

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE HOTEL
SWISSBEL BINTORO SURABAYA**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Bidang Studi Hidroteknik

Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Oleh:

DEA DELIANA

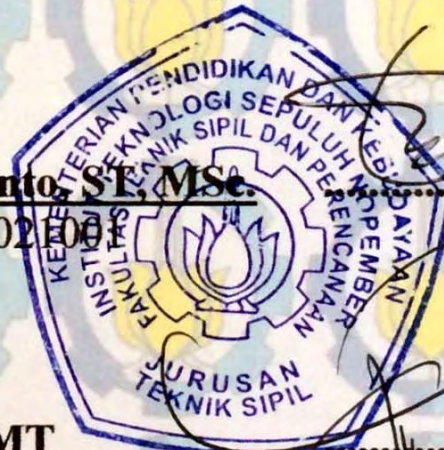
NRP. 3110 100 004

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. **Dr.techn. Umboro Lasmino, ST, MSc.**

NIP. 197212021998021006

2. **Yang Ratri Savitri, ST., MT**



Surabaya, Juli 2014

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE HOTEL SWISSBEL BINTORO SURABAYA

Nama : Dea Deliana
NRP : 3110 100 004
Jurusan/fakultas : Teknik Sipil/FTSP
Dosen Konsultasi : Dr.techn. Umboro L, ST., MSc.
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

ABSTRAK

Pembangunan Hotel Swissbel yang terletak di Jalan Bintoro Surabaya dengan luas area $\pm 2400 \text{ m}^2$ terletak dekat dengan pusat kota Surabaya. Dengan adanya pembangunan Hotel Swissbel ini dapat mengakibatkan meningkatnya limpasan air. Kondisi tersebut dapat mempengaruhi koefisien pengaliran air permukaan menjadi semakin besar dari 0,17 yang merupakan lahan kosong menjadi 0,9 dengan adanya bangunan. Sistem drainase pada Hotel Swissbel ini memiliki konsep menampung air hujan yang turun selama mungkin dan mengatur pembuangannya agar debit air dari area Hotel Swissbel tidak membebani saluran pembuang Bintoro. Dari hasil analisa dan perhitungan didapatkan dimensi saluran dalam kawasan hotel yaitu 0,5 m x 0,5 m. Besarnya debit dari kawasan Hotel Swissbel adalah $0,0644 \text{ m}^3/\text{detik}$ yang kemudian akan ditampung terlebih dahulu di kolam tampungan serta digunakan pintu air sebagai pelimpah yang berfungsi untuk melimpahkan kelebihan air dalam kolam tampung. Untuk menjaga agar debit yang keluar dari area hotel tidak lebih dari $0,00746 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan juga untuk memenuhi kriteria zero delta Q, maka dilakukan analisa flood routing.

Kata Kunci : Hotel Swissbel Bintoro, Sistem Drainase, Saluran Bintoro, Kolam Tampungan, Flood Routing.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DESIGN OF DRAINAGE SYSTEM OF SWISSBEL HOTEL BINTORO SURABAYA

Name : Dea Deliana
NRP : 3110100004
Department : Teknik Sipil/FTSP
Promotor : Dr.techn. Umboro L, ST., MSc.
Yang Ratri Savitri, ST., MT.

ABSTRACT

The construction of Swissbel Hotel that is located at Jalan Bintoro Surabaya with $\pm 2400 \text{ m}^2$ large area, close to the city center of Surabaya. The construction of the Swissbel Hotel may result in increased water runoff volume. This condition can affect the coefficient of surface water drainage to raise from 0,17 which was a wasteland to 0,9 with the building. The drainage system at Swissbel Hotel has a concept of harvesting the rainwater for as long as possible and regulating the disposal, so that the water debit from Swissbel Hotel will not overload the drainage of Bintoro. Result of the analysis and calculation shows that the dimension of drainage in the Hotel area is 0,5 m x 0,5 m large. The ammount of water debit from Swissbell Hotel area is $0,0644 \text{ m}^3/\text{secon}$ which then will be stored first in a retarding basin and the water gate will be used to expel the excess water in that basin. To keep the water debit coming out of the hotel area to stay less than $0,00746 \text{ m}^3/\text{secon}$ and also to meet the criteria of zero delta Q , a flood routing analysis is carried out.

Keyword : *Swissbel Bintoro Hotel Surabaya, Drainage System, Dainage of Bintoro, The Retarding Basin, Flood Routing.*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

Pada tinjauan pustaka ini akan diuraikan mengenai teori-teori yang akan digunakan dalam penyelesaian Tugas Akhir. Beberapa hal yang akan dilakukan dalam analisa hidrologi yaitu pengolahan data hujan, pengujian data, pengambilan metode distribusi yang digunakan hingga perhitungan debit rencana. Hasil perhitungan dari analisa hidrologi tersebut akan digunakan untuk melakukan analisa hidrolika yaitu mengenai evaluasi dimensi saluran rencana dan perencanaan kebutuhan volume kolam tampung.

Beberapa dasar teori yang digunakan sebagai dasar analisa perhitungan adalah :

2.1 Analisa Hidrologi

2.1.1 Analisa Data Curah Hujan DAS

Pengukuran curah hujan yang dilakukan dengan cara manual yaitu dengan alat ukur biasa maupun dengan alat ukur hujan otomatis digunakan hanya untuk memperoleh data hujan yang terjadi hanya pada satu tempat saja. Akan tetapi dalam analisis umumnya yang diinginkan adalah data hujan rata-rata DAS (*Catchment rainfall*).

2.1.2 Perhitungan Hujan Rata-Rata

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya terjadi pada satu tempat atau titik saja (*point rainfall*). Mengingat hujan sangat bervariasi terhadap tempat, maka untuk kawasan yang luas, satu alat penakar hujan belum dapat menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan hujan kawasan yang diperoleh dari harga rata-rata curah hujan beberapa stasiun penakar hujan yang ada disekitar tersebut.

Ada tiga cara untuk melakukan perhitungan hujan rata-rata kawasan yaitu : (1) Metode rata-rata Aritmatik (*Arithmetic Mean Method*), (2) Metode Poligon Thiessen dan (3) Metode Isohyet.

1) *Arithmetic Mean Method*

Metode Mean Method atau metode rata-rata aritmatik ini merupakan metode yang paling sederhana dalam perhitungan hujan rata-rata. Cara ini cocok untuk kawasan dengan topografi rata atau datar. Rumus yang digunakan untuk cara ini adalah sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \times (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n) \quad (2.1)$$

atau

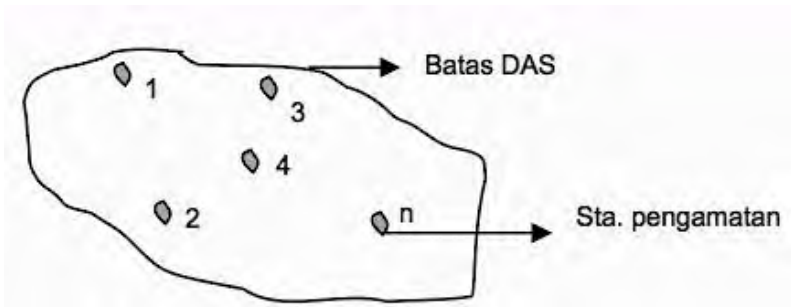
$$\bar{R} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n R_i \quad (2.2)$$

Dimana :

\bar{R} = Hujan rata-tara (*area rainfall*)

R_i = Tinggi hujan pada stasiun i (*point rainfall*)

n = Banyaknya data (stasiun hujan)



Gambar 2.1 Metode Rata-rata Aritmatik

2) Metode Poligon Thiessen

Hasil metode ini lebih teliti dibandingkan dengan cara sebelumnya terutama untuk daerah pematuan yang penyebaran stasiunnya tidak merata. Cara ini cocok untuk daerah datar dengan luas 500 – 5000 km². Dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari masing masing stasiun maka diharapkan hasilnya lebih mendekati dari kenyataan. Rumusan Poligon Thiessen adalah sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{(A_1 \times R_1 + A_2 \times R_2 + \dots + A_n \times R_n)}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2.3)$$

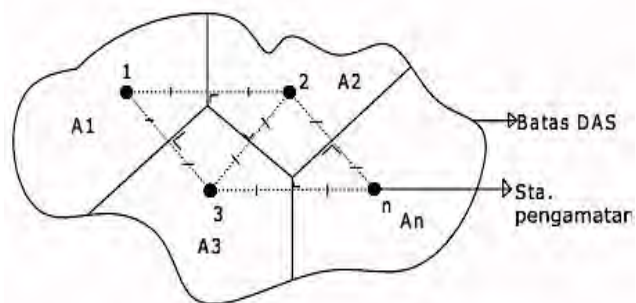
Dimana :

\bar{R} = Hujan rata-rata (*area rainfall*).

R_1, R_2, R_n = Curah hujan di tiap titik pengamatan.

A_1, A_2, A_n = Bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan.

n = Jumlah titik pengamatan.



Gambar 2.2 Metode Poligon Thiessen.

3) Metode Isohyet

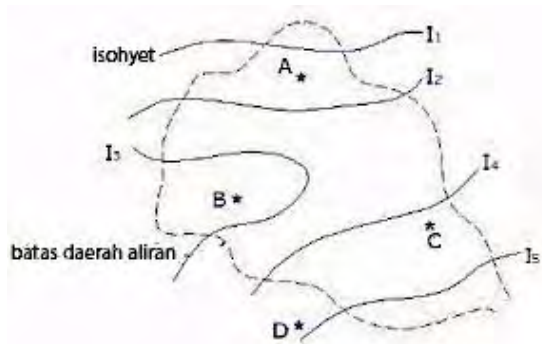
Isohyet adalah garis yang menunjukkan tempat-tempat yang mempunyai tinggi hujan yang sama. Cara ini adalah cara yang paling teliti, tetapi cukup sulit pembuatannya. Pada umumnya digunakan untuk hujan tahunan, karena untuk hujan harian terlalu banyak variasinya, sehingga isohyet akan berubah-ubah. Metode isohiyet cocok untuk daerah berbukit dan tidak teratur dengan luas lebih dari 5000 km². Hujan rata-rata metode Isohyet dapat dihitung dengan rumus :

$$\bar{R} = \sum_{i=1}^n X_i \times \frac{I_i + I_{i+1}}{2} \quad (2.4)$$

$$X_i = \frac{A_i}{A} \text{ dengan } \sum_{i=1}^n X_i = 1 \quad (2.5)$$

dimana :

- \bar{R} = Hujan rata-rata (area rainfall)
- I_i dan I_{i+1} = Besarnya Isohyet I_i dan Isohyet I_{i+1}
- A_i = Luas daerah yang dibatasi oleh dua Isohyet I_i dan I_{i+1}
- A = Luas daerah aliran
- n = Banyaknya daerah yang dibatasi oleh dua Isohyet I_i dan I_{i+1}



Gambar 2.3 Metode Isohyet.

Didalam perhitungan hujan rata-rata kawasan pada penulisan Tugas Akhir ini, tidak menggunakan ketiga jenis perhitungan tersebut. Tugas akhir ini langsung menggunakan data yang ada, dengan alasan hanya terdapat satu stasiun hujan di lokasi studi.

2.1.3 Analisa Frekuensi

Analisa frekuensi merupakan rangkaian data hidrologi yang merupakan variabel kontinyu yang dapat digambarkan dalam suatu persamaan distribusi peluang. Setiap jenis distribusi atau sebaran mempunyai parameter statistik yang terdiri dari nilai rata-rata ($\mu = \bar{x}$), standar deviasi ($\sigma = S$), koefisien variasi (Cv), dan koefisien ketajaman (Ck). (Suwarno, 1995). Di dalam ilmu statistik dikenal beberapa macam distribusi frekuensi dan model matematik distribusi peluang yang banyak digunakan untuk data tahunan dalam bidang hidrologi yaitu :

- 1) Distribusi Normal
- 2) Distribusi Log Normal
- 3) Distribusi Gumbel
- 4) Distribusi Pearson Tipe III, dan
- 5) Distribusi Log Pearson Tipe III.

Dalam pengujian atas data hujan dan debit di Pulau Jawa ditemukan agihan/jenis distribusi frekuensi Gumbel hanya sesuai 7% kasus. Demikian pula agihan/jenis distribusi frekuensi normal. Sembilan puluh persen lainnya ternyata mengikuti agihan/jenis distribusi frekuensi Log Normal dan Log Pearson tipe III. (Sri Harto, 1989). Distribusi Log Pearson tipe III banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem.

Rumus-rumus yang digunakan dalam perhitungan ini adalah sebagai berikut :

- a) Nilai rata-rata (*mean*) :

$$\bar{X} = \frac{\sum x}{n} \quad (2.6)$$

b) Deviasi standar (*Standart Deviation*)

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2.7)$$

Dimana :

S = Deviasi standar (*standart deviation*)

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung

X = Data dalam sampel

n = Jumlah pengamatan

Soewarno (1995)

c) Koefisien variasi (*Coefficient of Variation*)

Koefisien variasi adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata-rata hitung dari suatu distribusi. Besarnya koefisien variasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \quad (2.8)$$

Dimana :

Cv = Koefisien variasi

S = Deviasi standar (*standart deviation*)

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung

Soewarno (1995)

d) Koefisien kemencengan (*Coefficient of Skewness*)

Kemencengan adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi. Pengukuran kemencengan adalah mengukur seberapa besar suatu kurva frekuensi dari suatu distribusi tidak simetri atau menceng. Umumnya ukuran kemencengan dinyatakan dengan besarnya koefisien kemencengan, dapat dihitung dengan rumus yaitu

$$Cs = \frac{n \sum(x - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2) \times S^3} \quad (2.9)$$

Dimana :

C_s = Koefisien kemencengan
 S = Deviasi standar (*standart deviation*)
 \bar{X} = Nilai rata-rata hitung
 X = Data dalam sampel
 n = Jumlah pengamatan
Soewarno (1995)

e) Koefisien ketajaman (Kurtosis)

Koefisien ketajaman dimaksudkan untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien ketajaman digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi, yang dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$C_k = \frac{n^2 \sum (X - \bar{X})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times S^4} \quad (2.10)$$

Dimana :

C_k = Koefisien ketajaman/koefisien kurtosis
 S = Deviasi standar (*standart deviation*)
 \bar{X} = Nilai rata-rata hitung
 X = Data dalam sampel
 n = Jumlah pengamatan

Secara teoritis, maka apabila nilai :

- $C_k = 3 \rightarrow$ distribusi mesokurtis
- $C_k < 3 \rightarrow$ distribusi leptokurtis (puncak kurva runcing)
- $C_k > 3 \rightarrow$ distribusi platikurtis (puncak kurva datar)

Soewarno (1995)

Adapun sifat-sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis adalah sebagai berikut :

1. Distribusi Pearson Type III mempunyai harga C_s dan C_k yang fleksibel.
2. Distribusi Log Normal mempunyai harga $C_s > 0$.
3. Distribusi Log Pearson Type III mempunyai harga C_s antara $0 < C_s < 9$.
4. Distribusi Normal mempunyai harga $C_s = 0$ dan $C_k = 3$.

2.1.4 Perhitungan Distribusi

Sebelum memilih distribusi probabilitas yang akan dipakai, dilakukan perhitungan analisa terlebih dahulu terhadap data yang ada. Parameter-parameter statistik yang dimiliki data adalah \bar{X} , S , C_s , C_k dan C_v . Berdasarkan hasil parameter statistik tersebut dimana didapatkan harga C_s .

2.1.4.1 Distribusi Gumbel

Persamaan distribusi Gumbel yang digunakan adalah distribusi Gumbel tipe I. Persamaan distribusi frekuensi Gumbel yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$X = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y - Y_n) \quad (2.11)$$

X = nilai variat yang diharapkan terjadi

\bar{X} = nilai rata-rata hitung variat

Y = nilai reduksi variat dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu (hubungan antara periode ulang T dan Y dapat dilihat pada tabel 2.3), atau dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$Y = -\ln\left(-\ln \frac{T-1}{T}\right) \quad (2.12)$$

Untuk $T \geq 20$, maka $Y = \ln T$

Y_n = nilai rata-rata dari reduksi variat (*mean of reduced variate*) nilainya tergantung dari jumlah data (n) dan dapat dilihat pada tabel 2.2.

S = standar deviasi data olahan

Sn = deviasi standar dari reduksi variat (*standard deviation of the reduced variate*), nilainya tergantung dari jumlah data (n) dan dapat dilihat dari **Tabel 2.3**

Tabel 2.1 Hubungan Periode Ulang (T) dengan Reduksi Variat dari Variabel (Y)

T	Y
2	0,3065
5	1,4999
10	2,2504
20	2,9702
50	3,9019
100	4,6001

Sumber : Soewarno, 1995

Tabel 2.2 Hubungan Reduksi Variat Rata-Rata (Y_n) dengan Jumlah Data (n)

n	Y_n	N	Y_n
10	0,4592	21	0,5252
11	0,4996	22	0,5268
12	0,5053	23	0,5283
13	0,5070	24	0,5296
14	0,5100	25	0,5309
15	0,5128	26	0,5320
16	0,5157	27	0,5332
17	0,5181	28	0,5343
18	0,5202	29	0,5353
19	0,5220	30	0,5362
20	0,5236	31	0,5371

Sumber : Soewarno, 1995

Tabel 2.3 Hubungan antara Deviasi Standar dan Reduksi variat dengan Jumlah Data

n	S_n	n	S_n
10	0,9496	21	1,0696
11	0,9676	22	1,0754
12	0,9933	23	1,0811
13	0,9971	24	1,0864
14	1,0095	25	1,0915
15	1,0206	26	1,1961
16	1,0316	27	1,1004
17	1,0411	28	1,1047
18	1,0493	29	1,1086
19	1,0565	30	1,1124
20	1,0628	31	1,1159

Sumber : *Soewarno, 1995*

2.1.4.2 Distribusi Pearson Tipe III dan Normal

Perhitungan Distribusi Pearson Tipe III dan Normal dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$X = \bar{X} + k \times s \quad (2.13)$$

Dimana :

X = Logaritma curah hujan untuk periode tertentu

\bar{X} = Nilai rata-rata

$S = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{x})^2}{n-1}}$ = Deviasi standar (*standart deviation*)

k = Faktor dari sifat distribusi Pearson Tipe III, yang didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian (Tabel nilai K Pearson Tipe III). *Soewarno (1995)*

2.1.4.3 Distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal

Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III dan Log Normal dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\text{Log}R = \overline{\text{Log}R} + k \times \overline{\text{SdLog}R} \quad (2.14)$$

Dimana :

$\text{Log}R$ = Logaritma curah hujan untuk periode tertentu

$\overline{\text{Log}R}$ = Harga rata-rata dari logaritma data

$\overline{\text{SdLog}R}$ = Deviasi standart

k = Faktor sifat dari Distribusi Pearson Tipe III dan log Normal yang didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian (lihat tabel untuk nilai k Distribusi Pearson Tipe III). Dan nilai CV dari tabel k Log Normal (Lihat tabel Faktor Frekuensi k untuk Distribusi Log Normal).

Soewarno (1995)

Beberapa tabel nilai k yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Pearson Tipe III, Log Pearson Tipe III, Normal dan Log Normal adalah sebagai berikut:

Tabel 2.4 Nilai k Distribusi Log Pearson Tipe III

Cv	Periode Ulang (tahun)							
	1,01	2	5	10	25	50	100	200
3,0	-0,667	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4.97
2,9	-0,690	-0,390	0,440	1,190	2,227	3,134	4,013	4.904
2,8	-0,714	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4.487
2,7	-0,740	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,093	3,932	4.783
2,6	-0,769	-0,368	0,499	1,238	2,67	3,071	3,889	4.718
2,5	-0,799	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4.652
2,4	-0,832	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800	4.584
2,3	-0,867	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4.515
2,2	-0,905	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4.444
2,1	-0,946	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4.372
2,0	-0,990	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4.298
1,9	-1,037	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4.223
1,8	-1,087	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4.147
1,7	-1,140	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4.069

Lanjutan Tabel 2.4

Cv	Periode Ulang (tahun)							
	1,01	2	5	10	25	50	100	200
1,6	-1,197	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,99
1,5	-1,256	-0,240	0,690	1,333	1,146	2,743	3,330	3,910
1,4	-1,318	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,217	3,828
1,3	-1,383	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745
1,2	-1,449	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661
1,1	-1,518	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575
1,0	-1,588	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489
0,9	-1,660	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401
0,8	-1,733	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312
0,7	-1,806	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223
0,6	-1,880	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132
0,5	-1,955	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041
0,4	-2,029	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949
0,3	-2,104	-0,050	0,824	1,309	7,849	2,211	2,544	2,856
0,2	-2,178	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763

Lanjutan Tabel 2.4

Cv	Periode Ulang (Tahun)							
	1.01	2	5	10	25	50	100	200
0,1	-2,252	-0,017	0,836	1,382	1,785	2,107	2,400	2,67
0,0	-2,326	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576
-0,1	-2,400	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482
-0,2	-2,472	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388
-0,3	-2,544	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294
-0,4	-2,615	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201
-0,5	-2,686	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108
-0,6	-2,755	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016
-0,7	-2,824	0,116	0,857	1,183	1,448	1,663	1,806	1,926
-0,8	-2,891	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837
-0,9	-2,957	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749
-1,0	-3,022	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664
-1,1	-3,087	0,180	0,848	1,017	1,324	1,435	1,518	1,581
-1,2	-3,149	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501
1,3	-3,211	0,210	0,838	1,064	1,240	1,324	1,383	1,424

-1,4	-3,271	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351
-1,5	-3,330	0,240	0,812	1,018	1,157	1,217	1,256	1,282
-1,6	-3,388	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216
-1,7	-3,444	0,268	0,808	0,970	1,075	1,116	1,140	1,155
-1,8	-3,499	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097
-1,9	-3,553	0,294	0,788	0,920	0,996	1,023	1,037	1,044
-2,0	-3,065	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995
-2,1	-3,656	0,319	0,765	0,869	0,923	0,939	0,946	0,949
-2,2	-3,705	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907
-2,3	-3,753	0,341	0,739	0,819	0,855	0,864	0,867	0,869
-2,4	-3,800	0,351	0,752	0,795	0,823	0,830	0,832	0,833
-2,5	-3,845	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,779	0,800
-2,6	-3,889	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,768	0,769
-2,7	-3,932	0,376	0,681	0,724	0,738	0,740	0,740	0,741
-2,8	-3,973	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714	0,714
-2,9	-4,013	0,390	0,651	0,681	0,683	0,689	0,690	0,690
-3,0	-4,051	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667

Sumber : Sri Harto Br, Analisis Hidrologi, 1993.

Tabel 2.5 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III

Kemencengan	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,97	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,450	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,900
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,650
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,99	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,217	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,390
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,100

Lanjutan Tabel 2.5

Kemencengan	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,690
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,810
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	7,849	2,211	2,544	2,856	3,520
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,382	1,785	2,107	2,400	2,67	3,230
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	2,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,999	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275

Lanjutan Tabel 2.5

Kemencengan	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,448	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,779	0,8	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995.

Tabel 2.6 Nilai Variabel Reduksi Gauss Nilai k untuk Distribusi Normal

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

Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistika untuk Analisa Data, 1995.

Tabel 2.7 Faktor Frekuensi k untuk Distribusi Log Normal

(CV)	Peluang Kumuatif P (%) : P (X ≤ X)					
	50	80	90	95	98	99
	Periode Ulang (Tahun)					
	2	5	10	20	50	100
0,0500	-0,0250	0,8334	1,2965	1,6863	2,1314	2,4570
0,1000	-0,0496	0,8222	1,3078	1,7247	2,2130	2,5489
0,1500	-0,0738	0,8085	1,3156	1,7598	2,2899	2,2607
0,2000	-0,0971	0,7926	1,3200	1,7911	2,3640	2,7716
0,2500	-0,1194	0,7746	1,3209	1,8183	2,4318	2,8805
0,3000	-0,1406	0,7647	1,3183	1,8414	2,5015	2,9866
0,3500	-0,1604	0,7333	1,3126	1,8602	2,5638	3,0890
0,4000	-0,1788	0,7100	1,3037	1,8746	2,6212	3,1870
0,4500	-0,1957	0,6870	1,2920	1,8848	2,6731	3,2799
0,5000	-0,2111	0,6626	1,2778	1,8909	2,7202	3,3673
0,5500	-0,2251	0,6379	1,2613	1,8931	2,7613	3,4488
0,6000	-0,2375	0,6129	1,2428	1,8915	2,7971	3,5211

Lanjutan Tabel 2.7

(CV)	Peluang Komuatif P (%) : $P(X \leq X)$					
	50	80	90	95	98	99
	Periode Ulang (Tahun)					
	2	5	10	20	50	100
0,6500	-0,2185	0,5879	1,2226	1,8866	2,8279	3,3930
0,7000	-0,2582	0,5631	1,2011	1,8786	2,8532	3,3663
0,7500	-0,2667	0,5387	1,1748	1,8677	2,8735	3,7118
0,8000	-0,2739	0,5118	1,1548	1,8543	2,8891	3,7617
0,8500	-0,2801	0,4914	1,1306	1,8388	2,9002	3,9056
0,9000	-0,2852	0,4686	1,1060	1,8212	2,9071	3,8137
0,9500	-0,2895	0,4466	1,0810	1,8021	2,9103	3,8762
0,1000	-0,2929	0,4254	1,0560	1,7815	2,9098	3,9035

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995

2.1.5 Uji Kecocokan Sebaran

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter, yaitu :

- 1) Uji Chi Square (Uji Chi - Kuadrat)
- 2) Uji Smirnov – Kolmogorov

Apabila dari pengujian terhadap distribusi frekuensi bisa sesuai parameter uji keduanya maka perumusan tersebut dapat diterima.

2.1.5.1 Uji Chi Kuadrat

Uji chi-kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaandistribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sample data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.15)$$

Dimana :

χ_h^2 = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

G = Jumlah sub-kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Prosedur uji Chi - Kuadrat adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub – grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1962 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$k = 1 + 3,322 \log(n)$$
 dimana :
 $k =$ Banyaknya kelas
 $n =$ Banyaknya nilai observasi (data)
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub group
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap-tiap sub group hitung nilai $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlahkan seluruh G sub group nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binominal, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson)

Tabel 2.8 Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat

dk	α (derajat kepercayaan)							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,203	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757

Lanjutan Tabel 2.8

dk	α (derajat kepercayaan)							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,206	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,292	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,825	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401

Lanjutan Tabel 2.8

dk	α (derajat kepercayaan)							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,661	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data, 1995.*

Interpretasi hasilnya adalah :

- 1) Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- 2) Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- 3) Apabila peluang berada diantara 1 sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

Soewarno (1995)

2.1.5.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
- 2) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 .

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis

yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.9 Nilai Kritis D_0 untuk Uji Smirnov-Kolmogorov.

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,70}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data, 1995*

2.1.6 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Besarnya hujan rencana dipilih berdasarkan pada pertimbangan nilai urgensi dan nilai sosial ekonomi daerah yang diamankan. Untuk daerah pemukiman umumnya dipilih hujan rencana dengan periode ulang 5-15 tahun. Sedang untuk daerah pusat pemerintahan yang penting, daerah komersial dan daerah padat dengan nilai ekonomi tinggi dapat dipertimbangkan periode ulang antara 10-50 tahun. Penetapan periode ulang hujan ini, dipakai untuk menentukan besarnya kapasitas saluran air terhadap

limpasan air hujan atau besarnya kapasitas (kemampuan) suatu bangunan air, untuk keperluan-keperluan tertentu.

Tabel 2.10 Periode Ulang di Kota Surabaya

Jenis Saluran Pematusan	Periode Ulang (tahun)	Keterangan
Basin Drainage	10 – 50	Sungai Besar
Saluran Primer	5 – 10	Nilai yang lebih tinggi dimana kerusakan saluran itu sendiri dapat disebabkan oleh luapan.
Saluran Sekunder	2 – 5	
Saluran Tersier	1,25	

Sumber : SDMP

Dalam penyelesaian Tugas Akhir drainase kawasan studi ini, periode ulang yang digunakan adalah 2 tahun untuk saluran di dalam kawasan.

2.1.7 Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi (t_c) didefinisikan sebagai waktu yang diperlukan air hujan yang jatuh dititik terjauh dari suatu daerah aliran untuk mencapai titik tinjau (*outlet*). Lama waktu konsentrasi sangat tergantung pada ciri-ciri daerah aliran, terutama jarak yang harus ditempuh oleh air hujan yang jatuh ditempat terjauh dari titik tinjau. Perhitungan waktu konsentrasi ini mempengaruhi besar kecilnya nilai dari intensitas hujan (I) yang terjadi. Besarnya intensitas hujan (I) berbanding lurus

dengan besar kecilnya debit (Q) pada saluran, sehingga akan berpengaruh terhadap besar kecilnya dimensi saluran. Waktu konsentrasi (t_c) dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$t_c = t_o + t_f \quad (2.16)$$

Dimana :

t_c = Time of Concentration (Waktu Konsentrasi)

t_o = Waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan untuk mencapai inlet

t_f = Waktu yang diperlukan untuk mengalir di permukaan.

1. Untuk menghitung t_o

Pada pengaliran di lahan pada umumnya banyak menggunakan perumusan Kerby. Adapun perumusan Kerby sebagai berikut :

$$t_o = 1,44 \times \left(\frac{n_d \times L_o}{\sqrt{S}} \right)^{0,467} \quad (2.17)$$

Dimana :

n_d = Koefisien setara dengan koefisien kekasaran

L_o = Jarak dari titik terjauh sampai dengan inlet

S_o = Kemiringan medan

Tabel 2.11 Nilai Koefisien Manning n_d untuk Aliran Permukaan

Jenis Permukaan	n_d
Permukaan impervious	0.02
Tanah padat terbuka dan licin	0.10
Permukaan sedikit berumput, tanah dengan tanaman berjajar, tanah terbuka kekasaran sedang	0.20
Padang rumput	0.40
Lahan dengan pohon-pohon musim gugur	0.60
Lahan dengan pohon-pohon berdaun, hutan lebat, tanah berumput tebal	0.80

Sumber : *Sofia F dan Sofyan R (2006)*

2. Untuk perhitungan pengaliran (t_r) pada saluran

$$t_f = \frac{L_s}{V} \quad (2.18)$$

Dimana :

L_s = Panjang saluran (m)

V = Kecepatan aliran air pada saluran (m/det)

2.1.8 Intensitas Hujan (I)

Untuk menghitung intensitas hujan (I) dapat digunakan beberapa rumus tergantung pada macam data hujan yang ada. Apabila data hujan yang ada adalah data hujan harian (berasal dari stasiun pencatat manual), maka digunakan rumus Mononobe. Adapun rumusnya sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left(\frac{24}{t_c}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.19)$$

Dimana :

I = Intensitas curah hujan (mm/jam)

R_{24} = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm).

t_c = Waktu konsentrasi (jam)

2.1.9 Koefisien Pengaliran (C)

Intensitas hujan yang tinggi menyebabkan koefisien C tinggi, sebab infiltrasi dan kehilangan air lainnya hanya berpengaruh kecil pada limpasan. Koefisien C untuk suatu wilayah pemukiman (blok, kelompok) dimana jenis permukaannya lebih dari satu macam, diambil harga rata-ratanya dengan rumus seperti dibawah ini :

$$\bar{R} = \frac{(C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2 + \dots + C_n \times A_n)}{A_{total}} \quad (2.20)$$

Dimana :

C = Koefisien pengaliran untuk bagian daerah yang ditinjau dengan satu jenis permukaan

A = Luas bagian daerah

Tabel 2.12 Harga Koefisien Pengaliran (C)

Komponen Lahan	Koefisien C
Perkerasan :	
- Aspal dan beton	0,70 – 0,95
- Bata atau paving	0,70 – 0,85
Atap	
Lahan berumput :	
- Tanah berpasir, - landai (2%)	0,05 – 0,10
- curam (7%)	0,10 – 0,15
- Tanah berat, - landai (2%)	0,13 – 0,17
- curam (7%)	0,18 – 0,22
Daerah perdagangan :	
- Penting, padat	0,70 – 0,95
- Kurang padat	0,50 – 0,70
Area pemukiman :	
- Perumahan tunggal	0,30 – 0,50
- Perumahan kopel berjauhan	0,40 – 0,60
- Perumahan kopel berdekatan	0,60 – 0,75
- Perumahan pinggir kota	0,25 – 0,40
- Apartemen	0,50 – 0,70
Area industri :	
- Ringan	0,50 – 0,80
- Berat	0,60 – 0,90
Taman dan makam	0,10 – 0,35
Taman bermain	0,20 – 0,35
Halaman jalan kereta api	0,20 – 0,35
Lahan longsor/terlantar	0,10 – 0,30

Sumber : *disalin dan diterjemahkan dari Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, American Society of Civil Engineers and The Water Pollution Control Federation, 1969.*

2.1.10 Perhitungan Debit Kawasan (Q)

Luas kawasan dalam gedung $\pm 2140,6 \text{ m}^2$. Untuk menghitung debit banjir rencana saluran kawasan Hotel Swissbell, digunakan Metode Rasional, yaitu:

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A \quad (2.21)$$

Dimana :

Q = Debit (m^3/detik)

C = Koefisien pengaliran

I = Intensitas hujan untuk periode ulang tertentu (mm/jam)

A = Luas DAS (km^2)

2.2 Analisa Hidrolika

2.2.1 Kapasitas Saluran Dalam Kawasan

Kapasitas saluran didefinisikan sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh setiap penampang sepanjang saluran. Kapasitas saluran ini, digunakan sebagai acuan untuk menyatakan apakah debit yang direncanakan tersebut mampu untuk ditampung oleh saluran pada kondisi existing tanpa terjadi peluapan air. (*Anggrahini, 2005*). Kapasitas saluran dihitung berdasarkan rumus :

$$Q = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \times A \quad (2.22)$$

Dimana :

Q = Debit saluran, satuan meter kubik per detik (m^3/det)

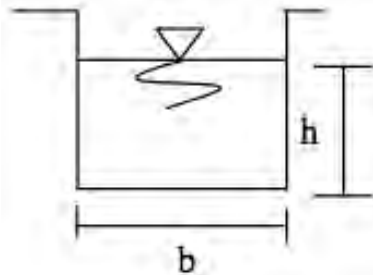
n = Koefisien kekasaran Manning

R = Jari-jari hidrolis saluran (m)

S = Kemiringan saluran

A = Luas penampang saluran, satuan meter persegi (m^2)

Saluran dalam kawasan studi direncanakan menggunakan bentuk segiempat, dikarenakan keterbatasan lahan dan efisiensi. Adapun rumus-rumus yang digunakan dalam perhitungan saluran sebagai berikut :



Gambar 2.4 Saluran Penampang Persegi

$$\text{a. } A = B \times h \quad (2.23)$$

Dimana :

A = Luas penampang saluran (m^2)

B = Lebar saluran dasar (m)

h = Tinggi air dalam saluran (m)

$$\text{b. } P = B + (2 \times h) \quad (2.24)$$

Dimana :

P = Keliling basah (m)

B = Lebar saluran dasar (m)

h = Tinggi air dalam saluran (m)

$$\text{c. } R = \frac{A}{P} \quad (2.25)$$

Dimana ;

A = Luas penampang saluran (m^2)

P = Keliling basah (m)

2.2.1.1 Koefisien kekasaran saluran (n)

Koefisien kekasaran saluran ditentukan oleh bahan/material saluran, jenis sambungan, material padat yang

terangkut dan yang terendap dalam saluran, akar tumbuhan, alinyemen saluran, umur saluran dan aliran lateral yang mengganggu aliran,

Koefisien kekasaran Manning (n), nilai n pada suatu saluran tidak selalu sama. Nilai tersebut bervariasi meskipun pada penampang yang sama. **Tabel 2.13** berikut ini memuat harga koefisien kekasaran.

Tabel 2.13 Koefisien Kekasaran Manning untuk Perencanaan Saluran

Jenis Saluran	Nilai “n”Manning
Aliran Permukaan	: 0,035
Saluran tanah tanpa pasangan	: 0,035
Saluran pasangan:	
Batu kali/beton, pada sisinya saja, dasar sedimen	: 0,025
Batu kali/beton, pada sisinya saja, dasar bersih	: 0,020
Batu kali dengan plesteran/beton, Kedua sisi dan dasar	: 0,014~0,018

Sumber : SDMP

2.2.2 Perencanaan Kolam Tampungan Dalam Kawasan

2.2.2.1 Tujuan pembuatan kolam tampungan

Tujuan dari pembuatan kolam tampung di dalam kawasan studi ini antara lain adalah menampung air hujan sementara di dalam kawasan serta mengatur pembuangannya ke saluran tepi Jalan Bintoro. Dengan adanya kolam tampungan di dalam kawasan ini, maka akan mengurangi beban saluran tepi Jalan Bintoro saat mengalirkan debit dari daerah aliran sungainya (DAS) menuju Kali Mas. Untuk mengatasi masalah pembuangan

air di daerah hilir dengan kondisi seperti tersebut di atas, maka kolam tampungan perlu dilengkapi dengan :

- a. Pintu air
- b. Pompa

Pintu air dibuka saat muka air di saluran tepi Jalan Bintoro lebih rendah daripada muka air di kolam tampungan dan ditutup untuk menahan masuknya air banjir ke kolam tampungan. Sedangkan pompa air difungsikan bila pengaliran secara gravitasi tidak memungkinkan disebabkan muka air di saluran tepi Jalan Bintoro lebih tinggi daripada elevasi bukaan pintu dan berfungsi untuk mengosongkan kolam tampungan.

2.2.2.2 Analisa kolam tampungan

Volume limpasan air hujan yang jatuh diatas lahan dihitung dengan rumus :

$$Volume = C \times R \times A \quad (2.26)$$

Dimana :

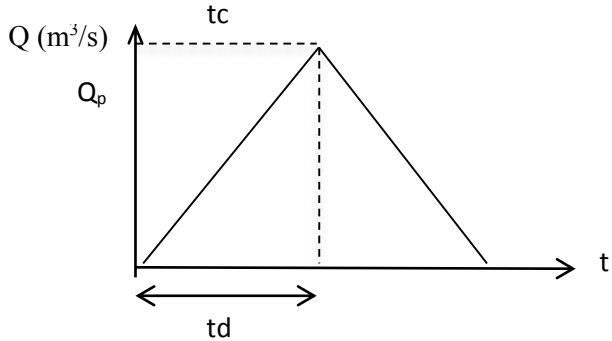
R = tinggi hujan untuk periode ulang tertentu (mm)

A = luas lahan (m²)

C = koefisien pengaliran (**Tabel 2.12**)

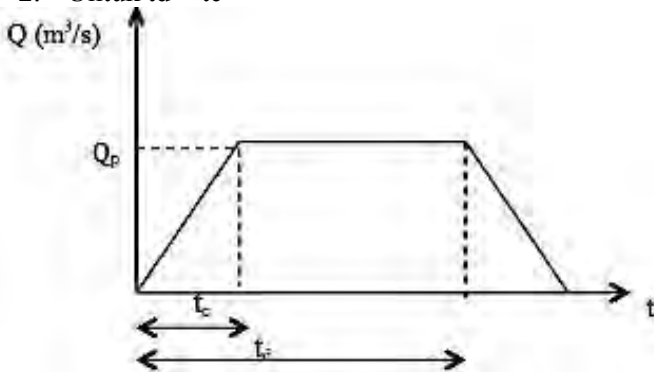
Volume yang didapat dialirkan ke kolam tampungan, sedangkan untuk analisa kolam tampungan perhitungannya menggunakan cara hidrograf rasional. Perhitungan kolam tampungan dibedakan menjadi dua yaitu :

1. Untuk $t_c = t_d$



Gambar 2.5 Hidrograf Rasional Kolam Tampung $t_d = t_c$
❖ Untuk volume limpasan = Luasan segitiga

2. Untuk $t_d > t_c$



Gambar 2.6 Hidrograf Rasional Kolam Tampung $t_d > t_c$
Dimana :

t_c = Waktu konsentrasi (waktu jalannya air)

t_d = Asumsi lama hujan (lamanya air ditampung)

Q_p = Laju aliran (debit) puncak ($m^3/detik$)

❖ Untuk volume limpasan = Luasan Trapesium

Dikarenakan data hujan yang tersedia berupa data hujan harian dimana nilai t_d tidak diketahui, maka nilai t_d diestimasi dengan menggunakan rumus:

$$td = \frac{C \times R \times A}{q} \quad (2.27)$$

Dimana :

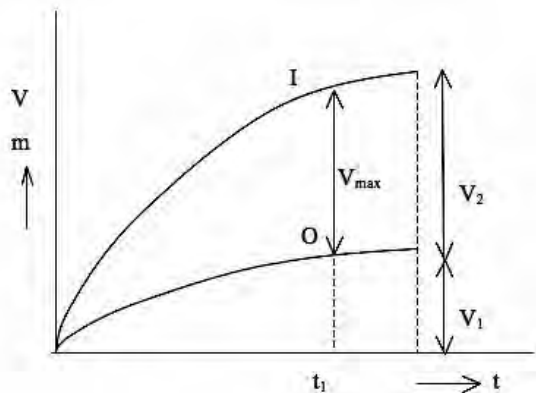
C = Koefisien pengaliran.

R = Tinggi hujan untuk periode ulang tertentu (mm).

A = Luas lahan (m^2)

2.2.2.2.1 Dimensi kolam tampungan

Besarnya dimensi kolam tampungan didapat dari total debit yang jatuh ke kawasan hotel. Selain itu perlu juga ditinjau luas lahan yang tersedia di area hotel. Prinsip hidrolik kerja kolam tampungan meliputi hubungan antara *inflow* (I , aliran masuk ke kolam tampungan) dari saluran-saluran drainase, *outflow* (O , aliran keluar dari kolam tampungan) dan *storage* (V , tampungan dalam kolam tampungan) dapat digambarkan dalam sket **Gambar 2.7** berikut ini :



Gambar 2.7 - Grafik Hubungan Volume *Inflow* dan *Outflow* Terhadap Waktu

Dimana :

- V = Volume limpasan total (m^3).
 V_1 = Volume yang dibuang pada waktu t dengan debit konstan.
 V_2 = Volume akhir kolam tampung (m^3).
 V_{max} = Volume maksimum kolam tampung (m^3).

2.2.2.3 Pintu Air

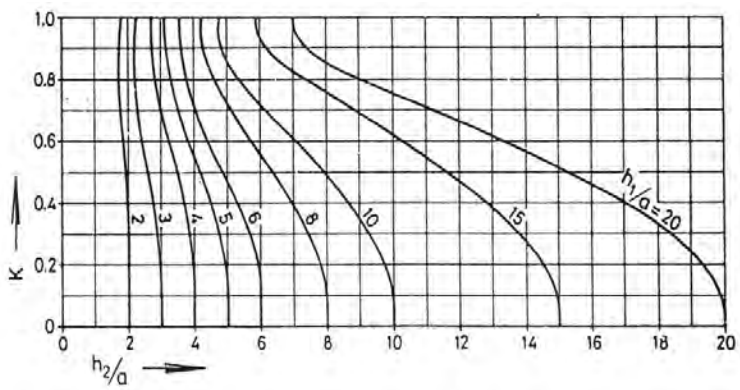
Pintu air drainase biasanya dibuka di musim hujan dan tertutup di musim kemarau, kecuali bila air berlebihan. Debit *outflow* yang keluar melalui pintu air dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut :

$$Q = k \times \mu \times a \times b \times \sqrt{2 \times g \times h_1} \quad (2.28)$$

Dimana :

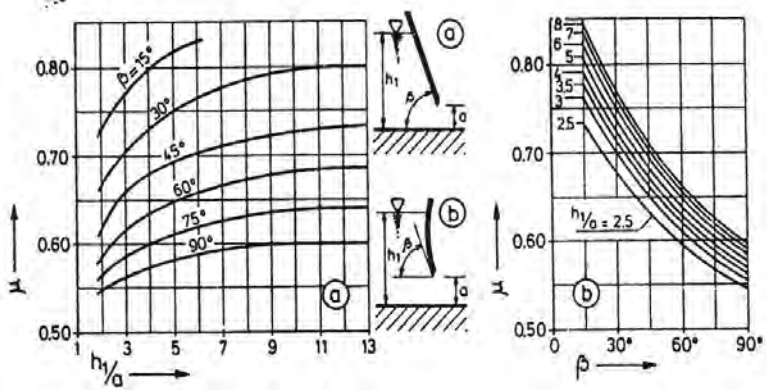
- Q = Debit outflow ($m^3/detik$).
 k = Faktor aliran tenggelam.
 μ = Koefisien debit.
 a = Bukaan pintu (m).
 b = Lebar pintu (m).
 g = Percepatan gravitasi ($9,80 m^2/detik$).
 h_1 = Kedalaman diatas ambang (m).

Nilai k dan μ dapat dicari pada **Gambar 2.8** dan **Gambar 2.9** :



Gambar 2.8 - Grafik nilai k

❖ h_2 = Tinggi air di saluran



Gambar 2.9 - Grafik nilai μ

2.2.2.4 Pompa

Kegunaan pompa adalah sebagai alat bantu pengurang debit yang ditampung sementara pada kolam tampungan. Pompa diperlukan bilamana debit limpasan dari air hujan terlalu besar dan saluran pembuang eksisting tidak mampu menampung secara

langsung. Debit keluar atau *outflow* maksimum pada pompa adalah sama dengan kapasitas pompa.

Hubungan antara aliran masuk, kapasitas pompa atau aliran keluar, dan kapasitas tampungan dinyatakan dalam persamaan kontinuitas dalam bentuk sebagai berikut:

$$Q_i - Q_o = \frac{dV}{dt} \quad (2.29)$$

Dimana :

Q_i = Laju aliran masuk ($m^3/detik$).

Q_o = Laju aliran keluar atau kapasitas pompa ($m^3/detik$).

t = Waktu (detik).

V = Volume tampungan (m^3).

2.2.2.5 Pelimpah

Perencanaan pelimpah dari kolam tampungan berfungsi untuk mengontrol besar debit yang akan dikeluarkan dari kolam tampungan. Debit dihitung dengan rumus :

$$Q = \frac{2}{3} \times Cd \times \sqrt{2 \times g} \times Le \times H^{\frac{3}{2}} \quad (2.30)$$

Dimana :

Q = debit outflow ($m^3/detik$).

Cd = koefisien mercu, digunakan nilai (0.8).

Le = lebar efektif bendung (m).

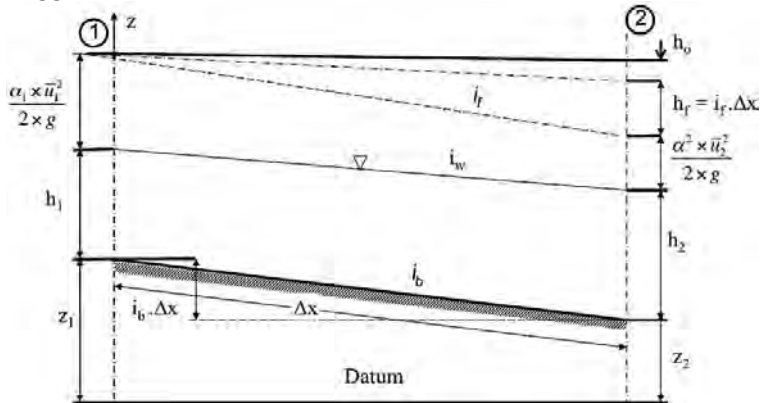
H = tinggi air di hulu mercu (m)

G = percepatan gravitasi ($9.81 m^2/detik$).

2.2.3 Analisa Profil Muka Air

Analisa profil muka air yang terjadi dapat dianalisis dengan metode tahapan langsung (*direct step method*). Analisis profil muka air diperlukan untuk menentukan sampai berapa jauh pengaruh kenaikan muka air di saluran.

Ciri dari perhitungan profil aliran dengan cara tahapan langsung adalah pada pembagian panjang saluran menjadi penggal-penggal pendek dan perhitungannya yang dilakukan tahap demi tahap dari suatu ujung atau akhir dari suatu penggal ke penggal lain.



Gambar 2.10 - Suatu penggal saluran untuk penurunan cara tahapan langsung. (Sumber : Anggrahini, 2005)

Gambar 2.10 menunjukkan persamaan energi dari penampang satu ke penampang yang ke dua dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$i_b \times \Delta x + h_1 + \frac{\alpha_1 \times \bar{u}_1^2}{2 \times g} = h_2 + \frac{\alpha_2 \times \bar{u}_2^2}{2 \times g} + i_f \times \Delta x \quad (2.31)$$

Tinggi energi spesifik penampang ke satu dan penampang ke dua adalah :

$$E_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 \times \bar{u}_1^2}{2 \times g} \quad (2.32)$$

$$E_2 = h_2 + \frac{\alpha_2 \times \bar{u}_2^2}{2 \times g} \quad (2.33)$$

Dengan memasukan dua persamaan tersebut kedalam persamaan energi, didapat persamaan sebagai berikut :

$$i_b \times \Delta x + E_1 = E_2 + i_f \times \Delta x$$

(2.34)

atau

$$\Delta x = \frac{E_1 - E_2}{i_b - i_f} = \frac{\Delta E}{i_b - i_f} \quad (2.35)$$

Apabila diambil asumsi $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$

$$E = h + \frac{\alpha \times \bar{u}^2}{2 \times g} \quad (2.36)$$

Dalam persamaan – persamaan tersebut :

h = Kedalaman aliran (m).

\bar{u} = Kecepatan rata-rata aliran (m/detik).

α = Koefisien pembagian kecepatan atau koefisien energy.

i_b = Kemiringan saluran.

i_f = kemiringan garis energy.

Apabila persamaan Manning yang digunakan :

$$i_f = \frac{n^2 \times \bar{u}^2}{R^{\frac{4}{3}}} \quad (2.37)$$

Dimana :

R = Jari-jari hidrolis.

Dalam analisa ini sebagai kondisi batas hilir diambil muka air dipertemuan Saluran Bintoro dan Saluran Darmo.

BAB 3 METODOLOGI

Sistem drainase pada Hotel Swissbel Bintoro ini dibuat untuk mengalirkan limpasan air hujan yang jatuh pada kawasan tersebut. Air hujan yang jatuh dari atap hotel akan dialirkan masuk ke talang pada dinding-dinding bagian luar bangunan, kemudian akan diterima oleh saluran kolektor yang kemudian akan dialirkan dan ditampung sementara dalam kolam tampungan, air sebisa mungkin ditahan di area hotel dan hanya sebagian kecil air yang dibuang ke saluran Bintoro, hal ini dilakukan agar limpasan air dari hotel tidak terlalu membebani saluran kota. Langkah-langkah yang diambil dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

3.1 Tahap Persiapan

3.1.1 Studi Lapangan

Pada tahap ini akan dilakukan peninjauan langsung ke lokasi studi. Studi lapangan ini meliputi Saluran Tersier Bintoro, Saluran Sekunder Jenggolo, dan Saluran Primer Kupang. Hal tersebut dilakukan untuk mendapatkan informasi mengenai kondisi eksisting di lapangan untuk mengetahui permasalahan dan keadaan yang sebenarnya sehingga diharapkan dapat mengambil solusi atas masalah yang ada di lapangan.

3.1.2 Studi Literatur

Pada tahap ini terdapat beberapa hal yang akan dilakukan yaitu mempelajari buku-buku literatur dan laporan-laporan yang terkait dengan wilayah studi untuk mendapatkan informasi mengenai kawasan studi. Buku-buka yang dipelajari yaitu Analisis Hidrologi (Sri Harto), Aplikasi Metode Statistik untuk

Analisa Data (Soewarno), Modul drainase (Sofia F dan Sofyan R) dan Hidrolika Saluran Terbuka (Anggrahini).

3.1.3 Pengumpulan Data

Merupakan kegiatan mengumpulkan data-data yang akan digunakan untuk pemecahan masalah pada wilayah studi. Data-data yang diperlukan antara lain:

- a) Peta lokasi studi.
- b) Gambar denah dan tampak hotel.
- c) Data curah hujan.
- d) Rencana jaringan drainase kawasan.
- e) Kondisi eksisting saluran Bintoro.

3.2 Tahap Analisa Perencanaan

3.2.1 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi pada penyelesaian Tugas Akhir ini bertujuan untuk mengetahui besarnya debit yang akan dialirkan pada saluran sehingga dapat ditentukan kebutuhan dimensi saluran drainase.

Analisa hidrologi terdiri :

- a. Analisa Data Curah Hujan
Analisa data curah hujan dimaksudkan untuk memperoleh hujan rata-rata suatu kawasan. Ada beberapa metode untuk menganalisa data curah hujan diantaranya menggunakan Metode rata-rata Aritmatik dan Metode Poligon Thiesson.
- b. Analisa Frekuensi
Analisa frekuensi dimaksudkan untuk memperoleh besaran debit atau hujan dimasa yang akan datang.
- c. Uji kecocokan parameter distribusi menggunakan Chi Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov.

- d. Perhitungan curah hujan periode ulang dapat menggunakan perumusan distribusi Pearson Tipe III, Log Pearson Tipe III, Normal dan Log Normal.
- e. Perhitungan waktu konsentrasi (t_c) dapat menggunakan perumusan Kerby dan Kirpich.
- f. Untuk menghitung intensitas hujan (I) dapat digunakan beberapa rumus yaitu rumus Mononobe
- g. Perhitungan debit kawasan menggunakan Metode Rasional.

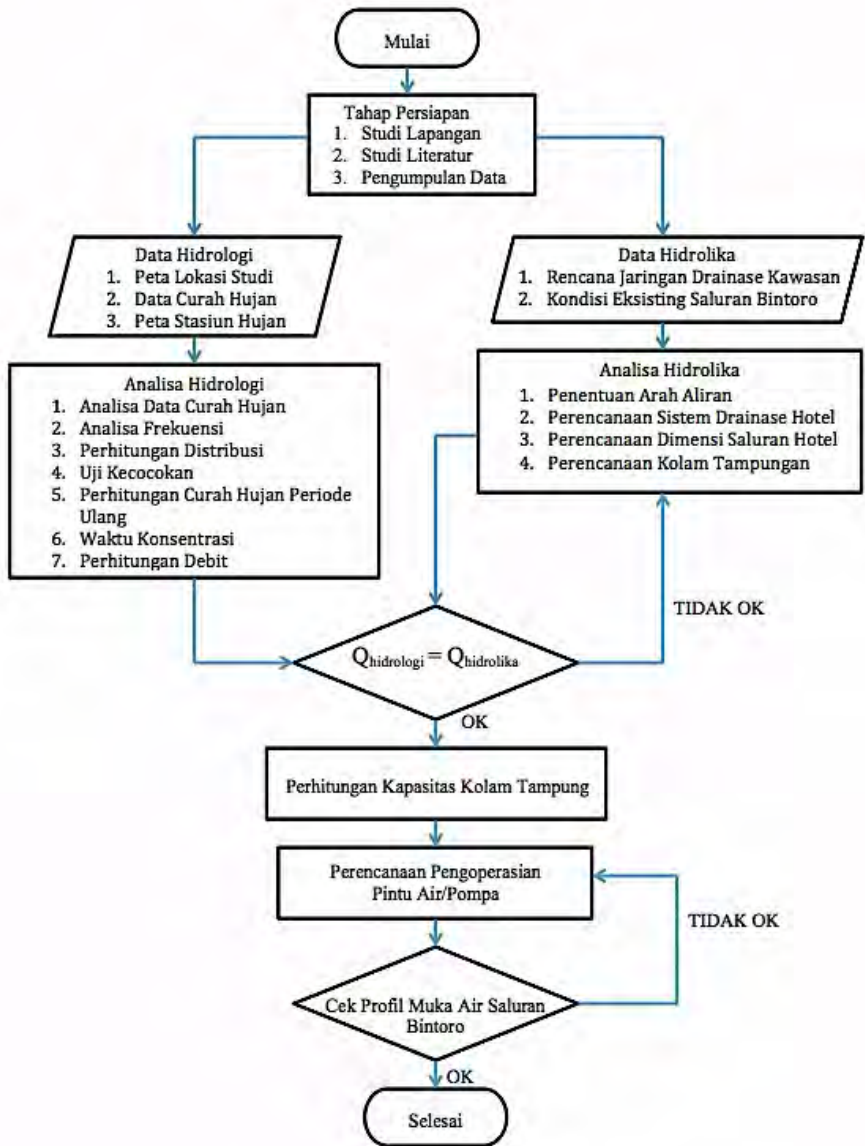
3.2.2 Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika dimaksudkan untuk mencari dimensi dari saluran drainase dan bangunan-bangunan pelengkapanya di dalam kawasan Hotel Swissbel. Dalam menentukan besaran dimensi saluran drainase kawasan studi, dilakukan cara-cara perhitungan sebagai berikut:

- a. Penentuan arah aliran.
- b. Perencanaan sistem drainase hotel.
Didalam proses ini nantinya didapatkan hasil berupa sistem drainase Hotel Swissbel dari saluran dalam hotel menuju ke saluran pembuangan yaitu saluran Bintoro.
- c. Perencanaan dimensi saluran dengan memperhatikan debit maksimum yang terjadi.
- d. Perencanaan kolam tampung.
- e. Penentuan kapasitas eksisting saluran Bintoro.
- f. Perencanaan pengoprasian pintu air atau pompa.
- g. Cek profil muka air saluran Bintoro menggunakan metode *Direct Step* dengan mengambil batas hilir muka air dipertemuan Saluran Bintoro dan Saluran Darmo.

3.3 Diagram Alir

Berikut adalah gambar diagram alir Perencanaan Sistem Drainase Hotel Swissbel Bintoro Surabaya (**Gambar 3.1**) :



Gambar 3.1 Diagram Alir

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Kondisi Eksisting

Kondisi eksisting Hotel Swissbel Bintoro yang saat ini, merupakan bekas dari bangunan Supermarket Sinar yang telah terbakar yang kini menjadi lahan terbuka. Posisi dari lokasi studi ini berada diantara bangunan perkantoran. Dengan rencana limpasan air hujan dari lahan dialirkan menuju saluran tersier Bintoro yang terletak di depan hotel dan dijadikan penghubung satu-satunya antara saluran yang berada di dalam kawasan menuju saluran Raya Darmo, dimana kondisi saluran tersier tersebut berupa saluran tertutup yang berbentuk segiempat dengan dimensi lebar saluran 100 cm dan kedalaman 120 cm.

Dari saluran Darmo kemudian dialirkan menuju Kali Mas. Sedangkan kondisi eksisting saluran Sekunder Darmo merupakan saluran pedestrian tertutup. Berdasarkan informasi warga dari hasil survey, daerah pembangunan Hotel Swissbel ini belum pernah mengalami genangan maupun banjir pada saat musim hujan.

Berikut akan ditunjukkan kondisi eksisting saluran tersier Bintoro dan saluran sekunder Raya Darmo dalam **Gambar 4.1** dan **Gambar 4.2**.



Gambar 4.1 Saluran Tersier Bintoro



Gambar 4.2 Saluran Raya Darmo

4.2 Distribusi Hujan Kawasan

Kota Surabaya memiliki 10 stasiun pengamatan hujan yang tersebar di beberapa wilayah sehingga perlu dilakukan pembagian pengaruh stasiun pengamatan hujan dengan menggunakan metode Poligon Thiessen. Berikut merupakan hasil dari pembagian wilayah stasiun hujan berdasarkan metode Poligon Thiessen.



Gambar 4.3 Poligon Thiessen Stasiun Hujan Kota Surabaya

Sumber : *Hasil Perencanaan*

Keterangan :

- = Lokasi Perencanaan Hotel Swissbel
- = Stasiun hujan

Dari Pembagian Poligon Thiessen di atas diperoleh hasil bahwa stasiun hujan yang berpengaruh terhadap lokasi studi

hanya satu stasiun pengamatan hujan, yaitu stasiun hujan Wonokromo.

4.3 Analisa Hidrologi

4.3.1 Analisa Data Curah Hujan

Curah hujan rencana didapat dari perkiraan hujan yang akan terjadi dengan periode ulang tertentu berdasarkan hujan harian yang terjadi pada tahun-tahun sebelumnya. Data hujan yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data hujan dari stasiun pengamatan hujan Wonokromo selama 14 tahun yaitu 2000 sampai tahun 2013.

Tabel 4.1 Hujan Harian Maksimum Stasiun Hujan Wonokromo

Data curah hujan maksimum sebelum diurutkan			Data curah hujan maksimum setelah diurutkan		
No	Tahun	Hujan (X)	No	Tahun	Hujan (X)
		(mm)			(mm)
1	2000	115	1	2000	115
2	2001	68	2	2002	113
3	2002	113	3	2010	110
4	2003	76	4	2007	107
5	2004	92	5	2012	106
6	2005	95	6	2009	104
7	2006	100	7	2006	100
8	2007	107	8	2011	98
9	2008	81	9	2005	95
10	2009	104	10	2004	92
11	2010	110	11	2013	87
12	2011	98	12	2008	81
13	2012	106	13	2003	76
14	2013	87	14	2001	68

Sumber : Dinas Pengairan Provinsi Jawa Timur.

Setelah tinggi hujan diurutkan kemudian dilakukan perhitungan parameter data statistik agar dapat diketahui distribusi yang dipilih sesuai untuk perhitungan curah hujan rencana. Perhitungan parameter data statistik meliputi :

- a. Nilai rata-rata atau *mean* (\bar{X})
- b. Deviasi standar atau *coefficient deviation* (S)
- c. Koefisien variasi atau *coefficient of variation* (Cv)
- d. Koefisien kemencengan atau *coefficient of skewness* (Cs)
- e. Koefisien ketajaman atau *coefficient of kurtosis* (Ck)

A. Perhitungan Parameter Statistik Normal

Pada **Tabel 4.2** dibawah ini berisi perhitungan $(X - \bar{X})$, $(X - \bar{X})^2$, $(X - \bar{X})^3$ dan $(X - \bar{X})^4$ dari parameter statistik normal tiap-tiap distribusi.

Tabel 4.2 Perhitungan $(X - \bar{X})$, $(X - \bar{X})^2$, $(X - \bar{X})^3$ dan $(X - \bar{X})^4$ statistik normal

No	Tahun	X (mm)	\bar{X} (mm)	$(X - \bar{X})$ (mm)	$(X - \bar{X})^2$ (mm)	$(X - \bar{X})^3$ (mm)	$(X - \bar{X})^4$ (mm)
1	2000	115	96,57	18,43	339,61	6258,569	115336,48
2	2002	113	96,57	16,43	269,90	4434,038	72844,91
3	2010	110	96,57	13,43	180,33	2421,528	32517,66
4	2007	107	96,57	10,43	108,76	1134,160	11827,67
5	2012	106	96,57	9,43	88,90	838,181	7902,85
6	2009	104	96,57	7,43	55,18	409,936	3045,24
7	2006	100	96,57	3,43	11,76	40,303	138,18
8	2011	98	96,57	1,43	2,04	2,915	4,16
9	2005	95	96,57	-1,57	2,47	-3,880	6,10
10	2004	92	96,57	-4,57	20,90	-95,534	436,72
11	2013	87	96,57	-9,57	91,61	-876,860	8392,80
12	2008	81	96,57	-15,57	242,47	-3775,595	58791,40
13	2003	76	96,57	-20,57	423,18	-8705,493	179084,42
14	2001	68	96,57	-28,57	816,33	-23323,615	666389,00
Σ		1352			2653,43	-21241,347	1156717,60

Sumber : Hasil Perhitungan.

Nilai parameter-parameter statistic dari data hujan diatas adalah :

1. Nilai rata – rata atau *mean* (\bar{X})

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{1352}{14} = 96,57$$

2. Deviasi standar atau *coefficient deviation* (S)

$$S = \sqrt{\frac{(X - \bar{X})^2}{(n - 1)}} = \sqrt{\frac{2653,43}{(14 - 1)}} = 14,29$$

3. Koefisien variasi atau *coefficient of variation* (Cv)

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{14,29}{96,57} = 0,15$$

4. Koefisien kemencengan atau *coefficient of skewness* (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum (X - \bar{X})^3}{(n - 1)(n - 2) \times S^3}$$

$$= \frac{14 \times -21241,347}{(14 - 1)(14 - 2) \times 14,29^3} = -0,65$$

5. Koefisien ketajaman atau *coefficient of kurtosis* (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (X - \bar{X})^4}{(n - 1) \times (n - 2) \times (n - 3) \times S^3}$$

$$= \frac{14^2 \times 1156717,60}{(14 - 1) \times (14 - 2) \times (14 - 3) \times 14,29^3}$$

$$= 3,17$$

B. Perhitungan Parameter Statistik Normal

Pada tabel 4.2 dibawah ini berisi perhitungan $(Y - \bar{Y})$, $(Y - \bar{Y})^2$, $(Y - \bar{Y})^3$ dan $(Y - \bar{Y})^4$ dari parameter statistik normal tiap-tiap distribusi.

Tabel 4.3 Perhitungan $(Y - \bar{Y})$, $(X - \bar{Y})^2$, $(Y - \bar{Y})^3$ dan $(Y - \bar{Y})^4$ statistik logaritma

No	Tahun	X_i	$Y_i = \log X_i$	Y_{bar}	$Y_i - Y_{\text{bar}}$	$(Y_i - Y_{\text{bar}})^2$	$(Y_i - Y_{\text{bar}})^3$	$(Y_i - Y_{\text{bar}})^4$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	2000	115	2,06	1,98	0,0806	0,00650	0,00052	0,00004
2	2002	113	2,05	1,98	0,0730	0,00533	0,00039	0,00003
3	2010	110	2,04	1,98	0,0613	0,00376	0,00023	0,00001
4	2007	107	2,03	1,98	0,0493	0,00243	0,00012	0,00001
5	2012	106	2,03	1,98	0,0452	0,00205	0,00009	0,00000
6	2009	104	2,02	1,98	0,0370	0,00137	0,00005	0,00000
7	2006	100	2,00	1,98	0,0199	0,00040	0,00001	0,00000
8	2011	98	1,99	1,98	0,0112	0,00012	0,00000	0,00000
9	2005	95	1,98	1,98	-0,0023	0,00001	0,00000	0,00000
10	2004	92	1,96	1,98	-0,0163	0,00027	0,00000	0,00000
11	2013	87	1,94	1,98	-0,0405	0,00164	-0,00007	0,00000
12	2008	81	1,91	1,98	-0,0716	0,00512	-0,00037	0,00003
13	2003	76	1,88	1,98	-0,0993	0,00985	-0,00098	0,00010
14	2001	68	1,83	1,98	-0,1476	0,02177	-0,00321	0,00047
Σ			27,72			0,06	-0,0032	0,0007

Nilai parameter-parameter statistik dari data hujan diatas adalah :

1. Nilai rata – rata atau *mean* (\bar{Y})

$$\bar{Y} = \frac{\sum Y}{n} = \frac{27,72}{14} = 1,98$$

2. Deviasi standar atau *coefficient deviation* (S)

$$S = \sqrt{\frac{(Y - \bar{Y})^2}{(n - 1)}} = \sqrt{\frac{0,06}{(14 - 1)}} = 0,07$$

3. Koefisien variasi atau *coefficient of variation* (Cv)

$$Cv = \frac{S}{\bar{Y}} = \frac{0,07}{1,98} = 0,03$$

4. Koefisien kemencengan atau *coefficient of skewness* (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum (Y - \bar{Y})^3}{(n - 1)(n - 2) \times S^3}$$

$$= \frac{14 \times -0,0032}{(14 - 1)(14 - 2) \times 0,07^3} = -0,91$$

5. Koefisien ketajaman atau *coefficient of kurtosis* (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (Y - \bar{Y})^4}{(n - 1) \times (n - 2) \times (n - 3) \times S^4}$$

$$= \frac{14^2 \times 0,0007}{(14 - 1) \times (14 - 2) \times (14 - 3) \times 0,07^4}$$

$$= 3,66$$

Jadi didapat kesimpulan parameter statistik yaitu :

Tabel 4.4 Nilai Parameter-parameter Statistik.

Parameter Statistik	Mean	S	Cv	Cs	Ck
Normal	96,57	14,29	0,15	-0,65	3,17
Logaritma	1,98	0,07	0,03	-0,91	3,66

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.3.2 Perhitungan Distribusi

Perhitungan distribusi statistik bertujuan untuk mendapatkan parameter statistik yang nantinya diperlukan dalam perhitungan. Berikut uraian dari beberapa distribusi yang digunakan yaitu :

4.3.2.1 Distribusi Gumbel

Perumusan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$X = \bar{X} + \frac{S}{Sn} (Y - Y_n)$$

$$Y = -\ln\left(-\ln \times \frac{T-1}{T}\right)$$

Perhitungan hujan rencana metode Gumbel untuk periode ulang 2 tahun dihitung sebagai berikut :

$$\bar{X} = 96,57 \text{ mm}$$

$$\text{Standart Deviasi (S)} = 14,29$$

$$\text{Jumlah Data} = 14$$

Dengan jumlah data sebanyak 14 maka dari tabel Y_n dan S_n diperoleh angka sebagai berikut :

$$Y_n = 0,5100 \text{ (Tabel 2.2)}$$

$$S_n = 1,0095 \text{ (Tabel 2.3)}$$

$$Y_2 = -\ln\left(-\ln \times \frac{2-1}{2}\right) = 0,367$$

$$X_2 = 96,57 + \frac{14,24}{1,0095} (0,367 - 0,5100) = 94,54$$

Tabel 4.5 Tinggi Hujan Rencana Metode Gumbel.

Perhitungan Tinggi Hujan Rencana Metode Gumbel							
No	Periode Ulang	\bar{X}	S	S_n	Y_n	Y	X
1	2	96,57	14,29	1,0095	0,51	0,3667	94,54
2	5	96,57	14,29	1,0095	0,51	1,4999	110,58
3	10	96,57	14,29	1,0095	0,51	2,2504	121,20
4	20	96,57	14,29	1,0095	0,51	2,9702	131,39
5	50	96,57	14,29	1,0095	0,51	3,9019	144,57

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.3.2.2 Distribusi Log Pearson Tipe III

Perumusan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\text{Log } R = \bar{\text{Log } R} + k \times \text{SdLog}R$$

Perhitungan hujan rencana metode Log Pearson Type III untuk periode 2 tahun dihitung sebagai berikut :

$$\frac{\text{Log } R}{\text{SdLog}R} = 1,98$$

$$\text{SdLog}R = 0,07$$

$$\text{Jumlah data} = 14$$

Dengan jumlah data sebanyak 14 dan periode ulang 2 tahun maka dari tabel Nilai k Distribusi Log Pearson Tipe III (**Tabel 2.4**) diperoleh angka Koefisien Distribusi sebesar -0.119

$$\text{Log } R_2 = 1,98 + ((-0,119) \times 0,07) = 1,972$$

$$X = \text{AntiLog}R_2$$

$$= 93,7437$$

Tabel 4.6 Tinggi Hujan Rencana Metode Log Pearson Tipe III.

Perhitunggam Tinggi Hujan Rencana Metode Log Pearson Tipe III						
No	Periode Ulang	\bar{X}	Standart Deviasi	k	Log R	X
1	2	1,98	0,07	-0,119	1,9719	93,7437
2	5	1,98	0,07	0,884	2,0404	109,7578
3	10	1,98	0,07	1,366	2,0733	118,3996
4	25	1,98	0,07	1,681	2,0949	124,4118
5	50	1,98	0,07	2,432	2,1462	140,0058

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.3.2.3 Perhitungan hujan rencana metode Pearson Tipe III

Perumusan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$X = \bar{X} + k \times S$$

Perhitungan hujan rencana metode Pearson Tipe III untuk periode ulang 2 tahun dihitung sebagai berikut :

$$\bar{X} = 96,57 \text{ mm}$$

$$\text{Standart Deviasi (S)} = 14,29$$

$$\text{Jumlah data} = 14$$

Dengan jumlah data sebanyak 14 dan periode ulang 2 tahun maka dari tabel nilai k Distribusi Pearson Tipe III (**Tabel 2.5**) diperoleh nilai k sebesar 0,5575

$$X = 96,57 + 0,5575 \times 14,29 = 104,54$$

Tabel 4.7 Tinggi Hujan Rencana Metode Log Pearson Tipe III.

Perhitunggam Tinggi Hujan Rencana Metode Pearson Tipe III					
No	Periode Ulang	\bar{X}	Standart Deviasi	k	X
1	2	96,57	14,29	0,5575	104,5363
2	5	96,57	14,29	0,857	108,8151
3	10	96,57	14,29	1,1915	113,5940
4	25	96,57	14,29	1,488	117,8300
5	50	96,57	14,29	1,6915	120,7374

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.3.3 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi

Untuk menentukan kecocokan distribusi dari sample data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah Uji Chi-Kuadrat (Chi Square) dan Smirnov – Kolmogorov.

4.3.3.1 Uji Chi – Kuadrat (Chi Square)

A. Uji Chi Kuadrat Distribusi Gumbel

$$\begin{aligned} \text{Jumlah data } (n) &= 14 \\ \text{Jumlah kelas } (k) &= 1 + 3,322 \log (n) \\ &= 1 + 3,322 \log (14) \\ &= 4,81 \end{aligned}$$

Jumlah kelas (k) digunakan 5.

Data pengamatan dibagi menjadi 5 sub bagian dengan interval peluang (P) :

$$\text{Peluang interval } (P) = \frac{1}{k} = \frac{1}{5} = 0,2$$

Sehingga besarnya peluang untuk tiap-tiap sub kelas adalah sebagai berikut :

1. Sub kelas 1 = $P \leq 0,20$
2. Sub kelas 2 = $0,20 \leq P \leq 0,40$
3. Sub kelas 3 = $0,40 \leq P \leq 0,60$

4. Sub kelas 4 = $0,60 \leq P \leq 0,80$
5. Sub kelas 5 = $P \geq 0,80$

Persamaan distribusi :

$$X = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y - Y_n)$$

$$Y = -\ln\left(-\ln \times \frac{T-1}{T}\right)$$

$$\bar{X} = 96,57 \text{ mm}$$

$$S = 14,29$$

$$Y_n = 0,5100$$

$$S_n = 1,0095$$

1. Untuk $P = 0,20$, $T = 1/P = 1/0,2 = 5$ tahun.

$$Y = -\ln\left(-\ln \times \frac{5-1}{5}\right) = 1,49$$

$$X = 96,57 + \frac{14,29}{1,005}(1,49 - 0,5100) = 110,58$$

2. Untuk $P = 0,40$, $T = 1/P = 1/0,4 = 2,5$ tahun.

$$Y = -\ln\left(-\ln \times \frac{2,5-1}{2,5}\right) = 0,67$$

$$X = 96,57 + \frac{14,29}{1,005}(0,67 - 0,5100) = 98,86$$

3. Untuk $P = 0,60$, $T = 1/P = 1/0,6 = 1,67$ tahun.

$$Y = -\ln\left(-\ln \times \frac{1,67-1}{1,67}\right) = 0,087$$

$$X = 96,57 + \frac{14,29}{1,005}(0,087 - 0,5100) = 90,59$$

4. Untuk $P = 0,80$, $T = 1/P = 1/0,8 = 1,25$ tahun.

$$Y = -\ln\left(-\ln \times \frac{1,25 - 1}{1,25}\right) = -0,48$$

$$X = 96,57 + \frac{14,29}{1,005}(-0,48 - 0,5100) = 82,62$$

Dari perhitungan batas sub kelas untuk distribusi Gumbel di atas, selanjutnya dilakukan perhitungan uji kecocokan Chi Kuadrat untuk distribusi Gumbel yang ditulis pada tabel 4.8 berikut :

Tabel 4.8 Chi Kuadrat Distribusi Gumbel.

No.	Nilai Batas Sub Kelas			Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	X	>	110,58	2	2,8	0,64	0,23
2	98,86	<	110,58	6	2,8	10,24	3,66
3	90,59	<	98,86	2	2,8	0,64	0,23
4	82,62	<	90,59	1	2,8	3,24	1,16
5	X	<	82,62	3	2,8	0,04	0,01
Σ				14		χ^2	5,29
						D₀	5,991
						OK	

Sumber : Hasil Perhitungan.

Tabel 4.8 diatas merupakan hasil uji Chi Kuadrat untuk distribusi Gumbel. Dari hasil uji Chi Kuadrat untuk distribusi Gumbel didapat nilai $\chi^2 = 5,29$. D_0 merupakan nilai batas uji Chi Kuadrat, dengan derajat kebebasan sebesar $(dk) = G - R - 1 = 5 - 2 - 1 = 2$ dan derajat kepercayaan $(\alpha) = 5\%$, dari tabel Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat pada bab 2 didapat nilai $D_0 = 5,991$. Jadi apabila nilai $\chi^2 < D_0$, uji Chi Kuadrat Distribusi Gumbel tersebut dapat diterima.

B. Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

$$\begin{aligned} \text{Jumlah data } (n) &= 14 \\ \text{Jumlah kelas } (k) &= 1 + 3,322 \log (n) \\ &= 1 + 3,322 \log (14) \\ &= 4,81 \end{aligned}$$

Jumlah kelas (k) digunakan 5.

Data pengamatan dibagi menjadi 5 sub bagian dengan interval peluang (P) :

$$\text{Peluang interval } (P) = \frac{1}{k} = \frac{1}{5} = 0,2$$

Sehingga besarnya peluang untuk tiap-tiap sub kelas ialah :

1. Sub kelas 1 = $P \leq 0,20$
2. Sub kelas 2 = $0,20 \leq P \leq 0,40$
3. Sub kelas 3 = $0,40 \leq P \leq 0,60$
4. Sub kelas 4 = $0,60 \leq P \leq 0,80$
5. Sub kelas 5 = $P \geq 0,80$

Persamaan distribusi :

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + k \times \overline{S \text{Log}X}$$

$$Cv = 0,03$$

$$\overline{S \text{Log}X} = 0,07$$

$$\overline{\text{Log}X} = 1,98$$

1. Untuk $P = 0,20$, $T = 1/P = 1/0,2 = 5$ tahun.

Dengan interpolasi pada tabel k , untuk $Cv = 0,03$ didapat nilai k :

$$\frac{0,1 - 0}{0,03 - 0} = \frac{0,836 - 0,842}{k - 0,842}$$

$$\frac{0,1}{0,03} = \frac{-0,006}{k - 0,842}$$

$$k = 0,8402$$

$$\text{Log}X = 1,98 + (0,8402 \times 0,07) = 2,04$$

$$X = \text{antiLog}X$$

$$= 109,00$$

2. Untuk $P = 0,40$, $T = 1/P = 1/0,4 = 2,5$ tahun.

Untuk mendapatkan k pada $C_v = 0,03$ pada 2,5 tahun ialah:

- $C_v = 0,03$, 2 tahun didapat $k = -0,005$
- $C_v = 0,03$, 5 tahun didapat $k = 0,8404$

Dengan interpolasi hasil k pada 2 tahun dan 5 tahun maka didapatkan nilai k pada 2.5 tahun sebesar 0,1358

$$\text{Log}X = 1,98 + (0,1358 \times 0,07) = 1,99$$

$$X = \text{antiLog}X$$

$$= 97,58$$

3. Untuk $P = 0,60$, $T = 1/P = 1/0,6 = 1,67$ tahun.

Untuk mendapatkan k pada $C_v = 0,03$ pada 1,67 tahun ialah :

- $C_v = 0,03$ pada 1,01 tahun didapat $k = -2,304$
- $C_v = 0,03$ pada 2 tahun didapat $k = -0,005$

Dengan interpolasi hasil k pada 1,01 tahun dan 2 tahun maka didapatkan nilai k pada 1,67 tahun sebesar $-0,7713$.

$$\text{Log}X = 1,98 + (-0,7713 \times 0,07) = 1,93$$

$$X = \text{antiLog}X$$

$$= 84,61$$

4. Untuk $P = 0,80$, $T = 1/P = 1/0,8 = 1,25$ tahun.

Untuk mendapatkan k pada $C_v = 0,03$ pada 1,25 tahun ialah :

- $C_v = 0,03$ pada 1,01 tahun didapat $k = -2,304$
- $C_v = 0,03$ pada 2 tahun didapat $k = -0,005$

Dengan interpolasi hasil k pada 1,01 tahun dan 2 tahun maka didapatkan nilai k pada 1,25 tahun sebesar $-1,7465$

$$\text{Log}X = 1,98 + (-1,7465 \times 0,07) = 1,87$$

$$X = \text{antiLog}X = 72,58$$

Tabel 4.9 Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III.

No	Nilai Batas Sub Kelas			Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	X	>	109,00	3	2,8	0,04	0,01
2	97,58	<	109,00	5	2,8	4,84	1,73
3	84,61	<	97,58	3	2,8	0,04	0,01
4	72,58	<	84,61	2	2,8	0,64	0,23
5	Log R	<	72,58	1	2,8	3,24	1,16
				14		χ^2	3,14
						X_{kr}	5,991
						OK	

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.9 diatas merupakan hasil uji Chi Kuadrat untuk distribusi Log Pearson Tipe III. Dari hasil uji Chi Kuadrat untuk distribusi tersebut didapat nilai $\chi^2 = 3,14$. D_0 merupakan nilai batas uji Chi Kuadrat, dengan derajat kebebasan sebesar $(dk) = G - R - 1 = 5 - 2 - 1 = 2$ dan derajat kepercayaan $(\alpha) = 5\%$, dari tabel Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat pada bab 2 didapat nilai $D_0 = 5,991$. Jadi apabila nilai $\chi^2 < D_0$, uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III tersebut dapat diterima.

C. Uji Chi Kuadrat Distribusi Pearson Tipe III

$$\begin{aligned} \text{Jumlah data } (n) &= 14 \\ \text{Jumlah kelas } (k) &= 1 + 3,322 \log (n) \\ &= 1 + 3,322 \log (14) \\ &= 4,81 \end{aligned}$$

Jumlah kelas (k) digunakan 5.

Data pengamatan dibagi menjadi 5 sub bagian dengan interval peluang (P) :

$$\text{Peluang interval } (P) = \frac{1}{k} = \frac{1}{5} = 0,2$$

Sehingga besarnya peluang untuk tiap-tiap sub kelas ialah :

1. Sub kelas 1 = $P \leq 0,20$
2. Sub kelas 2 = $0,20 \leq P \leq 0,40$
3. Sub kelas 3 = $0,40 \leq P \leq 0,60$
4. Sub kelas 4 = $0,60 \leq P \leq 0,80$
5. Sub kelas 5 = $P \geq 0,80$

Persamaan distribusi :

$$X = \bar{X} + k \times S$$

$$C_s = -0,65$$

$$\bar{X} = 96,57$$

$$S = 14,29$$

1. Untuk $P = 0,20$, $T = 1/P = 1/0,2 = 5$ tahun.

Dengan interpolasi pada tabel nilai k, untuk $C_s = -0,65$

didapat nilai k :

$$\frac{-0,7 - 0,6}{-0,65 - 0,6} = \frac{0,857 - 0,857}{k - 0,857}$$

$$\frac{-1,3}{-1,25} = \frac{0}{k - 0,857}$$

$$k = 0,857$$

$$X = 96,57 + (0,857 \times 14,29) = 108,82$$

2. Untuk $P = 0,40$, $T = 1/P = 1/0,4 = 2,5$ tahun.

Untuk mendapatkan k pada $C_s = -0,65$ pada 2,5 tahun ialah:

- $C_s = -0,65$ pada 2 tahun didapat $k = 0,5575$
- $C_s = -0,65$ pada 5 tahun didapat $k = 0,8570$

Dengan interpolasi hasil k pada 2 tahun dan 5 tahun maka didapatkan nilai k pada 2,5 tahun sebesar 0,6074.

$$X = 96,57 + (0,6074 \times 14,29) = 105,25$$

3. Untuk $P = 0,60$, $T = 1/P = 1/0,6 = 1,67$ tahun.

Untuk mendapatkan k pada $C_s = -0,65$ pada 1,67 tahun ialah:

- $C_s = -0,65$ pada 0 tahun didapat $k = 0$
- $C_s = -0,65$ pada 2 tahun didapat $k = 0,5575$

Dengan interpolasi hasil k pada 0 tahun dan 2 tahun maka didapatkan nilai k pada 1,67 tahun sebesar 0,4655.

$$X = 96,57 + (0,4655 \times 14,29) = 103,22$$

4. Untuk $P = 0.80$, $T = 1/p = 1/0,8 = 1,25$ tahun.

Untuk mendapatkan k pada $C_s = -0,65$ pada 1,25 tahun ialah:

- $C_s = -0,65$ pada 0 tahun didapat $k = 0$
- $C_s = -0,65$ pada 2 tahun didapat $k = 0,5575$

Dengan interpolasi hasil k pada 0 tahun dan 2 tahun maka didapatkan nilai k pada 2,5 tahun sebesar 0,3484.

$$X = 96,57 + (0,3484 \times 14,29) = 101,55$$

Dari perhitungan batas sub kelas untuk distribusi Pearson Tipe III di atas, selanjutnya dilakukan perhitungan uji kecocokan Chi Kuadrat untuk distribusi Pearson Tipe III yang ditulis pada tabel 4.10 berikut :

Tabel 4.10 Chi Kuadrat Distribusi Pearson Tipe III

No	Nilai Batas Sub Kelas			Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O_i	E_i		
1	X	>	108,82	3	2,8	0,04	0,01
2	105,25	<	108,82	2	2,8	0,64	0,23
3	103,22	<	105,25	1	2,8	3,24	1,16
4	101,55	<	103,22	1	2,8	3,24	1,16
5	X	<	101,55	7	2,8	17,64	6,3
Σ				14		χ^2	8,86
						D₀	5,991
Sumber : Hasil Perhitungan				NOT OK			

Tabel 4.10 merupakan hasil uji Chi Kuadrat untuk distribusi Pearson Tipe III. Dari hasil uji Chi Kuadrat untuk distribusi Pearson Tipe III didapat nilai $\chi^2 = 8,86$. D_0 merupakan nilai batas uji Chi Kuadrat, dengan derajat kebebasan sebesar $(dk) = G - R - 1 = 5 - 2 - 1 = 2$ dan derajat kepercayaan $(\alpha) = 5\%$, dari tabel Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat pada bab 2 didapat nilai $D_0 = 5,991$. Jadi apabila nilai $\chi^2 > D_0$, uji Chi Kuadrat Distribusi Pearson Tipe III tersebut tidak dapat diterima.

4.3.3.2 Uji Smirnov - Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non parametik (*non parametric test*) karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

A. Distribusi Gumbel

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan pada tahun 2000 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 115 mm.

1. Urutkan data (dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya) berdasarkan curah hujan maksimum dari masing-masing data tersebut. Dari **Tabel 4.1** untuk data hujan 2000 dengan tinggi hujan = 115 mm didapat:

$$m \text{ (peringkat / nomer ranking)} = 1$$

$$n \text{ (jumlah data hujan)} = 14$$

$$\bar{X} = 96,57$$

Dengan rumus peluang didapat nilai $P(X)$:

$$P(X) = \frac{m}{(n + 1)} = \frac{1}{(14 + 1)} = 0,0667$$

2. Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus :

$$P(X <) = 1 - P(X) = 1 - 0,0667 = 0,9333$$
3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{X - \bar{X}}{S} = \frac{(115 - 96,57)}{14,29} = 1,2899$$

4. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal, dari nilai $f(t)$.

Dari tabel dengan nilai $f(t) = 1,2899$.

Luasnya = $0,90979 \rightarrow 1 - 0,90979 = 0,0902$ sehingga nilai $P'(X) = 0,0902$ dan nilai $P'(X<) = 1 - 0,0902 = 0,9098$.

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= P'(X<) - P(X<) \\ &= 0,9098 - 0,9333 \\ &= -0,0235 \end{aligned}$$

Dari perhitungan nilai D, **Tabel 4.11** menunjukkan nilai $D_{maks} = 0.1155$, data pada peringkat ke $m = 6$. Dengan menggunakan data pada **Tabel 2.7**, untuk derajat kepercayaan 5 % dan jumlah data (N) sebanyak 14, maka diperoleh $D_0 = 0.354$. Karena nilai D_{maks} lebih kecil dari nilai D_0 ($0.1155 < 0.354$) maka persamaan distribusi Gumbel yang diperoleh dapat diterima.

Untuk perhitungan data hujan yang lain ditabelkan dalam **Tabel 4.11** berikut :

Tabel 4.11 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Gumbel

m	Tahun	X	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X)	P' (X<)	D
			$m/(n+1)$	$1 - P(X)$	$(X - X_{bar})/S$			$P'(X<) - P(X<)$
1	2000	115	0,0667	0,9333	1,2899	0,0902	0,9098	-0,0235
2	2002	113	0,1333	0,8667	1,1499	0,1154	0,8847	0,0180
3	2010	110	0,2000	0,8000	0,9399	0,1614	0,8386	0,0386
4	2007	107	0,2667	0,7333	0,7299	0,2179	0,7821	0,0487
5	2012	106	0,3333	0,6667	0,6600	0,2391	0,7609	0,0943
6	2009	104	0,4000	0,6000	0,5200	0,2845	0,7155	0,1155
7	2006	100	0,4667	0,5333	0,2400	0,3861	0,6139	0,0806
8	2011	98	0,5333	0,4667	0,1000	0,4404	0,5596	0,0929
9	2005	95	0,6000	0,4000	-0,1100	0,5635	0,4365	0,0365
10	2004	92	0,6667	0,3333	-0,3200	0,6442	0,3558	0,0225
11	2013	87	0,7333	0,2667	-0,6700	0,7640	0,2360	-0,0307
12	2008	81	0,8000	0,2000	-1,0899	0,8727	0,1273	-0,0727
13	2003	76	0,8667	0,1333	-1,4399	0,9317	0,0683	-0,0650
14	2001	68	0,9333	0,0667	-1,9999	0,9793	0,0207	-0,0459
Sumber : Hasil Perhitungan							D maks	0,1155

B. Distribusi Log Pearson Type III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan pada tahun 2000 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 115 mm.

1. Urutkan data (dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya) berdasarkan curah hujan maksimum dari masing-masing data tersebut. Dari **Tabel 4.1** untuk data hujan 2000 dengan tinggi hujan = 115 mm didapat:

$$m \text{ (peringkat / nomer ranking)} = 1$$

$$n \text{ (jumlah data hujan)} = 14$$

$$\bar{Y} = 1,98$$

$$Y = 2,06$$

Dengan rumus peluang didapat nilai $P(Y)$:

$$P(Y) = \frac{m}{(n + 1)} = \frac{1}{(14 + 1)} = 0,0667$$

2. Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus :
 $P(Y <) = 1 - P(Y) = 1 - 0,0667 = 0,9333$
3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{Y - \bar{Y}}{S} = \frac{(2,06 - 1,98)}{0,07} = 1,17$$

4. Besarnya peluang teoritis $P'(Y)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal, dari nilai $f(t)$.

$$\text{Dari tabel dengan nilai } f(t) = 1,1705$$

$$\text{Luasnya} = 0,8886 \rightarrow 1 - 0,8886 = 0,1115$$

$$P'(Y) = 0,1115$$

$$P'(Y <) = 1 - 0,1115 = 0,8886.$$

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$D = P'(Y <) - P(Y <)$$

$$= 0,1115 - 0,9333$$

$$= -0,0448$$

Dari perhitungan nilai D , **Tabel 4.12** menunjukkan nilai $D_{maks} = 0,1355$, data pada peringkat ke $m = 6$. Dengan

menggunakan data pada **Tabel 2.7**, untuk derajat kepercayaan 5 % dan jumlah data (N) sebanyak 14, maka diperoleh $D_0 = 0,354$. Karena nilai D_{maks} lebih kecil dari nilai D_0 ($0,1355 < 0,354$) maka persamaan distribusi Log Pearson Tipe III yang diperoleh dapat diterima.

Untuk perhitungan data hujan yang lain ditabelkan dalam **Tabel 4.12** berikut :

Tabel 4.12 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Pearson Type III

m	Tahun	Y	P(Y)	P(Y<)	f(t)	P' (Y)	P'(Y<)	D
		Log X	m/(n+1)	1 - P(Y)	(Y _i - Y _{bar})/S _y			P'(Y<) - P(Y)
1	2000	2,06	0,0667	0,9333	1,1705	0,1115	0,8886	-0,0448
2	2002	2,05	0,1333	0,8667	1,0241	0,1425	0,8575	-0,0092
3	2010	2,04	0,2000	0,8000	0,8776	0,1764	0,8236	0,0236
4	2007	2,03	0,2667	0,7333	0,7312	0,2179	0,7821	0,0487
5	2012	2,03	0,3333	0,6667	0,7312	0,2179	0,7821	0,1154
6	2009	2,02	0,4000	0,6000	0,5848	0,2645	0,7355	0,1355
7	2006	2,00	0,4667	0,5333	0,2919	0,3670	0,6330	0,0997
8	2011	1,99	0,5333	0,4667	0,1454	0,4805	0,5196	0,0529
9	2005	1,98	0,6000	0,4000	-0,0010	0,5203	0,4797	0,0797
10	2004	1,96	0,6667	0,3333	-0,2939	0,6330	0,3670	0,0337
11	2013	1,94	0,7333	0,2667	-0,5868	0,7389	0,2611	-0,0055
12	2008	1,91	0,8000	0,2000	-1,0261	0,8596	0,1404	-0,0596
13	2003	1,88	0,8667	0,1333	-1,4654	0,9355	0,0645	-0,0689
14	2001	1,83	0,9333	0,0667	-2,1976	0,9836	0,0164	-0,0503
							D maks	0,1355

Sumber : Hasil Perhitungan

C. Distribusi Pearson Tipe III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan pada tahun 2000 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 115 mm.

1. Urutkan data (dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya) berdasarkan curah hujan maksimum dari masing-masing data tersebut. Dari **Tabel 4.1** untuk data hujan 2000 dengan tinggi hujan = 115 mm didapat :

m (peringkat / nomer ranking) = 1

n (jumlah data hujan) = 14

\bar{X} = 96,57

Dengan rumus peluang didapat nilai $P(X)$:

$$P(X) = \frac{m}{(n + 1)} = \frac{1}{(14 + 1)} = 0,0667$$

2. Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus :

$$P(X <) = 1 - P(X) = 1 - 0,0667 = 0,9333$$

3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{X - \bar{X}}{S} = \frac{(115 - 96,57)}{14,29} = 1,2899$$

4. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal, dari nilai $f(t)$.

Dari tabel dengan nilai $f(t) = 1,2899$

luasnya = $1 - 0,90979 = 0,0902$

$P'(X) = 0,0902$ dan

$P'(X <) = 1 - 0,0902 = 0,9098$.

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$D = P'(X <) - P(X <)$$

$$= 0,9098 - 0,9333$$

$$= -0,0235$$

Dari perhitungan nilai D , **Tabel 4.13** menunjukkan nilai $D_{maks} = 0,1155$, data pada peringkat ke $m = 6$. Dengan menggunakan data pada **Tabel 2.7**, untuk derajat kepercayaan 5

% dan jumlah data (N) sebanyak 14, maka diperoleh $D_0 = 0,354$. Karena nilai D_{maks} lebih kecil dari nilai D_0 ($0,1155 < 0,354$) maka persamaan distribusi Pearson Type III yang diperoleh dapat diterima.

Untuk perhitungan data hujan yang lain ditabelkan dalam **Tabel 4.13** berikut :

Tabel 4.13 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Pearson Tipe III

m	Tahun	X	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X)	P' (X<)	D
			$m/(n+1)$	$1 - P(X)$	$(X - X_{bar})/S$			$P'(X<) - P(X<)$
1	2000	115	0,0667	0,9333	1,2899	0,0902	0,9098	-0,0235
2	2002	113	0,1333	0,8667	1,1499	0,1154	0,8847	0,0180
3	2010	110	0,2000	0,8000	0,9399	0,1614	0,8386	0,0386
4	2007	107	0,2667	0,7333	0,7299	0,2179	0,7821	0,0487
5	2012	106	0,3333	0,6667	0,6600	0,2391	0,7609	0,0943
6	2009	104	0,4000	0,6000	0,5200	0,2845	0,7155	0,1155
7	2006	100	0,4667	0,5333	0,2400	0,3861	0,6139	0,0806
8	2011	98	0,5333	0,4667	0,1000	0,4404	0,5596	0,0929
9	2005	95	0,6000	0,4000	-0,1100	0,5635	0,4365	0,0365
10	2004	92	0,6667	0,3333	-0,3200	0,6442	0,3558	0,0225
11	2013	87	0,7333	0,2667	-0,6700	0,7640	0,2360	-0,0307
12	2008	81	0,8000	0,2000	-1,0899	0,8727	0,1273	-0,0727
13	2003	76	0,8667	0,1333	-1,4399	0,9317	0,0683	-0,0650
14	2001	68	0,9333	0,0667	-1,9999	0,9793	0,0207	-0,0459
							D maks	0,1155

Sumber : Hasil Perhitungan

4.4 Kesimpulan Analisa Hidrologi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Kecocokan untuk menentukan persamaan distribusi yang dipakai.

Tabel 4.14 Kesimpulan Uji Kecocokan.

Uji Kecocokan								
Persamaan Distribusi	Chi Square				Smirnov - Kolmogorov			
	χ^2	Nilai	χ^2	Ket	D _{maks}	Nilai	D ₀	Ket
Gumbel	5,29	<	5,991	OK	0,12	<	0,354	OK
Log Pearson Tipe III	3,14	<	5,991	OK	0,14	<	0,354	OK
Pearson Tipe III	8,86	>	5,991	NOT OK	0,12	<	0,354	OK

Sumber : Hasil Perhitungan.

Tabel kesimpulan uji kecocokan di atas memperlihatkan nilai Uji Kecocokan Chi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov dari distribusi Gumbel, Log Pearson Tipe III dan Pearson Tipe III. Dapat dilihat bahwa distribusi Gumbel dan Log Pearson yang memenuhi persyaratan kedua uji tersebut.

Dalam pengujian atas data hujan dan debit di Pulau Jawa ditemukan agihan Gumbel hanya sesuai dengan 7% kasus. Demikian pula agihan (distribusi) Normal. Sembilan puluh persen lainnya ternyata mengikuti agihan Log Normal dan Log Pearson Tipe III. (Sri Harto, 1993)

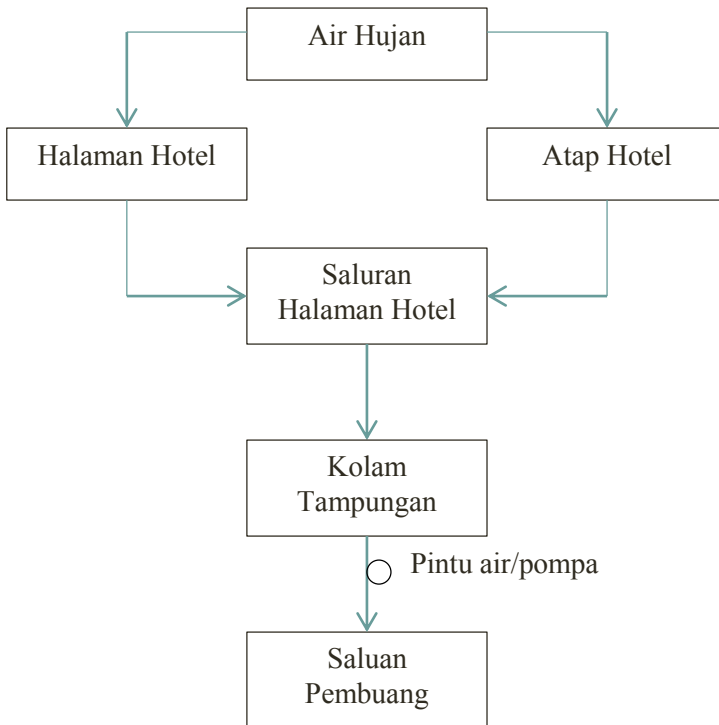
Maka dari itu, untuk perhitungan selanjutnya akan digunakan metode distribusi Log Pearson Tipe III sebagai parameter sebarannya.

4.5 Sistem Jaringan Drainase Hotel

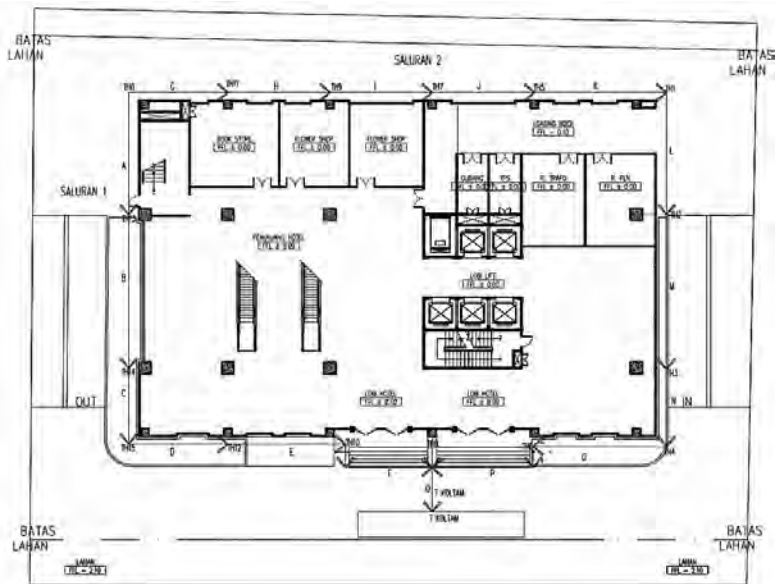
Untuk sistem jaringan drainase yang ada pada Hotel Swissbel Bintoro kota Surabaya dimulai dari air hujan yang jatuh di atap hotel diasumsikan langsung masuk pada inlet di atap,

kemudian dialirkan ke bawah melalui talang vertikal menuju saluran halaman bersamaan dengan limpasan air hujan yang jatuh langsung di halaman hotel Swissbel, hingga akhirnya masuk ke kolam tampungan yang ada di halaman hotel sebelum dialirkan ke luar menuju saluran pembuang atau saluran kota tersier Bintoro melalui pintu air atau pompa.

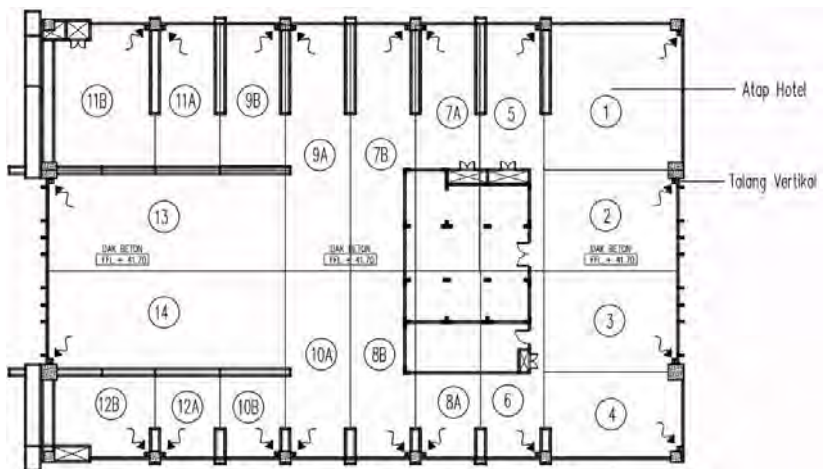
Berikut adalah rencana skema aliran air hujan pada Hotel Swissbel Bintoro :



Gambar 4.4 Skema Aliran Air Hujan di Area Hotel



Gambar 4.5 Skema Saluran dalam Kawasan Hotel Swissbel



Gambar 4.6 Denah Atap dan Pembagian DAS

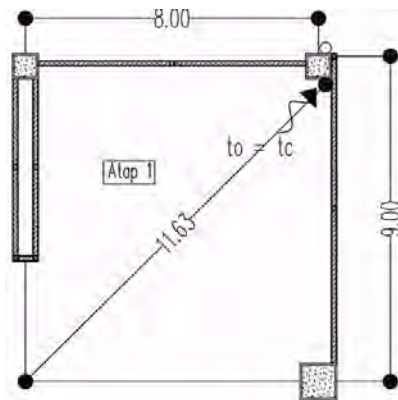
4.6 Perhitungan Waktu Konsentrasi

Perhitungan waktu aliran air pada area hotel meliputi perhitungan waktu aliran air pada permukaan lahan (t_0), perhitungan waktu aliran air pada saluran (t_f) dan perhitungan waktu aliran air pada titik yang ditinjau (t_c) yang disebut juga sebagai waktu konsentrasi.

4.6.1 Perhitungan Waktu Konsentrasi di Atap Hotel Swissbel

Estimasi perhitungan nilai t_c pada perencanaan drainase di dalam area atap hotel adalah sebagai berikut :

1. Bagian atap hotel direncanakan menjadi 14 bagian luasan.
2. Pembagian luasan berada pada elevasi +41,80 meter (tinggi atap +41,70 meter dan elevasi halaman hotel -10,00 meter)
3. Atap gedung berbahan beton, memiliki nilai koefisien kekasaran (n_d) = 0,02 (asumsi untuk permukaan impervious atau kedap air dan licin) dan kemiringan atap (S_o) = 0,0005.
4. Nilai L_o diambil dari luasan tiap atap sisi miringnya karena diperkirakan jarak tersebut yang paling panjang.
5. Air hujan diasumsikan langsung masuk ke titik kontrol yang berada pada atap sehingga $t_0 = t_c$.



Gambar 4.7 Aliran Air Pada Luasan Atap 1

Contoh perhitungan t_0 untuk luasan atap 1 menggunakan perumusan Kerby :

$$\begin{aligned}
 t_o &= 1,44 \times \left(\frac{n_d \times L_o}{\sqrt{S_o}} \right)^{0,467} \\
 &= 1,44 \times \left(\frac{0,02 \times 11,63}{\sqrt{0,0005}} \right)^{0,467} = 7 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai t_c di luasan 1 adalah 7 menit karena $t_0 = t_c$.

Nilai t_c pada masing-masing luasan atap selengkapnya dapat dilihat pada **Tabel 4.15** berikut ini :

Tabel 4.15 Nilai t_c Pada Masing-masing Luasan Titik Kontrol di Atap

No	Titik Kontrol	Luasan Atap	Nd	Lo	So	t_0	t_c
				(meter)		(menit)	(menit)
1	T1	Atap 1	0,02	11,63	0,0005	4,30	4,30
2	T2	Atap 2	0,02	9,61	0,0005	3,93	3,93
3	T3	Atap 3	0,02	9,64	0,0005	3,94	3,94
4	T4	Atap 4	0,02	9,41	0,0005	3,89	3,89
5	T5	Atap 5	0,02	14,90	0,0005	4,83	4,83
6	T6	Atap 6	0,02	11,49	0,0005	4,27	4,27
7	T7	Atap 7A	0,02	14,90	0,0005	4,83	4,83
8		Atap 7B	0,02	14,90	0,0005	4,83	4,83
9	T8	Atap 8A	0,02	11,49	0,0005	4,27	4,27
10		Atap 8B	0,02	11,49	0,0005	4,27	4,27
11	T9	Atap 9A	0,02	14,90	0,0005	4,83	4,83
12		Atap 9B	0,02	9,19	0,0005	3,85	3,85
13	T10	Atap 10A	0,02	11,49	0,0005	4,27	4,27
14		Atap 10B	0,02	6,02	0,0005	3,16	3,16
15	T11	Atap 11A	0,02	9,19	0,0005	3,85	3,85
16		Atap 11B	0,02	10,4	0,0005	4,08	4,08
17	T12	Atap 12A	0,02	6,02	0,0005	3,16	3,16
18		Atap 12B	0,02	7,74	0,0005	3,55	3,55
19	T13	Atap 13	0,02	1537	0,0005	4,90	4,90
20	T14	Atap 14	0,02	15,37	0,0005	4,90	4,90

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.6.2 Perhitungan Waktu Konsentrasi Talang Vertikal

4.6.2.1 Nilai t_0 (Waktu Aliran Air Pada Lahan)

Nilai t_0 didapat dari nilai t_c pada atap (diambil nilai yang terbesar). Nilai t_0 talang vertikal dapat dilihat pada **Tabel 4.16**.

Tabel 4.16 Nilai t_0 pada Talang Vertikal

No	Titik Kontrol	t_0
		(menit)
1	T1	4,30
2	T2	3,93
3	T3	3,94
4	T4	3,89
5	T5	4,83
6	T6	4,27
7	T7	4,83
8	T8	4,27
9	T9	4,83
10	T10	4,27
11	T11	4,08
12	T12	3,55
13	T13	4,90
14	T14	4,90

Sumber : *Hasil Perhitungan*

4.6.2.2 Estimasi Nilai t_f (Waktu Aliran Air Pada Saluran)

Untuk estimasi nilai t_f saluran pada perencanaan drainase talang vertikal di area hotel direncanakan dengan menggunakan rumus $\sqrt{2 \times g \times h}$.

Contoh perhitungan t_f pada titik T1 :

$$L_s = 41,8 \text{ meter}$$

$$V = \sqrt{2 \times g \times h} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 41,8} = 28,64 \text{ m/detik}$$

Sehingga nilai t_f saluran tersebut :

$$t_f = \frac{L}{V} = \frac{41,8}{28,64} = 1,46 \text{ detik} = 0,0243 \text{ menit}$$

Perhitungan nilai t_f selengkapnya dapat di lihat pada **Tabel 4.17** berikut :

Tabel 4.17 Nilai t_f pada Talang Vertikal.

No	Titik Kontrol	Ls (meter)	V m/detik	t _f	
				detik	menit
1	T1	41,8	28,64	1,46	0,0243
2	T2	41,8	28,64	1,46	0,0243
3	T3	41,8	28,64	1,46	0,0243
4	T4	41,8	28,64	1,46	0,0243
5	T5	41,8	28,64	1,46	0,0243
6	T6	41,8	28,64	1,46	0,0243
7	T7	41,8	28,64	1,46	0,0243
8	T8	41,8	28,64	1,46	0,0243
9	T9	41,8	28,64	1,46	0,0243
10	T10	41,8	28,64	1,46	0,0243
11	T11	41,8	28,64	1,46	0,0243
12	T12	41,8	28,64	1,46	0,0243
13	T13	41,8	28,64	1,46	0,0243
14	T14	41,8	28,64	1,46	0,0243

Sumber : *Hasil Perhitungan.*

4.6.2.3 Nilai t_c (Waktu Konsentrasi Aliran Air)

Waktu konsentrasi (t_c) pada talang vertikal didapat dari nilai penjumlahan antara t_0 diatap dengan t_f pada talang vertikal.

Tabel 4.18 Nilai tc pada Talang Vertikal

No	Titik Kontrol	t ₀	t _f	t _c
		(menit)	(menit)	(menit)
1	T1	4,30	0,0243	4,3233
2	T2	3,93	0,0243	3,9568
3	T3	3,94	0,0243	3,9625
4	T4	3,89	0,0243	3,9184
5	T5	4,83	0,0243	4,8506
6	T6	4,27	0,0243	4,2990
7	T7	4,83	0,0243	4,8506
8	T8	4,27	0,0243	4,2990
9	T9	4,83	0,0243	4,8506
10	T10	4,27	0,0243	4,2990
11	T11	4,08	0,0243	4,1046
12	T12	3,55	0,0243	3,5788
13	T13	4,90	0,0243	4,9211
14	T14	4,90	0,0243	4,9211

Sumber : Hasil Perhitungan

4.6.2.4 Perhitungan Dimensi Talang Vertikal

Talang vertikal direncanakan dipasang di setiap kolom bangunan. Apabila sisi atap berada pada sisi luar hotel maka talang vertikal bisa langsung disalurkan ke saluran. Jika tidak maka diperlukan talang horizontal untuk mengarahkan air limpasan dari atap ke sisi luar hotel sebelum di alirkan ke saluran. Agar perhitungan talang vertikal bisa berfungsi dengan baik, maka diperlukan perhitungan dimensi talang vertikal yang sesuai dengan debit limpasan air hujan di atap. Perhitungan dimensi talang vertikal dapat dilihat pada **Tabel 4.19**.

Contoh Perhitungan dimensi talang pada T1:

t_c maksimal = 4,30 menit = 0,072 jam

C = 0,95 (atap berbahan beton)

$$A = 8 \times 9 = 72 \text{ m}^2 = 0,000072 \text{ km}^2$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left(\frac{24}{t_c} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow R_{24} = 93,74 \text{ (R}_2 \text{ Log Pearson Tipe III)}$$

* dengan nilai t_c diambil yang terbesar

$$I = \frac{93,74}{24} \times \left(\frac{24}{0,072} \right)^{\frac{2}{3}} = 188,76 \text{ mm/jam}$$

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A$$

$$= 0,278 \times 0,95 \times 188,76 \times 0,000072$$

$$= 0,00359 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$v = \sqrt{2 \times g \times h} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 41,8} = 28,64 \text{ m/detik}$$

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0,00359}{28,64} = 0,000125 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{A}{0,25 \times \pi}} = \sqrt{\frac{0,000125}{0,25 \times 3,14}} = 0,0126 \text{ m}$$

Tabel 4.19 Perhitungan Diameter Talang

No	Titik Kontrol	tc maks (menit)	tc maks (jam)	C	A	A	I	Q	v	A	D
					(m ²)	(km ²)	mm ² /jam	(m ³ /detik)	m/det	m ²	m
1	T1	4,30	0,072	0,95	72,00	0,000072	188,76	0,00359	28,64	0,000125	0,0126
2	T2	3,93	0,066	0,95	48,00	0,000048	200,32	0,00254	28,64	0,000089	0,0106
3	T3	3,94	0,066	0,95	48,00	0,000048	200,12	0,00254	28,64	0,000089	0,0106
4	T4	3,89	0,065	0,95	43,20	0,0000432	201,63	0,00230	28,64	0,000080	0,0101
5	T5	4,83	0,080	0,95	60,00	0,00006	174,74	0,00277	28,64	0,000097	0,0111
6	T6	4,27	0,071	0,95	45,60	0,0000456	189,47	0,00228	28,64	0,000080	0,0101
7	T7	4,83	0,080	0,95	60,00	0,00006	174,74	0,00277	28,64	0,000097	0,0111
8	T8	4,27	0,071	0,95	45,60	0,0000456	189,47	0,00228	28,64	0,000080	0,0101
9	T9	4,83	0,080	0,95	60,00	0,00006	174,74	0,00277	28,64	0,000097	0,0111
10	T10	4,27	0,071	0,95	45,60	0,0000456	189,47	0,00228	28,64	0,000080	0,0101
11	T11	4,08	0,068	0,95	58,50	0,0000585	195,45	0,00302	28,64	0,000105	0,0116
12	T12	3,55	0,059	0,95	35,10	0,0000351	214,28	0,00199	28,64	0,000069	0,0094
13	T13	4,90	0,082	0,95	87,00	0,000087	173,06	0,00398	28,64	0,000139	0,0133
14	T14	4,90	0,082	0,95	87,00	0,000087	173,06	0,00398	28,64	0,000139	0,0133

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari **Tabel 4.19** diatas diketahui diameter yang diperlukan pipa untuk setiap pias atap. Diameter terbesar yang diperlukan untuk dimensi talang vertikal adalah 0,0133 m pada titik kontrol T13 dan T14. Sehingga diameter yang direncanakan adalah 0,10 m.

4.6.3 Perhitungan Waktu Konsentrasi Saluran Tepi Halaman

Saluran tepi halaman di bedakan menjadi 2 saluran. Perhitungan waktu konsentrasi ini dilakukan dengan membandingkan nilai-nilai t_0 yang berpengaruh pada titik yang ditinjau. Nilai yang dibandingkan adalah nilai t_0 talang, t_0 jalan/basement dan t_0 saluran.

Contoh perhitungan waktu konsentrasi pada saluran 1 di titik TH11-TH9 :

- Pada TH11 diketahui terdapat tiga t_0 .

$$t_0 \text{ halaman} = 1,44 \times \left(\frac{0,1 \times 6,86}{\sqrt{0,0004}} \right)^{0,467} = 7,5049 \text{ menit}$$

$$t_0 \text{ saluran} = 1,44 \times \left(\frac{0,1 \times 10,93}{\sqrt{0,0004}} \right)^{0,467} = 9,3286 \text{ menit}$$

$$t_0 \text{ talang} = 4,1046 \text{ menit}$$

Dari ketiga nilai t_0 yang berpengaruh di titik TH11-TH9 pada ruas H dipilih nilai t_0 yang maksimum untuk menjadi t_0 pakai yaitu t_0 saluran = 9,3286 menit. Sebelum mendapatkan waktu konsentrasi (t_c) dicari terlebih dahulu nilai t_f . Nilai V untuk perhitungan t_f diasumsikan 0.8 m/detik.

- $t_f = \frac{L_s}{V} = \frac{6.5}{0.8} = 8,125 \text{ detik}$
 $= 0.1354 \text{ menit}$
- $t_c = t_0 + t_f = 9,3286 \text{ menit} + 0,1354 \text{ menit}$
 $= 9,4640 \text{ menit.}$
 $= 0,1577 \text{ jam.}$

Perhitungan lebih lengkap nya dapt dilihat pada **Tabel 4.19** untuk saluran 1 dan **Tabel 4.20** untuk saluran 2.

Tabel 4.20 Nilai t_c pada Saluran 1.

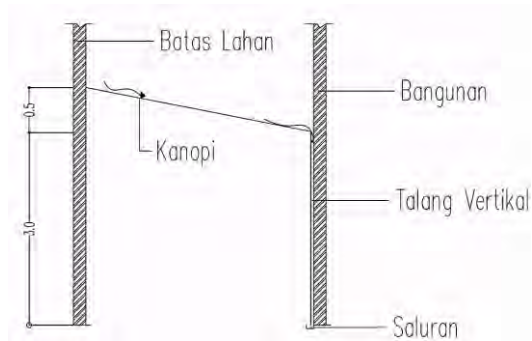
SALURAN 1								
Ruas	Titik Kontrol	t_0	t_0	t_0	t_0 pakai	t_f	t_c	t_c
		talang (menit)	halaman/basement (menit)	saluran (menit)	(menit)	(menit)	(menit)	(jam)
A	TH0-TH13	0	9,3286	0	9,3286	0	9,3286	0,1555
B	TH13-TH14	4,9211	8,4216	9,5161	9,51611	0,1875	9,7036	0,1617
C	TH14-TH15	4,9211	0,6798	9,5161	9,51611	0,2500	9,7661	0,1628
D	TH15-TH12	0	8,0635	9,7661	9,76611	0,1125	9,8786	0,1646
E	TH12-TH10	3,5788	8,0635	9,8786	9,8786	0,1354	10,0140	0,1669
F	TH10-TH8	4,2990	7,2016	10,0140	10,0140	0,1721	10,1861	0,1698

Sumber : Hasil Perhitungan.

Tabel 4.21 Nilai tc pada Saluran 2.

SALURAN 2								
Ruas	Titik Kontrol	t_0	t_0	t_0	t_0 pakai	t_f	t_c	t_c
		talang (menit)	halaman/basement (menit)	saluran (menit)	(menit)	(menit)	(menit)	(jam)
G	TH0-TH11	0	9,3286	0	9,3286		9,3286	0,1555
H	TH11-TH9	4,1046	7,5049	9,3286	9,3286	0,1354	9,4640	0,1577
I	TH9-TH7	4,8506	7,4226	9,4640	9,4640	0,16667	9,6307	0,1605
J	TH7-TH5	4,8506	7,3341	9,6307	9,6307	0,16667	9,7974	0,1633
K	TH5-TH1	4,8506	7,2443	9,7974	9,7974	0,16667	9,9640	0,1661
L	TH1-TH2	4,3233	8,9408	9,9640	9,9640	0,16667	10,1307	0,1688
M	TH2-TH3	3,9568	8,6117	10,1307	10,1307	0,18750	10,3182	0,1720
N	TH3-TH4	3,9625	0,7277	10,3182	10,3182	0,25000	10,5682	0,1761
O	TH4-TH6	3,9183	8,0635	10,5682	10,5682	0,11250	10,6807	0,1780
P	TH6-TH8	4,2990	7,1586	10,6807	10,6807	0,20333	10,8840	0,1814
Q	T KOLAM			10,8840	10,8840	0,05438	10,9384	0,1823

Sumber : Hasil Perhitungan.



Gambar 4.8 Aliran pada Basement.

Untuk titik Kontrol TH14-TH15 pada saluran 1 dan TH3-TH4 pada saluran 2 perbandingan nilai t_0 nya diambil dari t_0 atap, t_0 basement dan t_0 saluran. Air yang jatuh pada daerah basement direncanakan ditutup dengan menggunakan kanopi sehingga memiliki $nd = 0.01$ (*imperverious*). Contoh perhitungan TH14-TH15 pada saluran 1 :

- Nilai t_0 yang berpengaruh di titik TH14-TH15

$$t_0 \text{ talang} = 4,9211 \text{ menit}$$

$$t_0 \text{ saluran} = 9,5161 \text{ menit (tc pada TH13)}$$

$$t_0 = 1,44 \times \left(\frac{0,01 \times 5,5}{\sqrt{0,0785}} \right)^{0,467} = 0,6732 \text{ menit}$$

$$tf_{\text{talang vertikal}} = \frac{L_s}{V} = \frac{3}{\sqrt{2 \times 9,81 \times 3}} = 0,39 \text{ detik} = 0,0065 \text{ menit}$$

$$tc_{\text{basement}} = 0,6732 \text{ menit} + 0,0065 \text{ menit}$$

$$= 0,6798 \text{ menit (} t_0 \text{ basement)}$$

Dari ketiga nilai t_0 yang berpengaruh di titik TH14-TH15 pada ruas H dipilih nilai t_0 yang maksimum untuk menjadi t_0 pakai yaitu t_0 saluran = 9,3399 menit. Sebelum mendapatkan waktu konsentrasi (tc) dicari terlebih dahulu nilai tf.

- $tf = \frac{L_s}{V} = \frac{12}{0,8} = 15,00 \text{ detik} = 0,25 \text{ menit}$
- $tc = t_0 + tf = 9,5161 \text{ menit} + 0,25 \text{ menit}$
 $= 9,7661 \text{ menit}$
 $= 0.1628 \text{ jam}$

4.7 Perhitungan Debit Rencana

Hasil perhitungan waktu aliran pada permukaan lahan (t_0), waktu aliran air pada saluran (t_f), dan waktu aliran air pada titik yang ditinjau (t_c) yang disebut juga sebagai waktu konsentrasi di suatu titik kontrol. Selanjutnya dapat dihitung besarnya debit di titik tersebut.

4.7.1 Perhitungan Koefisien Gabungan

Koefiesn pengaliran (C) adalah perkiraan limpasan air hujan yang melimpas dari suatu kawasan. Setiap permukaan lahan memiliki nilai koefisien yang berbeda. Dalam suatu sistem drainase biasanya daerah pengaliran suatu aliran saluran terdiri lahan yang berbeda-beda sehingga perlu dilakukan perhitungan untuk C gabungan. Ada 3 koefisien berbeda dalam perhitungan C gabungan yaitu jalan, taman dan atap.

$$C_{\text{gabungan}} = \frac{\sum C \times A}{\sum A}$$

Contoh perhitungan nilai C_{gabungan}

Untuk ruas E :

$$A_{\text{atap}} = 56,7 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{jalan}} = 64 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{taman}} = 2,7 \text{ m}^2$$

$$C_{\text{atap (beton)}} = 1$$

$$C_{\text{jalan}} = 0,95 \text{ (Tabel 2.12)}$$

$$C_{\text{taman}} = 0,35$$

$$C_{\text{gabungan}} = \frac{(56,7 \times 1) + (64 \times 0,95) + (2,7 \times 0,35)}{56,7 + 64 + 2,7}$$

$$= 0,959$$

Tabel 4.22 Perhitungan Nilai Koefisien Gabungan ($C_{gabungan}$).

Ruas	Titik Kontrol	Atap		Jalan		Taman		Atotal	A	$C_{gabungan}$
		C	A	C	A	C	A			
			m^2		m^2		m^2	m^2	m^2	
SALURAN 1										
A	TH0-TH13	1	0	0,95	62,85	0	0	62,85	0,000063	0,950
B	TH13-TH14	1	87	0,95	62,85	0,35	24	173,852	0,000174	0,892
C	TH14-TH15	1	174	0,95	98,82	0,35	34,8	307,62	0,000308	0,910
D	TH15-TH12	1	174	0,95	169,26	0,35	51,8	395,06	0,000395	0,893
E	TH12-TH10	1	230,7	0,95	233,26	0,35	54,5	518,46	0,000518	0,909
F	TH10-TH8	1	297,9	0,95	297,26	0,35	54,5	649,66	0,000650	0,923
SALURAN 2										
G	TH0-TH11	1	0	0,95	121,6	0,35	0	121,6	0,000122	0,950
H	TH11-TH9	1	94,5	0,95	176,48	0,35	0	270,98	0,000271	0,967
I	TH9-TH7	1	190,5	0,95	230,08	0,35	0	420,58	0,000421	0,973
J	TH7-TH5	1	310,5	0,95	282,32	0,35	0	592,82	0,000593	0,976
K	TH5-TH1	1	370,5	0,95	342,36	0,35	0	712,86	0,000713	0,976

Lanjutan Tabel 4.22

Ruas	Titik Kontrol	Atap		Jalan		Taman		Atotal m ²	A km ²	Cgabungan
		C	A	C	A	C	A			
			m ²		m ²		m ²	m ²		
L	TH1-TH2	1	442,5	0,95	475,6384	0,35	0	918,1384	0,000918	0,974
M	TH2-TH3	1	490,5	0,95	475,6384	0,35	11,16	977,2984	0,000977	0,968
N	TH3-TH4	1	538,5	0,95	586,48	0,35	16,182	1141,1584	0,001141	0,965
O	TH4-TH6	1	581,7	0,95	712,71	0,35	38,757	1333,16	0,001333	0,954
P	TH6-TH8	1	627,3	0,95	1009,97	0,35	38,757	1676,0224	0,001676	0,955
Q	T KOLAM	1	1016,4	0,95	1307,23	0,35	93,257	2416,88	0,002417	0,948

Sumber : Hasil Perhitungan.

4.7.2 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana dihitung dengan menggunakan rumus rasional. Debit banjir rencana yang direncanakan adalah debit banjir dua tahunan. Rumus yang digunakan untuk menghitung debit rencana adalah rumus Rasional sedangkan untuk menghitung rumus intensitas hujan rencana, dihitung dengan menggunakan rumus Mononobe.

Rumus Rasional :

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A$$

Rumus Mononobe :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left(\frac{24}{t_c} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Contoh perhitungan debit banjir rencana pada titik kontrol TH12-TH10 (ruas E).

$$C = 0,909$$

$$R_{24} = 93,74 \text{ mm (Tabel 4.6)}$$

$$t_c = 10,0140 \text{ menit} = 0,1669 \text{ jam}$$

$$I = \frac{93,74}{24} \times \left(\frac{24}{0,1669} \right)^{\frac{2}{3}} = 107,2095 \text{ mm/jam}$$

$$Q = \frac{1}{3,6} \times 0,909 \times 107,2095 \times 0,000518 = 0,0140 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan selengkapnya ditampilkan pada **Tabel 4.22**.

Tabel 4.23 Perhitungan Debit Hidrologi Rencana.

No	Ruas	Titik Kontrol	A	C _{gabungan}	tc	tc	I	Q
			km ²		(menit)	(jam)	mm/jam	m ³ /detik
SALURAN 1								
1	A	TH0-TH13	0,000063	0,950	9,3286	0,1555	112,3986	0,0019
2	B	TH13-TH14	0,000174	0,892	9,7036	0,1617	109,4839	0,0047
3	C	TH14-TH15	0,000308	0,910	9,7661	0,1628	109,0162	0,0085
4	D	TH15-TH12	0,000395	0,893	9,8786	0,1646	108,1870	0,0106
5	E	TH12-TH10	0,000518	0,909	10,0140	0,1669	107,2095	0,0140
6	F	TH10-TH8	0,000650	0,923	10,1861	0,1698	105,9986	0,0177
SALURAN 2								
1	G	TH0-TH11	0,000122	0,950	9,3286	0,1555	112,3986	0,0036
2	H	TH11-TH9	0,000271	0,967	9,4640	0,1577	111,3239	0,0081
3	I	TH9-TH7	0,000421	0,973	9,6307	0,1605	110,0358	0,0125
4	J	TH7-TH5	0,000593	0,976	9,7974	0,1633	108,7843	0,0175
5	K	TH5-TH1	0,000713	0,976	9,9640	0,1661	107,5678	0,0208

Lanjutan Tabel 4.23

No.	Ruas	Titik Kontrol	A	C _{gabungan}	tc	tc	I	Q
			km ²		(menit)	(jam)	mm/jam	m ³ /detik
6	L	TH1-TH2	0,000918	0,974	10,1307	0,1688	106,3848	0,0265
7	M	TH2-TH3	0,000977	0,968	10,3182	0,1720	105,0920	0,0276
8	N	TH3-TH4	0,001141	0,965	10,5682	0,1761	103,4281	0,0317
9	O	TH4-TH6	0,001333	0,954	10,6807	0,1780	102,7005	0,0363
10	P	TH6-TH8	0,001676	0,955	10,8840	0,1814	101,4174	0,0451
11	Q	T KOLAM	0,002417	0,948	10,9384	0,1823	101,0810	0,0644

Sumber : Hasil Perhitungan.

Debit total yang terjadi saat hotel di bangun adalah debit yang terjadi pada titik kontrol T_{kolam} .

$$\begin{aligned} Q_{total} &= Q_{kolam} \\ &= 0,0644 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

4.8 Perhitungan Dimensi Saluran

Dimensi saluran dihitung dengan menggunakan rumus Manning. Dimensi yang dipakai dengan lebar dasar saluran ditentukan 0.5 m, sedangkan nilai h dicoba-coba agar didapat nilai $\pm Q_{hidrolika} = Q_{hidrologi}$.

Contoh perhitungan dimensi saluran pada ruas E :

$$\begin{aligned} Q_{hidrologi} &= 0,0140 \text{ m}^3/\text{detik} \\ \text{Panjang saluran (L)} &= 9,22 \text{ m} \\ \text{Kekasaran saluran (n)} &= 0,017 \text{ (Tabel 2.12 saluran terbuat dari beton)} \\ \text{Kemiringan saluran (S)} &= 0,0005 \\ B_{saluran} &= 0,5 \text{ m (ditentukan)} \\ h_{saluran} &= 0,116 \text{ m (coba-coba)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (A)} &= B \times h \\ &= 0,5 \text{ m} \times 0,116 \text{ m} = 0,058 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Penampang basah (P)} &= B + (2 \times h) \\ &= 0,5 \text{ m} + (2 \times 0,116 \text{ m}) = 0,732 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Jari-jari hidrolis (R)} = \frac{A}{P} = \frac{0,058}{0,732} = 0,0792 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan (v)} &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,017} \times 0,0792^{2/3} \times 0,0005^{1/2} \\ &= 0,2427 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{hidrolika} &= v \times A \\ &= 0,2427 \times 0,058 = 0,0140 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{hidrologi} &= Q_{hidrolika} \\ 0,0140 \text{ m}^3/\text{det} &= 0,0140 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Perhitungan dimensi saluran selengkapnya ditulis pada **Tabel 4.23**. Pada tabel ini ditampilkan perbandingan perhitungan hidrolika dan hidrologi yang bertujuan untuk mengetahui estimasi waktu konsentrasi aliran pada setiap titik kontrol yang ditinjau. Nantinya saluran dalam kawasan dibuat dengan menggunakan U *ditch* karena mempertimbangkan aspek pemeliharaan, sedimen, dan sampah.

Tabel 4.24 Perhitungan $Q_{\text{hidrolika}} = Q_{\text{hidrologi}}$

SALURAN 1													
Ruas	Titik Kontrol	h	B	n	Irencana (S)	A	P	R	V Hidrolika		Q hidrolika	Q hidrologi	ΔQ
		m	m			m ²	m	m	m/det	m/jam	m ³ /detik	m ³ /detik	
A	TH0-TH13	0,031	0,5	0,017	0,0005	0,0155	0,562	0.0276	0.1201	0,0000334	0,0019	0,0019	0,0000
B	TH13-TH14	0,056	0,5	0,017	0,0005	0,028	0.612	0.0458	0.1683	0,0000467	0,0047	0,0047	0,0000
C	TH14-TH15	0,083	0,5	0,017	0,0005	0,0415	0,666	0.0623	0.2067	0,0000574	0,0086	0,0085	0,0000
D	TH15-TH12	0,096	0,5	0,017	0,0005	0,048	0,692	0.0694	0.2221	0,0000617	0,0107	0,0106	0,0001
E	TH12-TH10	0,116	0,5	0,017	0,0005	0,058	0,732	0.0792	0.2427	0,0000674	0,0140	0,0140	0,0000
F	TH10-TH8	0,136	0,5	0,017	0,0005	0,068	0,772	0.0881	0.2604	0,0000723	0,0177	0,0177	0,0000
SALURAN 2													
Ruas	Titik Kontrol	h	B	n	Irencana (S)	A	P	R	V Hidrolika		Q hidrolika	Q hidrologi	ΔQ
		m	m			m ²	m	m	m/det	m/jam	m ³ /detik	m ³ /detik	
G	TH0-TH11	0,048	0,5	0,017	0,0005	0,024	0,596	0,0403	0,1545	0,0000429	0,0037	0,0036	0,0001
H	TH11-TH9	0,08	0,5	0,017	0,0005	0,04	0,66	0,0606	0,2029	0,0000564	0,0081	0,0081	0,0000
I	TH9-TH7	0,108	0,5	0,017	0,0005	0,054	0,716	0,0754	0,2348	0,0000652	0,0127	0,0125	0,0002
J	TH7-TH5	0,136	0,5	0,017	0,0005	0,068	0,772	0,0881	0,2604	0,0000723	0,0177	0,0175	0,0002

Lanjutan Tabel 4.24

K	TH5-TH1	0,153	0,5	0,017	0,0005	0,0765	0,806	0,0949	0,2737	0,0000760	0,0209	0,0208	0,0001
L	TH1-TH2	0,181	0,5	0,017	0,0005	0,0905	0,862	0,1050	0,2927	0,0000813	0,0265	0,0265	0,0000
M	TH2-TH3	0,187	0,5	0,017	0,0005	0,0935	0,874	0,1070	0,2964	0,0000823	0,0277	0,0276	0,0001
N	TH3-TH4	0,206	0,5	0,017	0,0005	0,103	0,912	0,1129	0,3073	0,0000854	0,0317	0,0317	0,0000
O	TH4-TH6	0,228	0,5	0,017	0,0005	0,114	0,956	0,1192	0,3187	0,0000885	0,0363	0,0363	0,0000
P	TH6-TH8	0,268	0,5	0,017	0,0005	0,134	1,036	0,1293	0,3364	0,0000934	0,0451	0,0451	0,0000
Q	T KOLAM	0,353	0,5	0,017	0,0005	0,1765	1,206	0,1464	0,3653	0,0001015	0,0645	0,0644	0,0001

Sumber : Hasil Perhitungan.

Nantinya saluran akan dibuat menggunakan precast berbentuk U-ditch. Ukuran yang digunakan ialah 500 mm × 500 mm × 1000 mm, ukuran ini ditentukan berdasarkan ukuran maksimum pada perhitungan dimensi saluran pada tabel di atas. Ukuran tersebut juga digunakan dengan memperhitungkan estimasi aspek pemeliharaan, sampah dan sedimen. (Sumber : <http://www.calvaryabadi.com/products.php?ID=1&CID=1&action=det>)

4.9 Perhitungan Debit Banjir Rencana Sebelum Pembangunan Hotel Swissbel Bintoro

Perhitungan debit rencana untuk saluran rencana disekitar kawasan dilakukan dengan 2 kondisi yaitu debit banjir sebelum dibangun (eksisting) dan debit banjir setelah dibangun Swissbel Hotel. Kedua debit tersebut dibedakan menurut koefisien pengaliran yang sangat dipengaruhi oleh tata guna lahan eksisting dan rencana.



Gambar 4.9 Foto Udara Kondisi Eksisting Lokasi Studi.

Sumber : *Google Earth 2014*.

Tataguna lahan eksisting di daerah yang akan dibangun Swissbel Hotel adalah dulunya berupa Supermarket Sinar yang terbakar pada tahun 2010, sedangkan tataguna lahan rencana adalah berupa bangunan Hotel. Oleh karena perubahan fungsi lahan yang terjadi berbeda, maka koefisien pengalirannyapun juga berbeda yaitu 0,17 (**Tabel 2.12** tanah berat).

Pada perhitungan debit banjir rencana sebelum pembangunan Hotel, perhitungan waktu konsentrasi hanya menggunakan waktu t_0 (waktu pengaliran pada lahan). Berikut perhitungan debit sebelum pembangunan hotel :

$$C = 0,17 \text{ (Tabel 2.12)}$$

$$R_{24} = 93,74 \text{ mm (Tabel 4.6 } R_2 \text{ tahun)}$$

$$A = 2417 \text{ m}^2 = 0,002417 \text{ km}^2$$

Kuning = Saluran tidak berpengaruh

Berdasarkan data yang diperoleh dan melihat dari fluktuasi (perbedaan tinggi muka air) yang terjadi di saluran sekunder dan tersier tidak terlalu jauh, pengecekan muka air luar kawasan hanya sampai saluran tersier saja yaitu Saluran Raya Darmo. Analisa muka air luar kawasan ini dilakukan dari hilir (di ujung saluran Raya Darmo) sampai ke bagian hulu (saluran depan hotel Swissbel Bintoro) dengan metode tahapan langsung atau *direct step*. Saluran ini merupakan saluran tersier yang berpenampang persegi dengan dimensi 1,2 m × 1 m.

$$Q = 0,6716 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$n = 0,017 \text{ (saluran)}$$

$$S_0 = 0,00075$$

$$L_s = 342 \text{ m}$$

Luas penampang (A)

$$= b \times h$$

$$= 1 \times 0 = 0 \text{ m}^2$$

Penampang basah saluran (P)

$$= h + (2 \times b)$$

$$= 0 + (2 \times 1) = 2 \text{ m}$$

Jari-jari hidrolis penampang saluran (R) = A/P

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

$$T = b$$

$$= 1 \text{ m}$$

Perhitungan kedalaman normal (h_n)

Rumus Manning :

$$Q = V \times A \rightarrow Q = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \times A$$

$$\frac{Q \times n}{S^{1/2}} = A \times R^{2/3} \Rightarrow \frac{Q \times n}{S^{1/2}} = A \times R^{2/3}$$

$$\frac{Q \times n}{S^{\frac{1}{2}}} = \frac{0,6716 \times 0,017}{0,00075^{\frac{1}{2}}} = 0,417$$

Tabel 4.25 Perhitungan h_n dengan Cara Coba-coba.

h_n	A	P	R	$AR^{\frac{2}{3}}$
0	0	2	0,000	0,000
1	1	3	0,333	0,111
1,1	1,1	3,1	0,355	0,143
1,2	1,2	3,2	0,375	0,180
1,3	1,3	3,3	0,394	0,222
1,4	1,4	3,4	0,412	0,269
1,66	1,66	3,66	0,454	0,417

Sumber : Hasil Perhitungan.

Tabel 4.26 Perhitungan h_c dengan Cara Coba-coba.

h_c	A	T	$\frac{Q^2}{g}$	$\frac{A^3}{T}$	Delta
0	0	1	0,4603	0,0000	0,46
0,6	0,6	1	0,4603	0,2160	0,24
0,65	0,65	1	0,4603	0,2746	0,19
0,67	0,67	1	0,4603	0,3008	0,16
0,7	0,7	1	0,4603	0,3430	0,12
0,75	0,75	1	0,4603	0,4219	0,04
0,77	0,770	1	0,4603	0,4565	0,00

Sumber : Hasil Perhitungan.

Dari **Tabel 4.25** dan **Tabel 4.26** didapatkan nilai $h_c = 0,77$ dan nilai $h_n = 1,66$. Sehingga $h (1 \text{ m}) < h_n (1,66 \text{ m}) > h_c (0,77)$, profil M2.

Kondisi M2 ($h < h_n$) → Tidak terjadi backwater

Perhitungan dengan h full bank capacity saluran Raya Darmo (hilir) sebesar 1 m. Contoh perhitungan *direct step* pada $h = 0,99$ adalah :

$$A = b \times h = 1 \times 0,99 = 0,99 \text{ m}^2$$

$$P = h + (2 \times b) = 0,99 + (2 \times 1) = 2,99 \text{ m}$$

$$R = A/P = 0,99/2,99 = 0,3311 \text{ m}$$

$$R^{4/3} = 0,3311^{4/3} = 0,2291 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,6716}{0,99} = 0,67838 \text{ m/detik}$$

$$\frac{V^2}{2 \times g} = \frac{0,67838^2}{2 \times 9,81} = 0,0235 \text{ m}$$

$$E = \frac{V^2}{2 \times g} + h = 0,0235 + 1 = 1,0235 \text{ m}$$

$$dE = E_{i-1} - E_i = 0,00476$$

$$Se = \frac{V^2 \times n^2}{R^{4/3}} = \frac{0,67838^2 \times 0,017^2}{0,2291} = 0,0006$$

$$Sert = \frac{Se_1 + Se_2}{2} = \frac{0,0006 + 0,0006}{2} = 0,00058$$

$$dX = \frac{dE}{(S_0 + Sert)} = \frac{0,00476}{(0,00075 - 0,00058)} = 27,452$$

$$\Sigma dX = 53,7$$

Dari perhitungan analisa muka air saluran luar kawasan Saluran Raya Darmo – Saluran Bintoro (saluran penampang persegi). Berikut ini adalah perhitungan selengkapnya :

Tabel 4.27 Perhitungan Profil Air Balik.

h	A	P	R	R^{4/3}	V	$\frac{V^2}{2 \times g}$	E	dE	Se	Sert	dX	Σ dX	El. Dasar saluran	El. Muka air
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m/dt)	(m)	(m)	(m)			(m)			
1	1	3	0,3333	0,2311	0,6716	0,0230	1,0230		0,0006			0	4,0131	5,0131
								0,0048		0,0006	26,217			
0,995	0,995	2,995	0,3322	0,2301	0,6750	0,0232	1,0182		0,0006			26,2	4,0327	5,0277
								0,0048		0,0006	27,452			
0,99	0,99	2,99	0,3311	0,2291	0,6784	0,0235	1,0135		0,0006			53,7	4,0533	5,0433
								0,0048		0,0006	28,840			
0,985	0,985	2,985	0,3300	0,2280	0,6818	0,0237	1,0087		0,0006			82,5	4,0749	5,0599
								0,0048		0,0006	30,412			
0,98	0,98	2,98	0,3289	0,2270	0,6853	0,0239	1,0039		0,0006			113	4,0977	5,0777
								0,0010		0,0006	6,291			
0,979	0,979	2,979	0,3286	0,2268	0,6860	0,0240	1,0030		0,0006			119	4,1025	5,0815
								0,0086		0,0006	60.161			
0,97	0,97	2,97	0,3266	0,2249	0,6924	0,0244	0,9944		0,0006			179	4,1476	5,1176

Lanjutan Tabel 4.27

h	A	P	R	$R^{4/3}$	V	$\frac{V^2}{2 \times g}$	E	dE	Se	Sert	dX	Σ dX	El. Dasar saluran	El. Muka air
								0,0047		0,0006	36,682			
0,965	0,965	2,965	0,3255	0,2239	0,6960	0,0247	0,9897		0,0006			216	4,1751	5,1401
								0,0004		0,0006	3,052			
0,9646	0,9646	2,9646	0,3254	0,2238	0,6962	0,0247	0,9893		0,0006			219	4,1774	5,1420
								0,0047		0,0006	39,520			
0,96	0,96	2,96	0,3243	0,2228	0,6996	0,0249	0,9849		0,0006			256	4,2047	5,1647
								0,0047		0,0006	42,917			
0,955	0,955	2,955	0,3232	0,2218	0,7032	0,0252	0,9802		0,0006			298	4,2369	5,1919
								0,0009		0,0006	9,057			
0,954	0,954	2,954	0,3230	0,2216	0,7040	0,0253	0,9793		0,0006			308	4,2437	5,1977
								0,0009		0,0006	9,229			
0,953	0,953	2,953	0,3227	0,2214	0,7047	0,0253	0,9783		0,0006			317	4,2506	5,2036
								0,0009		0,0006	9,408			
0,952	0,952	2,952	0,3225	0,2212	0,7055	0,0254	0,9774		0,0007			326	4,2577	5,2097

Lanjutan Tabel 4.27

h	A	P	R	$R^{4/3}$	V	$\frac{V^2}{2 \times g}$	E	dE	Se	Sert	dX	Σ dX	El. Dasar saluran	El. Muka air
								0,0009		0,0007	9,596			
0,951	0,951	2,951	0,3223	0,2209	0,7062	0,0254	0,9764		0,0007			336	4,2649	5,2159
								0,0006		0,0007	5,851			
0,9504	0,9504	2,9504	0,3221	0,2208	0,7066	0,0255	0,9759		0,0007			342	4,2693	5,2197

Sumber : Hasil Perhitungan.

Dari perhitungan **Tabel 4.27** didapat pengukuran muka air di bagian hilir pada elevasi +5,0131 dengan elevasi dasar saluran +4,0131. Dan juga didapatkan pula elevasi muka air hilir pada +5,2197 dengan elevasi dasar saluran pada +4,2693.

4.11 Perencanaan Kolam Tampungan

Tataguna lahan eksisting dan rencana mengalami perubahan debit yang terjadi setelah pembangunan hotel, sehingga perlu dibuat kolam tampungan untuk menampung kelebihan debit yang terjadi akibat pembangunan dan untuk mengatur keluarnya air dari dalam kawasan ke saluran kota agar tidak terlalu membebani saluran kota.

Dimensi kolam tampungan yang akan direncanakan diambil dari ketersediaan lahan di area studi ini. Dimensi yang direncanakan adalah $25\text{ m} \times 3\text{ m} \times 2\text{ m}$. Hidrograf aliran kolam tampungan direncanakan akan menahan hujan sampai memenuhi kolam tampungan. Hasil perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 4.28**.

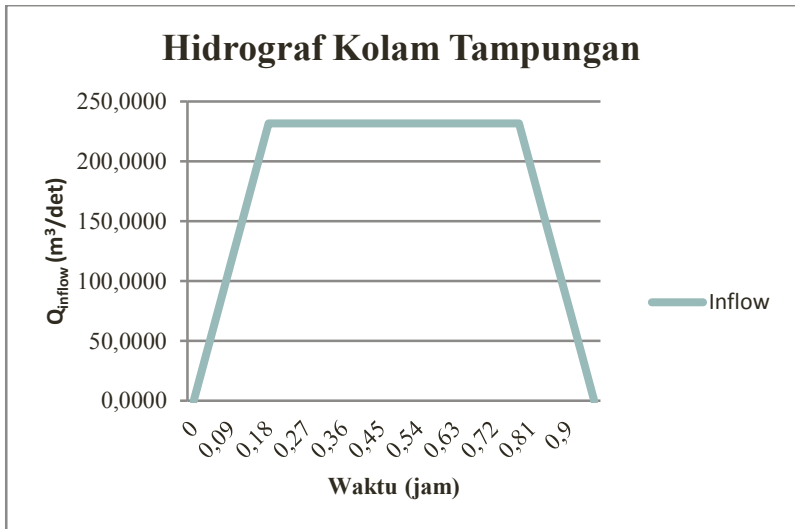
Tabel 4.28 Kolam Tampungan.

No.	tc	Qinflow		V	Vkomulatif	Kedalaman
	(jam)	m ³ /detik	m ³ /jam	m ³	m ³	m
1	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00
2	0,03	0,0107	38,6254	0,0002	0,0000	0,00
3	0,06	0,0215	77,2507	0,0006	0,0006	0,00
4	0,09	0,0322	115,8761	2,8969	2,8975	0,04
5	0,12	0,0429	154,5015	4,0557	6,9532	0,09
6	0,15	0,0536	193,1269	5,2144	12,1676	0,16
7	0,18	0,0644	231,7522	6,3732	18,5408	0,25
8	0,21	0,0644	231,7522	6,9526	25,4934	0,34
9	0,24	0,0644	231,7522	6,9526	32,4460	0,43
10	0,27	0,0644	231,7522	6,9526	39,3985	0,53

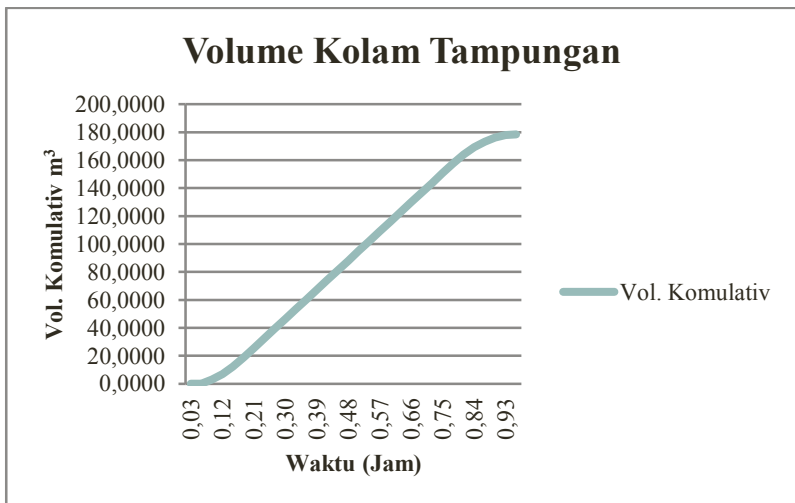
Lanjutan Tabel 4.28

No.	tc	Qinflow		V	Vkumulatif	Kedalaman
	(jam)	m ³ /detik	m ³ /jam	m ³	m ³	m
11	0,30	0,0644	231,7522	6,9526	46,3511	0,62
12	0,33	0,0644	231,7522	6,9526	53,3037	0,71
13	0,36	0,0644	231,7522	6,9526	60,2562	0,80
14	0,39	0,0644	231,7522	6,9526	67,2088	0,90
15	0,42	0,0644	231,7522	6,9526	74,1614	0,99
16	0,45	0,0644	231,7522	6,9526	81,1139	1,08
17	0,48	0,0644	231,7522	6,9526	88,0665	1,17
18	0,51	0,0644	231,7522	6,9526	95,0191	1,27
19	0,54	0,0644	231,7522	6,9526	101,9716	1,36
20	0,57	0,0644	231,7522	6,9526	108,9242	1,45
21	0,60	0,0644	231,7522	6,9526	115,8768	1,55
22	0,63	0,0644	231,7522	6,9526	122,8293	1,64
23	0,66	0,0644	231,7522	6,9526	129,7819	1,73
24	0,69	0,0644	231,7522	6,9526	136,7345	1,82
25	0,72	0,0644	231,7522	6,9526	143,6870	1,92
26	0,75	0,0644	231,7522	6,9526	150,6396	2,01
27	0,78	0,0644	231,7522	6,9526	157,5922	2,10
28	0,81	0,0536	193,1269	6,3732	163,9653	2,19
29	0,84	0,0429	154,5015	5,2144	169,1798	2,26
30	0,87	0,0322	115,8761	4,0557	173,2354	2,31
31	0,90	0,0215	77,2507	2,8969	176,1323	2,35
32	0,93	0,0107	38,6254	1,7381	177,8705	2,37
33	0,96	0,0000	0,0000	0,5794	178,4499	2,38

Sumber : *Hasil Perhitungan.*



Gambar 4.11 Hidrograf Kolam Tampung



Gambar 4.12 Volume Kolam Tampung

Berdasarkan **Gambar 4.11**, didapatkan debit *inflow* maksimum sebesar $0,0644 \text{ m}^3/\text{detik}$. Berdasarkan **Gambar 4.12** diperoleh volume komulatif kolam tampungan sebesar $178,4499 \text{ m}^3$.

4.11.1 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Penelusuran banjir (*flood routing*) merupakan perkiraan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain. Metode ini dibagi menjadi dua bagian, yaitu model telusuran waduk (*reservoir routing*) dan *channel routing*.

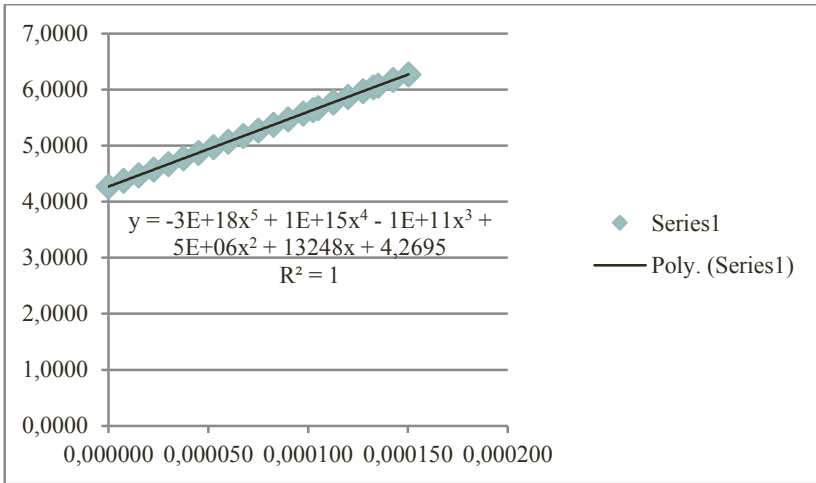
Tugas akhir ini menggunakan model telusuran waduk (*reservoir routing*) untuk mengetahui debit *outflow* maksimum yang keluar dari kolam tampungan. Kolam tampungan Hotel Swissbel Bintoro Surabaya direncanakan menggunakan pintu air yang berfungsi sebagai pelimpah.

Kolam tampungan yang direncanakan mempunyai dasar kolam pada elevasi $+4,2693$. Kolam tampungan ini memiliki dimensi ukuran $25 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2 \text{ m}$. *Flood routing* ini akan dilakukan pada elevasi dasar kolam tampungan (el. $+4,2693$) sampai batas atas kolam (el. $+6,2693$). Berikut ini adalah hasil perhitungan tampungan dan *outflow* :

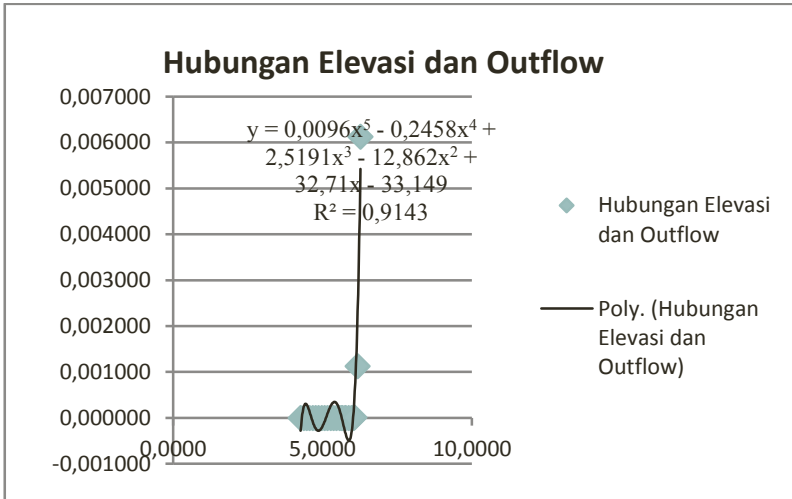
Tabel 4.29 Hubungan Elevasi, *Storage* dan *Outflow*.

Elevasi	Storage	Outflow	$S+((dt.Q)/2)$	$S-((dt.Q)/2)$
Muka Air	(10^6 m^3)	(m^3/det)	(10^6 m^3)	(10^6 m^3)
4,2693	0,000000	0,00	0,000000	0,000000
4,3693	0,000007	0,00	0,000007	0,000000
4,4693	0,000015	0,00	0,000015	0,000000
4,5693	0,000022	0,00	0,000022	0,000000
4,6693	0,000030	0,00	0,000030	0,000000
4,7693	0,000037	0,00	0,000037	0,000000
4,8693	0,000045	0,00	0,000045	0,000000
4,9693	0,000052	0,00	0,000052	0,000000
5,0693	0,000060	0,00	0,000060	0,000000
5,1693	0,000067	0,00	0,000067	0,000000
5,2693	0,000075	0,00	0,000075	0,000000
5,3693	0,000082	0,00	0,000082	0,000000
5,4693	0,000090	0,00	0,000090	0,000000
5,5693	0,000097	0,00	0,000097	0,000000
5,6693	0,000105	0,00	0,000105	0,000000
5,7693	0,000113	0,00	0,000113	0,000000
5,6350	0,000102	0,00	0,000102	0,000000
5,7693	0,000113	0,00	0,000113	0,000000
5,8693	0,000120	0,00	0,000120	0,000000
5,9693	0,000128	0,00	0,000128	0,000000
6,0370	0,000133	0,00000	0,000133	0,000000
6,0693	0,000135	0,00002	0,000135	0,000017
6.1693	0.000142	0,00138	0,000143	0.001145
6.2693	0.000150	0,00747	0,000150	0.006197

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.13 Hubungan Antara $S+Q.dt/2$ dan Elevasi.



Gambar 4.14 Hubungan Antara Elevasi dan *Outflow*.

Tabel 4.30 Model Telusuran Waduk (*Reservoir routing*).

Time (h)	Inflow, I (m ³ /s)	Iave (m ³ /s)	Iave.dt (10 ⁶ m ³)	S-Q.dt/2	S+Q.dt/2	Elevation (m)	Outflow, Q (m ³ /s)
0	0,00000				0,000000	4,2693	0,00000
		0,0054	0,0000005	0,00	0,000000		
0,03	0,0107					4,2757	0,00000
		0,0161	0,0000014	0,00000048	0,000002		
0,06	0,0215					4,2951	0,00000
		0,0268	0,0000024	0,00000193	0,000004		
0,09	0,0322					4,3272	0,00000
		0,0376	0,0000034	0,0000043	0,000008		
0,12	0,0429					4,3723	0,00000
		0,0483	0,0000043	0,0000077	0,000012		
0,15	0,0536					4,4302	0,00000
		0,0590	0,0000053	0,0000121	0000017		
0,18	0,0644					4,5011	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000174	0,000023		
0,21	0,0644					4,5783	0,00000

Lanjutan Tabel 4.30

Time (h)	Inflow, I (m ³ /s)	Iave (m ³ /s)	Iave.dt (10 ⁶ m ³)	S-Q.dt/2	S+Q.dt/2	Elevation (m)	Outflow, Q (m ³ /s)
		0,0644	0,0000058	0,0000232	0,000029		
0,24	0,0644					4,6556	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000290	0,000035		
0,27	0,0644					4,7328	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000348	0,000041		
0,3	0,0644					4,8101	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000406	0,000046		
0,33	0,0644					4,8873	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000464	0,000052		
0,36	0,0644					4,9646	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000521	0,000058		
0,39	0,0644					5,0418	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000579	0,000064		
0,42	0,0644					5,1191	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000637	0,000070		

Lanjutan Tabel 4.30

Time (h)	Inflow, I (m ³ /s)	Iave (m ³ /s)	Iave.dt (10 ⁶ m ³)	S-Q.dt/2	S+Q.dt/2	Elevation (m)	Outflow, Q (m ³ /s)
0,45	0,0644					5,1963	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000695	0,000075		
0,48	0,0644					5,2736	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000753	0,000081		
0,51	0,0644					5,3508	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000811	0,000087		
0,54	0,0644					5,4281	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000869	0,000093		
0,57	0,0644					5,5053	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000927	0,000098		
0,6	0,0644					5,5826	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0000985	0,000104		
0,63	0,0644					5,6598	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0001043	0,000110		
0,66	0,0644					5,7371	0,00000

Lanjutan Tabel 4.30

Time (h)	Inflow, I (m ³ /s)	Iave (m ³ /s)	Iave.dt (10 ⁶ m ³)	S-Q.dt/2	S+Q.dt/2	Elevation (m)	Outflow, Q (m ³ /s)
		0,0644	0,0000058	0,0001101	0,000116		
0,69	0,0644					5,8143	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0001159	0,000122		
0,72	0,0644					5,8916	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0001217	0,000127		
0,75	0,0644					5,9688	0,00000
		0,0644	0,0000058	0,0001275	0,000133		
0,78	0,0644					6,0461	0,00001
		0,0590	0,0000053	0,0001333	0,000139		
0,81	0,0536					6,1165	0,00066
		0,0483	0,0000043	0,0001385	0,000143		
0,84	0,0429					6,1730	0,00161
		0,0376	0,0000034	0,0001427	0,000146		
0,87	0,0322					6,2145	0,00414
		0,0268	0,0000024	0,0001457	0,000148		

Lanjutan Tabel 4.30

Time (h)	Inflow, I (m ³ /s)	Iave (m ³ /s)	Iave.dt (10 ⁶ m ³)	S-Q.dt/2	S+Q.dt/2	Elevation (m)	Outflow, Q (m ³ /s)
0,9	0,0215					6,2407	0,00573
		0,0161	0,0000014	0,0001476	0,000149		
0,93	0,0107					6,2527	0,00646
		0,0054	0,0000005	0,0001485	0,000149		
0,96	0,0000					6,2514	0,00639
		0	0	0,0001484	0,000148		
0,99	0					6,2441	0,00594
		0	0	0,0001479	0,000148		
1,02	0					6,2372	0,00552
		0	0	0,0001474	0,000147		
1,05	0					6,2308	0,00513
		0	0	0,0001469	0,000147		
1,08	0					6,2249	0,00477
		0	0	0,0001465	0,000146		
1,11	0					6,2194	0,00443

Lanjutan Tabel 4.30

Time (h)	Inflow, I (m ³ /s)	Iave (m ³ /s)	Iave.dt (10 ⁶ m ³)	S-Q.dt/2	S+Q.dt/2	Elevation (m)	Outflow, Q (m ³ /s)
		0	0	0,0001461	0,000146		
1,14	0					6,2143	0,00412
		0	0	0,0001457	0,000146		
1,17	0					6,2095	0,00383
		0	0	0,0001454	0,000145		
1,2	0					6,2051	0,00356
		0	0	0,0001450	0,000145		
1,23	0					6,2010	0,00331
		0	0	0,0001447	0,000145		
1,26	0					6,1971	0,00308
		0	0	0,0001445	0,000144		
1,29	0					6,1936	0,00286
		0	0	0,0001442	0,000144		
1,32	0					6,1903	0,00266
		0	0	0,0001440	0,000144		

Lanjutan Tabel 4.30

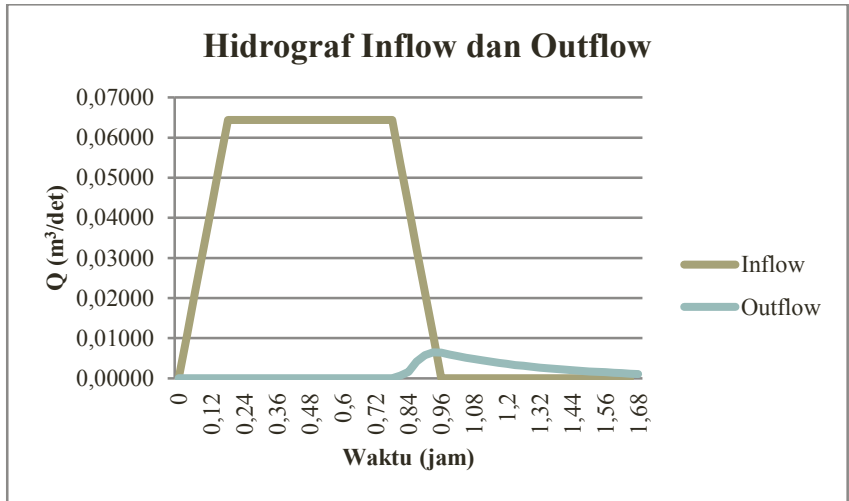
Time (h)	Inflow, I (m ³ /s)	Iave (m ³ /s)	Iave.dt (10 ⁶ m ³)	S-Q.dt/2	S+Q.dt/2	Elevation (m)	Outflow, Q (m ³ /s)
1,35	0					6,1872	0,00247
		0	0	0,0001437	0,000144		
1,38	0					6,1844	0,00230
		0	0	0,0001435	0,000144		
1,41	0					6,1817	0,00214
		0	0	0,0001433	0,000143		
1,44	0					6,1792	0,00199
		0	0	0,0001432	0,000143		
1,47	0					6,1769	0,00185
		0	0	0,0001430	0,000143		
1,5	0					6,1748	0,00172
		0	0	0,0001428	0,000143		
1,53	0					6,1728	0,00160
		0	0	0,0001427	0,000143		
1,56	0					6,1710	0,00148

Lanjutan Tabel 4.30

Time (h)	Inflow, I (m ³ /s)	Iave (m ³ /s)	Iave.dt (10 ⁶ m ³)	S-Q.dt/2	S+Q.dt/2	Elevation (m)	Outflow, Q (m ³ /s)
		0	0	0,0001426	0,000143		
1,59	0					6,1693	0,00138
		0	0	0,0001424	0,000142		
1,62	0					6,1677	0,00128
		0	0	0,0001423	0,000142		
1,65	0					6,1662	0,00119
		0	0	0,0001422	0,000142		
1,68	0					6,1648	0,00111
		0	0	0,0001421	0,000142		
						6,1635	0,00103

Sumber : Hasil Perhitungan.

Berdasarkan **Tabel 4.30** diperoleh debit *outflow* maksimum sebesar $0,00646 \text{ m}^3/\text{detik}$ di elevasi $+6,2527$.



Gambar 4.15 Hidrograf *Inflow* dan *Outflow* Tampungan.

Gambar 4.15 menunjukkan *inflow* dan *outflow* kolam tampungan, dimana debit maksimum *inflow* sebesar $0,0644 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan *outflow* sebesar $0,00646 \text{ m}^3/\text{detik}$. Perhitungan kolam tampungan menggunakan metode *flood routing* dengan pintu sebagai pelimpah. Debit yang dikeluarkan dari kawasan Hotel Swissbel Bintoro tidak melebihi debit limpasan sebelum pembangunan yaitu $0.007 \text{ m}^3/\text{detik}$.

4.12 Standar Operasional Prosedur (SOP)

Pada sistem drainase Hotel Swissbel Bintoro ini digunakan pintu air sebagai pelimpah saat keadaan normal atau hujan turun. Air yang melewati pintu air akan melimpah ke saluran konektor yang kemudian akan sampai pada saluran kota jalan Bintoro. Air yang tidak melimpah akan tertahan di balik pintu yang kemudian akan dibuang saat hujan berhenti dan

saluran kota tidak sedang keadaan penuh. Adapun prosedur operasional pintunya adalah sebagai berikut :

1. Kolam tampungan dalam keadaan kosong saat hujan sebelum turun
2. Saat hujan turun, pintu air dibiarkan tertutup rapat karena kelebihan limpasan pada kolam tampungan akan melimpah melalui muka pintu.
3. Setelah hujan turun dan muka air di saluran tepi Bintoro lebih rendah dari elevasi dasar saluran konektor, maka pintu air dibuka.
4. Setelah air dibuang dan ketinggian muka air dalam kolam tampung mencapai elevasi +5,4693 dari dasar kolam, maka pintu air ditutup. Selanjutnya melakukan pengoperasian pompa air pada elevasi tersebut.
5. Pengoprasian pompa dilakukan dengan memperhatikan muka air di saluran kota. Saat muka air saluran kota lebih rendah dari ambang saluran konektor maka pengoprasian pompa dapat dilakukan. Air dipompa keluar hingga kolam tampungan kosong.
6. Prosedur ini dilakukan berulang setiap menghadapi hujan yang diprediksi akan turun.

4.13 Perhitungan Kapasitas Pompa

Pompa digunakan untuk mengalirkan tampungan air yang tidak dapat mengalir secara gravitasi. Volume kolam tampungan yang dianggap merupakan *death storage* atau yang tidak dapat mengalir secara gravitasi melalui pintu akan dibuang melalui pompa. Adapun dibutuhkan pompa dengan kapasitas sebagai berikut :

Kapasitas pompa :

$$\begin{aligned} \frac{\text{Volume Kolam Tampungan}}{\text{Waktu}} &= \frac{(75 \text{ m}^2 \times 1,2 \text{ m})}{3 \text{ jam} \times 60} = \frac{90 \text{ m}^3}{180 \text{ menit}} \\ &= \frac{90000 \text{ l}}{180 \text{ menit}} = 500 \text{ l/menit} \end{aligned}$$

Jadi, digunakan pompa dengan kapasitas 500 liter/menit.

BAB 5

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Setelah melakukan analisa perhitungan statistik hingga perhitungan desain perencanaan pada sistem drainase Hotel Swissbel Bintoro ini, maka didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Kondisi eksisting saluran drainase Bintoro ini berada di antara bangunan perkantoran. Dengan rencana limpasan air hujan dari lahan dialirkan menuju saluran tersier Bintoro yang terletak di depan hotel dan dijadikan penghubung satu-satunya antara saluran yang berada di dalam kawasan menuju saluran Raya Darmo, dimana kondisi saluran tersier tersebut berupa saluran tertutup yang berbentuk segiempat dengan dimensi lebar saluran 100 cm dan kedalaman 120 cm.
2. Debit limpasan sebelum dibangun Hotel Swissbel Bintoro adalah $0,00746 \text{ m}^3/\text{detik}$ sedangkan debit limpasan setelah dibangunnya Hotel Swissbel Bintoro ini adalah $0,0644 \text{ m}^3/\text{detik}$.
3. Untuk sistem jaringan drainase yang ada pada Hotel Swissbel Bintoro kota Surabaya dimulai dari air hujan yang jatuh di atap hotel diasumsikan langsung masuk pada inlet di atap, kemudian dialirkan ke bawah melalui talang vertikal menuju saluran halaman bersamaan dengan limpasan air hujan yang jatuh langsung di halaman hotel Swissbel, hingga akhirnya masuk ke kolam tampungan yang ada di halaman hotel sebelum dialirkan

ke luar menuju saluran pembuang atau saluran kota tersier Bintoro melalui pintu air dan pompa.

4. Dari perhitungan yang telah dilakukan pada bab sebelumnya, didapatkan volume kolam tampug yang merupakan selisih antara volume tampungan sesudah dibangunnya hotel dengan volume sebelum dibangunnya hotel adalah $176,2413 \text{ m}^3$.
5. Fasilitas pendukung yang dibutuhkan pada pengoperasian kolam tampungan ialah pintu air dengan dimensi $50 \text{ cm} \times 56,7 \text{ cm}$ serta dibutuhkan pompa dengan kapasitas sebesar 500 liter/menit.



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE HOTEL SWISSBEL
BINTORO SURABAYA

NAMA

DEA DELIANA

NRP

3110100004

DOSEN PEMBIMBING I

DR. Techn. UMBORO LASMINTO, ST, MSc.

DOSEN PEMBIMBING II

YANG RATRI SAVITRI, ST, MT

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 1 HOTEL SWISSBEL BINTORO

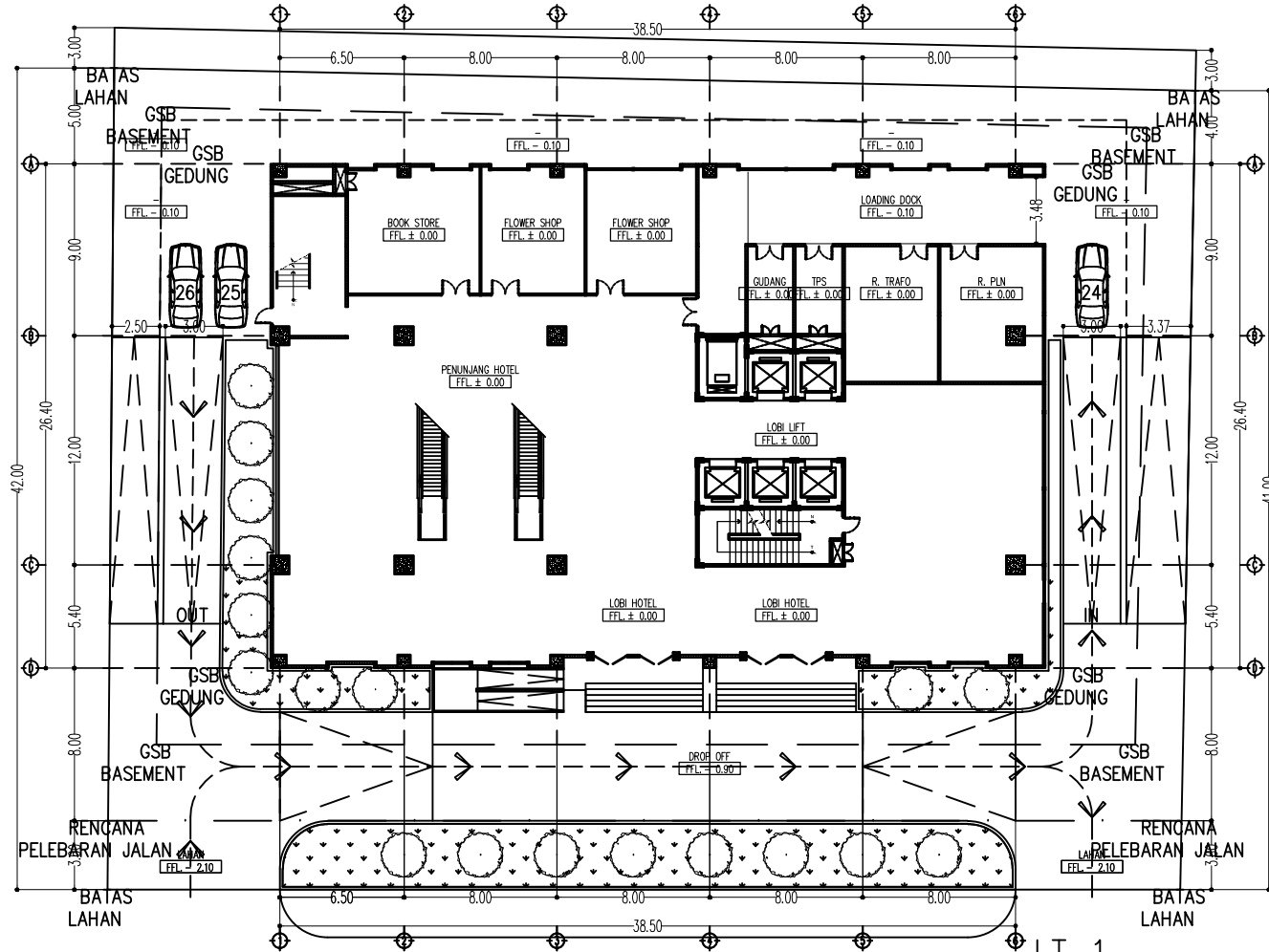
CADANGAN

NO. LEMBAR

TOTAL LEMBAR

1

6



LT. 1
LOBI DAN PENUNJANG HOTEL
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE HOTEL
SWISSBEL BINTORO SURABAYA

NAMA

DEA DELIANA

NRP

3110100004

DOSEN PEMBIMBING 1

Dr.techn. UMBORO LASMINTO, ST, MSc.

DOSEN PEMBIMBING 2

YANG RATRI SAVITRI, ST, MT

JUDUL GAMBAR

SKEMA ALIRAN DRAINASE

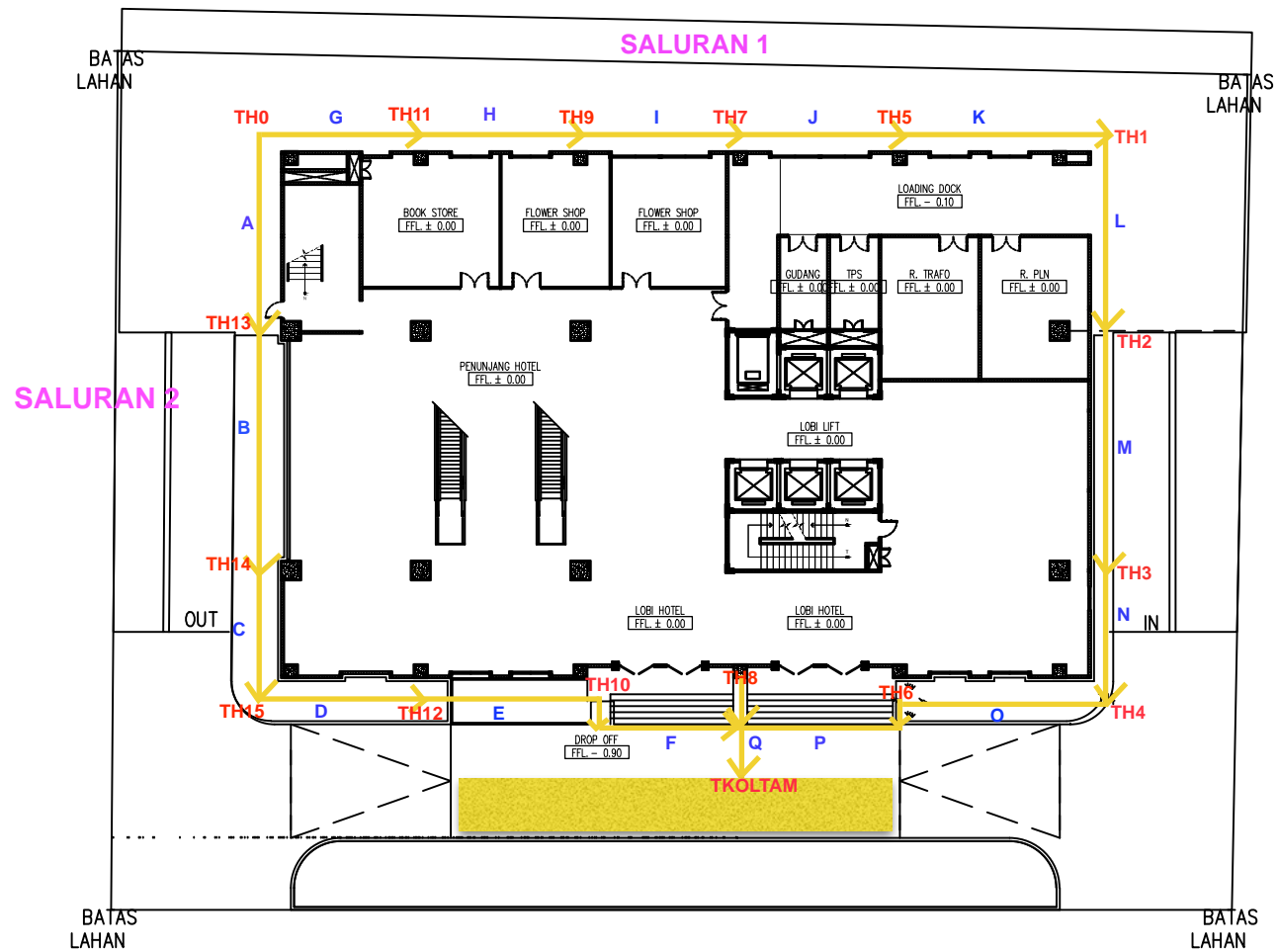
CATATAN

NO. LEMBAR

2

TOTAL LEMBAR

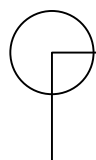
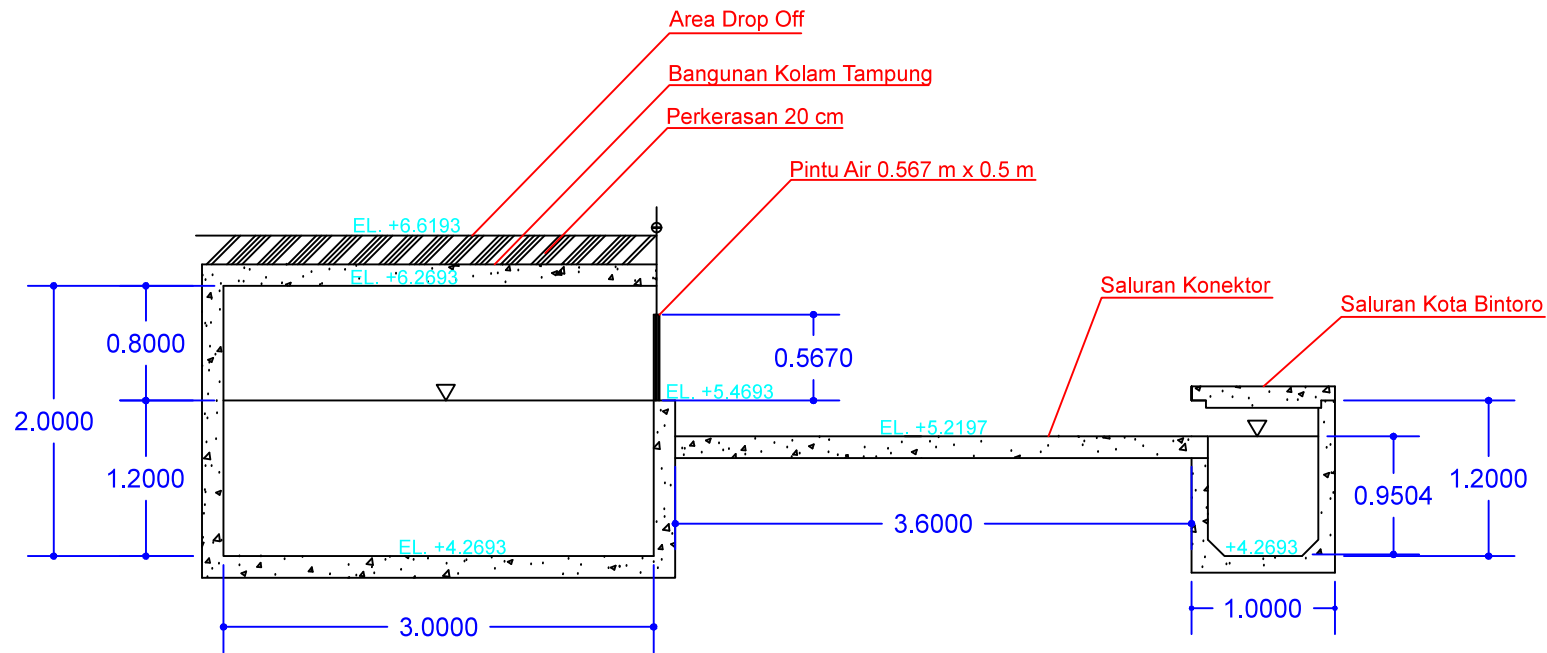
6



Keterangan :

— Rencana Sistem Drainase Hotel Swissbel

SKEMA ALIRAN DRAINASE
SKALA 1 : 200



GAMBAR POTONGAN MELINTANG KOLAM TAMPUNGAN

SKALA 1 : 100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE HOTEL SWISSBEL
BINTORO SURABAYA

NAMA

DEA DELIANA

NRP

3110100004

DOSEN PEMBIMBING I

DR. Techn. UMBORO LASMINTO,
ST, MSc.,

DOSEN PEMBIMBING II

YANG RATRI SAVITRI, ST, MT

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG KOLAM
TAMPUNGAN

CATATAN

NO. LEMBAR

3

TOTAL LEMBAR

6



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE HOTEL SWISSBEL
BINTORO SURABAYA

NAMA

DEA DELIANA

NRP

3110100004

DOSEN PEMBIMBING I

DR. Techn. UMBORO LASMINTO, ST, MSc.

DOSEN PEMBIMBING II

YANG RATRI SAVITRI, ST, MT

JUDUL GAMBAR

SKEMA ALIRAN PADA ATAP HOTEL

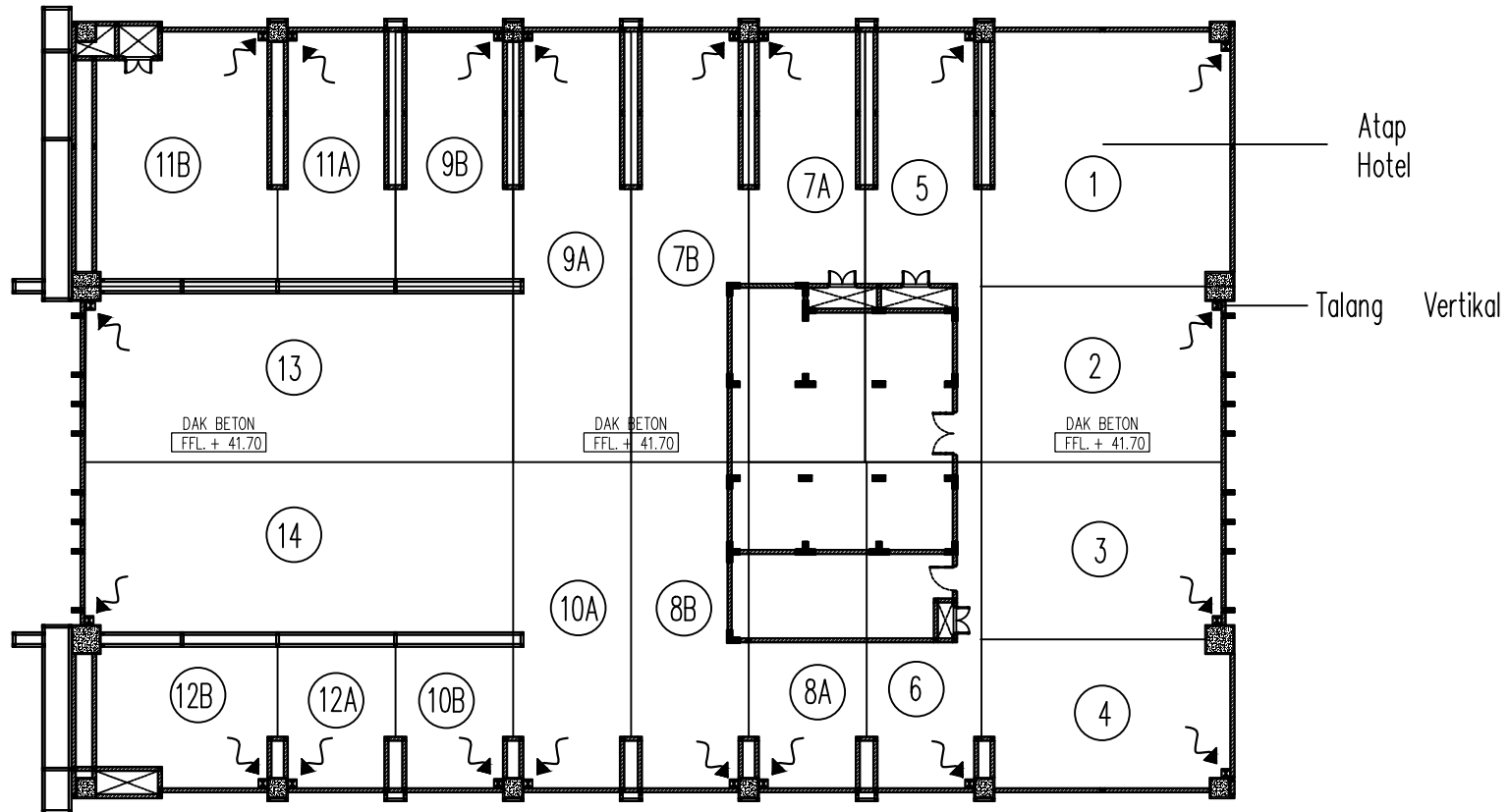
CADANGAN

NO. LEMBAR

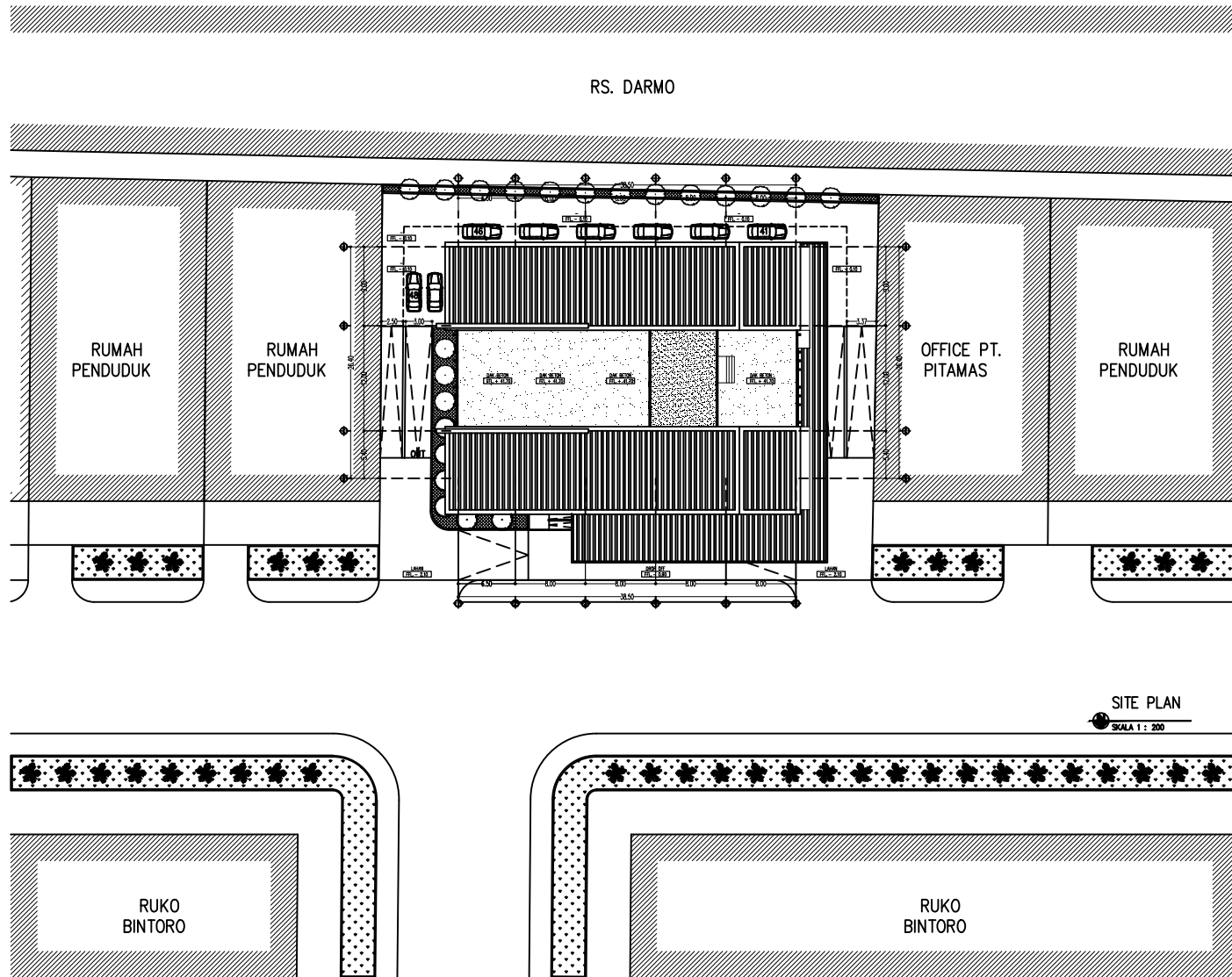
4

TOTAL LEMBAR

6



LT. ATAP
DAK BETON (AREA MAINTENANCE)
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE HOTEL SWISSBEL
BINTORO SURABAYA

NAMA

DEA DELIANA

NRP

3110100004

DOSEN PEMBIMBING I

DR. Techn. UMBORO LASMINTO, ST, MSc.

DOSEN PEMBIMBING II

YANG RATRI SAVITRI, ST, MT

JUDUL GAMBAR

SITE PLAN HOTEL

CADANGAN

NO. LEMBAR

6

TOTAL LEMBAR

6

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di kota Jakarta pada tanggal 27 Juni 1992, merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Dengan nama Dea Deliana. Bungsu dari pasangan orang tua Deden Badrul Kamal dan Ika Djatnika ini telah menempuh pendidikan formal yaitu TK Jayakarya Jakarta, SDN Cideng 07 Jakarta, SLTPN 72 Jakarta, dan SMAN 1 Jakarta.

Setelah lulus dari SMA penulis diterima di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya dan terdaftar dengan NRP 3110100004 pada tahun 2010 dan lulus pada tahun 2014.

Di Jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil Tugas Akhir pada Bidang Studi Hidroteknik khususnya tentang drainase dengan judul "Perencanaan Sistem Drainase Hotel Swissbel Bintoro Surabaya". Selama masa perkuliahan, penulis aktif dalam organisasi Himpunan Mahasiswa Sipil FSTP ITS, juga pernah mengikuti berbagai kegiatan kepanitiaan, seminar dan pelatihan yang diselenggarakan oleh Jurusan Teknik Sipil maupun Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Selain kegiatan akademik, wanita Cancer ini juga aktif di bidang olahraga dengan bergabung dalam tim basket putri sipil dan futsal serta di bidang musik tidak luput dari kegiatannya.

"There's a different between dream and goal. Dream is just a dream but the goal is a dream with plan and deadline". Kalimat itu yang selalu memberikan penulis mencapai tujuannya bukan cuma hanya berminpi. Selalu punya batasan waktu terhadap tujuannya.

Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan Penulis, dapat menghubungi melalui email : deadeliana@outlook.com