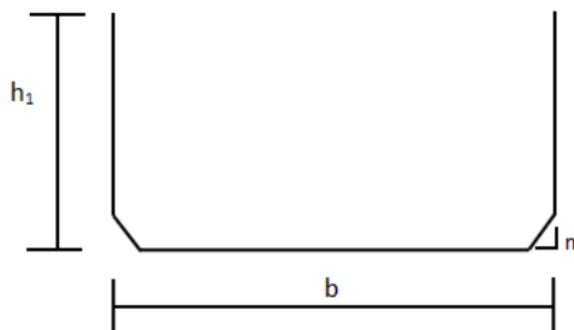
Tabel 4.23 Hasil perhitungan Simomulyo II dan Simomulyo III

Q _p	Rasional	Haspers	Wer duwen
	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
Q ₂₀	84,38	118,7	173,2

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.6 Penampang Saluran Eksisting

Jika saluran tersebut berfungsi baik di lapangan, maka perhitungan kapasitas saluran yang ada akan memperhitungkannya.



5

Gambar 4.5 Penampang Saluran Persegi empat

4.6.1 Perhitungan kapasitas saluran drainase di Simomulyo I

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Saluran} &= 2,67 \text{ km} \\
 \text{Kemiringan dinding saluran (m)} &= 0,6 \text{ m} \\
 \text{Tinggi saluran } (h_1) &= 1,8 \text{ m} \\
 \text{Lebar Dasar Saluran (b)} &= 8,8 \text{ m} \\
 \text{Koef. Manning (n)} &= 0,012 \text{ (beton dipoles)} \\
 \text{Kemiringan Dasar Saluran (I)} &= 0,0006 \text{ (Pengukuran di lapangan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bentuk Penampang} &= \text{Persegi empat} \\
 \text{Luas Penampang (A)} &= (b \times h_1) - (0,3 \times 0,3) \\
 &= (8,8 \times 1,8) - (0,3 \times 0,3) \\
 &= 15,75 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling Basah (P)} &= 2 \times (h_1 - 0,3) + (b - (2 \times 0,3) + 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2}) \\
 &= 2 \times (1,8 - 0,3) + (8,8 - (2 \times 0,3) + 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2}) \\
 &= 12,04 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jari-jari Hidrolis (R)} &= R = \frac{A}{P} \\
 &= \frac{15,75}{12,04} \\
 &= 1,3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan Aliran (V)} &= \frac{1}{n} \times R^2 \times I_2^1 \\
 &= \frac{1}{0,012} \times 1,3^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
 &= 2,43 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Q saluran} &= A \times V \\
 &= 15,75 \times 2,43 \\
 &= 38,27 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

4.6.2 Perhitungan kapasitas saluran drainase di Simomulyo II

Panjang Saluran = 3,67 km
 Kemiringan dinding saluran (m) = 0,7 m
 Tinggi saluran (h_1) = 2,1 m
 Lebar Dasar Saluran (b) = 9,3 m
 Koef. Manning (n) = 0,012 (beton dipoles)
 Kemiringan Dasar Saluran (I) = 0,0006 (Pengukuran di lapangan)
 Bentuk Penampang = Persegi empat

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Penampang (A)} &= (b \times h_1) - (0,3 \times 0,3) \\
 &= (9,3 \times 2,1) - (0,3 \times 0,3) \\
 &= 19,44 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling Basah (P)} &= 2 \times (h_1 - 0,3) + (b - (2 \times 0,3) + 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2}) \\
 &= 2 \times (2,1 - 0,3) + (9,3 - (2 \times 0,3) + 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2}) \\
 &= 13,14 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jari-jari Hidrolis (R)} &= R = \frac{A}{P} \\
 &= \frac{19,44}{13,14} \\
 &= 1,47 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan Aliran (V)} &= \frac{1}{n} \times R^2 \times I^1 \\
 &= \frac{1}{0,012} \times 1,47^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
 &= 2,63 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q \text{ saluran} &= A \times V \\
 &= 19,44 \times 2,63 \\
 &= 51,12 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

4.6.3 Perhitungan kapasitas saluran drainase di Simomulyo III

Panjang Saluran = 2,1 km
 Kemiringan dinding saluran (m) = 0,7 m
 Tinggi saluran (h_1) = 2,3 m
 Lebar Dasar Saluran (b) = 12,6 m
 Koef. Manning (n) = 0,012 (beton dipoles)
 Kemiringan Dasar Saluran (I) = 0,0006 (Pengukuran di lapangan)

Bentuk Penampang = Persegi empat
¹³
 Luas Penampang (A) = ($b \times h_1$) - ($0,3 \times 0,3$)
 $= (12,6 \times 2,3) - (0,3 \times 0,3)$
 $= 28,89 \text{ m}^2$

Keliling Basah (P) = $2 \times (h_1 - 0,3) + (b - (2 \times 0,3) + 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2})$
 $= 2 \times (2,3 - 0,3) + (12,6 - (2 \times 0,3) + 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2})$
 $= 16,84 \text{ m}$

Jari-jari Hidrolis (R) = $R = \frac{A}{P}$
 $= \frac{28,89}{16,84}$
 $= 1,71 \text{ m}$

Kecepatan Aliran (V) = $\frac{1}{n} \times R^2 \times I_2^1$
 $= \frac{1}{0,012} \times 1,71^{2/3} \times 0,0006^{1/2}$
 $= 2,91 \text{ m/dt}$

Q saluran = $A \times V$
 $= 28,89 \times 2,91$
 $= 84,06 \text{ m}^3/\text{dt}$

4.6.4 Perhitungan kapasitas saluran drainase di Simomulyo IV

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Saluran} &= 1,83 \text{ km} \\
 \text{Kemiringan dinding saluran (m)} &= 0,7 \text{ m} \\
 \text{Tinggi saluran (\(h_1\))} &= 2,5 \text{ m} \\
 \text{Lebar Dasar Saluran (\(b\))} &= 13 \text{ m} \\
 \text{Koef. Manning (\(n\))} &= 0,012 \text{ (beton dipoles)} \\
 \text{Kemiringan Dasar Saluran (\(I\))} &= 0,0006 \text{ (Pengukuran di lapangan)} \\
 \text{Bentuk Penampang} &= \text{Persegi empat}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{6} \\
 \text{Luas Penampang (A)} &= (b \times h_1) - (0,3 \times 0,3) \\
 &= (13 \times 2,5) - (0,3 \times 0,3) \\
 &= 32,41 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling Basah (P)} &= 2 \times (h_1 - 0,3) + (b - (2 \times 0,3) + 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2}) \\
 &= 2 \times (2,5 - 0,3) + (13 - (2 \times 0,3) + 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2}) \\
 &= 17,64 \text{ m}
 \end{aligned}$$

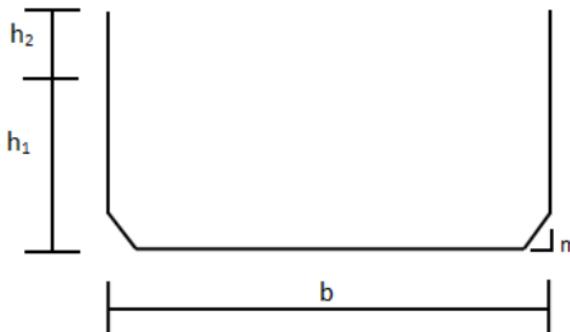
$$\begin{aligned}
 \text{Jari-jari Hidrolis (R)} &= R = \frac{A}{P} \\
 &= \frac{32,41}{17,64} \\
 &= 1,83 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan Aliran (V)} &= \frac{1}{n} \times R^2 \times I^1 \\
 &= \frac{1}{0,012} \times 1,83^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
 &= 3,05 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q \text{ saluran} &= A \times V \\
 &= 32,41 \times 3,05 \\
 &= 98,85 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

4.7 Penampang Saluran (dengan Peninggian)

Untuk menentukan penampang saluran (beserta elevasinya), pertama-tama harus ditentukan posisi dasar saluran, kemudian diukur elevasi saluran dari dasar sampai puncaknya.



5

Gambar 4.6 Penampang saluran dengan peninggian

4.7.1 Perhitungan penampang saluran dengan peninggian di Simomulyo I

$$\text{Panjang Saluran} = 2,67 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan Dinding Saluran (m)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Peninggian saluran (} h_2 \text{)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Dasar Saluran (} b \text{)} = 8,8 \text{ m}$$

$$\text{Koef. Manning (n)} = 0,012 \text{ (beton dipoles)}$$

$$\text{Kemiringan Dasar Saluran (I)} = 0,0006 \text{ (Pengukuran di lapangan)}$$

$$\text{Bentuk Penampang} = \text{Persegi empat (dengan peninggian)}$$

$$\text{13} \quad \text{Luas Penampang (A)} = b \times (h_1 + h_2) - (0,3 \times 0,3)$$

$$= 8,8 \times (1,8 + 0,6) - (0,3 \times 0,3)$$

$$= 21,03 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling Basah (P)} = 2 \times (h_1 + h_2) - (2 \times 0,3) + b - (2 \times 0,3) + 2$$

$$\sqrt{0,3^2 + 0,3^2}$$

$$= 2 \times (1,8 + 0,6) - (2 \times 0,3) + 8,8 - (2 \times 0,3) + 2$$

$$\sqrt{0,3^2 + 0,3^2}$$

$$= 13,24 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari Hidrolis (R)} = R = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{21,03}{13,24}$$

$$= 1,58 \text{ m}$$

1 Kecepatan Aliran (V)
$$= \frac{1}{n} \times R_3^2 \times I_2^1$$

$$= \frac{1}{0,012} \times 1,58^{2/3} \times 0,0006^{1/2}$$

$$= 2,76 \text{ m/dt}$$

Q saluran
$$= A \times V$$

$$= 21,03 \times 2,76$$

$$= 58,04 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Q Peninggian
$$= A \times \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \times I_2^1$$

$$= 21,03 \times \frac{1}{0,012} \times \left(\frac{21,03}{13,24}\right)^{2/3} \times 0,0006^{1/2}$$

$$= 58,43 \text{ m}^3/\text{dt}$$

4.7.2 Perhitungan penampang saluran dengan peninggian di Simomulyo II

Panjang Saluran $= 3,67 \text{ km}$
 Kemiringan Dinding Saluran (m) $= 0,7 \text{ m}$
 Peninggian saluran (h_2) $= 0,6 \text{ m}$
 Lebar Dasar Saluran (b) $= 9,3 \text{ m}$
 Koef. Manning (n) $= 0,012$ (beton dipoles)
 Kemiringan Dasar Saluran (I) $= 0,0006$ (Pengukuran di lapangan)
 Bentuk Penampang $=$ Persegi empat (dengan peninggian)
 Luas Penampang (A)
$$= b \times (h_1 + h_2) - (0,35 \times 0,35)$$

$$= 9,3 \times (2,1 + 0,6) - (0,35 \times 0,35)$$

$$= 24,93 \text{ m}^2$$

Keliling Basah (P)
$$= 2 \times (h_1 + h_2) - (2 \times 0,35) + b - (2 \times 0,35) + 2$$

$$\sqrt{0,3^2 + 0,3^2}$$

$$= 2 \times (2,1 + 0,6) - (2 \times 0,35) + 9,3 - (2 \times 0,35) + 2$$

$$\sqrt{0,3^2 + 0,3^2}$$

$$= 14,14 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jari-jari Hidrolis (R)} &= R = \frac{A}{P} \\
 &= \frac{24,93}{14,14} \\
 &= 1,76 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan Aliran (V)} &= \frac{1}{n} \times R_3^2 \times I_2^1 \\
 &= \frac{1}{0,012} \times 1,76^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
 &= 2,97 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Q saluran} &= A \times V \\
 &= 24,93 \times 2,97 \\
 &= 82,95 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Q Peninggian} &= A \times \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \times I_2^1 \\
 &= 24,93 \times \frac{1}{0,012} \times \left(\frac{24,93}{14,14}\right)^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
 &= 74,26 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

4.7.3 Perhitungan penampang saluran dengan peninggian di Simomulyo III

$$\text{Panjang Saluran} = 2,1 \text{ km}$$

$$\text{Kemiringan Dinding Saluran (m)} = 0,7 \text{ m}$$

$$\text{Peninggian saluran (} h_2 \text{)} = 0,7 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Dasar Saluran (b)} = 12,6 \text{ m}$$

$$\text{Koef. Manning (n)} = 0,012 \text{ (beton dipoles)}$$

$$\text{Kemiringan Dasar Saluran (I)} = 0,0006 \text{ (Pengukuran di lapangan)}$$

$$\text{Bentuk Penampang} = \text{Persegi empat (dengan peninggian)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Penampang (A)} &= b \times (h_1 + h_2) - (0,35 \times 0,35) \\
 &= 12,6 \times (2,3 + 0,7) - (0,35 \times 0,35)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 12,6 \times (2,3 + 0,7) - (0,35 \times 0,35) \\
 &= 37,67 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling Basah (P)} &= 2 \times (h_1 + h_2) - (2 \times 0,35) + b - (2 \times 0,35) + 2 \\
 &= \sqrt{0,3^2 + 0,3^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 2 \times (2,3 + 0,6) - (2 \times 0,35) + 12,6 - (2 \times 0,35) + \\
&2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2} \\
&= 17,84 \text{ m}
\end{aligned}$$

Jari-jari Hidrolis (R)

$$\begin{aligned}
R &= \frac{A}{P} \\
&= \frac{37,67}{17,84} \\
&= 2,11 \text{ m}
\end{aligned}$$

Kecepatan Aliran (V)

$$\begin{aligned}
V &= \frac{1}{n} \times R_s^2 \times I_2^1 \\
&= \frac{1}{0,012} \times 2,11^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
&= 3,35 \text{ m/dt}
\end{aligned}$$

Q saluran

$$\begin{aligned}
Q &= A \times V \\
&= 37,67 \times 3,35 \\
&= 126,1 \text{ m}^3/\text{dt}
\end{aligned}$$

Q Peninggian

$$\begin{aligned}
Q &= A \times \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \times I_2^1 \\
&= 37,67 \times \frac{1}{0,012} \times \left(\frac{37,67}{17,84}\right)^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
&= 126,5 \text{ m}^3/\text{dt}
\end{aligned}$$

4.7.4 Perhitungan penampang saluran dengan peninggian di Simomulyo IV

Panjang Saluran = 1,83 km

Kemiringan Dinding Saluran (m) = 0,7 m

Peninggian saluran (h_2) = 0,7 m

Lebar Dasar Saluran (b) = 13 m

Koef. Strickler (n) = 70 (dinding plesteran)

Kemiringan Dasar Saluran (I) = 0,0006 (Pengukuran di lapangan)

Bentuk Penampang = Persegi empat (dengan peninggian)

2
Luas Penampang (A) = $b \times (h_1 + h_2) - (0,35 \times 0,35)$

$$\begin{aligned}
&= 13 \times (2,5 + 0,7) - (0,35 \times 0,35) \\
&= 13 \times 3,2 - 0,1225 \\
&= 41,6 - 0,1225 \\
&= 41,4775 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

$$= 41,47 \text{ m}^2$$

Keliling Basah (P)

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times (h_1 + h_2) - (2 \times 0,35) + b - (2 \times 0,35) + 2 \\
 &\quad \sqrt{0,3^2 + 0,3^2} \\
 &= 2 \times (2,5 + 0,6) - (2 \times 0,35) + 13 - (2 \times 0,35) + 2 \\
 &\quad \sqrt{0,3^2 + 0,3^2} \\
 &= 18,64 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jari-jari Hidrolis (R)

$$\begin{aligned}
 &= R = \frac{A}{P} \\
 &= \frac{41,47}{18,64} \\
 &= 2,22 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Kecepatan Aliran (V)

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{n} \times R_3^2 \times I_2^1 \\
 &= \frac{1}{0,012} \times 2,22^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
 &= 3,47 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Q saluran

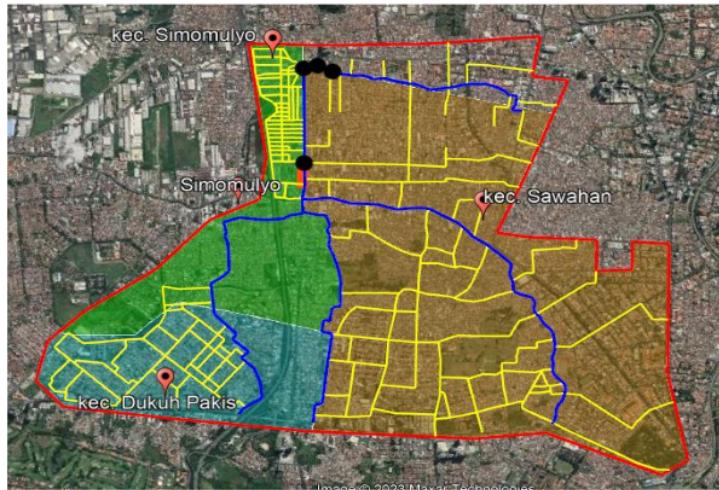
$$\begin{aligned}
 &= A \times V \\
 &= 41,47 \times 3,47 \\
 &= 143,9 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Q Peninggian

$$\begin{aligned}
 &= A \times \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \times I_2^1 \\
 &= 41,47 \times \frac{1}{0,012} \times \left(\frac{41,47}{18,64}\right)^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\
 &= 144,2 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

2 4.8 Perhitungan Debit Air Limbah

Jumlah air minum yang digunakan pada setiap blok layanan yang menjadi air limbah rumah tangga dapat dihitung menggunakan metode ini.



Gambar 4.7 Perbandingan Luas Wilayah terhadap *Catchement Area*

4.8.1 **Perhitungan Debit Air Limbah di Simomulyo I**

Perhitungan debit limbah rumah tangga merupakan ukumulasi dua wilayah ini yang dihitung pada 10 tahun mendatang (2033) wilayah Simomulyo I:

Tabel 4.24 Jumlah Penduduk di wilayah Simomulyo

No	Tahun	Jumlah penduduk (jiwa)
1	2022	22.970
2	2023	24.475

Sumber : Dinas Kependudukan dan Catatan Sipil Kota Surabaya, 2021.

Luas wilayah Simomulyo dari data BPS Kota Surabaya adalah 10,8 km² sedangkan luas *catchment* wilayah Simomulyo I adalah 8,45 km² didapat dari data gambar *catchment area*. Jadi jumlah penduduk wilayah studi sesuai dengan *catchement area* adalah:

Besarnya laju pertumbuhan penduduk di Simomulyo I dapat dihitung sebagai berikut :

- $r = \frac{\ln n+1}{\ln n} \times 100\%$
- $r = \frac{24.475 - 22.970}{22.970} \times 100\%$
- $r = 0,065$

$$P_n = P_0 (1 + r)^n$$

$$P_{10} = 19.149 (1+0,065)^{10} = 35.945 \text{ jiwa}$$

$$\text{Kepadatan Penduduk di Tahun 2023} = \frac{24.475}{10,8} = 2.266 \text{ jiwa/km}^2$$

Maka, jumlah penduduk di wilayah Simomulyo I adalah 2.266 jiwa/km²

$$= 8,45 \text{ km}^2 \times 2.266 \text{ jiwa/km}^2$$

$$= 19.147 \text{ jiwa}$$

$$\text{Kepadatan Penduduk di Tahun 2033} = \frac{35.945}{10,8} = 3.328 \text{ jiwa/km}^2$$

Maka, jumlah penduduk di wilayah Simomulyo I adalah 3.328 jiwa/km²

$$= 8,45 \text{ km}^2 \times 3.328 \text{ jiwa/km}^2$$

$$= 28.121 \text{ jiwa}$$

Dengan menggunakan metode yang memperhitungkan 80% debit air bersih dan rata-rata kebutuhan air harian setiap individu di wilayah Simomulyo, dapat ditentukan konsumsi air bersih per liter dan debit air limbah. Wilayah Simomulyo sebagian besar merupakan kawasan industri, sehingga setiap individu menggunakan 120 liter air bersih setiap jam. Berikut ini adalah proses untuk memperoleh debit air limbah :

$$\text{Kebutuhan air setiap hari} = \text{jumlah penduduk} \times \text{kebutuhan air rata-rata setiap orang}$$

$$= 28.121 \times 120 \text{ l/hr/orang}$$

$$= 3.374.520 \text{ l hr/orang}$$

$$Q \text{ air limbah} = 3.374.520 \times 0,8 / (24 \text{ jam} \times 3600 \text{ detik} \times 1000 \text{ liter})$$

$$= 0,031 \text{ (m}^3 \text{ /dt)}$$

1

4.8.2 Perhitungan Debit Air Limbah di Simomulyo II

Perhitungan debit limbah rumah tangga pada 10 tahun mendatang (2033) wilayah Simoulyo II:

Luas wilayah Simomulyo dari data BPS Kota Surabaya adalah 10,8 km² sedangkan luas *catchment* wilayah Simomulyo II adalah 11,5 km² didapat dari data gambar *catchment area*. Jadi jumlah penduduk wilayah studi sesuai dengan *catchement area* adalah:

Maka, jumlah penduduk di wilayah Simomulyo II adalah 2.266 jiwa/km²

$$= 11,5 \text{ km}^2 \times 2.266 \text{ jiwa/km}^2$$

$$= 26.059 \text{ jiwa}$$

Maka, jumlah penduduk di wilayah Simomulyo II adalah 3.328 jiwa/km²

$$= 11,5 \text{ km}^2 \times 3.328 \text{ jiwa/km}^2$$

$$= 38.272 \text{ jiwa}$$

Teknik yang didasarkan pada 80% rata-rata debit harian air bersih yang digunakan per orang di wilayah Simomulyo dapat digunakan untuk menghitung jumlah air limbah dan jumlah air bersih yang dikonsumsi per orang. Wilayah Simomulyo sebagian besar dihuni oleh para pemukim, yang berarti setiap orang menggunakan 120 liter air bersih setiap jam. Berikut ini adalah proses untuk memperoleh debit air limbah:

Kebutuhan air setiap hari = jumlah penduduk x kebutuhan air rata-rata setiap orang

$$= 38.272 \times 120 \text{ l/hr/orang}$$

$$= 4.592.640 \text{ l hr/orang}$$

Q air limbah

$$= 4.592.640 \times 0,8/(24 \text{ jam} \times 3600 \text{ detik} \times 1000 \text{ liter})$$

$$= 0,042 (\text{m}^3/\text{dt})$$

1

4.8.3 Perhitungan Debit Air Limbah di Simomulyo III

Perhitungan debit limbah rumah tangga pada 10 tahun mendatang (2033) wilayah Simomulyo III:

Luas wilayah Simomulyo dari data BPS Kota Surabaya adalah $10,8 \text{ km}^2$ sedangkan luas *catchment* wilayah Simomulyo III adalah 2,91 didapat dari data gambar *catchement area*. Jadi jumlah penduduk wilayah studi sesuai dengan *catchement area* adalah:

Maka, jumlah penduduk di wilayah Simomulyo III adalah $2.266 \text{ jiwa}/\text{km}^2$

$$= 2,91 \text{ km}^2 \times 2.266 \text{ jiwa}/\text{km}^2$$

$$= 6.594 \text{ jiwa}$$

Maka, jumlah penduduk di wilayah Simomulyo III adalah $3.328 \text{ jiwa}/\text{km}^2$

$$= 2,91 \text{ km}^2 \times 3.328 \text{ jiwa}/\text{km}^2$$

$$= 9.684 \text{ jiwa}$$

1 Konsumsi air bersih per orang per hari di wilayah Simomulyo dan jumlah air limbah yang dibuang dapat ditentukan dengan asumsi bahwa setiap orang menggunakan 80% dari total jumlah air bersih yang dibuang. Karena sebagian besar wilayah Simomulyo dihuni, maka setiap orang menggunakan 120 liter air minum setiap jam. Berikut ini adalah cara menghitung debit air limbah:

Kebutuhan air setiap hari = jumlah penduduk x kebutuhan air rata-rata setiap orang

$$= 9.684 \times 120 \text{ l hr/orang}$$

$$= 1.162.080 \text{ l hr/orang}$$

70

Q air limbah

$$= 1.162.080 \times 0,8/(24 \text{ jam} \times 3600 \text{ detik} \times 1000 \text{ liter})$$

$$= 0,010 (\text{m}^3/\text{dt}).$$

4.8.4 Perhitungan Debit Air Limbah di Simomulyo IV

Tabel 4.25 Perhitungan Debit Air Limbah di Wilayah Simomulyo II dan III

P(Tahun)	Jumlah penduduk	Kebutuhan Air Bersih (Lt/hr/org)	Limbah	Qair limbah (m ³ /dt)
10	83200	120	80%	0,092

Sumber : Hasil Perhitungan.

Tabel 4.26 Standar Kebutuhan Air untuk Berbagai Sektor

No	Penggunaan gedung	Pemakaian air	satuan
1	Rumah tinggal	120	Liter/penghuni/hari
2	Rumah susun	100	Liter/penghuni/hari
3	Asrama	120	Liter/penghuni/hari
4	Rumah sakit	500	Liter/pasien/hari
5	Sekolah dasar	40	Liter/siswa/hari
6	SLTP	50	Liter/siswa/hari
7	SMU/SMK dan lebih tinggi	30	Liter/siswa/hari
8	Ruko / Rukan	100	Liter/penghuni/hari
9	Kantor / Pabrik	50	Liter/pegawai/hari
10	Toserba / took pengecer	5	Liter/m ³
11	Restoran	15	Liter/kursi
12	Hotel berbintang	250	Liter/tempat tidur/hari
13	Hotel Melati / Penginapan	150	Liter/tempat tidur/hari
14	Gd. Pertunjukan, Bioskop	10	Liter/kursi
15	Gd. Serba Guna	25	Liter/kursi
16	Stasiun, terminal	3	Liter/penumpang/hari
17	Peribadaan	5	Liter/orang

Sumber : Pedoman Kontruksi dan Bangunan, Departemen PU, 2014.

Tabel 4.27 Perhitungan Debit Banjir Rencana + Debit Air Limbah

Saluran	Q Hujan (m ³ /dt)	Q air limbah (m ³ /dt)	Q Total (m ³ /dt)
S1	72,55	0,031	72,58
S2	73,73	0,042	73,77
S3	10,65	0,010	10,66
S4	84,38	0,092	84,47

Sumber : Hasil Perhitungan.

Pada Tabel 4.27 diatas yaitu hasil perhitungan debit banjir rencana dan debit air limbah sehingga didapat hasil Q total dari keempat saluran tersebut. Setelah mendapatkan hasil Q total dari keempat saluran tersebut maka akan di bandingkan dengan kapasitas saluran eksisting (Tanpa Peninggian) dan kapasitas saluran eksisting (Dengan Peninggian). Berikut adalah hasil perbandingan Q total, Q saluran (tanpa peninggian), dan Q saluran (dengan peninggian) :

Tabel 4.28 Perbandingan Q Total, Q Saluran, dan Q peninggian

Saluran	Q Total (m ³ /dt)	Q Saluran (Tanpa Peninggian)	Keterangan	Q Saluran (Dengan Peninggian)	Keterangan
S1	72,58	38,27	Belum cukup	58,43	Belum cukup
S2	73,77	51,12	Belum cukup	74,26	Cukup
S3	10,66	84,06	Cukup	126,5	Cukup
S4	84,47	98,85	Cukup	144,3	Cukup

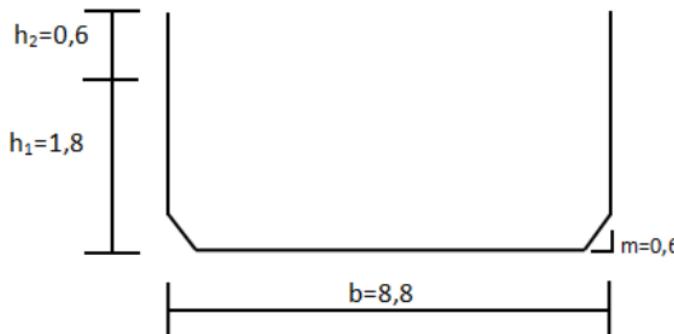
Sumber : Hasil Perhitungan.

Tabel 4.28 menunjukkan bahwa kapasitas saluran saat ini (baik tanpa elevasi maupun dengan elevasi), serta kapasitas saluran di wilayah S1, tidak cukup untuk menangani debit banjir yang diantisipasi. Oleh karena itu, ukuran saluran baru (Redesain) harus direncanakan untuk memenuhi debit hujan. Untuk wilayah S2, kapasitas saluran yang ada (tanpa elevasi) masih tidak cukup untuk menangani debit banjir yang direncanakan. Di sisi lain, ketika saluran ditinggikan, ia dapat menangani debit banjir yang direncanakan. Namun, dalam praktiknya, banjir masih terjadi di lapangan karena lubang-lubang yang mengurangi kapasitas saluran untuk menangani air hujan. Kapasitas saluran eksisting di

wilayah S3 dan S4 (tanpa peninggian) dan kapasitas saluran eksisting (dengan peninggian) menunjukkan bahwa sudah cukup untuk menampung debit curah hujan yang terjadi, sehingga tidak perlu merencanakan perencanaan dimensi ulang. Selanjutnya adalah perhitungan perencanaan ulang saluran Simomulyo II.

4.9 Perencanaan Ulang Saluran Simomulyo I

Perluasan atau penggerjaan ulang dimensi saluran merupakan praktik umum dalam perencanaan dimensi saluran. Rumus Manning digunakan dalam perencanaan dimensi saluran dalam kasus ini. Penampang persegi dengan debit banjir yang diantisipasi selama 20 tahun digunakan untuk kanal. Berikut ini kita melihat gambar dan beberapa perhitungan perancangan ulang dimensi saluran di saluran Simomulyo II menggunakan rumus Manning :



Gambar 4.8 Gabungan Penampang Saluran Persegi

$$Q \text{ Rencana Total} = 72,58 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Saluran Existing } b = 8,8 \text{ m}$$

$$h = 1,8 \text{ m}$$

Perencanaan Saluran :

$$b = 9,3 \text{ m}$$

$$h = 2,4 \text{ m}$$

Bentuk Saluran = Persegi empat

$$\begin{aligned} n (\text{beton dipoles}) &= 0,012 \\ A &= b \times (h_1 + h_2) - (0,3 \times 0,3) \end{aligned}$$

$$= 8,8 \times 2,4 - (0,3 \times 0,3)$$

$$= 21,03 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} P &= 2 \times (h_1 + h_2 - 0,3) + b - (2 \times 0,3) - 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2} \\ &= 2 \times (2,4 - 0,3) + 8,8 - (2 \times 0,3) - 2 \sqrt{0,3^2 + 0,3^2} \\ &= 11,55 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= A/P \\ &= 21,03/11,55 \end{aligned}$$

$$= 1,82 \text{ m}$$

$$I = 0,0006$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R_3^2 \times I_2^1 \\ &= \frac{1}{0,012} \times 1,82^{2/3} \times 0,0006^{1/2} \\ &= 3,04 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{saluran}} &= A \times V \\ &= 21,03 \times 3,04 \\ &= 73,93 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{saluran}} &> Q_{\text{hujan}} \text{ 20 tahun rasional} \\ 73,93 \text{ m}^3/\text{dt} &> 72,58 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas hasil menunjukkan bahwa hasil Q_{saluran} sudah lebih besar dari Q_{saluran} (dengan peninggian) setelah dilakukan perencanaan saluran baru (redesign) menggunakan $\text{Lebar Dasar Saluran (b)} = 8,8 \text{ m}$ dan $\text{Tinggi Saluran (h)} = 2,4 \text{ m}$. Dapat disimpulkan bahwa Q_{saluran} di wilayah S1 sudah mampu menampung debit curah hujan.

4.10 Perhitungan Debit Banjir Rencana Pada Saluran Tersier

Jumlah pembuangan yang diantisipasi akan melintasi struktur udara yang diusulkan selama waktu pengembalian tertentu.

4.10.1 Luas Daerah di Wilayah Simorejo dan Kali Kundang



Gambar 4.9 Saluran Drainase di Wilayah Simorejo dan Kali Kundang

- **Perhitungan Debit Banjir Saluran Tersier Wilayah Simorejo** Menggunakan **Metode Rasional**

- Panjang saluran (L) = 0,42 km
- Luas Daerah (A) = 0,12 km²
- Elevasi Hulu = 2 m
- Elevasi Hilir = 1,7 m
- Beda Tinggi elevasi = 0,3 m

Pada perhitungan di pakai curah hujan rencana periode ulang 5 tahun :

$$V = 72 \times \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$$

- $V = 72 \times \left(\frac{0,3}{420}\right)^{0,6} = 0,93 \text{ km/jam}$
- $t = T_c$
- $T_c = L / V$
- $T_c = 0,42 / 0,93 = 0,45 \text{ jam}$
- $I = \frac{R24}{24} \times \left(\frac{24}{T_c}\right)^{2/3}$
- $I = \frac{65,07}{24} \times \left(\frac{24}{0,45}\right)^{2/3}$
- $I = 38,41 \text{ mm/jam}$
- $Q = \frac{1}{3,6} C.I.A \quad (0,9 \text{ dari } \textbf{Tabel 4.18} \text{ Nilai Koefisien } C)$
- $Q_{5\text{th}} = 0,278 \times 0,9 \times 38,41 \times 0,12$
- $Q_{5\text{th}} = 1,15 \text{ m}^3/\text{dt}$

Tabel 4.29 Hasil Perhitungan Menggunakan Metode Rasional

No	Saluran	R5	I Mm/jam	C	A Km ²	Q Hujan m ³ /dt
1	Simorejo 1	0,3	38,41	0,9	0,12	1,15
2	Simorejo 2	0,3	38,41	0,9	0,10	0,96
3	Simorejo 3	0,3	38,41	0,9	0,12	1,15
4	Simorejo 4	0,3	38,41	0,9	0,10	0,96
5	Simorejo 5	0,3	38,41	0,9	0,11	1,05
6	Kali Kundang 1	0,3	38,41	0,9	0,12	1,15
7	Kali Kundang 2	0,3	38,41	0,9	0,10	0,96
9	Kali Kundang 4	0,3	38,41	0,9	0,10	0,96
10	Kali Kundang 5	0,3	38,41	0,9	0,11	1,05
11	Kali Kundang 6	0,3	38,41	0,9	0,11	1,05

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.11 Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting

Jika saluran tersebut berfungsi baik di lapangan, maka perhitungan kapasitas saluran yang ada akan memperhitungkannya.

4.11.1 Saluran Tersier pada wilayah Simorejo 1

Panjang Saluran	= 0,42 km
Tinggi saluran (h)	= 0,6 m
Lebar Dasar Saluran (b)	= 0,8 m
Koef. Manning (n)	= 0,012 (Beton dipoles)
Kemiringan Dasar Saluran (I)	= 0,0007 (Pengukuran di lapangan)
Bentuk Penampang	= Persegi
Luas Penampang A	= $b \times h$
	= $0,8 \times 0,6$
	= $0,4 \text{ m}^2$
Luas Basah (P)	= $b + (h \times 2)$

$$= \frac{1}{2} (0,8 + (0,6 \times 2))$$

$$= 2 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari Hidrolis (R)} = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{0,4}{2}$$

$$= 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan Aliran (V)} = \frac{1}{n} R^2 \times I^1$$

$$= \frac{1}{0,012} \times 0,2^{2/3} \times 0,0007^{1/2}$$

$$= 0,75 \text{ m/dt}$$

$$Q_{\text{saluran}} = A \times V$$

$$= 0,48 \times 0,75$$

$$= 0,36 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tabel 4.30 Hasil ²⁵hitungan Kapasitas Saluran Eksisting

No	Saluran	I	b (m)	h (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q Saluran (m ³ /dt)
1	Simorejo 1	0,0007	0,6	0,8	0,4	2	0,2	0,56	0,36
2	Simorejo 2	0,0007	0,5	0,6	0,3	1,7	0,17	0,51	0,67
3	Simorejo 3	0,0007	0,6	0,8	0,4	2	0,2	0,56	0,36
4	Simorejo 4	0,0007	0,5	0,6	0,3	1,7	0,17	0,51	0,67

5	Simorejo 5	0,0007	0,5	0,6	0,3	1,7	0,17	0,51	0,67
6	Kali Kundang 1	0,0007	1,10	1,15	1,26	3,4	0,37	0,85	1,13
7	Kali Kundang 2	0,0007	1,10	1,15	1,26	3,4	0,37	0,85	1,13
8	Kali Kundang 3	0,0007	1,2	1,1	1,32	3,5	0,37	0,85	1,13
9	Kali Kundang 4	0,0007	1,10	1,15	1,26	3,4	0,37	0,85	1,13
10	Kali Kundang 5	0,0007	1,2	1,1	1,32	3,5	0,37	0,85	1,13
11	Kali Kundang 6	0,0007	1,2	1,1	1,32	3,5	0,37	0,85	1,13

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.12 Perencanaan Ulang (*Redesign*) Saluran Tersier

Perencanaan ulang (*redesign*) saluran ialah proses yang meliputi perubahan ukuran saluran atau membuatnya lebih besar. Rumus Manning digunakan dalam perencanaan dimensi saluran dalam kasus ini. Saluran air berpenampang persegi dengan waktu ulang 5 tahun dan debit banjir yang telah ditentukan digunakan. Berikut ini kita melihat contoh saluran Simomulyo yang menggunakan rumus Manning untuk menghitung desain ulang dimensi saluran:

$$\begin{aligned}
 1. \quad Q \text{ Rencana Total} &= 1,15 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 \text{Saluran Existing} &: b = 0,8 \text{ m} \quad h = 0,6 \text{ m} \\
 \text{Perencanaan Saluran} &: b = 1,0 \text{ m} \quad h = 1,2 \text{ m} \\
 \text{Bentuk Saluran} &= \text{Persegi} \\
 n \text{ (beton dipoles)} &= 0,012 \\
 A &= b \times h \\
 &= 1,0 \times 1,2 \\
 &= 1,2 \text{ m}^2 \\
 P &= b + 2h \\
 &= 1,0 + (2 \times 1,2) \\
 &= 3 \text{ m}^2 \\
 R &= A/P \\
 &= 1,2/3 \\
 &= 0,35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I &= 0,0007 \\
 V &= \frac{1}{n} \times R_3^2 \times I_2^1 \\
 &= \frac{1}{0,012} \times 0,35^{2/3} \times 0,0007^{1/2} \\
 &= 1,027 \text{ m/dt} \\
 Q &= A \times V \\
 &= 1,2 \times 1,027 \\
 &= 1,232 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 Q \text{ saluran} &> Q \text{ hujan 5 tahun rasional} \\
 1,232 \text{ m}^3/\text{dt} &> 1,15 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

4.13 Pembahasan

a. Saluran Utama

Berdasarkan tabel 4.28 perbandingan Q total hujan, Q saluran (Tanpa Peninggian), dan Q saluran (Dengan Peninggian) dapat disimpulkan bahwa Q hujan saluran S1 sebesar $72,58 \text{ m}^3/\text{det}$ sedangkan, kapasitas saluran eksisting (Tanpa Peninggian) = $38,27 \text{ m}^3/\text{det}$ dan kapasitas saluran eksisting (Dengan Peninggian) = $58,43 \text{ m}^3/\text{det}$ sehingga saluran tidak cukup untuk menampung Q Hujan yang terjadi. Oleh karena itu, perlu dilakukan perencanaan ulang, adapun agar mampu menampung debit curah hujan yang terjadi diperlukan $b = 9,3 \text{ m}$ Dan $h = 2,4 \text{ m}$ dengan kemiringan seperti pada saluran eksisting. Kapasitas saluran eksisting (tanpa peninggian) S2 = $51,12 \text{ m}^3/\text{det}$ di wilayah S2 belum cukup untuk menampung debit banjir rencana yang terjadi, sedangkan kapasitas saluran eksisting (dengan peninggian) = $74,26 \text{ m}^3/\text{det}$ sudah cukup untuk menampung debit banjir rencana yang terjadi. Tetapi kenyataannya di lapangan masih terjadi banjir akibat adanya lubang dinding saluran air pada setiap jembatan perlintasan yang ada. Hal ini menyebabkan air lebih mudah meluap dan menggenangi wilayah sekitar, Oleh karena itu perlu dicari solusi untuk menutup lubang dinding pada bagian jembatan yaitu dengan jalan meninggikan jembatan setinggi dinding saluran supaya air tidak keluar dari lubang dinding tersebut.

Sedangkan pada Saluran S3 dan S4 keberadaan kapasitas saluran masih menampung besarnya debit air hujan yang terjadi sehingga tidak perlu dilakukan perbaikan dari kondisi eksisting.

b. Saluran tersier

Saluran tersier Simorejo 1–5 dan Kali Kundang 1-6 jelas tidak memadai untuk menangani debit hujan aktual, seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.29. Agar saluran tersier dapat menangani debit hujan, penting untuk memikirkan kembali proporsinya. Akibatnya, kondisi saluran saat ini memerlukan perencanaan ulang ²⁶ untuk menangani debit hujan, yang membutuhkan $b = 1,0$ m dan $h = 1,2$ m.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan pada hasil analisa dan perhitungan dapat di simpulkan sebagai berikut :

1. Saluran Utama pada Simomulyo (QR)
 - Besarnya debit yang terjadi pada titik $S1 = 72,55 \text{ m}^3/\text{detik}$, $S2 = 73,73 \text{ m}^3/\text{detik}$, $S3 = 10,65 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan $S4 = 84,38 \text{ m}^3/\text{detik}$.
2. Kapasitas saluran eksisting pada wilayah Simomulyo sebagai berikut :
 - Pada wilayah Simomulyo untuk saluran primer (Q_s) :
Sedangkan hasil perhitungan kapasitas saluran eksisting pada titik $S1$ (Tanpa Peninggian) = $38,27 \text{ m}^3/\text{det}$ dan (Dengan Peninggian) = $58,43 \text{ m}^3/\text{det}$. kapasitas saluran eksisting $S2$ (Tanpa Peninggian) = $51,12 \text{ m}^3/\text{det}$ dan (Dengan Peninggian) = $74,26 \text{ m}^3/\text{det}$. Sedangkan kapasitas saluran eksisting $S3$ (Tanpa Peninggian) = $84,06 \text{ m}^3/\text{det}$ dan (Dengan Peninggian) = $126,5 \text{ m}^3/\text{det}$. Dan kapasitas saluran eksisting $S4$ (Tanpa Peninggian) = $98,85 \text{ m}^3/\text{det}$ dan (Dengan Peninggian) = $144,3 \text{ m}^3/\text{det}$.
 - 3. Penyebab terjadinya banjir di wilayah Simomulyo sebagai berikut :
 - Hasil perhitungan kapasitas saluran eksisting pada titik $S1$ (Tanpa Peninggian) = $38,27 \text{ m}^3/\text{det}$ dan (Dengan Peninggian) = $58,43 \text{ m}^3/\text{det}$ belum cukup untuk menampung debit banjir yang terjadi, karena Q hujan masih lebih besar, Maka dari itu, perlu di lakukan perencanaan dimensi ulang agar mampu menampung debit banjir yang terjadi. kapasitas saluran eksisting $S2$ (Tanpa Peninggian) = $51,12 \text{ m}^3/\text{det}$ dan (Dengan Peninggian) = $74,26 \text{ m}^3/\text{det}$ sudah cukup untuk menampung debit banjir yang terjadi. Tetapi yang terjadi di lapangan ialah masih terjadi banjir di akibatkan adanya lubang dinding saluran pada setiap jembatan perlintasan yang ada. Oleh karena itu, cara penanganan untuk menutup lubang tersebut ialah dengan meninggikan dinding pada saluran sehingga air tidak keluar dari lubang tersebut. Sedangkan untuk kapasitas saluran eksisting pada titik $S3$ dan $S4$ (Tanpa Peninggian) dan (Dengan Peninggian) ² sudah mampu untuk menampung debit banjir yang terjadi.

- Pada wilayah Simomulyo untuk saluran tersier :
Hasil perhitungan debit banjir pada saluran tersier Simorejo 1 sampai dengan 5 dan Kali Kundang 1 sampai dengan 6 memiliki kapasitas saluran eksisting belum cukup untuk menampung debit hujan yang terjadi karena memiliki Q hujan yang besar. Akibatnya, saluran tersier perlu menjalani perencanaan re-dimensionalisasi untuk memastikan saluran tersebut dapat menangani aliran dari curah hujan.
4. Cara penanganan banjir di wilayah Simomulyo, Simorejo, dan Kali Kundang
- Penataan ulang dimensi saluran saat ini merupakan strategi terbaik untuk mengatasi banjir di wilayah S1. Proses penataan ulang menghasilkan perubahan dimensi saluran Simomulyo sebagai berikut: lebar dasar 9,3 meter dan tinggi saluran 2,4 meter. Sementara itu, di setiap jembatan penyeberangan yang ada di wilayah S2 terdapat celah-celah pada dinding saluran, yang berarti bahwa banjir masih mungkin terjadi di lapangan. Oleh karena itu, cara penanganan untuk menutup lubang tersebut ialah dengan meninggikan dinding pada saluran sehingga air tidak keluar dari lubang tersebut.
 - Cara penanganan banjir di wilayah Simorejo dan wilayah Kali Kundang adalah untuk mengatur ulang ukuran saluran yang ada. ¹ Lebar dasar saluran (b) = 1,0 m dan tinggi saluran (h) = 1,2 m merupakan hasil revisi ukuran untuk kanal Simorejo dan Kali Kundang.

5.2 Saran

Saran yang perlu dipertimbangkan pada studi ini adalah :

- a. Agar kemampuan saluran tetap mampu menampung aliran banjir, masyarakat wilayah Simomulyo harus rutin membersihkan saluran dari puing-puing dan endapan lumpur.
- b. Untuk pemerintah agar lebih memperhatikan dan melakukan tindakan pencegahan banjir sesuai prosedur yang berlaku, salah satunya ialah dengan melakukan perencanaan ulang saluran di wilayah Simomulyo agar kedepannya tidak lagi terjadi banjir di wilayah tersebut.

DAFTAR PUSTAKA

- Aditiya Rizki., Soebagio. 2019. *Kajian Banjir di Wilayah Ketintang Surabaya*. Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi. Vol. 7, No. 2. ISSN 2615-0824. Jurusan Teknik Sipil. Universitas Wijaya Kusuma Surabaya.
- Aziz Kamilia S., dan Ismail Sa'ud. 2016. *Pola Distribusi Hujan Kota Surabaya*. Jurnal Aplikasi Teknik Sipil Vol. 14, No 1. Institut Teknologi Sepuluh November.
- Deputi Bidang Sarana dan Prasarana, Direktorat Pengairan dan Irigasi. (2008, Oktober 12). *Kebijakan Penanggulangan Banjir di Indonesia*. Diakses dari <https://www.bappenas.go.id/files/5913/4986/1931/2kebijakan-penanggulangan-banjir-di-indonesia-0081123002641>
- Hapsari Indri Ratih., Mohammad Zenurianto, 2016. *View of Flood Disaster Management in Indonesia and The Key Solutions*. American Journal of Engineering Research. Vol. 5. Department of Civil Engineering. State Polytechnic of Malang, Indonesia.
- Ir. Suputra Ketut I, MT. 2017. *Perhitungan Intensitas Hujan Berdasarkan Curah Hujan Stasiun Curah Hujan Di Kota Denpasar*. Universitas Denpasar.
- M Laula Billy., dan Djoni Irianto. 2014. *Analisis Penanggulangan Banjir pada Sistem Drainase di Jalan Semarang Kecamatan Bubutan Kota Surabaya-Jawa Timur*. Jurnal Rekayasa Teknik Sipil Vol. 3, No. 1. Jurusan Pendidikan Teknik Bangunan. Universitas Negeri Surabaya.
- Nasjono K. Judi., et al. 2018. *Keandalan Metode Haspers dan Weduwen pada DAS Manikin*. Jurnal Teknik Sipil, Vol. VII, No 2.
- Rivaldy Ramdan Dandy., dkk. 2018. *Evaluasi Kapasitas Penampang Sungai Tugurara Kota Ternate terhadap Debit Banjir*. Jurnal Sipil Statik. Vol. 6, No.6. Jurusan Teknik Sipil. Universitas Sam Ratulangi Manado.

- Santoso Budi Eko, 2013. *Manajemen Risiko Bencana Banjir Kali Lamong Kawasan Peri-Urban Surabaya-Gresik Melalui Pendekatan Kelembagaan*. Jurnal Penataan Ruang. Vol. 8, No. 2. Jurusan Perencanaan Wilayah. Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Soebagio, 2014. *Diktat Materi Kuliah Drainase dan Perkotaan*, UWKS, Fakultas Teknik, Jurusan Teknik Sipil, Surabaya.
- Suripin, 2004. *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*, Adhi Yogyakarta. Susanti Triana., dan Muh. Hendrie S. 2006. *Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Waduk Selorejo Kabupaten Malang*. Jurusan Teknik Sipil. Universitas Diponegoro.
- Susilowati., dan Ilyas Sadad. 2015. *Analisa Karakteristik Curah Hujan Di Kota Bandar Lampung*. Jurnal Konstruksia. Vol.7, No 1. Universitas Bandar Lampung.
- Wicaksono H. Dewa., Ruslin Anwar., dan Suroso. 2014. *Evaluasi Dan Perencanaan Ulang Saluran Drainase Pada Kawasan Perumahan Sawojajar Kecamatan Kedung kandang Kota Malang*. Jurnal Teknik Sipil [Vol. 1, No 1](#). Universitas Brawijaya

Laporan Tugas Akhir fix (desand lambe bandaso)

ORIGINALITY REPORT



PRIMARY SOURCES

1	journal.uwks.ac.id Internet Source	4%
2	repository.its.ac.id Internet Source	3%
3	repository.ub.ac.id Internet Source	1 %
4	erepository.uwks.ac.id Internet Source	1 %
5	docplayer.info Internet Source	1 %
6	repository.umsu.ac.id Internet Source	<1 %
7	ejurnal.untag-smd.ac.id Internet Source	<1 %
8	www.scribd.com Internet Source	<1 %
9	Submitted to Sultan Agung Islamic University Student Paper	<1 %

10	Submitted to Universitas Muhammadiyah Purwokerto Student Paper	<1 %
11	Submitted to Universitas Bung Hatta Student Paper	<1 %
12	idoc.pub Internet Source	<1 %
13	Arnold Axel Manabung, Elisabeth Talakua, Penina Istia. "ANALISA SISTEM DRAINASE JALAN DALAM UPAYA PENANGGULANGAN GENANGAN DI KAWASAN JALAN MERPATI KELURAHAN RIJALI KOTA AMBON", JURNAL SIMETRIK, 2024 Publication	<1 %
14	repository.unwira.ac.id Internet Source	<1 %
15	qdoc.tips Internet Source	<1 %
16	Submitted to Sriwijaya University Student Paper	<1 %
17	es.scribd.com Internet Source	<1 %
18	pdfcoffee.com Internet Source	<1 %

19	Submitted to Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Gadjah Mada Student Paper	<1 %
20	dspace.uii.ac.id Internet Source	<1 %
21	Submitted to Politeknik Negeri Bandung Student Paper	<1 %
22	Submitted to Institut Teknologi Nasional Malang Student Paper	<1 %
23	repository.unja.ac.id Internet Source	<1 %
24	Rafael M. Osok, Silwanus M. Talakua, Alfredo Manusama, Pieter J. Kunu. "Karakteristik Morfometri Dan Hidrologi Daerah Aliran Sungai Way Apu Kabupaten Buru", Agrologia, 2020 Publication	<1 %
25	dokumen.tips Internet Source	<1 %
26	repository.unbari.ac.id Internet Source	<1 %
27	123dok.com Internet Source	<1 %
28	Submitted to Universitas Islam Malang Student Paper	

		<1 %
29	jurnalindustri.petra.ac.id Internet Source	<1 %
30	repository.ummat.ac.id Internet Source	<1 %
31	Submitted to Universitas Andalas Student Paper	<1 %
32	adoc.pub Internet Source	<1 %
33	edoc.site Internet Source	<1 %
34	www.coursehero.com Internet Source	<1 %
35	repo.unr.ac.id Internet Source	<1 %
36	repository.maranatha.edu Internet Source	<1 %
37	begawe.unram.ac.id Internet Source	<1 %
38	ojs.ummetro.ac.id Internet Source	<1 %
39	repository.ut.ac.id Internet Source	<1 %

40	surabaya.go.id Internet Source	<1 %
41	Haris Ifawan Zega, Khairul Amri, Muhammad Fauzi. "The PRIDIKSI DEBIT PUNCAK SUNGAI AIR KETAHUN HULU KABUPATEN LEBONG DENGAN MENGGUNAKAN METODE HIDROGRAF SATUAN SINTETIK GAMA I", FROPIL (Forum Profesional Teknik Sipil), 2022 Publication	<1 %
42	id.123dok.com Internet Source	<1 %
43	repository.ppns.ac.id Internet Source	<1 %
44	www.slideshare.net Internet Source	<1 %
45	Yulianus Eka P. Nggarang, Agustinus H. Pattiraja, Sebastianus B. Henong. "ANALISA PERBANDINGAN PENENTUAN DEBIT RENCANA MENGGUNAKAN METODE NAKAYASU DAN SIMULASI APLIKASI HEC-HMS DI DAS LOWO REA", Eternitas: Jurnal Teknik Sipil, 2020 Publication	<1 %
46	digilib.itb.ac.id Internet Source	<1 %
47	eprints.itn.ac.id	

<1 %

48 jurnal.unismabekasi.ac.id <1 %
Internet Source

49 jurnal.untan.ac.id <1 %
Internet Source

50 vdocuments.site <1 %
Internet Source

51 Aditya Abiharyo. "ANALISA KAWASAN BANJIR DI KECAMATAN SUNGAI AMBAWANG", Jurnal Teknologi Lingkungan Lahan Basah, 2016 <1 %
Publication

52 Yuswal Subhy. "Kanal Alternatif Pengendali banjir Sub Das Sungai keledang "Studi Kasus Drainase jalan Cipto Mangun Kusumo - Jalan APT. Pranoto""", Kurva S : Jurnal Keilmuan dan Aplikasi Teknik Sipil, 2021 <1 %
Publication

53 digilibadmin.unismuh.ac.id <1 %
Internet Source

54 eprints.unmas.ac.id <1 %
Internet Source

55 garuda.kemdikbud.go.id <1 %
Internet Source

56 jurnal.umj.ac.id <1 %
Internet Source

		<1 %
57	ojs.uninus.ac.id Internet Source	<1 %
58	pt.scribd.com Internet Source	<1 %
59	repositori.uma.ac.id Internet Source	<1 %
60	repositori.usu.ac.id Internet Source	<1 %
61	repositori.usu.ac.id:8080 Internet Source	<1 %
62	repository.uir.ac.id Internet Source	<1 %
63	text-id.123dok.com Internet Source	<1 %
64	vbook.pub Internet Source	<1 %
65	Roy Martin, Muhammad Fauzi, Khairul Amri. "ANALISIS DEBIT PUNCAK SUNGAI AIR TETAP KABUPATEN KAUR DENGAN PENDEKATAN METODE HIDROGRAF SATUAN SINTESIK (HSS)", Inersia: Jurnal Teknik Sipil, 2020 Publication	<1 %

66

Ija, Lulu Isnaini. "Analisis Penambahan Sistem Polder Pada Daerah Aliran Sungai Gonjol Dalam Upaya Menanggulangi Banjir di Kecamatan Sayung", Universitas Islam Sultan Agung (Indonesia), 2023

<1 %

Publication

67

iptek.its.ac.id

Internet Source

<1 %

68

repository.usu.ac.id

Internet Source

<1 %

Exclude quotes

On

Exclude matches

Off

Exclude bibliography

On

Laporan Tugas Akhir fix (desand lambe bandaso)

PAGE 1

PAGE 2

PAGE 3

PAGE 4

PAGE 5

PAGE 6

PAGE 7

PAGE 8

PAGE 9

PAGE 10

PAGE 11

PAGE 12

PAGE 13

PAGE 14

PAGE 15

PAGE 16

PAGE 17

PAGE 18

PAGE 19

PAGE 20

PAGE 21

PAGE 22

PAGE 23

PAGE 24

PAGE 25

PAGE 26

PAGE 27

PAGE 28

PAGE 29

PAGE 30

PAGE 31

PAGE 32

PAGE 33

PAGE 34

PAGE 35

PAGE 36

PAGE 37

PAGE 38

PAGE 39

PAGE 40

PAGE 41

PAGE 42

PAGE 43

PAGE 44

PAGE 45

PAGE 46

PAGE 47

PAGE 48

PAGE 49

PAGE 50

PAGE 51

PAGE 52

PAGE 53

PAGE 54

PAGE 55

PAGE 56

PAGE 57

PAGE 58

PAGE 59

PAGE 60

PAGE 61

PAGE 62

PAGE 63

PAGE 64

PAGE 65

PAGE 66

PAGE 67

PAGE 68

PAGE 69

PAGE 70

PAGE 71

PAGE 72

PAGE 73

PAGE 74

PAGE 75

PAGE 76

PAGE 77

PAGE 78

PAGE 79

PAGE 80

PAGE 81

PAGE 82

PAGE 83

PAGE 84
