

# **ANALISA SISTEM DRAINASE SALURAN TOL WARU- JUANDA AKIBAT PEMBANGUNAN SURABAYA CARNIVAL & NIGHT MARKET**

**Nama Mahasiswa : Anhar**  
**NRP : 3112.105.059**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS**  
**Dosen Pembimbing: 1. Umboro Lasminto, ST.,M.Sc.,Dr. Techn**  
**2. M. Bagus Ansori, ST., M.Sc**

## **Abstrak**

Rencana pembangunan Surabaya Carnival & Night Market dengan luas area 76.824,35 m<sup>2</sup>, merupakan salah satu bentuk dari lajunya pertumbuhan ekonomi di Kota Surabaya. Dengan adanya pembangunan ini akan mengakibatkan meningkatnya limpasan air disekitar kawasan. Sehingga diperlukan perencanaan drainase yang ramah lingkungan, yaitu dengan konsep menampung limpasan air dan mengatur pembuangannya. Dengan demikian, direncanakan operasional dari kolam tampung untuk menerapkan PP No.26 Tahun 2008 tentang Zero Delta Q.

Metode yang dilakukan adalah dengan merencanakan drainase di bawah permukaan (subsurface drainage) yang tersambung ke saluran didalam kawasan. Untuk saluran drainase dalam kawasan yang berfungsi ganda sebagai tampungan sementara dan tersambung langsung kedalam kolam tampungan. Sehingga volume limpasan air hujan dapat ditampung di saluran dan kolam tampungan.

Air hujan yang turun didalam kawasan direncanakan untuk dialirkan melalui pipa drain dan saluran menuju ke kolam tampungan. Kolam tampung menerima volume limpasan dari 2 outlet/saluran primer, dengan nilai masing-masing debit adalah 0,353 m<sup>3</sup>/dt dan 0,174 m<sup>3</sup>/dt. Sedangkan debit buangan yang diijinkan sebesar 0,227 m<sup>3</sup>/dt, sehingga dilakukan operasional dari pompa dan pintu air untuk mengatur volume buangan yang keluar menuju ke saluran pembuang.

**Kata Kunci :** *Surabaya Carnival Night Market, Subsurface Drainage, Sistem Drainase, Kolam Tampung, Surabaya.*

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **ANALYSIS OF TOL WARU-JUANDA DRAINAGE SYSTEM DUE TO DEVELOPMENT OF SURABAYA CARNIVAL & NIGHT MARKET**

**Student Name** : Anhar  
**NRP** : 3112.105.059  
**Faculty** : Teknik Sipil FTSP – ITS  
**Counsellor Lecturer** : 1. Umboro Lasminto, ST.,M.Sc.,Dr. Techn  
2. M. Bagus Ansori, ST., M.Sc

## **Abstract**

*Development plan of Surabaya Carnival & Night Market within an area of 76824.35 m<sup>2</sup>, is one of the quick of economic growth in the city of Surabaya. This development will result in increased water runoff around the area. So that the necessary planning an environmentally friendly drainage, with concept holds water runoff and arrange the disposal. So, from the operational of storage ponds to implementing regulation No.26 years of 2008 about The Zero of Delta Q.*

*The method is carried out by plotting the subsurface drainage are connected to the channels in the region. For drainage channels in the area that doubles as a temporary bin and connected directly into the storage ponds. So that the volume of water runoff can be accommodated in the channel and storage ponds.*

*Rain in the area is planned to be piped drain and the channel leading to the storage ponds. Ponds receives runoff volume from 2 primary channel, with the value of each discharge is 0,353 m<sup>3</sup>/sec and 0,174 m<sup>3</sup>/sec. While the allowable effluent discharge 0,227m<sup>3</sup>/sec, so do the operation of pumps and sluice gates to regulate the volume of effluent out into the exhaust duct.*

**Keywords:** *Surabaya Carnival Night Market, Subsurface Drainage, Drainage Systems, Storage Ponds, Surabaya.*

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Analisa Hidrologi

Berdasarkan teori yang digunakan sebagai dasar acuan perhitungan dalam proses pengolahan data adalah sebagai berikut:

#### 2.1.1 Curah Hujan Rata-rata

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata – rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah / daerah dan dinyatakan dalam mm.

Curah hujan daerah ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Cara – cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut.

#### 1. Cara Thiessen

Jika titik – titik pengamatan di dalam daerah itu tidak tersebar merata, maka cara perhitungan curah hujan rata – rata itu dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh tiap titik – titik pengamatan.

Curah hujan daerah itu dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1R_1 + A_2R_2 + \dots + A_nR_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.1)$$

( Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana :

- $\bar{R}$  = curah hujan daerah
- R = curah hujan di tiap titik pengamatan
- n = jumlah titik – titik pengamatan
- A = bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan

## 2.2 Analisa Frekuensi dan Peluang

Analisa frekuensi dilakukan dengan cara statistik berdasarkan data yang diperoleh dari hasil pencatatan secara berkala pada tiap-tiap stasiun hujan. Analisa frekuensi didasarkan pada sifat-sifat statistik data yang tersedia untuk memperoleh kemungkinan besaran hujan pada periode ulang tertentu. Analisa ini dilakukan dengan memilih salah satu dari beberapa jenis distribusi statistik yang paling sesuai dengan sifat data yang tersedia.

Ada tiga jenis distribusi frekuensi yang digunakan dalam kajian ini. Antara lain menggunakan Metode *Distribusi Normal*, *Gumbel* dan *Log Pearson Type III*.

### 2.2.1. Metode Pearson Type III

Salah satu distribusi yang dikembangkan Pearson, menjadi perhatian ahli sumber daya air adalah Pearson tipe III. Tiga parameter penting dalam Pearson tipe III yaitu:

- ( i ) Harga rata-rata
- ( ii ) Simpangan baku
- ( iii ) Koefisien kemencengan

Langkah-langkah penggunaan distribusi Pearson tipe III.  
Hitung harga rata-rata :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } X_i}{n} \dots\dots\dots (2.2)$$

(Suripin,2004)

Hitung simpangan baku :

$$S = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \text{Log } \bar{X})^2}{n-1} \right]^{0,5} \dots\dots\dots (2.3)$$

(Suripin,2004)

Hitung koefisien kemencengan :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{log} X_i - \text{log } \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \dots\dots\dots (2.4)$$

(Suripin,2004)

Hitung hujan rencana dengan periode ulang T  
 Sehingga persamaan garis lurusnya :

$$X_T = \bar{X} + (K \cdot s) \dots \dots \dots (2.5)$$

(Suripin,2004)

dimana :

K = Konstanta tergantung pada nilai G  
 (lihat tabel 2.3)

$\bar{X}$  = Harga rata-rata dari logaritmadata hujan

$X_T$  = Hujan rencana untuk T tahun

S = Standart deviasi

G = Koefisien kemencengan

Tabel 2.1. Nilai  $k$  Distribusi *Pearson Type III* dan *Log Pearson Type III*

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	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	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	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	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	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	4,395
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	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
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	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
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	3,950
-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	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	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	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Soewarno, 1995)



**2.2.2. Metode Log Pearson Type III**

Perkiraan besarnya probabilitas hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan metode ini menggunakan perumusan :

$$\text{Log } X = \overline{\log X} + k. (\overline{S. \log X}) \dots\dots\dots (2.6)$$

(Soewarno,1995)

Dimana :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X}{n}$$

$$\overline{S. \log X} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log x})^2}{n-1}}$$

$$CS = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log x})^3}{(n-1).(n-2).(\overline{S. \log X})^3}$$

(Soewarno,1995)

Dimana :

- X = Curah Hujan Rencana periode ulang T tahun
- S = Standart Deviasi
- n = Jumlah Data
- Cs = Koefisien Kemencengan

**2.2.3. Metode Log Normal**

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah nilai varian X menjadi nilai Logaritmik varian X.

Langkah-langkah penggunaan distribusi Log Normal adalah sebagai berikut ;

- Ubah data ke dalam bentuk logaritmis,  $X = \log X$
- Hitung harga rata-rata :

$$\text{Log } \overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log Xi}{n} \dots\dots\dots (2.7)$$

- Hitung simpangan baku :

$$S_d = \sqrt{\left[ \frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log \bar{X})^2}{n-1} \right]} \dots\dots\dots (2.8)$$

- Hitung koefisien kemencengan

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X_i - \log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \dots\dots\dots (2.9)$$

- Hitung logaritma hujan rencana atau banjir dengan periode ulang T

Sehingga persamaan garis lurusnya :

$$\text{Log } X_T = \text{Log } \bar{X} + K_T \cdot S_d \dots\dots\dots (2.10)$$

dimana :

- $K_T$  = Konstanta koefisien Reduksi Gauss  
(Tabel 2.4)
- = Harga rata-rata dari logaritmadata hujan
- $\text{Log } X_T$  = Logaritma hujan rencana untuk T tahun
- $\text{Log } S_d$  = Logaritma dari Standar deviasi

Hitung hujan atau banjir kala ulang T dengan menghitung antilog dari  $\text{log } X_T$ .

Tabel 2.2. Variabel Reduksi Gauss

PUH	Peluang	$K_T$
1.0014	0.999	-3.05
1.005	0.995	-2.58
1.01	0.99	-2.33
1.05	0.95	-1.64
1.11	0.9	-1.28
1.25	0.8	-0.84
1.33	0.75	-0.67
1.43	0.7	-0.52
1.67	0.6	-0.25
2	0.5	0
2.5	0.4	0.25
3.33	0.3	0.52
4	0.25	0.67
5	0.2	0.84
10	0.1	1.28
20	0.05	1.64
50	0.02	2.05
100	0.01	2.33
200	0.005	2.58
500	0.002	2.88
1000	0.001	3.09

(Soewarno, 1995)

### 2.3. Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari contoh data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter diantaranya ialah:

1. Chi – Kuadrat (*Chi – Square*)
2. Smirnov – Kolmogorov

### 2.3.1. Uji Chi Kuadrat

Uji Chi Kuadrat dimaksud untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang (metode yang digunakan untuk mencari hujan rencana) dapat mewakili dari distribusi sample data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$  oleh karena itu disebut uji Chi Kuadrat. Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$\chi^2 = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots \dots \dots (2.11)$$

(Soewarno, 1995)

Dimana :

- $\chi^2$  = Parameter Chi Kuadrat terhitung
- $\Sigma$  = Jumlah sub kelompok
- $O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1
- $E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

Parameter  $\chi^2$  merupakan variable acak. Peluang untuk mencapai  $\chi^2$  sama atau lebih besar daripada nilai Chi Kuadrat yang sebenarnya ( $\chi^2$ ) dapat dilihat pada tabel (Suripin, 2004 : 23)

Prosedur Uji Chi Kuadrat adalah :

- Mencari nilai X dengan probabilitas 80%, 60%, 40% dan 20%, dengan mencari nilai G pada tiap probabilitas dari tabel Log Pearson Type III hubungan antara nilai *Skewness* dengan probabilitas yang dimaksud.
- Menghitung nilai X untuk menentukan batas kelas dengan rumus sebagai berikut :

$$\log X = \overline{\log X} + k \cdot S \cdot \overline{\log X} \dots \dots \dots (2.12)$$

- Menentukan jumlah kelas pengamatan dengan rumus sebagai berikut :  

$$\text{jumlah kelas} = 1 + 3,3 \log n \dots \dots \dots (2.13)$$
- Jumlahkan data perencanaan sebesar  $O_i$  tiap – tiap sub grup
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$

- Tiap – tiap sub grup dihitung nilai  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\left(\frac{O_i - E_i}{E_i}\right)^2$
- Jumlah seluruh G sub grup  $\left(\frac{O_i - E_i}{E_i}\right)$  nilai untuk menentukan nilai Chi Kuadrat hitung
- Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R = 2$  untuk distribusi normal dan binomial, nilai  $R = 1$  untuk distribusi poisson)

Interpretasi hasilnya adalah :

- Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
- Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis tidak dapat diterima
- Apabila peluang berada antara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu ditambah data.

Tabel 2.3 Nilai Kritis Distribusi *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	19,023	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
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	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	26,296	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	32,852	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
22	8,643	9,542	10,962	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	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	49,290
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

(Soewarno,1995)

### 2.3.2. Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji Kecocokan Smirnov – Kolmogorof, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non – parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari yang besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya 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.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (smirnov-kolmogorof test) tentukan harga DO (lihat tabel 2.4)
  - Apabila  $D < DO$  maka distribusi teoritis dapat diterima.
  - Apabila  $D > DO$  maka distribusi teoritis tidak dapat diterima

Tabel 2.4 Nilai Kritis DO Untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

No.	N	$\alpha$			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
	N > 50	$\frac{1,07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N}}$

(Soewarno, 1995)

## 2.4. Waktu konsentrasi ( $t_c$ )

Lamanya hujan pada perumusan diatas dinyatakan sama dengan waktu konsentrasi ( $t_c$ ) yaitu pengaliran air di titik terjauh pada lahan sehingga masuk saluran terdekat sampai titik yang di tinjau. Perhitungan waktu konsentrasi ini mempengaruhi besar

kecilnya nilai intensitas hujan (I) yang terjadi. Besarnya nilai intensitas hujan (I) berbanding lurus dengan besar kecilnya debit (Q).

Untuk  $T_c$  menggunakan rumus sebagai berikut:

$$t_c = t_o + t_f \dots\dots\dots (2.14)$$

(Sofia. F, 2006)

dimana :

$t_c$  = Waktu Konsentrasi (jam)

$t_o$  = waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan untuk mencapai inlet (overland flow time, inlet time) (jam)

$t_f$  = waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran (jam)

Untuk mencari harga  $t_o$  dan  $t_f$  dipakai rumus:

• Rumus Kerby

$$t_o = 1,44(n_d \times \frac{L_o}{\sqrt{S}})^{0,467} \rightarrow \text{untuk } L_o \leq 400 \dots\dots\dots (2.15)$$

(Sofia. F, 2006)

Dimana :

$t_o$  = Waktu yang diperlukan air hujan untuk mengalir di permukaan hingga mencapai inlet ( jam )

$L_o$  = Jarak titik terjauh dengan saluran ( m )

$S$  = Kemiringan daerah aliran. Dimana kemiringan adalah perbandingan antara

selisih tinggi dengan panjang saluran  $S = \frac{\Delta H}{L}$

$\Delta H$  = Selisih tinggi ( m )

$L$  = Panjang saluran ( m )

$n_d$  = Koefisien kekasaran dapat dilihat pada Tabel 2.5.



- Untuk pengaliran pada saluran  $t_f$

$$t_f = \frac{L}{60 \cdot V} \dots\dots\dots (2.16)$$

(Sofia. F, 2006)

Dimana:

$t_f$  = Waktu pengaliran pada saluran (menit)

L = panjang saluran yang dilalui oleh air (m)

V = kecepatan aliran air pada saluran (m/dt)

Tabel 2.5 Harga koefisien hambatan, nd

Jenis Permukaan	nd
Permukaan impervious dan licin	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, lahan berumput tebal	0.80

(Sofia. F,2006)

## 2.5. Intensitas Curah Hujan

Perhitungan intensitas untuk mengetahui curah hujan yang terjadi di lokasi studi.

Menggunakan rumus Dr. Mononobe.

$$I = \frac{R}{\left[ \frac{-}{T_c} \right]^k} \dots\dots\dots (2.17)$$

(Subarkah, I., 1980)

Dimana:

$I$  = Intensitas curah hujan (mm/jam)

$R$  = Curah hujan maksimum periode ulang (mm)

$T_c$  = Waktu Konsentrasi (jam)

## 2.6. Koefisien Pengaliran (C)

Koefisien pengaliran merupakan perbandingan antara limpasan air hujan dengan total hujan penyebab limpasan. Koefisien pengaliran pada suatu daerah dipengaruhi oleh kondisi karakteristik sebagai berikut :

1. Kemiringan Daerah Aliran.
2. Struktur Geologi Tanah.
3. Jenis Permukaan Tanah.
4. Klimatologi.

Koefisien rata-rata gabungan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\bar{C} = \frac{A_1 C_1 A_2 C_2 A_3 C_3}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + C_n} \dots\dots\dots (2.18)$$

(Imam Subarkah, 1980)

Dimana :

$\bar{C}$  = koefisien pengaliran rata-rata (dilihat pada Tabel 2.6)

$A_1, A_2, A_n$  = luas masing – masing tata guna lahan.

$C_1, C_2, C_n$  = koefisien pengaliran masing – masing lahan.

Tabel 2.6 Koefisien Pengaliran (C)

No.	Tata Guna lahan	Koefisien Pengaliran
1	Jalan beton dan aspal	0,70 – 0,95
2	Jalan kerikil dan jalan tanah	0,40 – 0,70
3	Bahu jalan:	
	Tanah berbutir halus	0,40 – 0,65
	Tanah berbutir kasa	0,10 – 0,20
4	Batuan masif keras	0,70 – 0,85
	Batuan masif lunak	
5	Daerah perkotaan	0,60 – 0,75
6	Daerah pinggir kota	0,70 – 0,95
7	Daerah industri	0,60 – 0,75
8	Pemukiman tidak padat	0,60 – 0,90
9	Pemukiman padat	0,40 – 0,60
10	Taman dan kebun	0,40 – 0,60
11	Persawahan	0,20 – 0,40
12	Perbukitan	0,45 – 0,60
	Pegunungan	0,70 – 0,80

Catatan : 1 acre = 0,405 ha

(Subarkah, 1980)

## 2.7. Analisa Debit Banjir Rencana

Analisa debit banjir rencana digunakan untuk merencanakan bangunan yang dibutuhkan untuk pengendalian banjir. Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana yaitu Metode Rasional. Metode ini digunakan apabila data aliran sungai tidak mencukupi, sehingga digunakan data hujan.

Persamaan yang dipakai:

$$Q = 0,2778 \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots(2.19)$$

(Subarkah, I., 1980)

Dimana :

- Q = Debit puncak banjir (m<sup>3</sup>/dt)
- A = Luas D.A.S (km<sup>2</sup>)
- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- C = Koefisien pengaliran (lihat tabel 2.6)

**2.8. Analisa Hidrolika**

Analisa hidrolika diperlukan untuk merencanakan dimensi saluran drainase yang dapat menampung limpasan baik ditinjau hidrolis maupun dari kondisi lapangan. Kapasitas saluran adalah sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh suatu penampang saluran. Kapasitas saluran ini digunakan sebagai tolak ukur dari angka debit yang direncanakan mampu untuk ditampung pada penampang eksisting saluran tersebut. Apabila terjadi genangan, maka langkah yang harus diambil adalah merencanakan kembali saluran tersebut.

**2.8.1. Analisa Kapasitas Saluran**

Dalam perencanaan drainase untuk mencari debit saluran digunakan persamaan Kontinuitas dan Rumus Manning sebagai berikut :

Kapasitas saluran dihitung berdasarkan rumus manning :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \dots\dots\dots(2.20)$$

Dimana :

- Q = Debit saluran (m<sup>3</sup>/dt)
- n = Koefisien kekasaran Manning, pada tabel 2.7
- R = Jari – jari hidrolis saluran (m)
- I = Kemiringan saluran
- A = Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)

Tabel 2.7 Koefisien Kekasaran Mannin “n” untuk Saluran

No.	Jenis Material	Koefisien Manning (n)
<b>I.</b>	<b>Saluran dengan Lining</b>	
a.	Beton aspal	0,014
b.	Exposed prefabricated concrete	0,015
c.	asphalt	0,018 - 0,022
d.	Beton semen	0,013
e.	Kayu	0,017
<b>II</b>	<b>Saluran Tanah</b>	
a.	Lurus dan bersih tanpa cekungan	0,025 - 0,033
b.	Lurus dan bersih tanpa cekungan tetapi agak berumput	0,03 - 0,04
c.	dan berbatu	0,035 - 0,05
d.	Berbelok dengan beberapa cekungan dan pedangkalan	0,05 - 0,08
e..	Agak berumput dengan cekungan dalam	0,075-0,15
	Sangat berumput	
<b>III</b>	<b>Pipa</b>	
a.	Asbeston semen	0,09
b.	Beton	0,01 - 0,017
c.	Cast iron,coated	0,013
d.	Cast iron,uncoated	

(Angrahini,2005)

Untuk Rumus Manning saluran dengan model penampang persegi

$$Q = V \cdot A \dots\dots\dots (2.21)$$

$$V = 1/n \cdot R^{1/3} \cdot S^{1/2} \dots\dots\dots (2.22)$$

$$A = b \cdot h \dots\dots\dots (2.23)$$

$$R = A/P \dots\dots\dots (2.24)$$

$$P = b + 2h \dots\dots\dots (2.25)$$

Dan untuk saluran dengan model trapesium

$$Q = V \cdot A$$

$$V = 1/n \cdot R^{1/3} \cdot S^{1/2}$$

$$A = (b + m \cdot h) \cdot h \dots\dots\dots (2.26)$$

$$P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1} \dots\dots\dots (2.27)$$

Dimana :

Q = Debit saluran (m<sup>3</sup>/dt)

V = Kecepatan aliran (m/dt)

A = Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)

P = Keliling basah (m)

R = Jari-jari hidrolis (m)

b = Lebar saluran (m)

h = Tinggi muka air (m)

m = Kemiringan talud

### 2.8.2. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan suatu saluran adalah jarak vertikal dari puncak tanggul sampai ke permukaan air pada kondisi perencanaan. (pada Tabel 2.8)

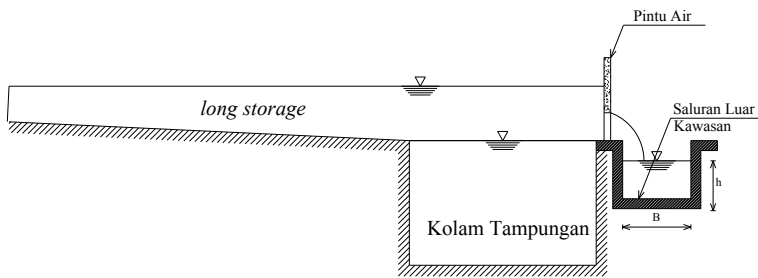
Tabel 2.8. Tinggi Jagaan Minimum Untuk Saluran Dari Tanah dan Pasangan

Komponen	Tinggi jagaan (m)
Saluran tersier	0,10 - 0,20
Saluran sekunder	0,20 - 0,40
Saluran primer	0,40 - 0,60
Saluran <i>basin drainage</i>	1,00

(Sumber : SDMP (Surabaya Master Plan Drainage))

### 2.8.3. Analisa Tampungan Air

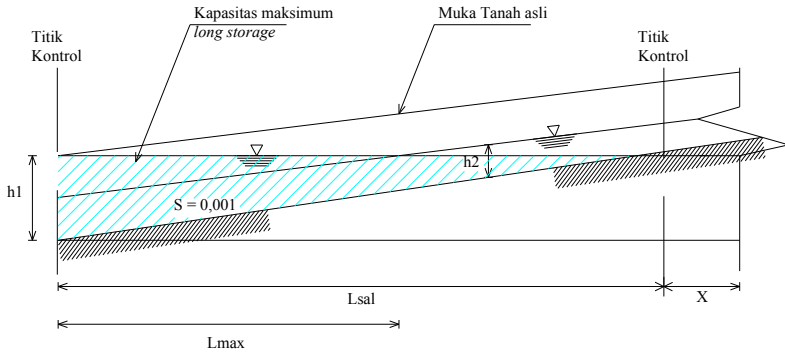
Pada perencanaan sistem drainase di kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* diharapkan debit yang dikeluarkan ke saluran luar seminimal mungkin, sehingga diperlukan penampungan air. Penampungan air ini dapat berupa kolam atau pemanfaatan saluran yang ada sebagai *long storage* yang menampung air dalam volume dan waktu tertentu. Gambar 2.1 Merupakan gambaran pengaturan keluarnya debit air dari kawasan terdiri dari dua kondisi, yaitu : 1) Air tertampung di kolam tampungan dikeluarkan dengan bantuan pompa air, dan 2) Air yang berada di saluran yang ditampung sementara atau *long storage* kemudian dikeluarkan melalui pintu air atau pompa.



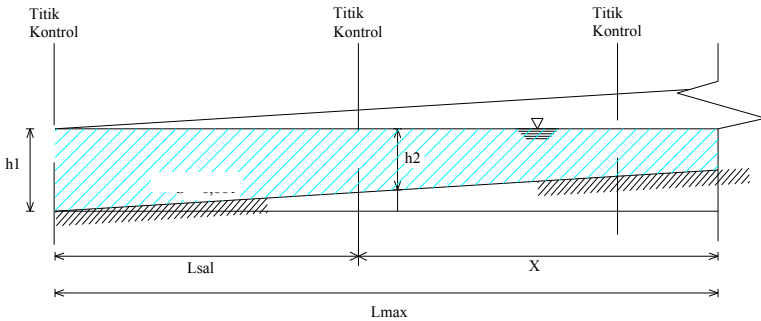
Gambar 2.1 Sketsa Air di *Long Storage* dan Kolam Tampungan

#### a. Long Storage

Saluran drainase selain berfungsi untuk mengalirkan air hujan ke daerah yang lebih rendah, juga dapat difungsikan sebagai *long storage*. *Long Storage* diperlukan bila air tidak dapat langsung di buang ke saluran pembuang karena muka air lebih tinggi sehingga diperlukan tampungan sementara. Gambar 2.2. dan Gambar 2.3 Merupakan dua kondisi sketsa perhitungan volume yang dapat ditampung di saluran kawasan.



Gambar 2.2. Sketsa Perhitungan Long Storage Untuk  $L_{maks} < L_{sal}$



Gambar 2.3 Sketsa Perhitungan Long Storage untuk  $L_{maks} > L_{sal}$

Rumus perhitungan long storage saluran sebagai berikut :

Untuk  $L_{maks} < L_{sal}$

$$\text{Volume} = \frac{1}{2} L_{maks} \cdot H_{sal} \cdot b_{sal} \dots \dots \dots (2.28)$$

Untuk  $L_{maks} > L_{sal}$

$$\text{Volume} = \frac{1}{2} (H_1 + H_2) \cdot L_{sal} \cdot b_{sal} \dots \dots \dots (2.29)$$



Dimana :

Lmaks : Panjang maksimum *long storage* (m)

Lsal : Panjang saluran (m)

Hn : Kedalaman normal (m)

H sal : Kedalaman saluran (m)

So : Kemiringan saluran

## b. Analisa Kolam Tampungan

Volume limpasan dapat dinyatakan sebagai luas segitiga. Dikarenakan data yang digunakan adalah hujan harian distribusi sehingga setiap waktunya tidak diketahui. Untuk analisa koefisien pengaliran (C) dilakukan dengan dengan dua tahap. Pertama kondisi sebelum taman bermain dibangun, dan sesudah dibangun. Dengan demikian untuk menentukan volume air hujan yang jatuh dihitung pada kondisi  $C_{\text{sebelum}}$  dan  $C_{\text{sesudah}}$ . Selisih dari perhitungan volume sebelum dan sesudah dibangun merupakan estimasi kapasitas volume dari kolam tampung.

Volume air hujan yang jatuh diatas lahan dihitung dengan rumus :

$$\text{Volume} = C.R.A \dots \dots \dots (2.30)$$

Dimana :

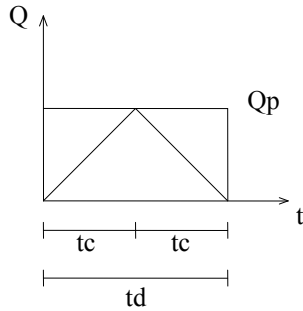
R = Curah hujan (mm)

A = Luas lahan ( $m^2$ )

C = Koefisien pengaliran, Tabel 2.6

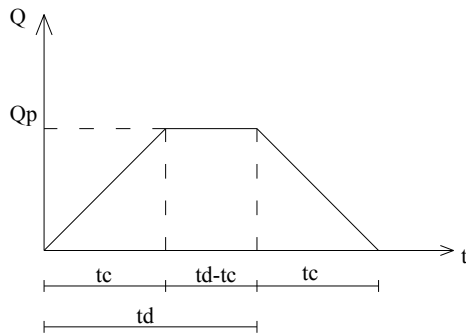
Volume yang didapat dialirkan ke kolam tampungan, untuk analisa kolam tampungan perhitungannya menggunakan cara hidrograf rasional.

- Untuk  $t_c = t_d$



Gambar 2.4. Hidrograf Rasional  $t_c = t_d$  Kolam Tampung

- Untuk  $t_r > t_d$   
Oleh karena lama hujan  $t_d$  dengan intensitas tetap diketahui maka  $t_d$  dihitung dengan  $t_d = \frac{C.R.A}{Q}$



Gambar 2.5. Hidrograf Rasional  $t_r > t_d$

- Hidrograf Rasional

Luas bidang segitiga = volume aliran =  $\frac{1}{2} \times t_b \times Q_p$

Luas bidang trapezium = volume aliran

$$= \frac{(td + tc) + (td - tc)}{2} \times Q_p$$

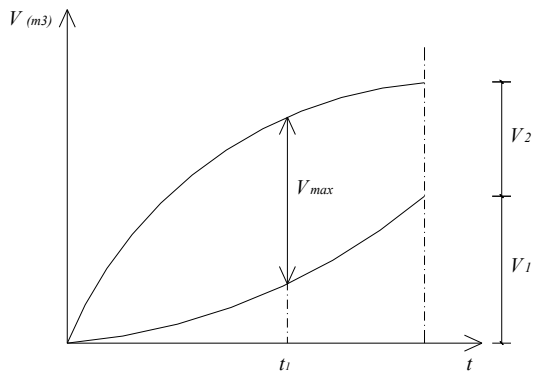
Dimana :

$T_c$  = Waktu kosentrasi

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

- Dimensi Kolam Tampunguan

Besarnya dimensi kolam tampunguan diperoleh dari hasil analisa volume limpasan air dari kolam tampunguan sementara / long storage. Prinsip hidrolis kerja kolam tampunguan meliputi hubungan antara inflow (I, aliran masuk ke kolam tampunguan dari saluran – saluran drainase) dan outflow (O, aliran keluar dari kolam tampunguan) dan storage (V, tampunguan dalam kolam tampunguan dapat digambarkan dalam sket berikut ini. Air dalam kolam tampunguan dibuang dengan bantuan pintu air atau pompa dengan debit konstan.



Gambar 2.6. Grafik Hubungan Volume Inflow dan Outflow Gravitasi

(Sofia. F dan Sofyan. R,2006)

Dimana :

$V$  = Volume limpasan total ( $m^3$ )

$V_1$  = volume yang dibuang secara gravitasi ( $m^3$ )

$V_2$  = Volume akhir kolam tampungan ( $m^3$ )

$V_{max}$  = Volume maksimum kolam tampungan ( $m^3$ )

$t$  = waktu (menit)

#### 2.8.4. Analisa Pompa

Pompa berfungsi untuk membantu mengeluarkan air dari kolam penampungan maupun langsung dari saluran drainase pada saat air tidak dapat mengalir secara gravitasi karena air di muara/pembuangan lebih tinggi dibandingkan di saluran. Daerah yang tidak dapat sepenuhnya mengandalkan sistem drainase gravitasi sebagai faktor pendorong, maka perlu dilengkapi dengan stasiun pompa. Analisa pompa yang dilakukan menentukan kapasitas pompa yang dibutuhkan dan operasional pompa untuk memompa air dari kawasan ke luar kawasan pada waktu muka air diluar kawasan tinggi. Untuk pompa drainase pada umumnya digunakan jenis pompa turbin seperti pompa aliran (*axial flow*) atau pompa aliran semi aksial (*mix flow*) untuk tinggi tekanan yang lebih rendah dan sedang dengan kapasitas yang besar dan pompa volut (*volute pump*) untuk tekanan yang tinggi.

Ada beberapa faktor yang mempengaruhi penggunaan pompa antara lain :

1. Debit air.
2. Pengoperasian pompa.
3. Kapasitas pompa.

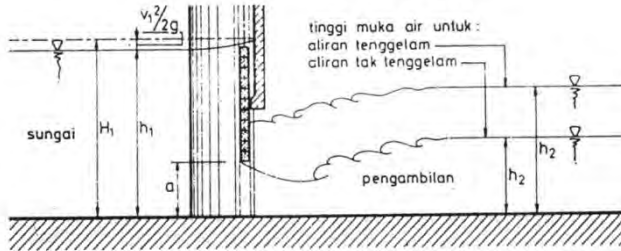
#### 2.8.5. Aliran Melalui Pintu

Pada daerah studi ini pintu pengatur berfungsi untuk mencegah masuknya air balik dari genangan di saluran pembuang yang masuk ke outlet saluran di hotel. Adapun dalam perhitungan aliran yang melalui pintu dihitung menggunakan perumusan :

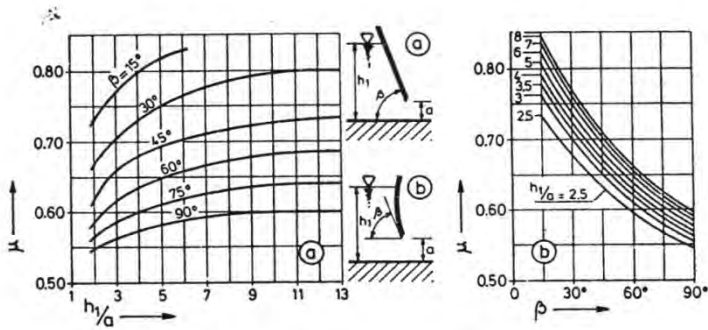
$$Q = \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 g Z} \dots\dots\dots (2.31)$$

dimana :

- Q = Debit (m<sup>3</sup>/dt)
- $\mu$  = Koefisien debit ( lihat Gambar 2.15 )
- a = Bukaan pintu (m)
- b = lebar pintu (m)
- g = Percepatan gravitasi (9,81 m/dt)



Gambar 2.7. Penampang aliran pada pintu air

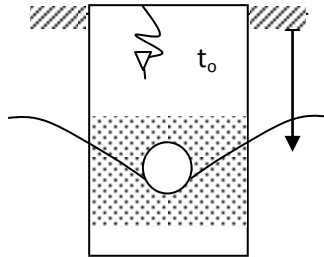


Gambar 2.8. Koefisien debit aliran pada pintu pengatur air

### 2.8.6. Analisa *Subsurface Drainage*

Prinsip drainase permukaan (*subsurface drainage*) yaitu mengarahkan aliran air ke bawah dengan memanfaatkan gaya gravitasi. Melihat kondisi rencana dari Surabaya *Carnival & Night Market* maka direncanakan pada daerah khusus seperti taman, dan fasilitas lain yang tidak memungkinkan untuk menggunakan sistem drainase pemukiman/perkotaan akan menggunakan konsep drainase permukaan (*subsurface drainage*). Analisa drainase permukaan ini menggunakan rumus dasar Darcy, yaitu :

Waktu konsentrasi ( $t_0$ ) ketika meresap ke dalam tanah :



Gambar 2.9. Penampang Melintang Pipa

Adapun rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$q_1 = n \cdot v_i$$

$$v_i = q_1 / n$$

$$t_0 = H / v_i$$

Waktu konsentrasi ( $t_f$ ) ketika melalui pipa drain :

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

$$t_f = L / V$$

$$t_c = t_0 + t_f$$

Intensitas Hujan Rencana (I)

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

Debit Banjir Rencana (Q)

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

### 2.8.7. Jarak Pipa Drain

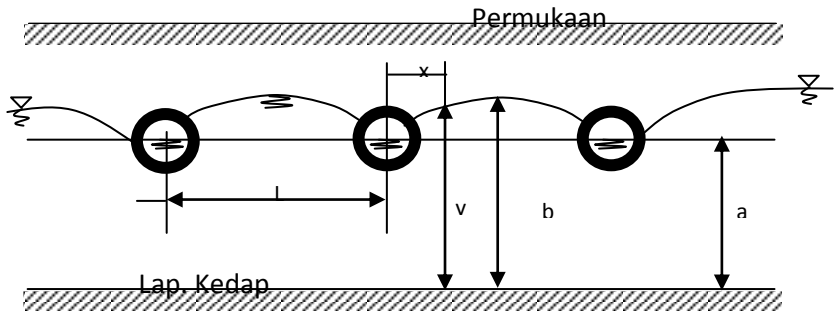
Pandang suatu sistem drainase dimana jarak antara pipa  $L$  meter, diatas impervious layer setinggi  $a$ . dan  $b$  adalah ketinggian maksimum water table diatas impervious layer.

Hukum Darcy :

$$Q_y = K.y. \frac{dy}{dx}$$

Dimana :

$Q_y$  = debit yang melewati penampang  $y$ . per unit panjang.

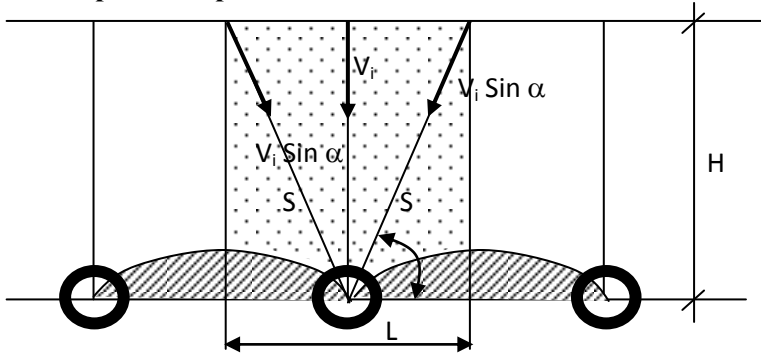


Gambar 2.10. Sket Definisi Penentuan Jarak Pipa Drain

Dengan menggunakan rumus *Dupuit* :

$$L = 2 \sqrt{\frac{K}{v} (b^2 - a^2)} \dots\dots\dots (2.32)$$

### 2.8.8. Kapasitas Pipa Drain



Gambar 2.11. Sket Definisi Penentuan Kemampuan Pipa

Daya resap tanah :

$q_1 = n.V_i =$  laju infiltrasi (mm/hari).

$V_i =$  kecepatan resap (mm/hari), searah  $S$

$n =$  porositas

Kemampuan sistem drain

$$\tan \alpha = \frac{H}{0,5 L}$$

$$S = \frac{H}{\sin \alpha}$$

$$t = \frac{S}{V_i \sin \alpha}$$

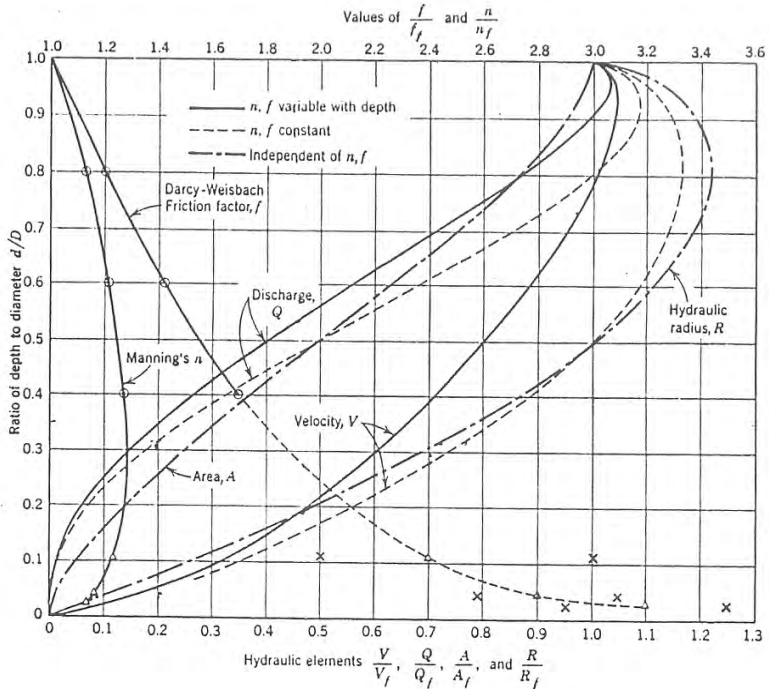
$$t = \frac{H}{V_i \sin^2 \alpha}$$

$$Q = q.L.P$$



### 2.8.9. Diameter Pipa Drain

Perhitungan diameter pipa dapat dilakukan dengan menggunakan grafik berikut dimana notasi den an subskrip 'f' menunjukkan kondisi aliran penuh, sedang tanpa subskrip menunjukkan kondisi yang ada. Grafik tersebut dapat dipakai untuk menghitung parameter hidrolis untuk harga koefisien Manning (n) yang tidak tergantung pada kedalaman, dan yang tergantung pada kedalaman aliran.



Gambar 2.12. Elemen Hidrolik Saluran Penampang Lingkaran/pipa

Tabel 2.9. Elemen Hidrolik Pipa

Kedalaman d/D	Luas a/A	Radius Hidroulik			Kecepatan v/V	Debit q/Q	Roughness N/n
		r/R	R/r	(r/R) <sup>1/8</sup>	For N/n = 1,0		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00
0.900	0.949	1.192	0.839	1.030	1.124	1.066	0.94
0.800	0.858	1.217	0.822	1.033	1.140	0.988	0.88
0.700	0.748	1.185	0.843	1.029	1.120	0.838	0.85
0.600	0.626	1.110	0.900	1.018	1.072	0.671	0.83
<b>0.500</b>	<b>0.500</b>	<b>1.000</b>	<b>1.000</b>	<b>1.000</b>	<b>1.000</b>	<b>0.500</b>	<b>0.81</b>
0.400	0.373	0.857	1.170	0.975	0.902	0.337	0.79
0.300	0.525	0.684	1.460	0.939	0.776	0.196	0.78
0.200	0.143	0.482	2.070	0.886	0.615	0.088	0.79
0.100	0.052	0.254	3.940	0.796	0.401	0.021	0.82
0.000	0.000	-	-	-	-	0.000	-

Penyelesaian dengan menggunakan tabel 6.1.

$$\frac{d}{D} = 0,5 \approx \frac{q}{Q} = 0,5$$

## 2.9 Analisa *HEC-RAS*

Analisa profil *backwater* diperlukan untuk mengetahui adanya muka air saluran Tol Waru-Juanda yang nantinya berpengaruh pada saluran drainase di luar kawasan, dengan menggunakan teori aliran berubah lambat laun. Evaluasi air yang terjadi dapat dianalisis dengan menggunakan program bantu *HEC-RAS* 4.1.0. *HEC-RAS* adalah program bantu yang digunakan untuk analisa hidrolika. Program bantu ini menggunakan asumsi aliran *unsteady flow* dan akan memberikan desain dari hasil kalkulasi analisa hidrolika tersebut.

1. Data input yang harus dimasukkan untuk melakukan analisa hidrolika menggunakan program bantu *HEC-RAS* 4.1.0 adalah:
  - Data geometrik sungai yang ditinjau (koordinat x, y untuk penampang melintang).
  - Koefisien *Manning*.
  - Jaringan saluran.
  - Data aliran permanen (*unsteady flow*), seperti : debit batas hulu dan hilir.
2. Output dari analisa program bantu *HEC-RAS* adalah :
  - Elevasi muka air di sepanjang aliran
  - Profil aliran yang ditinjau

Dalam *HEC-RAS*, yaitu aliran *steady* adalah aliran yang parameter aliarannya, seperti kecepatan ( $v$ ) tidak berubah (*constant*) selama selang waktu tertentu.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1. Umum**

Hujan yang jatuh di kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* akan dialirkan dan di tampung di kolam tampungan, air sebisa mungkin ditahan didalam kawasan dan hanya sebagian kecil air yang dibuang ke saluran pembuang kota, hal ini dilakukan agar limpasan air dari dalam kawasan tidak teralu membebani saluran kota, pada kasus ini adalah saluran Tol Waru-Juanda. Untuk *catchment area* tidak hanya ditinjau pada daerah kawasan studi saja, tetapi dengan memperhitungkan daerah aliran yang dilewati air disekitar kawasan studi. Disisi utara kawasan studi yaitu pada jalan Kertomenanggal dan *frontage road* terdapat beberapa saluran yang termasuk kedalam sistem *catchment area* untuk jalan Tol Waru-Juanda, dan akan dimasukkan kedalam analisa perhitungan hidrologi sebagai dasar dari perhitungan. Dengan mengacu pada *Surabaya Drainage Master Plan 2018* dan *software* bantu *Google Earth* dapat ditentukan sistem *catchment area* yang ada disekitar dan didalam kawasan studi. Untuk analisa muka air ditinjau dengan melihat kondisi batas hilir muka air di kali Perbatasan.

Konsep sistem drainase yaitu menggunakan saluran terbuka untuk saluran didalam kawasan dan menggunakan drainase permukaan atau *subsurface drainage* khususnya untuk didaerah taman yang berada didalam kawasan studi. Lokasi kolam tampungan direncanakan berada pada sisi barat dari kawasan *SCNM* yaitu tepat dibawah lokasi parkir. Untuk menganalisa penambahan volume debit limpasan di Surabaya *Carnival & Night Market* langkah – langkah yang diambil dalam penyusunan adalah :

### 3.2. Tahap Persiapan

#### 1. Studi Literatur

Mempelajari buku – buku literature dan laporan – laporan yang terkait dengan wilayah studi untuk mendapatkan informasi yang lebih mendetail mengenai kawasan. Diantaranya seperti laporan perencanaan dari konsultan terkait, dll.

#### 2. Studi Lapangan

Tahapan ini merupakan peninjauan secara langsung ke lapangan. Ini dilakukan untuk mengetahui keadaan eksisting saluran yang nantinya akan dilakukan perhitungan.

- Dimensi Saluran.

Peninjauan dimensi saluran secara langsung ke lapangan dimaksudkan untuk perhitungan *full bank capacity*. Dalam survey lapangan haruslah dilakukan dengan teliti agar hasil perhitungan valid.

- Mencari informasi dari saluran.

Informasi dari masyarakat sangat diperlukan untuk mengetahui kondisi eksisting disekitar kawasan studi.

### 3.3. Pengumpulan Data

Pengumpulan data dilakukan untuk membantu jalannya studi, data yang dikumpulkan meliputi data primer dan sekunder, data primer diambil langsung dari studi lapangan yaitu dimensi dan elevasi saluran.

Data sekunder diambil dari data instansi terkait, literature dan laporan dan topik sejenis sebagai berikut:

- Data curah hujan.
- Peta Lokasi Studi
- *Layout / site plan* lokasi studi.
- Potongan melintang jalan Tol Waru-Juanda

### **3.4. Tahap Analisa Perencanaan**

#### **3.4.1. Analisa Hidrologi**

1. Analisa data curah hujan
2. Analisa frekuensi dan probabilitas
3. Uji kecocokan parameter distribusi
4. Periode ulang hujan
5. Distribusi curah hujan
6. Debit banjir

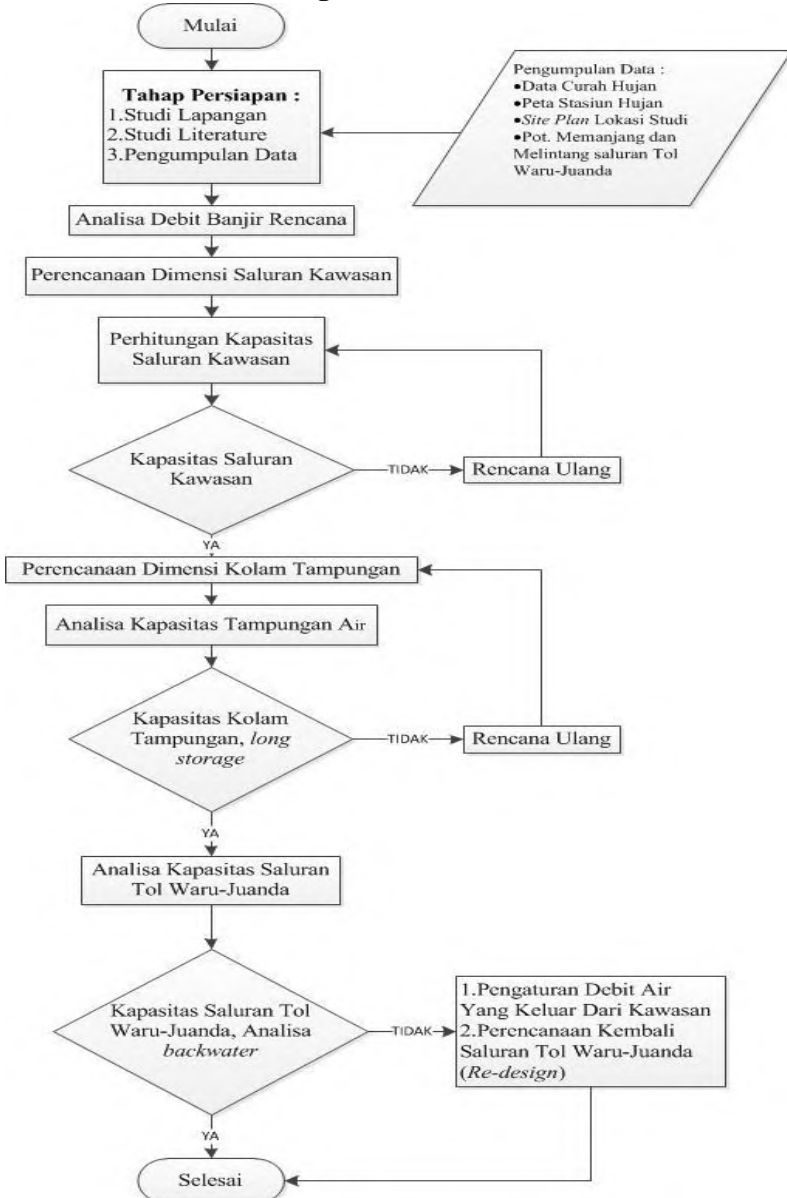
#### **3.4.2. Analisa Hidrolika**

1. Analisa kapasitas saluran di kawasan studi
2. Kapasitas saluran pembuang Tol Waru-Juanda.
3. Analisa *Backwater*.

#### **3.4.3. Analisa Tampungan Air**

1. Dimensi kolam tampungan
2. Analisa pompa
3. Analisa Pintu air
4. Analisa *long storage*

### 3.5. Flow Chart Metodologi



Gambar 3.1 Flow Cart



## **BAB IV**

### **ANALISA PERHITUNGAN**

#### **4.1. Kondisi Eksisting**

Kondisi eksisting Surabaya *Carnival & Night Market* (SCNM) yang direncanakan akan di bangun sekarang ini masih berupa lahan kosong, yang sebelumnya belum terdapat bangunan sama sekali. Dimensi saluran tepi ini mulai dari persis di belakang Korem lebar rata-rata 0,7 m dengan penampang trapesium, air limpasan dari jalan raya masuk melalui street inlet. Pada beberapa titik, saluran mengalami pendangkalan akibat dari kurangnya perawatan.



Gambar 4.1 Saluran Tepi Jalan Tol Waru - Juanda

#### **4.1.1. Sistem Drainase Eksisting**

##### **4.1.1.1 Sistem Drainase Di Luar Kawasan Surabaya *Carnival & Night Market***

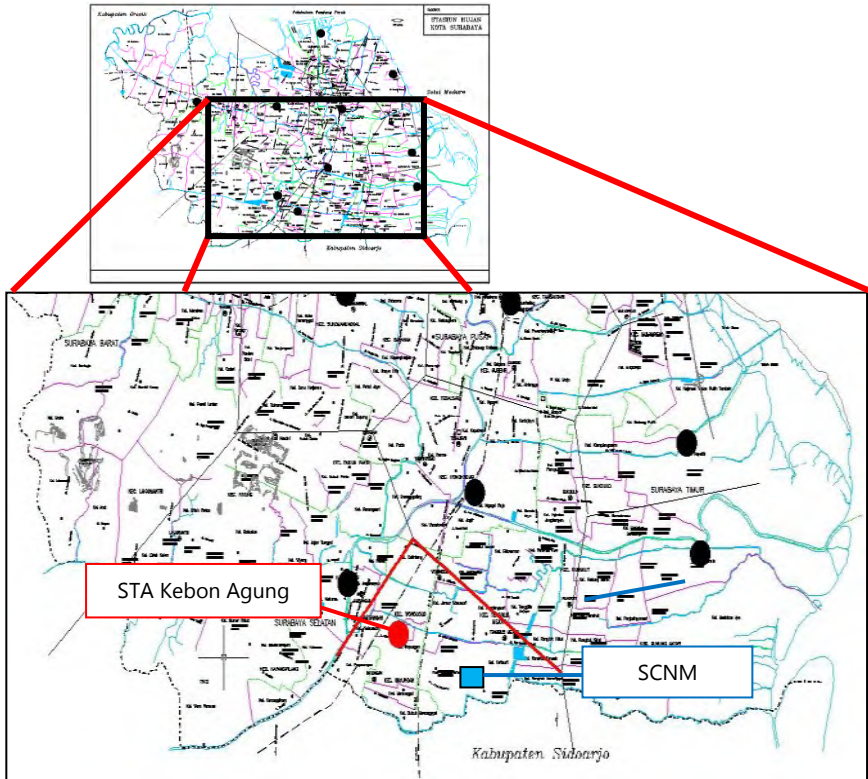
Saluran eksisting di tepi jalan Tol Waru-Juanda. Terdapat beberapa masalah pada saluran eksisting disekitar kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* diantaranya, saluran pembuang relatif kecil dan terjadi penyempitan akibat tumpukan dari sedimen. Serta terdapat saluran yang terputus atau buntu sehingga saluran diteruskan pada P.3 , P.4 dan seterusnya seperti terlihat pada gambar berikut 4.2 ini:



Gambar 4.2. Saluran Eksisting Disekitar Lokasi SCNM

## 4.2. Distribusi Curah Hujan Wilayah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan tugas akhir analisa sistem drainase saluran tol waru juanda akibat pembangunan Surabaya *carnival night & market* di kota Surabaya menggunakan penentuan titik pengamatan atau stasiun hujan dengan method Thiessen pada stasiun hujan yang terdekat dengan lokasi. Dilihat dari letak stasiun hujan yang ada di Surabaya, salah satu stasiun termasuk kedalam jaringan hujan yang ada di sekitar kawasan SCNM sehingga diasumsikan curah hujan harian yang turun disekitar kawasan tersebut adalah nilai curah hujan maksimum dari stasiun Kebon Agung. Sehingga sebaran hujan dapat dilihat pada gambar 4.3 berikut ini.



Gambar 4.3. Sebaran Stasiun Hujan di Surabaya (Peta Insert) dan Batas Pengaruh Stasiun Hujan Kebon Agung dalam Bentuk Poligon Thiesen.

### 4.3. Perhitungan Hujan Harian Rata-rata

Perhitungan hujan rata – rata digunakan untuk mengetahui tinggi hujan harian maksimum yang terjadi pada daerah studi. Berdasarkan cara Poligon Thiessen diketahui pada kawasan Subaya *Carnival & Night Market* hanya dipengaruhi satu stasiun penakar yaitu stasiun Kebon Agung. Pada Tabel 4.1 merupakan data hujan harian maksimum yang terjadi di stasiun Kebon Agung tahun 1993-2012.

Tabel 4.1. Curah Hujan Maksimum Tahunan

No	Tahun	Tinggi Curah Hujan Hujan (mm)
1	1993	97
2	1994	97
3	1995	115
4	1996	72
5	1997	87
6	1998	80
7	1999	110
8	2000	110
9	2001	117
10	2002	105
11	2003	75
12	2004	92
13	2005	105
14	2006	98
15	2007	100
16	2008	85
17	2009	76
18	2010	109
19	2011	97
20	2012	114

Sumber : Balai Surabaya

Tabel 4.2. Karakteristik Statistik Curah Hujan Maksimum

No	Tahun	R	$(R - \bar{R})$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1	2001	117	19,95	398,00	7940,15	158405,99
2	1995	115	17,95	322,20	5783,53	103814,45
3	2012	114	16,95	287,30	4869,78	82542,73
4	1999	110	12,95	167,70	2171,75	28124,13
5	2000	110	12,95	167,70	2171,75	28124,13
6	2010	109	11,95	142,80	1706,49	20392,55
7	2002	105	7,95	63,20	502,46	3994,56
8	2005	105	7,95	63,20	502,46	3994,56
9	2007	100	2,95	8,70	25,67	75,73
10	2006	98	0,95	0,90	0,86	0,81
11	1993	97	-0,05	0,00	0,00	0,00
12	1994	97	-0,05	0,00	0,00	0,00
13	2011	97	-0,05	0,00	0,00	0,00
14	2004	92	-5,05	25,50	-128,79	650,38
15	1997	87	-10,05	101,00	-1015,08	10201,51
16	2008	85	-12,05	145,20	-1749,69	21083,77
17	1998	80	-17,05	290,70	-4956,48	84507,94
18	2009	76	-21,05	443,10	-9327,31	196339,83
19	2003	75	-22,05	486,20	-10720,77	236392,87
20	1996	72	-25,05	627,50	-15718,94	393759,39
<b>Total</b>		<b>1941</b>	<b>0</b>	<b>3741</b>	<b>-17942</b>	<b>1372405</b>
<b>Rerata (<math>\bar{R}</math>)</b>		<b>97,05</b>	<b>0,0</b>	<b>187,0</b>	<b>-897,1</b>	<b>68620,3</b>

Sumber : Hasil perhitungan

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum(R - \bar{R})^2}{N - 1}} = 14,032$$

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{R}} = 0,145$$

$$Cs = \frac{\sum(R - \bar{R})^3 \cdot N}{(N - 1)(N - 2)Sd^3} = -0,380$$

$$Ck = \frac{\sum(R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N - 1)(N - 2)(N - 3)Sd^4} = 2,436$$

Tabel 4.3. Perbandingan Hasil Perhitungan Statistik dan Standart Distribusi

Data	Hasil	Distribusi				
		Normal	Gumbel	Pearson Type III	Log Pearson Type III	Log Normal
R	97,050					
s	14,032					
Cs	-0,380	0	1,139	Fleksibel	$0 < Cs < 9$	$Cs > 0$
Ck	2,436	3	5,402	Fleksibel		$Ck > 0$
Cv	0,145					

Sumber : Hasil perhitungan

#### 4.4. Analisa Frekuensi

Untuk menghitung distribusi curah hujan rencana seperti yang telah dijelaskan pada Bab III akan dilakukan perhitungan dengan tiga metode yaitu, Metode *Pearson Type III*, *Log Pearson Type III*, dan *Log Normal*. Sesuai dengan perbandingan hasil statistik pada tabel 4.3 diatas.

##### 4.4.1. Distribusi *Pearson Type III*

Dalam metode distribusi *Pearson Type III* hujan harian maksimum dihitung dengan menggunakan rumus  $R_t = \bar{R} + k \cdot S_d$ . dengan menentukan faktor  $k$  = faktor sidapt dari distribusi *Pearson Type III* yang merupakan fungsi dari besarnya  $C_s$  dan peluang. Berikut perhitungan dengan menggunakan distribusi *Pearson Type III*.

Tabel 4.4. Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode  
*Pearson Type III*

No	Tahun	R	$(R - \bar{R})$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1	2001	117	19,95	398,00	7940,15	158405,99
2	1995	115	17,95	322,20	5783,53	103814,45
3	2012	114	16,95	287,30	4869,78	82542,73
4	1999	110	12,95	167,70	2171,75	28124,13
5	2000	110	12,95	167,70	2171,75	28124,13
6	2010	109	11,95	142,80	1706,49	20392,55
7	2002	105	7,95	63,20	502,46	3994,56
8	2005	105	7,95	63,20	502,46	3994,56
9	2007	100	2,95	8,70	25,67	75,73
10	2006	98	0,95	0,90	0,86	0,81
11	1993	97	-0,05	0,00	0,00	0,00
12	1994	97	-0,05	0,00	0,00	0,00
13	2011	97	-0,05	0,00	0,00	0,00
14	2004	92	-5,05	25,50	-128,79	650,38
15	1997	87	-10,05	101,00	-1015,08	10201,51
16	2008	85	-12,05	145,20	-1749,69	21083,77
17	1998	80	-17,05	290,70	-4956,48	84507,94
18	2009	76	-21,05	443,10	-9327,31	196339,83
19	2003	75	-22,05	486,20	-10720,77	236392,87
20	1996	72	-25,05	627,50	-15718,94	393759,39
<b>Total</b>		<b>1941</b>	<b>0</b>	<b>3741</b>	<b>-17942</b>	<b>1372405</b>
<b>Rerata (<math>\bar{R}</math>)</b>		<b>97,05</b>	<b>0,0</b>	<b>187,0</b>	<b>-897,1</b>	<b>68620,3</b>

Sumber : Hasil perhitungan

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum(R - \bar{R})^2}{N - 1}} = 14,032$$

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{R}} = 0,145$$

$$Cs = \frac{\sum(R - \bar{R})^3 \cdot N}{(N - 1)(N - 2)Sd^3} = -0,380$$

$$Ck = \frac{\sum(R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N - 1)(N - 2)(N - 3)Sd^4} = 2,436$$

$$\bar{R} = 97,050$$

$$Sd = 14,032$$

Cs = -0,380 ; sehingga nilai  $k$  diperoleh dengan cara interpolasi antara nilai Cs = - 0,30 dan - 0,40 sebagai berikut :

Tabel 4.5. Nilai  $k$  Distribusi *Pearson Type III* dan *Log Pearson Type III*

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	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	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	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	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	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	4,395
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	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
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	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
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	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	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	1,000	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	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Soewarno, 1995)



$$K = \frac{-0,3 - (-0,380)}{-0,38 - (-0,40)} = \frac{0,050 - x}{x - 0,066}$$

$$= 0,063$$

Kemudian dilakukan perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan metode distribusi *Pearson Type III* dengan periode ulang 2,5,10 tahun dengan persamaan sebagai berikut :

Untuk periode ulang 2, tahun maka :

$$R_t = \bar{R} + k \cdot S_d$$

$$R_t = 97,050 + 0,063 \cdot 14,032 = 97,931$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4.6. Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana Untuk Periode Ulang (T) dengan Metode Distribusi *Pearson Type III*.

Periode Ulang ( T )	Curah Rata-rata $\bar{R}$	Standart Deviasi Sd	Faktor Distribusi ( K )	Hujan Harian Maksimum $R_t$
2	97,050	14,032	0,063	97,931
5	97,050	14,032	0,855	109,042
10	97,050	14,032	1,234	114,363

Sumber : Hasil perhitungan

#### 4.4.2. Distribusi Log *Pearson Tipe III*

Distribusi *Log Pearson Tipe III* banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisa data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk distribusi *Log Pearson Tipe III* merupakan hasil transformasi dari distribusi *Pearson Tipe III* dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmatik.

Tabel 4.7. Perhitungan *Log Pearson Tipe III*

No	Tahun	R(mm)	LogR	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})^2$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})^3$
1	1993	117	2,07	0,099	0,0098	0,00097
2	2004	172	2,24	0,266	0,0710	0,01892
3	2002	143	2,16	0,186	0,0347	0,00647
4	1997	120	2,08	0,110	0,0121	0,00134
5	2011	110	2,04	0,072	0,0052	0,00038
6	2010	109	2,04	0,068	0,0047	0,00032
7	2000	101	2,00	0,035	0,0012	0,00004
8	2003	99	2,00	0,027	0,0007	0,00002
9	2006	95	1,98	0,009	0,0001	0,00000
10	2007	89	1,95	-0,020	0,0004	-0,00001
11	2009	89	1,95	-0,020	0,0004	-0,00001
12	1999	86	1,93	-0,035	0,0012	-0,00004
13	2012	86	1,93	-0,035	0,0012	-0,00004
14	1998	84	1,92	-0,045	0,0020	-0,00009
15	1995	82	1,91	-0,055	0,0031	-0,00017
16	2005	81	1,91	-0,061	0,0037	-0,00022
17	2001	80	1,90	-0,066	0,0044	-0,00029
18	1996	70	1,85	-0,124	0,0154	-0,00190
19	1994	63	1,80	-0,170	0,0288	-0,00489
20	2008	53	1,72	-0,245	0,0599	-0,01466
Jumlah			39,38		0,26	0,0061

Sumber : Hasil perhitungan

$$\text{Log}\bar{R} = \frac{\sum \text{Log}R}{n} = 1,98$$

$$Sd \log R = \sqrt{\frac{\sum (\log R - \log \bar{R})^2}{n-1}} = 0,07$$

$$C_s = \frac{N \cdot \sum (\log R - \log \bar{R})^3}{(N-1) \cdot (N-2) \cdot (Sd \log R)^3} = -0,58$$

$$C_v = \frac{Sd \log R}{\log R} = 0,03$$

$$C_k = \frac{\sum (R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N-1)(N-2)(N-3)s^4} = 2,618$$

$$\text{Log}\bar{R} = 1,98$$

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

Cs = -0,580 ; sehingga nilai  $K$  diperoleh dengan cara interpolasi antara nilai Cs = -0,50 dan -0,60 dari Tabel 4.5. diatas sebagai berikut :

$$K = \frac{-0,5 - (-0,58)}{-0,58 - (-0,60)} = \frac{0,083 - x}{x - 0,099}$$

$$= 0,095$$

$$\begin{aligned} R_t &= \text{Log}\bar{R} + K \cdot \text{SdLog}\bar{R} \\ &= 1,98 + 0,095 \cdot 0,07 = 1,989 \end{aligned}$$

$$R_t = 97,43$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4.8. Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana Untuk Periode Ulang (T) dengan Metode *Log Pearson Type III*.

Periode Ulang ( T )	Curah rata-rata ( Log R )	Standart Deviasi $\overline{\text{SdLogR}}$	Faktor Distribusi ( K )	Hujan Harian Maksimum $\overline{\text{LogR}}$	Hujan Harian Maksimum ( Rt )
2	1,98	0,07	0,095	1,989	97,43
5	1,98	0,07	0,857	2,038	109,26
10	1,98	0,07	1,204	2,061	115,12

Sumber : Hasil perhitungan

#### 4.4.3. Distribusi *Log Normal*

Perhitungan hujan rencana metode *Log Normal* untuk periode ulang 2 tahun dihitung seperti tabel berikut:

Tabel 4.9. Hasil Perhitungan Hujan Rencana Dengan Metode *Log Normal*

No	Tahun	R(mm)	$\text{Log}R$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})^2$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})^3$	$(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})^4$
1	2001	117	2,07	0,086	0,0074	0,00063	0,000054039
2	1995	115	2,06	0,078	0,0061	0,00048	0,000037493
3	2012	114	2,06	0,074	0,0055	0,00041	0,000030735
4	1999	110	2,04	0,059	0,0035	0,00020	0,000012073
5	2000	110	2,04	0,059	0,0035	0,00020	0,000012073
6	2010	109	2,04	0,055	0,0030	0,00017	0,000009137
7	2002	105	2,02	0,039	0,0015	0,00006	0,000002253
8	2005	105	2,02	0,039	0,0015	0,00006	0,000002253
9	2007	100	2,00	0,018	0,0003	0,00001	0,000000095
10	2006	98	1,99	0,009	0,0001	0,00000	0,000000006
11	1993	97	1,99	0,004	0,0000	0,00000	0,000000000
12	1994	97	1,99	0,004	0,0000	0,00000	0,000000000
13	2011	97	1,99	0,004	0,0000	0,00000	0,000000000
14	2004	92	1,96	-0,019	0,0003	-0,00001	0,000000121
15	1997	87	1,94	-0,043	0,0018	-0,00008	0,000003396
16	2008	85	1,93	-0,053	0,0028	-0,00015	0,000007907
17	1998	80	1,90	-0,079	0,0063	-0,00050	0,000039659
18	2009	76	1,88	-0,102	0,0103	-0,00105	0,000106696
19	2003	75	1,88	-0,107	0,0115	-0,00124	0,000132981
20	1996	72	1,86	-0,125	0,0157	-0,00196	0,000245038
Jumlah			39,65	0,00	0,08	-0,003	0,001

Sumber : Hasil perhitungan

$$\text{Log}\bar{R} = \frac{\sum \text{Log}R}{n} = 1,98$$

$$\overline{\text{Sd log } R} = \sqrt{\frac{\sum (\log R - \overline{\log R})^2}{n-1}} = 0,07$$

$$C_s = \frac{N \cdot \sum (\log R - \overline{\log R})^3}{(N-1) \cdot (N-2) \cdot (\overline{\text{Sd log } R})^3} = -0,58$$

$$C_v = \frac{\overline{\text{Sd log } R}}{\overline{\log R}} = 0,03$$

$$C_k = \frac{\sum (R - \bar{R})^4 \cdot N^2}{(N-1)(N-2)(N-3)s^4} = 2,618$$

$$\text{Log}\bar{R} = 1,98$$

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

Tabel 4.10. Variabel Reduksi *Gauss*

PUH	Peluang	K <sub>T</sub>
1.0014	0.999	-3.05
1.005	0.995	-2.58
1.01	0.99	-2.33
1.05	0.95	-1.64
1.11	0.9	-1.28
1.25	0.8	-0.84
1.33	0.75	-0.67
1.43	0.7	-0.52
1.67	0.6	-0.25
2	0.5	0
2.5	0.4	0.25
3.33	0.3	0.52
4	0.25	0.67
5	0.2	0.84
10	0.1	1.28
20	0.05	1.64
50	0.02	2.05
100	0.01	2.33
200	0.005	2.58
500	0.002	2.88
1000	0.001	3.09

(Soewarno, 1995)

$k = 0$  (Tabel 4.10. Variabel reduksi *Gauss* dengan periode ulang 2, 5, dan 10 tahun)

$$\begin{aligned} R_t &= \text{Log}\bar{R} + K \cdot Sd\text{Log}\bar{R} \\ &= 1,98 + 0 \cdot 0,07 = 1,989 \end{aligned}$$

$$R_t = 97,43$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4.11. Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana Untuk Periode Ulang (T) dengan Metode *Log Normal*

Periode Ulang ( T )	Curah rata-rata ( Log R )	Standart deviasi $\frac{Sd\text{Log}R}{Sd\text{Log}R}$	Faktor distribusi ( K )	Hujan harian maksimum $\text{Log}\bar{R}$	Hujan harian maksimum ( Rt )
2	1,98	0,07	0	1,982	96,04
5	1,98	0,07	0,840	2,037	108,99
10	1,98	0,07	1,280	2,066	116,45

Sumber : Hasil perhitungan

#### 4.5. Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*The Goodness of Fit Test*) distribusi dari sample data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekwensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah :

- Uji *Chi-Kuadrat (Chi-Square)*
- *Smirnov – Kolmogorov*

Umumnya pengujian dilaksanakan dengan menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekwensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya.

#### 4.5.1. Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sample data yang dianalisis.

Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus :

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

keterangan :

- $\chi_h^2$  = Parameter Chi-Kuadrat terhitung
- G = Jumlah sub-kelompok (1+1,37 ln [n])
- $O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i
- $E_i$  = Jumlah teoritis pada sub kelompok ke i

Parameter  $\chi_h^2$  merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai  $\chi_h^2$  sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sebenarnya ( $\chi^2$ ).

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar kekecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap grup minimal 4 data pengamatan.
3. Jumlah data pengamatan sebesar  $O_i$ , tiap-tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :  
 $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlah seluruh G sub grup 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 binomial, nilai  $R=1$ , untuk distribusi Poisson).





Dari hasil perhitungan sebelumnya pada Tabel 4.4 didapatkan :

$$\bar{R} = 97,050 \text{ mm}$$

$$Sd = 14,032$$

$$k = -0,84 \text{ (dilihat pada Tabel 4.10. Variabel Reduksi Gauss)}$$

$$\begin{aligned} Rt &= 97,050 + (-0,84 \cdot 14,032) \\ &= 85,263 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4.12 Perhitungan Distribusi *Pearson Type III*

Probabilitas	Periode Ulang	$\bar{R}$	Sd	K	Rt
0,2	1,25	97,05	14,032	-0,84	85,263
0,4	1,66667	97,05	14,032	-0,25	93,542
0,6	2,5	97,05	14,032	0,25	100,558
0,8	5	97,05	14,032	0,84	108,837

Sumber : Hasil perhitungan

Sehingga ,

- sub grup 1 :  $Rt < 85,263$
- sub grup 2 :  $85,263 < Rt < 93,542$
- sub grup 3 :  $93,542 < Rt < 100,558$
- sub grup 4 :  $100,558 < Rt < 108,837$
- sub grup 5 :  $Rt > 108,837$

Tabel 4.13 Perhitungan  $\chi^2$  Uji Chi-Kuadrat Distribusi *Pearson Type III*

No	Interval	Jumlah Data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
	Sub Kelompok	Oi	Ei		
1	R ≤ 85,263	5	4	1	0,250
2	85,263 - 93,542	2	4	-2	1,000
3	93,542 - 100,558	5	4	1	0,250
4	100,558 - 108,837	2	4	-2	1,000
5	R ≥ 108,837	6	4	2	1,000
Jumlah		20	20		3,500

Kesimpulan  $\chi^2 = 3,500$  Dengan  $(dk) = 2$  dan  $\alpha = 5\%$  maka  $\chi^2_{h=5,991}$ . Jadi  $\chi^2 < \chi^2_h$  ( $\chi^2 < 5\%$ ), distribusi peluang **dapat diterima**.

## 2. Uji Distribusi Analisa Frekuensi Metode Distribusi *Log Pearson Type III*

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi Log Pearson Type III adalah :

$$R_t = \text{Log} \bar{R} + K \cdot \text{SdLog} \bar{R}$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya pada Tabel 4.7 di dapat hasil sebagai berikut :

$$\text{Log} \bar{R} = 1,98$$

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

$k = -0,84$  (nilai dari Tabel 4.9 dengan periode ulang 2, 5, dan 10)

$$R_t = 1,98 + (-0,84 \cdot 0,07) = 1,928$$

$$R_t = 84,629 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihta pada tabel berikut ini.

Tabel 4.14 Perhitungan Distribusi *Log Pearson Type III*

Probabilitas	Periode Ulang	Curah Hujan Rata-rata	Standar t Deviasi	Faktor Distribusi	Hujan Harian Maksimum	Hujan Harian Maksimum
	( T )	( Log R )	$SdLogR$	( K )	$\overline{LogR}$	( Rt )
0,2	1,25	1,98	0,07	-0,84	1,928	84,629
0,4	1,66667	1,98	0,07	-0,25	1,966	92,491
0,6	2,5	1,98	0,07	0,25	1,999	99,723
0,8	5	1,98	0,07	0,84	2,037	108,988

Sehingga ,

- sub grup 1 :  $Rt < 82,629$
- sub grup 2 :  $82,629 < Rt < 92,491$
- sub grup 3 :  $92,491 < Rt < 99,723$
- sub grup 4 :  $99,723 < Rt < 108,988$
- sub grup 5 :  $Rt > 108,988$

Tabel 4.15 Perhitungan  $\chi^2$  Uji Chi-Kuadrat Distribusi *Log Pearson Tipe III*

No	Interval	Jumlah data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
	Sub Kelompok	Oi	Ei		
1	$R \leq 84,629$	4	4	0	0,000
2	84,629 - 92,491	3	4	-1	0,250
3	92,491 - 99,723	4	4	0	0,000
4	99,723 - 108,988	3	4	-1	0,250
5	$R \geq 108,988$	6	4	2	1,000
Jumlah		20	20		1,500

Kesimpulan  $\chi^2 = 1,500$ . Dengan  $(dk) = 1$  dan  $\alpha = 5\%$  maka  $\chi^2_h = 5,991$  Jadi  $\chi^2 < \chi^2_h$  ( $\chi^2 < 5\%$ ), distribusi peluang **dapat diterima**.

### 3. Uji Distribusi Analisa Frekuensi Metode Distribusi *Log Normal*

Persamaan dasar yang digunakan dalam metode distribusi Log Pearson Type III adalah :

$$R_t = \text{Log}\bar{R} + K \cdot \text{SdLog}\bar{R}$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya pada Tabel 4.8 di dapat hasil sebagai berikut :

$$\text{Log}\bar{R} = 1,98$$

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

$k = -0,84$  (nilai dari Tabel 4.9 dengan periode ulang 2, 5, dan 10)

$$R_t = 1,98 + (-0,84 \cdot 0,07) = 1,928$$

$$R_t = 84,629 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihta pada tabel berikut ini.

Tabel 4.16 Perhitungan Distribusi *Log Normal*

Probabilitas	Periode Ulang	Curah Hujan Rata-rata	Standar t Deviasi	Faktor Distribusi	Hujan Harian Maksimum	Hujan Harian Maksimum
	( T )	( Log R )	<i>SdLogR</i>	( K )	$\bar{\text{LogR}}$	( $R_t$ )
0,2	1,25	1,98	0,07	-0,84	1,928	84,629
0,4	1,66667	1,98	0,07	-0,25	1,966	92,491
0,6	2,5	1,98	0,07	0,25	1,999	99,723
0,8	5	1,98	0,07	0,84	2,037	108,988

Sehingga ,

- sub grup 1 :  $R_t < 82,629$
- sub grup 2 :  $82,629 < R_t < 92,491$
- sub grup 3 :  $92,491 < R_t < 99,723$
- sub grup 4 :  $99,723 < R_t < 108,988$
- sub grup 5 :  $R_t > 108,988$

Tabel 4.17 Perhitungan  $\chi^2$  Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Interval	Jumlah data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
	Sub Kelompok	Oi	Ei		
1	R ≤ 84,629	4	4	0	0,000
2	84,629 - 92,491	3	4	-1	0,250
3	92,491 - 99,723	4	4	0	0,000
4	99,723 - 108,988	3	4	-1	0,250
5	R ≥ 108,988	6	4	2	1,000
Jumlah		20	20		1,500

Kesimpulan  $\chi^2 = 1,500$ . Dengan  $(dk) = 1$  dan  $\alpha = 5\%$  maka  $\chi^2_h = 5,991$  Jadi  $\chi^2 < \chi^2_h$  ( $\chi^2 < 5\%$ ), distribusi peluang **dapat diterima**.

#### 4.5.2. Uji Smirnov – Kolmogorof

Uji Kecocokan Smirnov – Kolmogorof, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (non – parametric test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari yang besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya 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.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (smirnov-kolmogorof test) tentukan harga DO (lihat Tabel 4.12)
  - Apabila  $D < DO$  maka distribusi teoritis dapat diterima.
  - Apabila  $D > DO$  maka distribusi teoritis tidak dapat diterima

Tabel 4.18. Nilai Kritis DO Untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

No.	N	$\alpha$			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
	N > 50	$\frac{1,07}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N^{0,5}}}$

Sumber : Hidrologi Jilid I, Suwarno Hal : 199

### 1. Uji Smirnov Kolmogorov Metode Pearson Type III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2000 dengan tinggi hujan ( $R_{24}$ ) adalah 117 mm:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut. Drai Tabel 4.1 untuk data hujan tahun 2000 dengan tinggi hujan = 117 mm di dapat :

$$\begin{aligned}
 m \text{ (peringkat / no rangking)} &= 1 \\
 n \text{ (jumlah data hujan)} &= 20 \\
 R_{rata2} &= 97,050 \text{ mm} \\
 \text{Degan rumus peluang :}
 \end{aligned}$$

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(20+1)} = 0,048$$

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

$$\begin{aligned}
 P &= 1 - P(X) \\
 &= 1 - 0,048 = 0,952
 \end{aligned}$$

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

$$f(t) = \frac{(R - \bar{R})}{sd} = \frac{(117 - 97,050)}{14,032} = 1,422$$

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

Dari tabel dengan nilai  $f(t) = 1,422$

Sehingga besarnya  $P'(X)$

$$P'(X) = 1 - P'(X <)$$

$$= 1 - 0,922$$

$$= 0,078$$

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

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

$$= 0,922 - 0,52$$

$$= -0,030$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.19. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Distribusi  
*Pearson Type III*

R	$\bar{R}$	m	$\sigma$	$P(X) = m/(N+1)$	$P(X <)$	$f(t) = (X - \bar{X}) / Sd$	$P'(X)$	$P'(X <)$	D
1	2	3	4	5	6 = (Nilai 1 - Kol 5)	7	8	9 = (Nilai 1 - Kol 8)	10 = Kol 9 - Kol 6
117,00	97,05	1	14,03	0,048	0,952	1,422	0,078	0,922	-0,030
115,00	97,05	2	14,03	0,095	0,905	1,279	0,101	0,899	-0,006
114,00	97,05	3	14,03	0,143	0,857	1,208	0,114	0,886	0,029
110,00	97,05	4	14,03	0,190	0,810	0,923	0,179	0,821	0,011
110,00	97,05	5	14,03	0,238	0,762	0,923	0,179	0,821	0,059
109,00	97,05	6	14,03	0,286	0,714	0,852	0,198	0,802	0,088
105,00	97,05	7	14,03	0,333	0,667	0,567	0,285	0,715	0,048
105,00	97,05	8	14,03	0,381	0,619	0,567	0,285	0,715	0,096
100,00	97,05	9	14,03	0,429	0,571	0,210	0,417	0,583	0,012
98,00	97,05	10	14,03	0,476	0,524	0,068	0,473	0,527	0,003
97,00	97,05	11	14,03	0,524	0,476	-0,004	0,516	0,484	0,008
97,00	97,05	12	14,03	0,571	0,429	-0,004	0,516	0,484	0,055
97,00	97,05	13	14,03	0,619	0,381	-0,004	0,516	0,484	0,103
92,00	97,05	14	14,03	0,667	0,333	-0,360	0,656	0,344	0,011
87,00	97,05	15	14,03	0,714	0,286	-0,716	0,765	0,235	-0,051
85,00	97,05	16	14,03	0,762	0,238	-0,859	0,806	0,194	-0,044
80,00	97,05	17	14,03	0,810	0,190	-1,215	0,907	0,093	-0,097
76,00	97,05	18	14,03	0,857	0,143	-1,500	0,934	0,066	-0,077
75,00	97,05	19	14,03	0,905	0,095	-1,571	0,942	0,058	-0,037
72,00	97,05	20	14,03	0,952	0,048	-1,785	0,964	0,036	-0,012
								Dmaks	0,103
Derajat kebebasan 5% dengan data 20 tahun								Do	0,29

$D_{max} = 0,103$  ada pada peringkat ke- $m = 13$  maka diperoleh nilai  $DO = 0,29$  ( $D_{max} < DO$ ) sehingga persamaan distribusi *Pearson Type III* dapat diterima.

## 2. Uji Smirnov Kolmogorov Metode Log Pearson Type III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2001 dengan tinggi hujan ( $R_{24}$ ) adalah 117 mm :

- Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut. Dari Tabel 4.6 untuk data hujan tahun 2001 dengan tinggi hujan = 117 mm dengan nilai *log* tinggi hujan = 2,07 mm di dapat :

$$\begin{aligned} m \text{ (peringkat / no rangking)} &= 1 \\ n \text{ (jumlah data hujan)} &= 20 \\ R_{rata2} &= 1,97 \text{ mm} \end{aligned}$$

Degan rumus peluang :

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(20+1)} = 0,048$$

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

$$\begin{aligned} P(X <) &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0,048 = 0,952 \end{aligned}$$

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

$$f(t) = \frac{(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})}{Sd} = \frac{(2,07 - 1,98)}{0,07} = 1,311$$

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

Dari tabel dengan nilai  $f(t) = 1,311$

Sehingga besarnya  $P'(X)$

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 1 - 0,904 \\ &= 0,096 \end{aligned}$$

- Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= P'(X <) - P(X <) \\ &= 0,904 - 0,952 \\ &= -0,048 \end{aligned}$$



Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.20 Perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorof* Distribusi *Log Pearson Tipe III*

LogR	Log $\bar{R}$	m	$\sigma$	P ( X ) = m/(N+1)	P ( X < )	f(t) = ( X - $\bar{X}$ ) / Sd	P' ( X )	P' ( X < )	D
1	2	3	4	5	6 = (Nilai 1 - Kol 5 )	7	8	9 = (Nilai 1 - Kol 8 )	10 = Kol 9 - Kol 6
2,07	1,98	1	0,07	0,048	0,952	1,311	0,096	0,904	-0,048
2,06	1,98	2	0,07	0,095	0,905	1,197	0,025	0,975	0,070
2,06	1,98	3	0,07	0,143	0,857	1,139	0,128	0,872	0,015
2,04	1,98	4	0,07	0,190	0,810	0,901	0,185	0,815	0,005
2,04	1,98	5	0,07	0,238	0,762	0,901	0,185	0,815	0,053
2,04	1,98	6	0,07	0,286	0,714	0,841	0,201	0,799	0,085
2,02	1,98	7	0,07	0,333	0,667	0,592	0,278	0,722	0,055
2,02	1,98	8	0,07	0,381	0,619	0,592	0,278	0,722	0,103
2,00	1,98	9	0,07	0,429	0,571	0,268	0,394	0,606	0,035
1,99	1,98	10	0,07	0,476	0,524	0,134	0,449	0,551	0,027
1,99	1,98	11	0,07	0,524	0,476	0,066	0,477	0,523	0,047
1,99	1,98	12	0,07	0,571	0,429	0,066	0,477	0,523	0,094
1,99	1,98	13	0,07	0,619	0,381	0,066	0,477	0,523	0,142
1,96	1,98	14	0,07	0,667	0,333	-0,285	0,615	0,385	0,052
1,94	1,98	15	0,07	0,714	0,286	-0,656	0,746	0,254	-0,032
1,93	1,98	16	0,07	0,762	0,238	-0,811	0,791	0,209	-0,029
1,90	1,98	17	0,07	0,810	0,190	-1,214	0,887	0,113	-0,077
1,88	1,98	18	0,07	0,857	0,143	-1,554	0,940	0,060	-0,083
1,88	1,98	19	0,07	0,905	0,095	-1,642	0,950	0,050	-0,045
1,86	1,98	20	0,07	0,952	0,048	-1,913	0,972	0,028	-0,020
								Dmaks	0,142
Derajat kebebasan 5% dengan data 20 tahun								Do	0,29

$D_{max} = 0,142$  ada pada peringkat ke- $m = 13$  maka diperoleh nilai  $D_0 = 0,29$  ( $D_{max} < D_0$ ) sehingga persamaan distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

### 3. Uji *Smirnov Kolmogorov* Metode *Log Normal*

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2001 dengan tinggi hujan ( $R_{24}$ ) adalah 117 mm :

- Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut. Dari Tabel 4.6 untuk data hujan tahun 2001 dengan tinggi

hujan = 117 mm dengan nilai  $\log$  tinggi hujan = 2,07 mm di dapat :

$$\begin{aligned} m \text{ (peringkat / no rangking)} &= 1 \\ n \text{ (jumlah data hujan)} &= 20 \\ R_{rata2} &= 1,97 \text{ mm} \end{aligned}$$

Degan rumus peluang :

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(20+1)} = 0,048$$

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

$$\begin{aligned} P(X <) &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0,048 = 0,952 \end{aligned}$$

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

$$f(t) = \frac{(\text{Log}R - \text{Log}\bar{R})}{Sd} = \frac{(2,07 - 1,98)}{0,07} = 1,311$$

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

Dari tabel dengan nilai  $f(t) = 1,311$

Sehingga besarnya  $P'(X)$

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 1 - 0,904 \\ &= 0,096 \end{aligned}$$

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= P'(X <) - P(X <) \\ &= 0,904 - 0,952 \\ &= -0,048 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihta pada tabel berikut ini.

Tabel 4.21 Perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorof* Distribusi *Log Normal*

LogR	LogR̄	m	σ	P ( X ) = m/(N+1)	P ( X< )	f(t) = ( X - X̄ ) / Sd	P' ( X )	P' ( X< )	D
1	2	3	4	5	6 = (Nilai 1 - Kol 5 )	7	8	9 = (Nilai 1 - Kol 8 )	10 = Kol 9 - Kol 6
2,07	1,98	1	0,07	0,048	0,952	1,311	0,096	0,904	-0,048
2,06	1,98	2	0,07	0,095	0,905	1,197	0,025	0,975	0,070
2,06	1,98	3	0,07	0,143	0,857	1,139	0,128	0,872	0,015
2,04	1,98	4	0,07	0,190	0,810	0,901	0,185	0,815	0,005
2,04	1,98	5	0,07	0,238	0,762	0,901	0,185	0,815	0,053
2,04	1,98	6	0,07	0,286	0,714	0,841	0,201	0,799	0,085
2,02	1,98	7	0,07	0,333	0,667	0,592	0,278	0,722	0,055
2,02	1,98	8	0,07	0,381	0,619	0,592	0,278	0,722	0,103
2,00	1,98	9	0,07	0,429	0,571	0,268	0,394	0,606	0,035
1,99	1,98	10	0,07	0,476	0,524	0,134	0,449	0,551	0,027
1,99	1,98	11	0,07	0,524	0,476	0,066	0,477	0,523	0,047
1,99	1,98	12	0,07	0,571	0,429	0,066	0,477	0,523	0,094
1,99	1,98	13	0,07	0,619	0,381	0,066	0,477	0,523	0,142
1,96	1,98	14	0,07	0,667	0,333	-0,285	0,615	0,385	0,052
1,94	1,98	15	0,07	0,714	0,286	-0,656	0,746	0,254	-0,032
1,93	1,98	16	0,07	0,762	0,238	-0,811	0,791	0,209	-0,029
1,90	1,98	17	0,07	0,810	0,190	-1,214	0,887	0,113	-0,077
1,88	1,98	18	0,07	0,857	0,143	-1,554	0,940	0,060	-0,083
1,88	1,98	19	0,07	0,905	0,095	-1,642	0,950	0,050	-0,045
1,86	1,98	20	0,07	0,952	0,048	-1,913	0,972	0,028	-0,020
Derajat kebebasan 5% dengan data 20 tahun								Dmaks	0,142
								Do	0,29

#### 4.6. Kesimpulan Analisa Frekuensi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov yang telah dilakukan. Berikut ini merupakan hasil perhitungan pengujian dengan menggunakan ketiga metode persamaan distribusi yang digunakan.

Tabel 4.22 Kesimpulan Hasil Uji Kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov

Persamaan Distribusi	Uji Kecocokan							
	Chi - Kuadrat				Smirnov-Kolmogorov			
	X <sup>2</sup>	Nilai	Xh <sup>2</sup>		Dmaks	Nilai	Do	
<i>Pearson Type III</i>	3,50	<	5,991	OK	0,103	<	0,29	OK
<i>Log Pearson Type III</i>	1,50	<	5,991	OK	0,142	<	0,29	OK
<i>Log Normal</i>	1,50	<	5,991	OK	0,142	<	0,29	OK

Sumber : Hasil Perhitungan

Berdasarkan hasil kesimpulan yang ditunjukkan Tabel 4.19, dapat diketahui bahwa untuk ketiga distribusi yang digunakan menghasilkan nilai yang memenuhi syarat yang diijinkan baik untuk uji *Chi Kuadrat* maupun *Smirnov Kolmogorov*. Namun distribusi terpilih yang akan digunakan untuk perhitungan curah hujan rencana adalah **distribusi Log Pearson tipe III**, karena mempunyai nilai *Chi-Kuadrat* paling kecil dan menjauhi dari nilai derajat kebebasan. Dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} R2 &= 97,43 \text{ mm} \\ R5 &= 109,26 \text{ mm} \\ R10 &= 115,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 4.7. Analisa Debit Banjir Rencana

### 4.7.1. Metode Rasional

Untuk menghitung debit banjir rencana pada tugas akhir ini digunakan Metode Rasional, yaitu :

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

Dimana :

- Q = Debit banjir ( $\text{m}^3/\text{detik}$ )
- C = Koefisien pengaliran
- I = Intesitas hujan untuk periode ulang tertentu ( $\text{mm}/\text{jam}$ )
- A = Luas DAS ( $\text{km}^2$ )

### 4.7.2. Analisa *Subsurface Drainage*

Analisa debit banjir rencana *subsurface drainage* digunakan pada taman Surabaya *Carnival & Night Market*

#### a. Koefisien Pengaliran (C)

Untuk daerah studi khususnya daerah taman, digunakan harga koefisien pengaliran  $C = 1$ , karena pada permukaan taman diasumsikan tidak terjadi genangan. Sehingga seluruh air hujan meresap ke bawah permukaan untuk dialirkan ke saluran pipa *subsurface*.

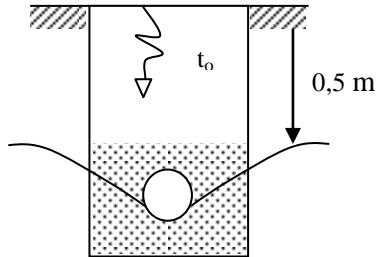
#### b. Waktu Konsentrasi (tc)

Waktu konsentrasi merupakan waktu ketika air meresap ke dalam tanah dan pada waktu air masuk melalui pipa drain.

Data-data pada area taman adalah sebagai berikut :

- Panjang Pipa (L) = 18 m
- Tebal lapisan drain (H) = 0,5 m
- Laju infiltrasi ( $q_1$ ) = 10  $\text{cm}/\text{jam}$
- Kemiringan pipa (S) = 0,002
- Porositas tanah ( $n_e$ ) = 0,31

- Waktu konsentrasi ( $t_0$ ) ketika meresap ke dalam tanah :



Gambar 4.4. Penampang Melintang Pipa

Adapun rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_1 &= n \cdot v_i \\ v_i &= q_1 / n \\ &= 10 / 0,31 \\ &= 32,26 \text{ cm/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_0 &= H / v_i \\ &= 50 / 32,26 \\ &= 1,55 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Waktu konsentrasi ( $t_f$ ) ketika melalui pipa drain :

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} = \frac{1}{n} \cdot 0,25D^{2/3} \cdot 0,002^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,013} \cdot (0,25(0,1))^{2/3} \cdot 0,002^{1/2} = 0,294 \text{ m/dt} \\ &= 1,10 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_f &= L / V \\ &= 0,018 / 1,10 \\ &= 0,016 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_c &= t_0 + t_f \\ &= 1,55 + 0,016 \\ &= 1,556 \text{ jam} \end{aligned}$$

c. Intensitas Hujan Rencana (I)

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{tc} \right)^{2/3} \\
 &= \frac{97,43}{24} \left( \frac{24}{1,556} \right)^{2/3} \\
 &= 25,15 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

d. Debit Banjir Rencana (Q)

$$\begin{aligned}
 A &= 0,00404 \text{ km}^2 \\
 Q &= 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \\
 &= 0,278 \times 1,0 \times 25,15 \times 0,00404 \\
 &= 0,028 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 &= 28 \text{ lt/dt}
 \end{aligned}$$

#### 4.7.3. Jarak Pipa Drain

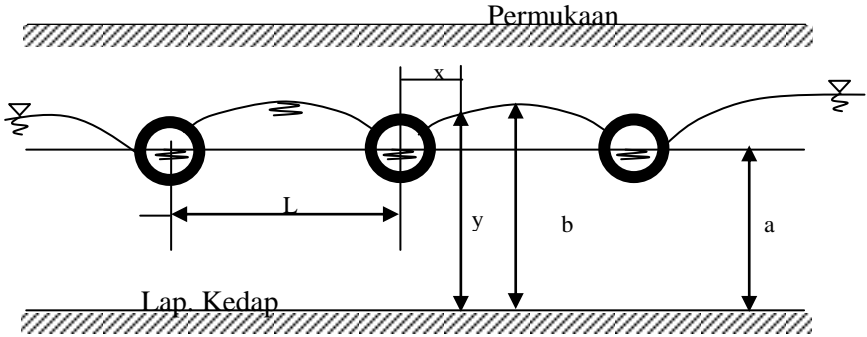
Pandang suatu sistem drainase dimana jarak antara pipa L meter, diatas impervious layer setinggi a. dan b adalah ketinggian maksimum water table diatas impervious layer.

Hukum Darcy :

$$Q_y = K.y. \frac{dy}{dx}$$

Dimana :

$Q_y$  = debit yang melewati penampang y. per unit panjang.



Gambar 4.5. Sket Definisi Penentuan Jarak Pipa Drain

Data-data perencanaan :

- Jarak impervious layer terhadap permukaan tanah = 5 m
- Kedalaman pipa dari permukaan tanah = 0,5 m
- Koefisien permeabilitas tanah  $K = 50$  mm/jam
- Laju infiltrasi tanah  $v = 100$  mm/jam
- Selisih muka air tanah maksimum = 0,3 m

Dengan menggunakan rumus *Dupuit* :

$$K = 5 \text{ cm/jam} \quad :$$

$$v = 10 \text{ cm/jam}$$

$$a = 5 - 0,5 = 4,5 \text{ m}$$

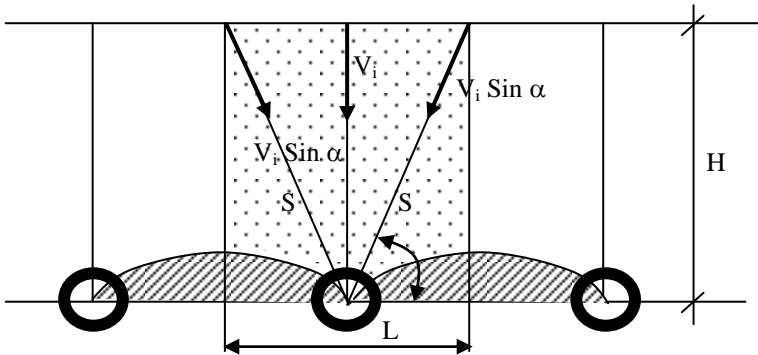
$$b = 4,5 + 0,3 = 4,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L &= 2 \sqrt{\frac{K}{v} (b^2 - a^2)} \\ &= 2 \sqrt{\frac{5}{10} (4,8^2 - 4,5^2)} \\ &= 2,79 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi, jarak antar pipa drain dipakai 3 m



#### 4.7.4. Kapasitas Pipa Drain



Gambar 4.6. Sket Definisi Penentuan Kemampuan Pipa

Daya resap tanah :

$q_1 = n \cdot V_i$  = laju infiltrasi (mm/hari).

$V_i$  = kecepatan resap (mm/hari), searah  $S$

$n$  = porositas

Kemampuan sistem drain

$$\tan \alpha = \frac{H}{0,5L}$$

$$S = \frac{H}{\sin \alpha}$$

$$t = \frac{S}{V_i \sin \alpha}$$

$$t = \frac{H}{V_i \sin^2 \alpha}$$

Data – data dari perencanaan sebelumnya :

- Kedalaman pipa = 0,5 m
- Jarak antar pipa drain = 3 m
- Panjang pipa drain = 18 m
- Laju infiltrasi tanah = 100 mm/jam
- Porositas tanah = 0,31

Penentuan kapasitas pipa drain

$$H = 0,5 \text{ m}$$

$$q_1 = 100 \text{ mm/jam,}$$

$$n = 0,31$$

Kecepatan resap

$$V_i = \frac{q_1}{n} = \frac{100}{0,31} = 322,58 \text{ mm/jam}$$

$$h = 0,5 \text{ m} = 500 \text{ mm}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$P = 18 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{0,5 L} = \frac{0,5}{0,5 \times 3} = 0,333$$

$$\alpha = 18,43^\circ$$

$$\sin^2 \alpha = 0,099$$

Debit yang dialirkan oleh pipa untuk setiap satuan luas permukaan tanah :

$$\begin{aligned} q &= 4/5 \cdot n \cdot V_i \cdot \sin^2 \alpha \\ &= 4/5 \times 0,31 \times 322,58 \times 0,099 \\ &= 7,919 \times 3 \\ &= 23,757 \text{ l/dt.ha} \end{aligned}$$

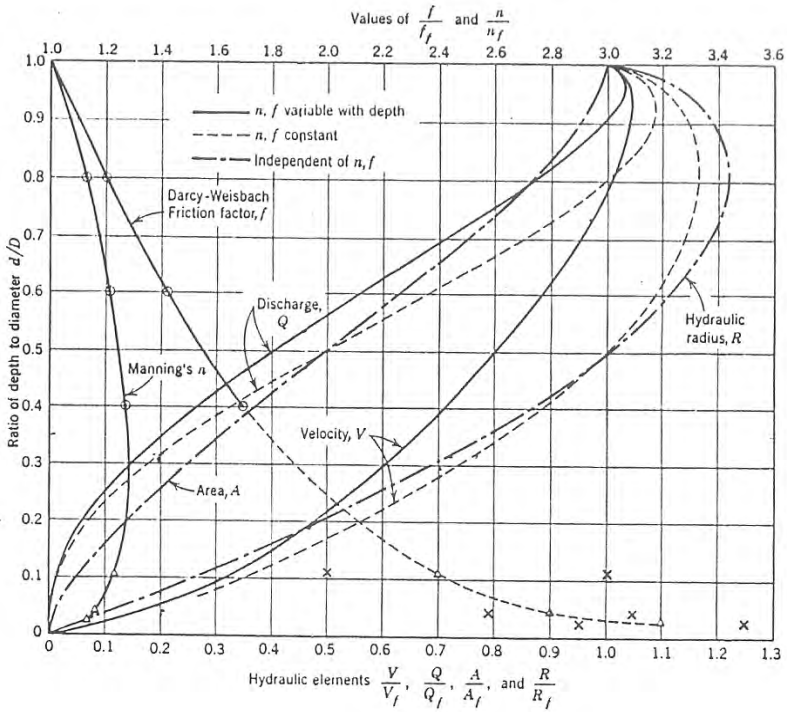
Untuk panjang pipa 18 m dengan jarak pipa 3 m, debit yang dialirkan adalah :

$$\begin{aligned} Q &= q.L.P \\ &= 23,757 \times 3 \times 18 \times \frac{1}{10000} \\ &= 0,128 \text{ l/dt} = 0,000128 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Jadi, kapasitas pipa drain *subsurface drainage* di taman *SCNM* adalah  $0,000128 \text{ m}^3/\text{dt}$ .

#### 4.7.5. Diameter Pipa Drain

Perhitungan diameter pipa dapat dilakukan dengan menggunakan grafik berikut dimana notasi dengan subskrip “f” menunjukkan kondisi aliran penuh, sedang tanpa subskrip menunjukkan kondisi yang ada. Grafik tersebut dapat dipakai untuk menghitung parameter hidrolis untuk harga koefisien Manning (n) yang tidak tergantung pada kedalaman, dan yang tergantung pada kedalaman aliran.



Gambar 4.7. Elemen Hidrolik Saluran Penampang Lingkaran/pipa

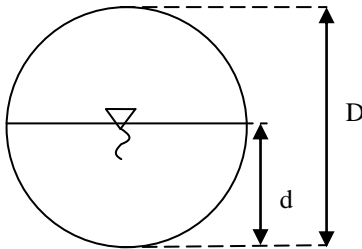
Tabel 4.23. Elemen Hidrolik Pipa

Kedalaman d/D	Luas a/A	Radius Hidroulik			Kecepatan v/V	Debit q/Q	Roughness
		r/R	R/r	(r/R) <sup>1/8</sup>			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00
0.900	0.949	1.192	0.839	1.030	1.124	1.066	0.94
0.800	0.858	1.217	0.822	1.033	1.140	0.988	0.88
0.700	0.748	1.185	0.843	1.029	1.120	0.838	0.85
0.600	0.626	1.110	0.900	1.018	1.072	0.671	0.83
<b>0.500</b>	<b>0.500</b>	<b>1.000</b>	<b>1.000</b>	<b>1.000</b>	<b>1.000</b>	<b>0.500</b>	<b>0.81</b>
0.400	0.373	0.857	1.170	0.975	0.902	0.337	0.79
0.300	0.525	0.684	1.460	0.939	0.776	0.196	0.78
0.200	0.143	0.482	2.070	0.886	0.615	0.088	0.79
0.100	0.052	0.254	3.940	0.796	0.401	0.021	0.82
0.000	0.000	-	-	-	-	0.000	-

Sumber : *Water and Wastewater Engineering, Gordon M. Fair, John Geyer and Daniel A. Okun.*

Perencanaan diameter Pipa Drain taman *SCNM*

Data-data perencanaan :



$$\begin{aligned}
 Q &= 0,000128 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 d/D &= 0,5 \\
 n &= 0,013 \text{ (Koef Manning)} \\
 S &= 0,002
 \end{aligned}$$

Gambar 4.8. Penampang Lingkaran Pipa Drain

Penyelesaian dengan menggunakan tabel 6.1.

$$\frac{d}{D} = 0,5 \approx \frac{q}{Q} = 0,5$$

$$Q = \frac{q}{0,5} \approx Q = \frac{0,000128}{0,5} = 0,000256 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1/4\pi D^2}{\pi D} = 1/4D$$

$$\begin{aligned}
 Q &= V.A = \frac{1}{n} (1/4D)^{2/3} S^{1/2} (1/4\pi D^2) \\
 &= \frac{1}{0,013} (1/4D)^{2/3} 0,002^{1/2} (1/4\pi D^2) = 1,072 D^{8/3}
 \end{aligned}$$

$$D = \left( \frac{0,000256}{1,072} \right)^{3/8} = 0,043 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$$

Jadi, Diameter pipa drain di taman *SCNM* dipakai 10 cm

#### **4.8. Analisa Perhitungan Jaringan Saluran**

Dalam perencanaan jaringan drainase di kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* beberapa hal yang menjadi acuan dalam perhitungan adalah:

- Jaringan drainase di desain dengan satu outlet pengeluaran air ke saluran kota.
- Dalam kawasan tersebut digunakan kolam tampungan untuk menahan aliran sementara sewaktu hujan.
- Saluran di dalam kawasan dibagi menjadi 3 jenis yaitu saluran tersier, sekunder, dan primer.

##### **4.8.1. Perhitungan Sub DAS Dalam Kawasan**

Untuk merencanakan saluran drainase didalam kawasan perlu dilakukan perhitungan sub DAS untuk mengetahui sub daerah yang merupakan daerah tangkapan air ataupun daerah pengaliran dari rencana saluran didalam kawasan yang ada.

Tabel 4.24 Pembagian Sub DAS Di dalam Kawasan

No	Nama Blok	Nama Sub Blok	Jenis Sub DAS						Luas Total	
			RTH		Jalan		Bangunan		m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>
			m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>		
1	A	A1	0	0	0	0	1022,615	0,00102	1022,615	0,00102
		A2	910,208	0,00091	0	0	0	0	910,208	0,00091
		B3	2657,265	0,00266	0	0	0	0	2657,265	0,00266
2	B	B1	3818,536	0,00382	0	0	0	0	3818,536	0,00382
		B2	0	0	0	0	1361,273	0,00136	1361,273	0,00136
3	C	C1	0	0	0	0	710,100	0,00071	710,100	0,00071
		C2	1840,884	0,00184	0	0	920,442	0,00092	2761,326	0,00276
		C3	600,179	0,00060	0	0	1200,358	0,00120	1800,537	0,00180
		C4	0	0	0	0	694,409	0,00069	694,409	0,00069
		C5	1615,223	0,00162	0	0	161,624	0,00016	1776,847	0,00178
		C6	2389,168	0,00239	0	0	0	0	2389,168	0,00239
4	D	D1	2090,979	0,00209	0	0	137,500	0,00014	2228,479	0,00223
		D2	1285,072	0,00129	0	0	668,809	0,00067	1953,881	0,00195
		D3	1785,869	0,00179	0	0	290,145	0,00029	2076,014	0,00208
5	E	E1	2507,386	0,00251	0	0	2507,386	0,00251	5014,773	0,00501
		E2	0	0	0	0	4783,720	0,00478	4783,720	0,00478
6	F	F1	2302,452	0,00230	0	0	0	0	2302,452	0,00230
		F2	2014,774	0,00201	0	0	287,678	0,00029	2302,452	0,00230
		F3	1587,369	0,00159	0	0	1507,137	0,00151	3094,506	0,00309
		F4	1807,151	0,00181	0	0	0	0	1807,151	0,00181
7	G	G1	2010,328	0,00201	0	0	0	0	2010,328	0,00201
		G2	0	0	0	0	1542,483	0,00154	1542,483	0,00154
		G3	0	0	0	0	2631,688	0,00263	2631,688	0,00263
		G4	5263,375	0,00526	0	0	0	0	5263,375	0,00526
8	H	H	0	0	2173,651	0,00217	656,165	0,00066	2829,817	0,00283
9	I	I1	0	0	217,101	0,00022	0	0	217,101	0,00022
		I2	0	0	211,452	0,00021	0	0	211,452	0,00021
		I3	0	0	215,108	0,00022	0	0	215,108	0,00022
		I4	0	0	214,615	0,00021	0	0	214,615	0,00021
		I5	0	0	345,648	0,00035	0	0	345,648	0,00035
		I6	0	0	347,813	0,00035	0	0	347,813	0,00035
		I7	0	0	349,106	0,00035	0	0	349,106	0,00035
10	J	I8	0	0	426,260	0,00043	0	0	426,260	0,00043
		J1	0	0	1634,906	0,00163	0	0	1634,906	0,00163
		J2	0	0	2023,436	0,00202	0	0	2023,436	0,00202
		J3	0	0	1722,147	0,00172	915,503	0,00092	2637,650	0,00264
Jumlah									68366,496	0,068

Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.25 Perhitungan C Gabungan

No	Nama Saluran	Nama Blok / Sub Blok	L sal (m)	Luas RTH		C RTH	Luas Jalan		C Jalan	Luas Bangunan		C RTH	$\Sigma AiCi$	$\Sigma Ai$	C Gab
				m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>		m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>		m <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16 = (Kolom 14 / Kolom 15)
1	Saluran 1	A1	141,450	0	0	0,50	0	0	0,90	1022,615	0,00102	0,80	0,00260	0,00459	0,567
		A2		910,21	0,00091	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80			
		B3		2657,27	0,00266	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80			
2	Saluran 2	B1	155,137	3818,54	0,00382	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0,00300	0,00518	0,579
		B2		0	0	0,50	0	0	0,90	1361,273	0,00136	0,80			
3	Saluran 3	C1	103,584	0	0	0,50	0	0	0,90	710,100	0,00071	0,80	0,00057	0,00071	0,800
4	Saluran 4	C2	185,173	1840,88	0,00184	0,50	0	0	0,90	920,442	0,00092	0,80	0,00166	0,00276	0,600
5	Saluran 5	C3	102,132	600,18	0,00060	0,50	0	0	0,90	1200,358	0,00120	0,80	0,00126	0,00180	0,700
6	Saluran 6	C4	54,458	0	0	0,50	0	0	0,90	694,409	0,00069	0,80	0,00056	0,00069	0,800
7	Saluran 7	C5	41,402	1615,22	0,00162	0,50	0	0	0,90	161,624	0,00016	0,80	0,00094	0,00178	0,527
		C6		2389,17	0,00239	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0,00232	0,00447	0,519
8	Saluran 8	D3	189,267	1785,87	0,00179	0,50	0	0	0,90	290,145	0,00029	0,80			
		D1		2090,98	0,00209	0,50	0	0	0,90	137,500	0,00014	0,80			
9	Saluran 9	D2	145,708	1285,07	0,00129	0,50	0	0	0,90	668,809	0,00067	0,80	0,00233	0,00418	0,558
		E1		267,289	2507,39	0,00251	0,50	0	0	0,90	2507,386	0,00251			
10	Saluran 10	E2	216,811	0	0	0,50	0	0	0,90	4783,720	0,00478	0,80	0,00383	0,00478	0,800
11	Saluran 11	F1	92,338	2302,45	0,00230	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0,00239	0,00460	0,519
		F2		2014,77	0,00201	0,50	0	0	0,90	287,678	0,00029	0,80			
13	Saluran 13	-	104,202	1587,37	0	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0	0	0
14	Saluran 14	F3	154,860	1807,15	0,00181	0,50	0	0	0,90	1507,137	0,00151	0,80	0,00211	0,00331	0,636
15	Saluran 15	F4	109,040	2010,33	0,00201	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0,00101	0,00201	0,500
16	Saluran 16	G1	101,100	0	0	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0	0	0
17	Saluran 17	G2	127,449	0	0	0,50	0	0	0,90	1542,483	0,00154	0,80	0,00123	0,00154	0,800
18	Saluran 18	G3	165,158	5263,38	0,00526	0,50	0	0	0,90	2631,688	0,00263	0,80	0,00474	0,00790	0,600
		G4		0	0	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80			
19	Saluran 19	-	84,754	0	0	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0	0	0
20	Saluran 20	-	94,886	0	0	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0	0	0
21	Saluran 21	H	174,473	0	0	0,50	2173,651	0,00217	0,90	656,165	0,00066	0,80	0,00248	0,00283	0,877
22	Saluran 22	I1	21,953	0	0	0,50	217,101	0,00022	0,90	0	0	0,80	0,00020	0,00022	0,900
23	Saluran 23	I2	21,965	0	0	0,50	211,452	0,00021	0,90	0	0	0,80	0,00019	0,00021	0,900
24	Saluran 24	I3	21,776	0	0	0,50	215,108	0,00022	0,90	0	0	0,80	0,00019	0,00022	0,900
25	Saluran 25	I4	21,9531	0	0	0,50	214,615	0,00021	0,90	0	0	0,80	0,00019	0,00021	0,900
26	Saluran 26	-	35,1807	0	0	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0	0	0,000
27	Saluran 27	I5	37,4084	0	0	0,50	345,648	0,000346	0,90	0	0	0,80	0,00031	0,00035	0,900
28	Saluran 28	I6	36,693	0	0	0,50	347,813	0,000348	0,90	0	0	0,80	0,00031	0,00035	0,900
29	Saluran 29	I7	36,6621	0	0	0,50	349,106	0,000349	0,90	0	0	0,80	0,00031	0,00035	0,900
30	Saluran 30	I8	36,9298	0	0	0,50	426,260	0,000426	0,90	0	0	0,80	0,00038	0,00043	0,900
31	Saluran 31	-	47,0936	0	0	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0	0	0,000
32	Saluran 32	J1	46,7052	0	0	0,50	1634,906	0,00163	0,90	0	0	0,80	0,00147	0,00163	0,900
33	Saluran 33	J2	59,5318	0	0	0,50	2023,436	0,00202	0,90	0	0	0,80	0,00182	0,00202	0,900
34	Saluran 34	J3	59,5318	0	0	0,50	1722,147	0,00172	0,90	915,503	0,00092	0,80	0,00228	0,00264	0,865
35	Saluran 35	-	60,7749	0	0	0,50	0	0	0,90	0	0	0,80	0	0	0,000

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

#### 4.8.2 Perhitungan Waktu Konsentrasi

Pehitungan waktu konsentrasi pada kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* meliputi perhitungan waktu aliran air pada atap gedung ( $t_0$ ), perhitungan waktu aliran pada saluran ( $tf$ ), dan perhitungan waktu pengaliran air pada titik yang dituju ( $tc$ ) disebut juga waktu konsentrasi.

#### 4.8.3 Perhitungan $t_0$

Pada kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* terdiri dari beberapa bangunan, taman, dan jalan yang memiliki luasan berbeda. Asumsi yang digunakan untuk estimasi nilai  $t_0$  adalah:

1. Atap gedung berbahan beton, memiliki nilai koefisien kekasaran bahan ( $nd$ ) 0,02 (asumsi untuk permukaan kedap air dan licin) dan kemiringan atap gedung ( $So$ ) 0,01.
2. Untuk area halaman paving nilai  $So = 0.01$  dan  $nd = 0,02$
3. Jalan aspal dengan nilai  $So = 0,01$  dan  $nd = 0,02$

Contoh perhitungan nilai  $t_0$  pada Saluran Tersier 1.

- Taman

Panjang lahan ( $L_0$ ) = 58,450 m

Kemiringan lahan ( $S$ ) = 0,005

$nd = 0,020$

$$t_0 = 1,44 \left( \frac{nd L}{S^{0,5}} \right)^{0,467} = 1,44 \left( \frac{0,02 \times 58,450}{0,005^{0,5}} \right)^{0,467} = 5,337 \text{ menit}$$

- Atap Galvalum

Panjang lahan ( $L_0$ ) = 32,766 m

Kemiringan lahan ( $S$ ) = 0,01

$nd = 0,020$

$$t_0 = 1,44 \left( \frac{nd L}{S^{0,5}} \right)^{0,467} = 1,44 \left( \frac{0,02 \times 32,766}{0,01^{0,5}} \right)^{0,467} = 3,465 \text{ menit}$$

Nilai  $t_0$  untuk ST.1 = 5,337 menit (dipakai yang terbesar).

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihta pada tabel berikut ini.

Tabel 4.26 Perhitungan  $t_0$ 

No	Nama Saluran	Nama Blok / Sub Blok	Jenis Saluran	Kode Saluran	Jenis Hambatan	nd	L0	S Lahan	t0	t0 Max
							(m)		(menit)	(menit)
1	Saluran 1	A1	Saluran Tersier 1	ST.1	Taman	0,020	58,450	0,005	5,337	5,337
		A2			Atap Galvalume	0,020	32,766	0,010	3,465	
		B3			Taman	0,020	38,180	0,005	4,375	
2	Saluran 2	B1	Saluran Tersier 2	ST.2	Taman	0,020	50,370	0,005	4,979	4,979
		B2			Atap Galvalume	0,020	14,260	0,010	2,349	
3	Saluran 3	C1	Saluran Tersier 3	ST.3	Atap Galvalume	0,020	6,727	0,010	1,654	1,654
4	Saluran 4	C2	Saluran Tersier 4	ST.4	Taman	0,020	15,917	0,005	2,907	2,907
5	Saluran 5	C3	Saluran Tersier 5	ST.5	Taman	0,020	35,950	0,005	4,253	4,253
6	Saluran 6	C4	Saluran Sekunder 1	SS.1	Atap Galvalume	0,020	12,770	0,010	2,231	2,231
7	Saluran 7	C5	Saluran Tersier 6	ST.6	Taman	0,020	52,647	0,005	5,083	5,083
8	Saluran 8	C6	Saluran Sekunder 2	SS.2	Taman	0,020	79,923	0,005	6,177	6,177
		D3			Atap Galvalume	0,020	26,358	0,010	3,130	
9	Saluran 9	D1	Saluran Tersier 7	ST.7	Jalan	0,020	80,671	0,010	5,277	5,277
		D2			Atap Galvalume	0,020	53,735	0,010	4,365	
10	Saluran 10	E1	Saluran Sekunder 3	SS.3	Taman	0,020	48,121	0,005	4,874	4,874
11	Saluran 11	E2	Saluran Tersier 8	ST.8	Taman	0,020	60,884	0,005	5,440	5,440
12	Saluran 12	F1	Saluran Tersier 9	ST.9	Atap Galvalume	0,020	49,692	0,010	4,208	5,370
		F2			Taman	0,020	59,221	0,005	5,370	
13	Saluran 13	-	Saluran Sekunder 4	SS.4	Atap + Taman	0,020	52,420	0,010	4,315	4,315
14	Saluran 14	F3	Saluran Tersier 10	ST.10	Atap + Taman	0,020	34,391	0,010	3,544	3,544
15	Saluran 15	F4	Saluran Sekunder 5	SS.5	Jalan	0,020	20,120	0,005	3,244	3,244
16	Saluran 16	G1	Saluran Sekunder 6	SS.6	Taman	0,020	19,865	0,005	3,224	3,224
17	Saluran 17	G2	Saluran Tersier 11	ST.11	Taman	0,020	30,336	0,010	3,342	3,342
18	Saluran 18	G3	Saluran Tersier 12	ST.12	Atap Galvalume	0,020	39,710	0,005	4,456	4,456
		G4			Atap	0,020	38,279	0,005	4,380	
19	Saluran 19	-	Saluran Sekunder 7	SS.7	-	-	-	-	-	
20	Saluran 20	-	Saluran Sekunder 8	SS.8	-	-	-	-	-	
21	Saluran 21	H	Saluran Tersier 13	ST.13	Atap + Jalan	0,020	33,590	0,010	3,505	3,505
22	Saluran 22	I1	Saluran Tersier 14	ST.14	Jalan	0,020	6,970	0,010	1,682	1,682
23	Saluran 23	I2	Saluran Tersier 15	ST.15	Jalan	0,020	6,540	0,010	1,632	1,632
24	Saluran 24	I3	Saluran Tersier 16	ST.16	Jalan	0,020	6,560	0,010	1,635	1,635
25	Saluran 25	I4	Saluran Tersier 17	ST.17	Jalan	0,020	7,090	0,010	1,695	1,695
26	Saluran 26	-	Saluran Sekunder 9	SS.9	-	-	-	-	-	
27	Saluran 27	I5	Saluran Sekunder 10	SS.10	Jalan	0,020	6,750	0,010	1,657	1,657
28	Saluran 28	I6	Saluran Tersier 18	ST.18	Jalan	0,020	6,560	0,010	1,635	1,635
29	Saluran 29	I7	Saluran Tersier 19	ST.19	Jalan	0,020	6,650	0,010	1,645	1,645
30	Saluran 30	I8	Saluran Tersier 20	ST.20	Jalan	0,020	6,508	0,010	1,629	1,629
31	Saluran 31	-	Saluran Sekunder 11	SS.11	-	-	-	-	-	
32	Saluran 32	J1	Saluran Sekunder 12	SS.12	Jalan	0,020	23,914	0,010	2,991	2,991
33	Saluran 33	J2	Saluran Tersier 21	ST.21	Jalan	0,020	16,344	0,010	2,504	2,504
34	Saluran 34	J3	Saluran Tersier 22	ST.22	Jalan	0,020	14,374	0,010	2,358	2,358
35	Saluran 35	-	Saluran Sekunder 13	SS.13	-	-	-	-	-	

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.8.4 Perhitungan $tf$ dan $tc$

Dalam perencanaan ini, kemiringan saluran direncanakan 0,004 dan kecepatan saluran diperoleh berdasarkan rumusan :

( $v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{0,5}$ ). Panjang saluran terlampir pada Tabel 4.21. maka, dengan rumusan  $tf = \frac{L}{v}$  dapat didapatkan nilai  $tf$ . Dalam menentukan nilai  $v$  disini adalah menggunakan metode *trial-error* dari penampang hidrolika.

#### 4.9. Perhitungan Dimensi Saluran Drainase Kawasan

Perhitungan dimensi saluran drainase pada kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* terbagi dalam beberapa blok. Perencanaan dimensi saluran dari masing-masing jenis saluran yaitu saluran tersier, sekunder dan primer direncanakan dengan dimensi yang sama/*typical*.

Saluran pada kawasan ini direncanakan selain dapat mengalirkan air limpasan air hujan dari hulu sampai dengan hilir juga digunakan sebagai tampungan sementara yang dikenal dengan *long storage*, yaitu tampungan dengan model memanjang. Tampungan sementara/*long storage* ini direncanakan untuk mengurangi beban kepada saluram drainase kota dan dibantu kolam tampungan apabila terjadi limpasan yang lebih besar dari perencanaan. Saluran pada kawasan perumahan direncanakan dapat mengalirkan dan menampung debit dengan periode ulang hujan 2 tahun (R2).

Saluran pada kawasan ini terbuat dari beton pada dasar dan kedua sisinya dengan nilai kekasaran *Manning* sebesar 0,013. Saluran-saluran didalam kawasan ini baik saluran tersier, saluran sekunder maupun saluran primer keseluruhannya dilengkapi dengan penutup pada bagian atasnya, sehingga air limpasan yang terjadi pada permukaan masuk ke dalam saluran melalui lubang-lubang pada penutup.

Contoh perhitungan Saluran Tersier 1 (ST.1) pada titik kontrol 1 adalah sebagai berikut :

Koefisien kekasaran manning 'n' = 0,017

Kemiringan saluran 'I' = 0,0004 (direncanakan)

Direncanakan saluran berbentuk persegi dengan b = h dengan nilai :

b = 0,60 m (*trial and error*)

h = 0,60 m (*trial and error*)

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang saluran 'A'} &= b \times h \\ &= 0,60 \times 0,60 = 0,360 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Penampang basah saluran 'P'} &= B + 2h \\ &= 0,60 + (2 \times 0,60) = 1,800 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Jari-jari hidrolis penampang saluran 'R'} = \frac{A}{P} = \frac{0,360}{1,800} = 0,200 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan 'V'} &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,017} \times (0,200)^{2/3} \times (0,0004)^{1/2} = 0,53 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Q Hidrolika} &= V \times A \\ &= 0,53 \times 0,360 = \mathbf{0,189 \text{ m}^3/\text{dt}} \end{aligned}$$

t0 saluran tersier = 0,663 menit (perhitungan)

$$tf \text{ saluran tersier} = \frac{L}{V} = \frac{141,450}{0,53 \times 60} = 4,481 \text{ menit}$$

$$tc = t0 \text{ saluran tersier} + tf = 0,663 + 4,481 = 5,144 \text{ menit}$$

$$tc = 0,086 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} \text{Intensitas hujan I} &= \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{Tc} \right)^{2/3} \\ &= \frac{97,43}{24} \left( \frac{24}{0,086} \right)^{2/3} = 173,717 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Koefisien pengaliran 'C<sub>gab</sub>'

$$C_{\text{Gab}} = \frac{\sum CiAi}{\sum A} = 0,567 \text{ (Perhitungan)}$$

Luas lahan 'A' = 0,00459 km<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} Q_{\text{hidrologi}} &= 0,278 \times C \times I \times A \\ &= 0,278 \times 0,567 \times 173,717 \times 0,00459 \\ &= \mathbf{0,126 \text{ m}^3/\text{dt}} \end{aligned}$$

Cek :

Qhidrolika ≥ Qhidrologi (OK)

$$\Delta Q = \mathbf{0,189} - \mathbf{0,126} = 0,064 \geq 0 \text{ (OK)}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihta pada tabel berikut ini.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



Tabel 4.27 Perhitungan Dimensi Saluran Dalam Kawasan

No	Kode Saluran	Titik Kontrol	Hidrolika									Hidrologi										$\Delta Q$ (Kol 12 - Kol 24)		
			h (m)	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	n	V (m/dt)	S	Q (m <sup>3</sup> /dt)	L Sal (m)	t0 (menit)	tf (menit)	tc (menit)	te (jam)	te max Dititik Kontrol		R2 mm	I mm/jam	C Gab		A Gab (km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /dt)
			18	19	20	21	22	23	24	25														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1	ST.1	1	0,60	0,60	0,360	1,800	0,200	0,013	0,53	0,0004	0,189	141,450	5,337	4,481	9,818	0,164	9,893	0,165	97,428	112,901	0,567	0,00459	0,082	0,108
2	ST.2		0,60	0,60	0,360	1,800	0,200	0,013	0,53	0,0004	0,189	155,137	4,979	4,914	9,893	0,165			97,428	112,327	0,579	0,00518	0,094	0,096
3	SS.4	2	0,70	0,70	0,490	2,100	0,233	0,013	0,58	0,0004	0,286	104,202	4,315	2,978	17,186	0,286	17,186	0,286	97,428	77,730	0,573	0,00977	0,121	0,165
4	ST.9		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	154,860	4,874	5,539	10,413	0,174			97,428	108,555	0,519	0,00460	0,072	0,044
5	ST.10	3	0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	34,391	3,544	1,230	4,774	0,080	23,547	0,392	97,428	63,013	0,636	0,00331	0,037	0,080
6	SS.5		0,70	0,70	0,490	2,100	0,233	0,013	0,58	0,0004	0,286	109,040	3,244	3,117	23,547	0,392			97,428	63,013	0,556	0,01437	0,140	0,146
7	SS.6	4	0,70	0,70	0,490	2,100	0,233	0,013	0,58	0,0004	0,286	101,100	3,244	2,890	29,680	0,495	29,680	0,495	97,428	54,001	0,571	0,01769	0,152	0,134
8	ST.11		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	127,449	3,224	4,559	7,783	0,130			97,428	131,807	0,800	0,00154	0,045	0,071
9	ST.12	5	0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	165,158	3,342	5,908	9,250	0,154	41,884	0,698	97,428	47,060	0,600	0,00790	0,062	0,055
10	SS.7		0,70	0,70	0,490	2,100	0,233	0,013	0,58	0,0004	0,286	84,754	4,380	2,423	36,483	0,608			97,428	47,060	0,589	0,01923	0,148	0,137
11	SS.8		0,70	0,70	0,490	2,100	0,233	0,013	0,58	0,0004	0,286	94,886	0	2,712	41,884	0,698			97,428	42,922	0,658	0,02103	0,165	0,121
12	ST.3	6	0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	103,584	1,654	3,705	5,359	0,089	9,531	0,159	97,428	169,035	0,800	0,00071	0,027	0,090
13	ST.4		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	185,173	2,907	6,624	9,531	0,159			97,428	115,155	0,600	0,00276	0,053	0,063
14	ST.5	7	0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	102,132	4,253	3,653	7,907	0,132	13,710	0,2285	97,428	130,430	0,700	0,00180	0,046	0,071
15	SS.1		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	54,458	2,231	1,948	13,710	0,229			97,428	90,368	0,641	0,00347	0,056	0,061
16	ST.6		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	41,402	5,083	1,481	6,564	0,109			97,428	147,663	0,527	0,00178	0,038	0,078
17	SS.2	8	0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	189,267	6,177	6,770	26,658	0,444	26,658	0,444	97,428	58,010	0,627	0,00705	0,071	0,045
17	ST.7		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	145,708	5,277	5,212	10,489	0,175			97,428	108,033	0,558	0,00418	0,070	0,046
19	SS.3	9	0,70	0,70	0,490	2,100	0,233	0,013	0,58	0,0004	0,286	267,289	4,874	7,640	39,172	0,653	39,172	0,653	97,428	44,881	0,616	0,01625	0,125	0,161
20	ST.8		0,60	0,60	0,360	1,800	0,200	0,013	0,53	0,0004	0,189	216,811	5,440	6,868	12,308	0,205			97,428	97,109	0,800	0,00478	0,103	0,086
21	ST.14	10	0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	21,953	1,682	0,785	2,467	0,041	14,274	0,238	97,428	87,973	0,900	0,00022	0,005	0,112
22	ST.15		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	21,965	1,632	0,786	2,418	0,040			97,428	87,973	0,900	0,00021	0,005	0,112
23	ST.16		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	21,776	3,224	0,779	4,003	0,067			97,428	87,973	0,900	0,00022	0,005	0,112
24	ST.17		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	21,953	3,342	0,785	4,127	0,069			97,428	87,973	0,900	0,00021	0,005	0,112
25	SS.9		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	35,181	0	1,258	14,274	0,238			97,428	87,973	0,900	0,00086	0,019	0,098
26	SS.10	11	0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	37,408	1,657	1,338	17,269	0,288	38,363	0,639	97,428	77,483	0,900	0,00120	0,023	0,093
27	ST.18		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	36,693	1,635	1,313	2,947	0,049			97,428	251,828	0,900	0,00035	0,022	0,095
28	ST.19		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	36,662	1,645	1,311	2,957	0,049			97,428	251,298	0,900	0,00035	0,022	0,095
29	ST.20		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	36,930	1,629	1,321	2,950	0,049			97,428	251,691	0,900	0,00043	0,027	0,090
30	SS.11		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	47,094	0	1,685	38,363	0,639			97,428	45,510	0,883	0,00395	0,044	0,072
31	ST.13		0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	174,473	4,315	6,241	10,556	0,176			97,428	107,578	0,877	0,00283	0,074	0,042
32	SS.12	12	0,50	0,50	0,250	1,500	0,167	0,013	0,47	0,0004	0,116	46,705	2,991	1,671	43,024	0,717	53,210	0,887	97,428	42,161	0,887	0,00516	0,054	0,063
33	ST.21		0,60	0,60	0,360	1,800	0,200	0,013	0,53	0,0004	0,189	59,532	2,504	1,886	4,389	0,073			97,428	193,095	0,900	0,00202	0,098	0,092
34	ST.22		0,70	0,70	0,490	2,100	0,233	0,013	0,58	0,0004	0,286	59,532	2,358	1,702	4,060	0,068			97,428	203,421	0,865	0,00264	0,129	0,157
35	SS.13		0,70	0,70	0,490	2,100	0,233	0,013	0,58	0,0004	0,286	60,775	0	1,737	53,210	0,887			97,428	36,592	0,884	0,00982	0,088	0,197
36	SP.1		0,90	0,90	0,810	2,700	0,300	0,013	0,69	0,0004	0,558	30,000	0	0,725	42,609	0,710	42,609	0,710	97,428	42,434	0,621	0,04816	0,353	0,206
37	SP.2		0,80	0,80	0,640	2,400	0,267	0,013	0,64	0,0004	0,408	40,000	0	1,046	54,256	0,904	54,256	0,904	97,428	36,120	0,884	0,01964	0,174	0,234

Sumber : Hasil Perhitungan

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

Melalui perhitungan dimensi Tabel 4.23 diatas dengan menggunakan perhitungan periode ulang 2 tahun, maka diperoleh: Debit air yang melewati saluran primer 1 sebesar  $0,353 \text{ m}^3/\text{dt}$  dan saluran primer 2 kawasan sebesar  $0,174 \text{ m}^3/\text{dt}$ . Sesuai dengan Surabaya *Drainage Master Plan* (SDMP) tinggi jagaan 0,10 m untuk saluran tersier dan 0,2 m untuk saluran sekunder dan primer.

#### 4.10. Analisa Tampung Air

Untuk volume air hujan yang jatuh di kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* dapat dilihat sebagai berikut :

$$\text{Volume} = C.R.A$$

dimana:

R = intensitas hujan (mm/jam)

A = luas lahan ( $\text{m}^2$ )

C = koefisien pengaliran

$C_{\text{Eksisting}} = 0,25$  (Lahan Kosong)

Tabel 4.28 Perhitungan  $C_{\text{Gabungan}}$  Terbangun

No	Sub DAS	Tipe	A	C	C gab
			km2		
1	Sub DAS Saluran Primer 1	Bangunan	0,00790	0,600	0,697
		SS.7	0,01923	0,589	
		SS.8	0,02103	0,658	
2	Sub DAS Saluran Primer 2	Jalan	0,00516	0,887	
		Jalan	0,00202	0,900	
		Jalan	0,00264	0,865	
		SS.13	0,00982	0,884	

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk perhitungan volume limpasan air hujan dihitung pada dua kondisi, yaitu :

1. Volume limpasan sebelum pembangunan Surabaya *Carnival & Night Market*.

Dengan data-data sebagai berikut :

- Lokasi awalnya merupakan lahan kosong, sehingga koefisien pengalirannya ( $C$ ) = 0,25
- Luas lahan total dari subdas yang ada adalah ( $A$ ) = 68366,50 m<sup>2</sup>
- Curah hujan periode ulang 2 tahun adalah  $R_{24} = 97,43$  mm = 0,09743 m

$$\begin{aligned} V_{\text{Sebelum}} &= C \times R_{24} \times A \\ &= 0,25 \times 0,09743 \times 68366,50 \\ &= 1665,20 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

2. Volume limpasan setelah pembangunan Surabaya *Carnival & Night Market*.

Dengan data-data sebagai berikut :

- Koefisien pengaliran ( $C_{\text{Gab}}$ ) = 0,70 (Tabel 4.24)
- Luas Lahan ( $A$ ) = 68366,50 m<sup>2</sup>
- $R_{24} = 97,43$  mm = 0,09743 m

$$\begin{aligned} V_{\text{Sesudah}} &= C \times R_{24} \times A \\ &= 0,70 \times 0,09743 \times 68366,50 \\ &= 4644,33 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \text{Vol} &= V_{\text{Sesudah}} - V_{\text{Sebelum}} \\ &= 4644,33 - 1665,20 \\ &= 2979,13 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas terdapat selisih  $\Delta \text{Vol} = 2979,13 \text{ m}^3$ . Akan tetapi volume yang dihitung terlalu besar, sehingga akan dilakukan perhitungan tampungan sementara/*long storage*. Hal ini dimaksudkan untuk mengurangi volume limpasan yang terjadi. Dengan demikian dimensi kolam tampungan menjadi ekonomis dan lebih efektif.

#### 4.10.1. Perhitungan *Long Storage*

Perhitungan volume *long storage* menggunakan konsep prisma trapesium.

Berikut contoh perhitungan untuk saluran sekunder ST.1

Diketahui data:

$$\text{Lebar saluran (B)} = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi saluran (h1)} = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan saluran (S)} = 0,004$$

$$\text{Panjang saluran (Lsal)} = 141,450 \text{ m}$$

$$\text{Lmaks} = h1/S = 0,70 / 0,004 = 175 \text{ m}$$

$$x = \text{Lmaks} - \text{Lsal} = 175 - 141,450 = 33,55 \text{ m}$$

$$h2 = ((h1 \cdot x) / \text{Lmaks}) = ((0,70 \cdot 33,55) / 175) = 0,134 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{maka, kapasitas saluran (V)} &= \left( \frac{h_1 + h_2}{2} \right) \times B \times L \\ &= \left( \frac{0,70 + 0,134}{2} \right) \times 0,60 \times 141,50 \\ &= 35,399 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.29 Perhitungan Kapasitas Saluran Sementara / *Long Storage*

No	Kode Saluran	Titik kontrol	S	Lsal	Lmax	$x = Lmax - Lsal$	B	h1	h2	Kapasitas Saluran (m <sup>3</sup> )
				m	m	m	m	m	m	
1	ST.1	1	0,004	141,450	175	33,55	0,60	0,70	0,134	35,399
2	ST.2		0,004	155,137	175	19,86	0,60	0,70	0,079	36,277
3	SS.4	2	0,004	104,202	200	95,80	0,70	0,80	0,383	43,152
4	ST.9		0,004	154,860	175	20,14	0,50	0,70	0,081	30,219
5	ST.10	3	0,004	34,391	150	115,61	0,50	0,60	0,462	9,135
6	SS.5		0,004	109,040	200	90,96	0,70	0,80	0,364	44,417
7	SS.6	4	0,004	101,100	200	98,90	0,70	0,80	0,396	42,306
8	ST.11		0,004	127,449	150	22,55	0,50	0,60	0,090	21,991
9	ST.12	5	0,004	165,158	175	9,84	0,50	0,70	0,039	30,528
10	SS.7		0,004	84,754	200	115,25	0,70	0,80	0,461	37,406
11	SS.8	6	0,004	94,886	200	105,11	0,70	0,80	0,420	40,531
12	ST.3		0,004	103,584	150	46,42	0,50	0,60	0,186	20,346
13	ST.4	7	0,004	185,173	200	14,83	0,50	0,80	0,059	39,780
14	ST.5		0,004	102,132	150	47,87	0,50	0,60	0,191	20,209
15	SS.1	8	0,004	54,458	150	95,54	0,50	0,60	0,382	13,372
16	ST.6		0,004	41,402	150	108,60	0,50	0,60	0,434	10,706
17	SS.2	9	0,004	189,267	200	10,73	0,50	0,80	0,043	39,885
18	ST.7		0,004	145,708	150	4,29	0,50	0,60	0,017	22,482
19	SS.3	10	0,004	267,289	275	7,71	0,70	1,10	0,031	105,792
20	ST.8		0,004	216,811	225	8,19	0,60	0,90	0,033	60,670
21	ST.14	11	0,004	21,953	150	128,05	0,50	0,60	0,512	6,104
22	ST.15		0,004	21,965	150	128,04	0,50	0,60	0,512	6,107
23	ST.16	12	0,004	21,776	150	128,22	0,50	0,60	0,513	6,059
24	ST.17		0,004	21,953	150	128,05	0,50	0,60	0,512	6,104
25	SS.9	13	0,004	35,181	150	114,82	0,50	0,60	0,459	9,317
26	SS.10		0,004	37,408	150	112,59	0,50	0,60	0,450	9,823
27	ST.18	14	0,004	36,693	150	113,31	0,50	0,60	0,453	9,662
28	ST.19		0,004	36,662	150	113,34	0,50	0,60	0,453	9,655
29	ST.20	15	0,004	36,930	150	113,07	0,50	0,60	0,452	9,715
30	SS.11		0,004	47,094	150	102,91	0,50	0,60	0,412	11,910
31	ST.13	16	0,004	174,473	175	0,53	0,50	0,70	0,002	30,625
32	SS.12		0,004	46,705	150	103,29	0,50	0,60	0,413	11,830
33	ST.21	17	0,004	59,532	175	115,47	0,60	0,70	0,462	20,751
34	ST.22		0,004	59,532	200	140,47	0,70	0,80	0,562	28,376
35	SS.13	18	0,004	60,775	200	139,23	0,70	0,80	0,557	28,863
36	SP.1		0,004	30,000	250	220,00	0,90	1,00	0,880	25,380
37	SP.2		0,004	40,000	225	185,00	0,80	0,90	0,740	26,240
<b>Jumlah</b>										961,120

Sumber : Perhitungan

#### 4.10.2. Perhitungan Dimensi Kolam Tampung

Perencanaan kolam direncanakan dapat menerima debit limpasan periode 2 tahun. Data yang digunakan dalam perhitungan kolam adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Luas kolam} &= 41 \times 25 = 1025 \text{ m}^2 \text{ (Rencana)} \\
 \text{Kedalaman air rencana} &= 2 \text{ m} \\
 \text{Tinggi kolam mati} &= 1 \text{ m} \\
 \text{Volume kolam mati} &= 1025 \text{ m}^3 \\
 \text{Kapasitas kolam tampung} &= \Delta \text{Vol} - \text{Vol long storage} \\
 &= 2979,13 - 961,120 \\
 &= 2018,01 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Data saluran primer 1 :

$$t_c = 42,61 \text{ menit}$$

$$Q = 0,353 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$t_1 = 0 \text{ mnt}$$

$$Q_{1\text{inflow}} = 0 \text{ mnt}$$

$$t_2 = 3,55 \text{ menit}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{2\text{inflow}} &= t \times \left( \frac{Q \text{ Sal.Primer 1}}{t_c} \right) = 3,55 \times \left( \frac{0,353}{43,61} \right) = 0,029 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 &= 0,029 \text{ m}^3/\text{dt} \times 60 = 1,764 \text{ m}^3/\text{mnt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{inflow}} &= \left( \frac{Q_2 + Q_1}{2} \right) \times (t_2 - t_1) \\
 &= \left( \frac{1,764 + 0}{2} \right) \times (3,55 - 0) = 3,132 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Data saluran primer 2 :

$$t_c = 54,26 \text{ menit}$$

$$Q = 0,174 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$t_1 = 0 \text{ mnt}$$

$$Q_{1\text{inflow}} = 0 \text{ mnt}$$

$$t_2 = 3,55 \text{ menit}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{2\text{inflow}} &= t \times \left( \frac{Q \text{ Sal.Primer 2}}{t_c} \right) = 3,55 \times \left( \frac{0,174}{54,26} \right) = 0,011 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 &= 0,011 \text{ m}^3/\text{dt} \times 60 = 0,684 \text{ m}^3/\text{mnt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{inflow}} &= \left( \frac{Q_2 + Q_1}{2} \right) \times (t_2 - t_1) \\
 &= \left( \frac{0,684 + 0}{2} \right) \times (3,55 - 0) = 1,215 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{Inflow Total}} &= V_{\text{inflow sal. primer 1}} + V_{\text{inflow sal. primer 2}} \\
 &= 3,132 + 1,215 = 4,347 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Vol}_{\text{Outflow Pompa}} = 0,00 \text{ (karena pompa belum beroperasi)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tampungan akhir} &= \text{Vol}_{\text{Inflow Total}} - \text{Vol}_{\text{Outflow Pompa}} \\
 &= 4,347 - 0,00 = 4,347 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi Di kolam} = \frac{\text{Tampungan Akhir}}{\text{Luasan Kolam}} = \frac{4,347}{1025} = 0,004 \text{ m}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.



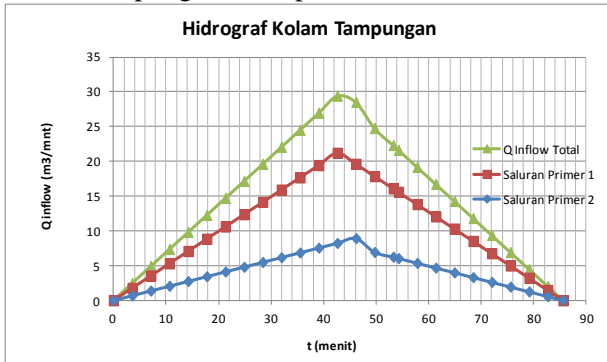
Tabel 4.30 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam  
Tampungan  $tc = td = 42,61$  menit.

t	Saluran Primer 1			Saluran Primer 2			Q in Total	Vol. in total	Vol. out pompa	Vol. out kum	Tampungan akhir	elevasi kolam
	Q in Sal. Primer 1	Vol. in Sal	Vol. in Kum	Q in Sal. Primer 2	Vol. in Sal	Vol. in Kum						
(menit)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0	0,000	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,55	1,764	3,132	3,132	0,684	1,215	1,215	2,449	4,347	0,000	0,000	4,347	0,004
7,10	3,528	9,397	12,529	1,369	3,645	4,860	4,897	17,389	0,000	0,000	17,389	0,017
10,65	5,293	15,661	28,190	2,053	6,075	10,936	7,346	39,126	0,000	0,000	39,126	0,038
14,20	7,057	21,925	50,115	2,738	8,506	19,441	9,795	69,556	0,000	0,000	69,556	0,068
17,75	8,821	28,190	78,305	3,422	10,936	30,377	12,243	108,682	0,000	0,000	108,682	0,106
21,30	10,585	34,454	112,759	4,106	13,366	43,743	14,692	156,502	0,000	0,000	156,502	0,153
24,86	12,350	40,719	153,478	4,791	15,796	59,539	17,141	213,017	0,000	0,000	213,017	0,208
28,41	14,114	46,983	200,460	5,475	18,226	77,765	19,589	278,226	0,000	0,000	278,226	0,271
31,96	15,878	53,247	253,708	6,160	20,656	98,422	22,038	352,130	0,000	0,000	352,130	0,344
35,51	17,642	59,512	313,219	6,844	23,087	121,509	24,487	434,728	0,000	0,000	434,728	0,424
39,06	19,407	65,776	378,996	7,529	25,517	147,025	26,935	526,021	0,000	0,000	526,021	0,513
<b>42,61</b>	<b>21,171</b>	<b>72,040</b>	<b>451,036</b>	<b>8,213</b>	<b>27,947</b>	<b>174,972</b>	29,384	<b>626,008</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>626,008</b>	<b>0,611</b>
46,16	19,587	72,361	523,397	8,897	30,377	205,349	28,484	728,746	0,000	0,000	728,746	0,711
49,71	17,823	66,417	589,813	6,914	28,071	233,421	24,737	823,234	0,000	0,000	823,234	0,803
53,26	16,059	60,152	649,965	6,230	23,335	256,756	22,288	906,721	0,000	0,000	906,721	0,885
<b>54,26</b>	<b>15,564</b>	<b>15,731</b>	<b>665,696</b>	<b>6,038</b>	<b>6,103</b>	<b>262,858</b>	21,602	<b>928,555</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>928,555</b>	<b>0,906</b>
57,81	13,800	52,133	717,829	5,353	20,224	283,082	19,154	1000,911	0,000	0,000	1000,911	0,976
61,36	12,036	45,868	763,697	4,669	17,794	300,876	16,705	1064,573	0,000	0,000	1064,573	1,039
64,91	10,272	39,604	803,301	3,985	15,364	316,240	14,256	1119,541	0,000	0,000	1119,541	1,092
68,46	8,507	33,339	836,640	3,300	12,933	329,173	11,808	1165,813	0,000	0,000	1165,813	1,137
72,01	6,743	27,075	863,715	2,616	10,503	339,676	9,359	1203,392	0,000	0,000	1203,392	1,174
75,56	4,979	20,811	884,526	1,931	8,073	347,750	6,910	1232,276	0,000	0,000	1232,276	1,202
79,11	3,215	14,546	899,072	1,247	5,643	353,393	4,462	1252,465	0,000	0,000	1252,465	1,222
82,66	1,450	8,282	907,354	0,563	3,213	356,605	2,013	1263,959	0,000	0,000	1263,959	1,233
85,58	0,000	2,117	909,471	0,000	0,821	357,427	0,000	1266,897	0,000	0,000	1266,897	1,236

Sumber : Hasil perhitungan

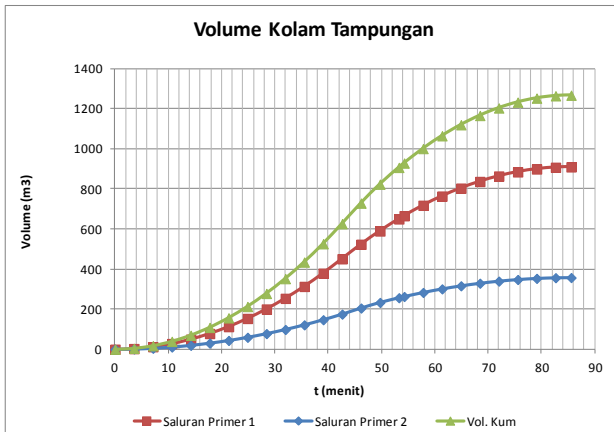
Dari hasil perhitungan Tabel 4.30 didapatkan volume hujan yang tertampung yaitu  $626,008 \text{ m}^3$  dengan kedalaman di kolam tampung  $0,611 \text{ m}$ . Untuk  $tb = 85,58$  menit, kedalaman di kolam tampung  $1,236 \text{ m}$  dengan volume hujan yang tertampung  $1266,897 \text{ m}^3$ . Volume limpasan hujan masih tertampung.

Berikut hubungan waktu dengan debit inflow pada grafik hidrograf kolam tampungan ditampilkan dalam Gambar 4.9.



Gambar 4.9. Hidrograf Kolam Tampungan  $t_c = t_d = 42,61$  menit

Dari Gambar 4.9 diatas menjelaskan bahwa debit puncak untuk saluran primer 1 dan saluran primer 2 yang terjadi di kawasan untuk periode 2 tahun. Gambar 4.10 berikut menjelaskan hubungan antara waktu dengan volume komulatif kolam tampungan periode ulang 2 tahun pada kondisi  $t_c = t_d$ .



Gambar 4.10 Grafik Volume Kolam Tampungan  $t_c = t_d = 42,61$  menit

Dari perhitungan sebelumnya volume kolam tampung yang dibutuhkan untuk menahan limpasan air hujan adalah 2018,01 m<sup>3</sup>. Perhitungan estimasi lama hujan pada kolam tampungan menurut rasional adalah:

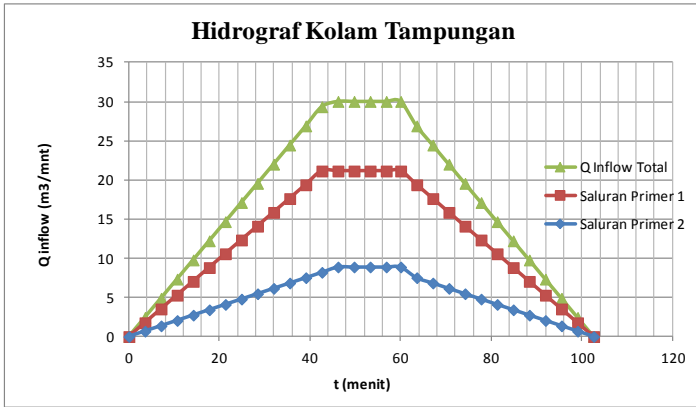
$$\begin{aligned}
 tc &= 28,43 \text{ menit} \\
 \text{Vol kolam tampung} &= 2018,01 \text{ m}^3 \\
 Q &= 0,353 \text{ m}^3 \\
 \text{Vol kolam tampung} &= C.R.A = td.Q \\
 td &= \text{Vol kolam tampung} / Q \\
 td &= 2018,01 / 0,353 \\
 &= 5719,1954 \text{ dt} \\
 &= 95,32 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Waktu lama hujan yang didapatkan 95,32 menit. Selanjutnya ditampilkan hasil perhitungan hidrograf dan volume pada kolam tampungan untuk berbagai waktu lama hujan (*td*) dengan menggunakan data yang sama pada Tabel 4.31 sampai dengan Tabel 4.34 berikut.

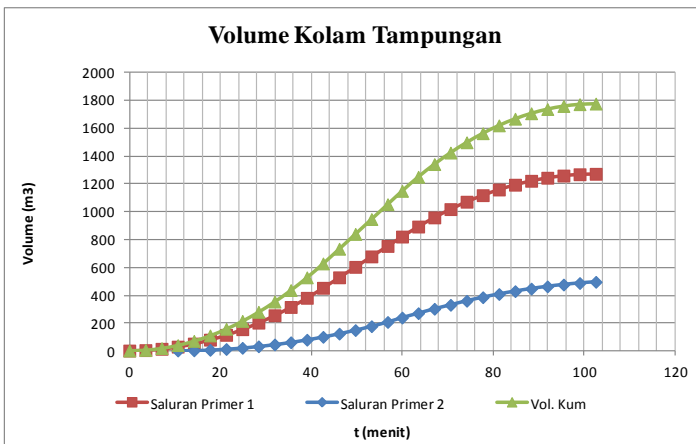
Tabel 4.31 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan  
 $td = 60$  menit

t	Primer 1			Primer 2			Q in Total	Vol. in total	Vol. out pompa	Vol. out kum	Tampungan akhir	elevasi kolam
	Q in Sal. Primer 1	Vol. in Sal	Vol. in Kum	Q in Sal. Primer 2	Vol. in Sal	Vol. in Kum						
(menit)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0	0,000	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,55	1,764	3,132	3,132	0,684	1,215	1,215	2,449	4,347	0,000	0,000	4,347	0,004
7,10	3,528	9,397	12,529	1,369	3,645	4,860	4,897	17,389	0,000	0,000	17,389	0,017
10,65	5,293	15,661	28,190	2,053	6,075	10,936	7,346	39,126	0,000	0,000	39,126	0,038
14,20	7,057	21,925	50,115	2,738	8,506	19,441	9,795	69,556	0,000	0,000	69,556	0,068
17,75	8,821	28,190	78,305	3,422	10,936	30,377	12,243	108,682	0,000	0,000	108,682	0,106
21,30	10,585	34,454	112,759	4,106	13,366	43,743	14,692	156,502	0,000	0,000	156,502	0,153
24,86	12,350	40,719	153,478	4,791	15,796	59,539	17,141	213,017	0,000	0,000	213,017	0,208
28,41	14,114	46,983	200,460	5,475	18,226	77,765	19,589	278,226	0,000	0,000	278,226	0,271
31,96	15,878	53,247	253,708	6,160	20,656	98,422	22,038	352,130	0,000	0,000	352,130	0,344
35,51	17,642	59,512	313,219	6,844	23,087	121,509	24,487	434,728	0,000	0,000	434,728	0,424
39,06	19,407	65,776	378,996	7,529	25,517	147,025	26,935	526,021	0,000	0,000	526,021	0,513
<b>42,61</b>	<b>21,171</b>	72,040	451,036	8,213	27,947	174,972	29,384	626,008	0,000	0,000	626,008	0,611
<b>46,16</b>	<b>21,171</b>	75,173	526,209	<b>8,897</b>	30,377	205,349	30,068	731,558	0,000	0,000	731,558	0,714
<b>49,71</b>	<b>21,171</b>	75,173	601,381	<b>8,897</b>	31,592	236,942	30,068	838,323	0,000	0,000	838,323	0,818
<b>53,26</b>	<b>21,171</b>	75,173	676,554	<b>8,897</b>	31,592	268,534	30,068	945,088	0,000	0,000	945,088	0,922
<b>56,81</b>	<b>21,171</b>	75,173	751,727	<b>8,897</b>	31,592	300,126	30,068	1051,853	0,000	0,000	1051,853	1,026
<b>60,00</b>	<b>21,171</b>	<b>67,494</b>	<b>819,220</b>	<b>8,897</b>	<b>28,365</b>	<b>328,491</b>	30,068	<b>1147,711</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>1147,711</b>	<b>1,120</b>
63,55	19,407	72,040	891,261	7,529	29,162	357,653	26,935	1248,914	0,000	0,000	1248,914	1,218
67,10	17,642	65,776	957,037	6,844	25,517	383,170	24,487	1340,207	0,000	0,000	1340,207	1,308
70,65	15,878	59,512	1016,549	6,160	23,087	406,256	22,038	1422,805	0,000	0,000	1422,805	1,388
74,20	14,114	53,247	1069,796	5,475	20,656	426,913	19,589	1496,709	0,000	0,000	1496,709	1,460
77,75	12,350	46,983	1116,779	4,791	18,226	445,139	17,141	1561,918	0,000	0,000	1561,918	1,524
81,30	10,585	40,719	1157,497	4,106	15,796	460,935	14,692	1618,433	0,000	0,000	1618,433	1,579
84,86	8,821	34,454	1191,951	3,422	13,366	474,301	12,243	1666,253	0,000	0,000	1666,253	1,626
88,41	7,057	28,190	1220,141	2,738	10,936	485,237	9,795	1705,378	0,000	0,000	1705,378	1,664
91,96	5,293	21,925	1242,067	2,053	8,506	493,743	7,346	1735,809	0,000	0,000	1735,809	1,693
95,51	3,528	15,661	1257,727	1,369	6,075	499,818	4,897	1757,546	0,000	0,000	1757,546	1,715
99,06	1,764	9,397	1267,124	0,684	3,645	503,463	2,449	1770,587	0,000	0,000	1770,587	1,727
102,61	0,000	3,132	1270,256	0,000	1,215	504,678	0,000	1774,935	0,000	0,000	1774,935	1,732

Sumber : Hasil perhitungan



Gambar 4.11 Hidrograf Kolum Tampung  $td = 60$  menit



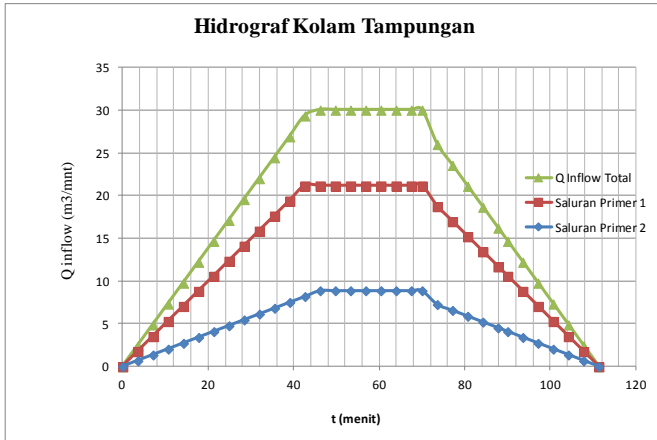
Gambar 4.12 Grafik Volume Kolum Tampung  $td = 60$  menit

Dari hasil perhitungan Tabel 4.31 didapatkan volume hujan yang tertampung yaitu 1147,711 m<sup>3</sup> dengan kedalaman di kolam tampung 1,120 m. Untuk  $t_b = 102,61$  menit, kedalaman di kolam tampung 1,732 m dengan volume hujan yang tertampung 1774,935 m<sup>3</sup>. Volume limpasan hujan masih tertampung.

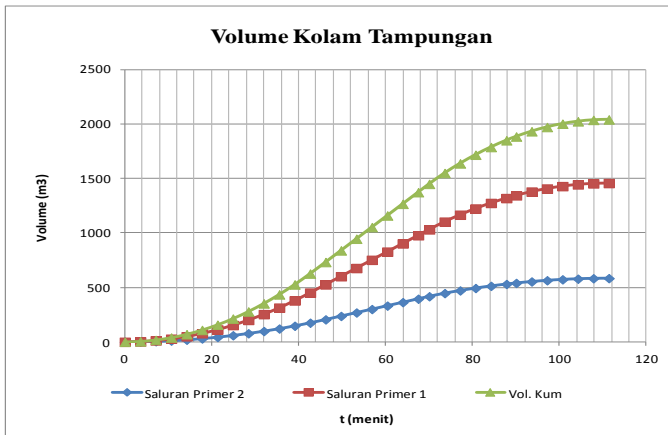
Tabel 4.32 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampung  
 $td = 70$  menit

t	Primer 1			Primer 2			Q in Total	Vol. in total	Vol. out pompa	Vol. out kum	Tampungan akhir	elevasi kolam
	Q in Sal. Primer 1	Vol. in Sal	Vol. in Kum	Q in Sal. Primer 2	Vol. in Sal	Vol. in Kum						
(menit)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0	0,000	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,55	1,764	3,132	3,132	0,684	1,215	1,215	2,449	4,347	0,000	0,000	4,347	0,004
7,10	3,528	9,397	12,529	1,369	3,645	4,860	4,897	17,389	0,000	0,000	17,389	0,017
10,65	5,293	15,661	28,190	2,053	6,075	10,936	7,346	39,126	0,000	0,000	39,126	0,038
14,20	7,057	21,925	50,115	2,738	8,506	19,441	9,795	69,556	0,000	0,000	69,556	0,068
17,75	8,821	28,190	78,305	3,422	10,936	30,377	12,243	108,682	0,000	0,000	108,682	0,106
21,30	10,585	34,454	112,759	4,106	13,366	43,743	14,692	156,502	0,000	0,000	156,502	0,153
24,86	12,350	40,719	153,478	4,791	15,796	59,539	17,141	213,017	0,000	0,000	213,017	0,208
28,41	14,114	46,983	200,460	5,475	18,226	77,765	19,589	278,226	0,000	0,000	278,226	0,271
31,96	15,878	53,247	253,708	6,160	20,656	98,422	22,038	352,130	0,000	0,000	352,130	0,344
35,51	17,642	59,512	313,219	6,844	23,087	121,509	24,487	434,728	0,000	0,000	434,728	0,424
39,06	19,407	65,776	378,996	7,529	25,517	147,025	26,935	526,021	0,000	0,000	526,021	0,513
<b>42,61</b>	<b>21,171</b>	72,040	451,036	8,213	27,947	174,972	29,384	626,008	0,000	0,000	626,008	0,611
<b>46,16</b>	<b>21,171</b>	75,173	526,209	<b>8,897</b>	30,377	205,349	30,068	731,558	0,000	0,000	731,558	0,714
<b>49,71</b>	<b>21,171</b>	75,173	601,381	<b>8,897</b>	31,592	236,942	30,068	838,323	0,000	0,000	838,323	0,818
<b>53,26</b>	<b>21,171</b>	75,173	676,554	<b>8,897</b>	31,592	268,534	30,068	945,088	0,000	0,000	945,088	0,922
<b>56,81</b>	<b>21,171</b>	75,173	751,727	<b>8,897</b>	31,592	300,126	30,068	1051,853	0,000	0,000	1051,853	1,026
<b>60,36</b>	<b>21,171</b>	75,173	826,899	<b>8,897</b>	31,592	331,718	30,068	1158,617	0,000	0,000	1158,617	1,130
<b>63,91</b>	<b>21,171</b>	75,173	902,072	<b>8,897</b>	31,592	363,310	30,068	1265,382	0,000	0,000	1265,382	1,235
<b>67,46</b>	<b>21,171</b>	75,173	977,245	<b>8,897</b>	31,592	394,903	30,068	1372,147	0,000	0,000	1372,147	1,339
<b>70,00</b>	<b>21,171</b>	<b>53,685</b>	<b>1030,930</b>	<b>8,897</b>	<b>22,562</b>	<b>417,464</b>	30,068	<b>1448,394</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>1448,394</b>	<b>1,413</b>
73,55	18,759	70,890	1101,819	7,277	28,716	446,180	26,036	1547,999	0,000	0,000	1547,999	1,510
77,10	16,994	63,475	1165,294	6,593	24,624	470,804	23,587	1636,098	0,000	0,000	1636,098	1,596
80,65	15,230	57,210	1222,504	5,908	22,194	492,998	21,138	1715,502	0,000	0,000	1715,502	1,674
84,20	13,466	50,946	1273,450	5,224	19,764	512,762	18,690	1786,212	0,000	0,000	1786,212	1,743
87,75	11,702	44,681	1318,132	4,539	17,333	530,095	16,241	1848,227	0,000	0,000	1848,227	1,803
90,00	10,585	25,031	1343,163	4,106	9,710	539,805	14,692	1882,968	0,000	0,000	1882,968	1,837
93,55	8,821	34,454	1377,617	3,422	13,366	553,171	12,243	1930,788	0,000	0,000	1930,788	1,884
97,10	7,057	28,190	1405,807	2,738	10,936	564,107	9,795	1969,914	0,000	0,000	1969,914	1,922
100,65	5,293	21,925	1427,732	2,053	8,506	572,613	7,346	2000,345	0,000	0,000	2000,345	1,952
104,20	3,528	15,661	1443,393	1,369	6,075	578,688	4,897	2022,081	0,000	0,000	2022,081	1,973
107,75	1,764	9,397	1452,790	0,684	3,645	582,333	2,449	2035,123	0,000	0,000	2035,123	1,985
111,30	0,000	3,132	1455,922	0,000	1,215	583,549	0,000	2039,470	0,000	0,000	2039,470	1,990

Sumber : Hasil perhitungan



Gambar 4.13 Hidrograf Kolum Tampung  $td = 70$  menit



Gambar 4.14 Grafik Volume Kolum Tampung  $td = 70$  menit

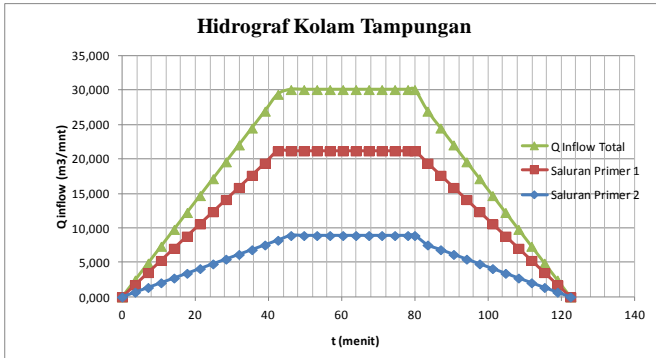
Dari hasil perhitungan Tabel 4.32 didapatkan volume hujan yang tertampung yaitu  $1448,394 \text{ m}^3$  dengan kedalaman di kolam tampung  $1,413 \text{ m}$ . Untuk  $tb = 111,30$  menit, kedalaman di kolam tampung  $1,990 \text{ m}$  dengan volume hujan yang tertampung  $1774,935 \text{ m}^3$ . Volume limpasan hujan masih tertampung.

Tabel 4.33 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampung  
 $td = 80$  menit

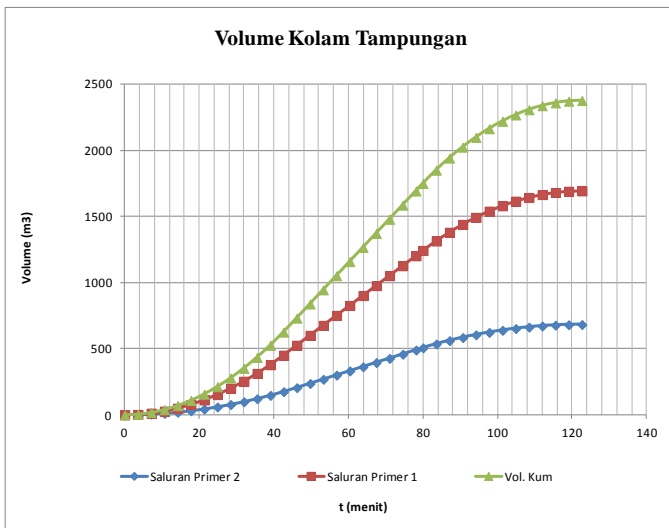
t	Primer 1			Primer 2			Q in Total	Vol. in total	Vol. out pompa	Vol. out kum	Tampungan akhir	elevasi kolam
	Q in Sal. Primer 1	Vol. in Sal	Vol. in Kum	Q in Sal. Primer 2	Vol. in Sal	Vol. in Kum						
(menit)	(m <sup>3</sup> /mnt)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /mnt)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /mnt)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0	0,000	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,55	1,764	3,132	3,132	0,684	1,215	1,215	2,449	4,347	0,000	0,000	4,347	0,004
7,10	3,528	9,397	12,529	1,369	3,645	4,860	4,897	17,389	0,000	0,000	17,389	0,017
10,65	5,293	15,661	28,190	2,053	6,075	10,936	7,346	39,126	0,000	0,000	39,126	0,038
14,20	7,057	21,925	50,115	2,738	8,506	19,441	9,795	69,556	0,000	0,000	69,556	0,068
17,75	8,821	28,190	78,305	3,422	10,936	30,377	12,243	108,682	0,000	0,000	108,682	0,106
21,30	10,585	34,454	112,759	4,106	13,366	43,743	14,692	156,502	0,000	0,000	156,502	0,153
24,86	12,350	40,719	153,478	4,791	15,796	59,539	17,141	213,017	0,000	0,000	213,017	0,208
28,41	14,114	46,983	200,460	5,475	18,226	77,765	19,589	278,226	0,000	0,000	278,226	0,271
31,96	15,878	53,247	253,708	6,160	20,656	98,422	22,038	352,130	0,000	0,000	352,130	0,344
35,51	17,642	59,512	313,219	6,844	23,087	121,509	24,487	434,728	0,000	0,000	434,728	0,424
39,06	19,407	65,776	378,996	7,529	25,517	147,025	26,935	526,021	0,000	0,000	526,021	0,513
<b>42,61</b>	<b>21,171</b>	72,040	451,036	8,213	27,947	174,972	29,384	626,008	0,000	0,000	626,008	0,611
<b>46,16</b>	<b>21,171</b>	75,173	526,209	<b>8,897</b>	30,377	205,349	30,068	731,558	0,000	0,000	731,558	0,714
<b>49,71</b>	<b>21,171</b>	75,173	601,381	<b>8,897</b>	31,592	236,942	30,068	838,323	0,000	0,000	838,323	0,818
<b>53,26</b>	<b>21,171</b>	75,173	676,554	<b>8,897</b>	31,592	268,534	30,068	945,088	0,000	0,000	945,088	0,922
<b>56,81</b>	<b>21,171</b>	75,173	751,727	<b>8,897</b>	31,592	300,126	30,068	1051,853	0,000	0,000	1051,853	1,026
<b>60,36</b>	<b>21,171</b>	75,173	826,899	<b>8,897</b>	31,592	331,718	30,068	1158,617	0,000	0,000	1158,617	1,130
<b>63,91</b>	<b>21,171</b>	75,173	902,072	<b>8,897</b>	31,592	363,310	30,068	1265,382	0,000	0,000	1265,382	1,235
<b>67,46</b>	<b>21,171</b>	75,173	977,245	<b>8,897</b>	31,592	394,903	30,068	1372,147	0,000	0,000	1372,147	1,339
<b>71,01</b>	<b>21,171</b>	75,173	1052,417	<b>8,897</b>	31,592	426,495	30,068	1478,912	0,000	0,000	1478,912	1,443
<b>74,57</b>	<b>21,171</b>	75,173	1127,590	<b>8,897</b>	31,592	458,087	30,068	1585,677	0,000	0,000	1585,677	1,547
<b>78,12</b>	<b>21,171</b>	75,173	1202,763	<b>8,897</b>	31,592	489,679	30,068	1692,442	0,000	0,000	1692,442	1,651
<b>80,00</b>	<b>21,171</b>	<b>39,876</b>	<b>1242,639</b>	<b>8,897</b>	<b>16,759</b>	<b>506,438</b>	30,068	<b>1749,077</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>1749,077</b>	<b>1,706</b>
83,55	19,407	72,040	1314,680	7,529	29,162	535,600	26,935	1850,279	0,000	0,000	1850,279	1,805
87,10	17,642	65,776	1380,456	6,844	25,517	561,117	24,487	1941,572	0,000	0,000	1941,572	1,894
90,65	15,878	59,512	1439,967	6,160	23,087	584,203	22,038	2024,171	0,000	0,000	2024,171	1,975
94,20	14,114	53,247	1493,215	5,475	20,656	604,860	19,589	2098,074	0,000	0,000	2098,074	2,047
97,75	12,350	46,983	1540,198	4,791	18,226	623,086	17,141	2163,283	0,000	0,000	2163,283	2,111
101,30	10,585	40,719	1580,916	4,106	15,796	638,882	14,692	2219,798	0,000	0,000	2219,798	2,166
104,86	8,821	34,454	1615,370	3,422	13,366	652,248	12,243	2267,618	0,000	0,000	2267,618	2,212
108,41	7,057	28,190	1643,560	2,738	10,936	663,184	9,795	2306,744	0,000	0,000	2306,744	2,250
111,96	5,293	21,925	1665,485	2,053	8,506	671,689	7,346	2337,175	0,000	0,000	2337,175	2,280
115,51	3,528	15,661	1681,146	1,369	6,075	677,765	4,897	2358,911	0,000	0,000	2358,911	2,301
119,06	1,764	9,397	1690,543	0,684	3,645	681,410	2,449	2371,953	0,000	0,000	2371,953	2,314
122,61	0,000	3,132	1693,675	0,000	1,215	682,625	0,000	2376,300	0,000	0,000	2376,300	2,318

Sumber : Hasil perhitungan





Gambar 4.15 Hidrograf Kolam Tampung  $td = 80$  menit



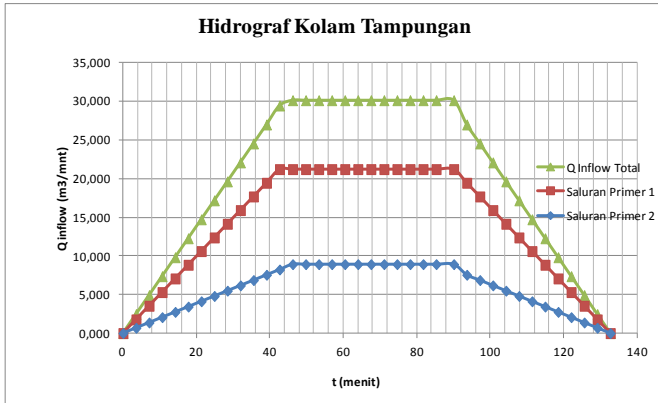
Gambar 4.16 Grafik Volume Kolam Tampung  $td = 80$  menit

Dari hasil perhitungan Tabel 4.33 didapatkan volume hujan yang tertampung yaitu 1749,077 m<sup>3</sup> dengan kedalaman di kolam tampung 1,706 m. Untuk  $t_b = 122,61$  menit, kedalaman di kolam tampung 2,318 m dengan volume hujan yang tertampung 2376,300 m<sup>3</sup>. Untuk  $td = 80$  volume limpasan hujan masih tertampung.

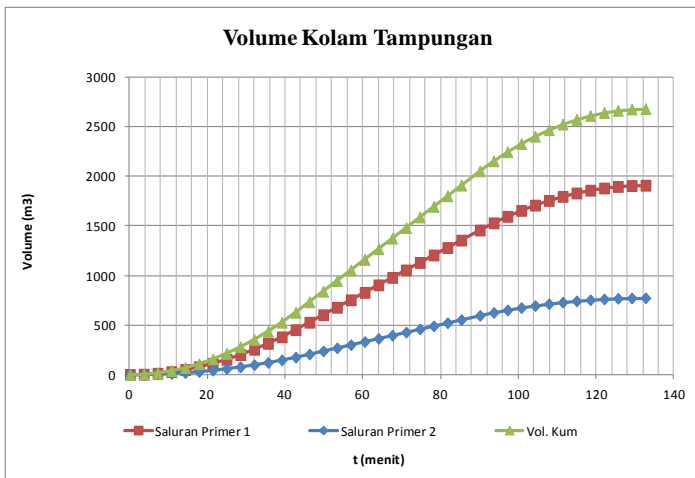
Tabel 4.34 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan  
 $td = 90$  menit.

t	Primer 1			Primer 2			Q in Total	Vol. in total	Vol. out pompa	Vol. out kum	Tampungan akhir	elevasi kolam
	Q in Sal. Primer 1	Vol. in Sal	Vol. in Kum	Q in Sal. Primer 2	Vol. in Sal	Vol. in Kum						
(menit)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3/mnt)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0	0,000	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,55	1,764	3,132	3,132	0,684	1,215	1,215	2,449	4,347	0,000	0,000	4,347	0,004
7,10	3,528	9,397	12,529	1,369	3,645	4,860	4,897	17,389	0,000	0,000	17,389	0,017
10,65	5,293	15,661	28,190	2,053	6,075	10,936	7,346	39,126	0,000	0,000	39,126	0,038
14,20	7,057	21,925	50,115	2,738	8,506	19,441	9,795	69,556	0,000	0,000	69,556	0,068
17,75	8,821	28,190	78,305	3,422	10,936	30,377	12,243	108,682	0,000	0,000	108,682	0,106
21,30	10,585	34,454	112,759	4,106	13,366	43,743	14,692	156,502	0,000	0,000	156,502	0,153
24,86	12,350	40,719	153,478	4,791	15,796	59,539	17,141	213,017	0,000	0,000	213,017	0,208
28,41	14,114	46,983	200,460	5,475	18,226	77,765	19,589	278,226	0,000	0,000	278,226	0,271
31,96	15,878	53,247	253,708	6,160	20,656	98,422	22,038	352,130	0,000	0,000	352,130	0,344
35,51	17,642	59,512	313,219	6,844	23,087	121,509	24,487	434,728	0,000	0,000	434,728	0,424
39,06	19,407	65,776	378,996	7,529	25,517	147,025	26,935	526,021	0,000	0,000	526,021	0,513
<b>42,61</b>	<b>21,171</b>	72,040	451,036	8,213	27,947	174,972	29,384	626,008	0,000	0,000	626,008	0,611
<b>46,16</b>	<b>21,171</b>	75,173	526,209	<b>8,897</b>	30,377	205,349	30,068	731,558	0,000	0,000	731,558	0,714
<b>49,71</b>	<b>21,171</b>	75,173	601,381	<b>8,897</b>	31,592	236,942	30,068	838,323	0,000	0,000	838,323	0,812
<b>53,26</b>	<b>21,171</b>	75,173	676,554	<b>8,897</b>	31,592	268,534	30,068	945,088	0,000	0,000	945,088	0,918
<b>56,81</b>	<b>21,171</b>	75,173	751,727	<b>8,897</b>	31,592	300,126	30,068	1051,853	0,000	0,000	1051,853	1,026
<b>60,36</b>	<b>21,171</b>	75,173	826,899	<b>8,897</b>	31,592	331,718	30,068	1158,617	0,000	0,000	1158,617	1,130
<b>63,91</b>	<b>21,171</b>	75,173	902,072	<b>8,897</b>	31,592	363,310	30,068	1265,382	0,000	0,000	1265,382	1,235
<b>67,46</b>	<b>21,171</b>	75,173	977,245	<b>8,897</b>	31,592	394,903	30,068	1372,147	0,000	0,000	1372,147	1,339
<b>71,01</b>	<b>21,171</b>	75,173	1052,417	<b>8,897</b>	31,592	426,495	30,068	1478,912	0,000	0,000	1478,912	1,443
<b>74,57</b>	<b>21,171</b>	75,173	1127,590	<b>8,897</b>	31,592	458,087	30,068	1585,677	0,000	0,000	1585,677	1,547
<b>78,12</b>	<b>21,171</b>	75,173	1202,763	<b>8,897</b>	31,592	489,679	30,068	1692,442	0,000	0,000	1692,442	1,651
<b>81,67</b>	<b>21,171</b>	75,173	1277,935	<b>8,897</b>	31,592	521,271	30,068	1799,207	0,000	0,000	1799,207	1,755
<b>85,22</b>	<b>21,171</b>	75,173	1353,108	<b>8,897</b>	31,592	552,864	30,068	1905,972	0,000	0,000	1905,972	1,859
<b>90,00</b>	<b>21,171</b>	<b>101,241</b>	<b>1454,348</b>	<b>8,897</b>	<b>42,548</b>	<b>595,411</b>	30,068	<b>2049,760</b>	<b>0,000</b>	<b>0,000</b>	<b>2049,760</b>	<b>2,000</b>
93,55	19,407	72,040	1526,389	7,529	29,162	624,573	26,935	2150,962	0,000	0,000	2150,962	2,098
97,10	17,642	65,776	1592,165	6,844	25,517	650,090	24,487	2242,255	0,000	0,000	2242,255	2,188
100,65	15,878	59,512	1651,677	6,160	23,087	673,177	22,038	2324,853	0,000	0,000	2324,853	2,268
104,20	14,114	53,247	1704,924	5,475	20,656	693,833	19,589	2398,757	0,000	0,000	2398,757	2,340
107,75	12,350	46,983	1751,907	4,791	18,226	712,059	17,141	2463,966	0,000	0,000	2463,966	2,404
111,30	10,585	40,719	1792,625	4,106	15,796	727,856	14,692	2520,481	0,000	0,000	2520,481	2,459
114,86	8,821	34,454	1827,080	3,422	13,366	741,221	12,243	2568,301	0,000	0,000	2568,301	2,506
118,41	7,057	28,190	1855,269	2,738	10,936	752,157	9,795	2607,426	1,000	1,000	2606,426	2,543
121,96	5,293	21,925	1877,195	2,053	8,506	760,663	7,346	2637,857	2,000	3,000	2634,857	2,571
125,51	3,528	15,661	1892,856	1,369	6,075	766,738	4,897	2659,594	3,000	6,000	2653,594	2,589
129,06	1,764	9,397	1902,252	0,684	3,645	770,383	2,449	2672,636	4,000	10,000	2662,636	2,598
132,61	0,000	3,132	1905,384	0,000	1,215	771,599	0,000	2676,983	5,000	15,000	2661,983	2,597

Sumber : Hasil perhitungan



Gambar 4.17 Hidrograf Kolam Tampung  $td = 90$  menit



Gambar 4.18 Grafik Volume Kolam Tampung  $td = 90$  menit

Dari hasil perhitungan Tabel 4.33 didapatkan volume hujan yang tertampung yaitu 1749,077 m<sup>3</sup> dengan kedalaman di kolam tampung 1,706 m. Untuk  $t_b = 122,61$  menit, kedalaman di kolam tampung 2,318 m dengan volume hujan yang tertampung 2376,300 m<sup>3</sup>. Untuk  $td = 80$  volume limpasan hujan masih tertampung.

Dari hasil perhitungan Tabel 4.34 didapatkan volume hujan yang tertampung yaitu  $2049,760 \text{ m}^3$  dengan kedalaman di kolam tampung  $2,000 \text{ m}$ . Untuk  $tb = 132,61$  menit, kedalaman di kolam tampung  $2,597 \text{ m}$  dengan volume hujan yang tertampung  $2661,983 \text{ m}^3$ . Volume limpasan hujan tidak tertampung sehingga dilakukan pembuangan melalui pintu air dan pompa. Awal terjadinya luberan adalah pada saat  $t = 90,00$  menit, dengan kedalaman air di kolam tepat  $2,000 \text{ m}$ .

#### 4.11 Analisa Pintu Air

Pintu air digunakan pada saat air masih dapat mengalir secara gravitasi dari kolam tampung. Pintu air di desain berdasarkan aliran tidak tenggelam. Dengan adanya pembatas debit yang keluar dari kawasan maka pintu air hanya di buka berdasarkan bukaan pintu yang telah dihitung.

Dari Tabel 4.34 dapat diketahui kondisi air di kolam tampung melimpas keluar yaitu pada saat  $t = 49,76$  menit dengan kedalaman air di kolam tampung 1,520 m dari dasar kolam setelah terjadi hujan sehingga pintu air harus ditutup. Dengan pengoperasian pintu air dilakukan berdasarkan waktu/lamanya hujan dan elevasi air di kolam tampungan.

Selain itu, pintu air juga berfungsi sebagai pengatur pengaruh *backwater* dari saluran Tol Waru-Juanda menuju saluran didalam kawasan studi.

##### 4.11.1 Perencanaan Bukaan Pintu

Perhitungan pintu air direncanakan menggunakan Rumus 2.29 dan data dari perhitungan sebelumnya maka :

$$Q = 0,227 \text{ m}^3/\text{dt} \text{ (debit yang diijinkan. Hal. 124)}$$

Direncanakan :

$$\begin{aligned} \mu &= 0,80 \text{ (Koef. Debit)} \\ a &= 0,10 \text{ m (dicaoba dengan nilai 0,1 m)} \\ b &= 0,50 \text{ m (direncanakan)} \\ g &= 9,81 \text{ m/dt}^2 \\ Z &= 0,15 \text{ (kehilangan energi)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z} \\ &= 0,80 \cdot 0,1 \cdot 0,50 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,15} \\ &= 0,069 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.35 Perhitungan Bukaannya Pintu Air

No	Koefisien Debit	Lebar Bukaannya	Tinggi Bukaannya	Kehilangan energi	$Q$ (m <sup>3</sup> /dt)	$Q$ (m <sup>3</sup> /mnt)
	$\mu$	$b$ (m)	$a$ (m)	$Z$		
1	0,80	0,50	0,1	0,15	0,069	4,117
2	0,80	0,50	0,2	0,15	0,137	8,234
3	0,80	0,50	0,3	0,15	0,206	12,352
4	0,80	0,50	0,4	0,15	0,274	16,469
5	0,80	0,50	0,5	0,15	0,343	20,586

Dari perhitungan diatas, bukaannya pintu maksimal dibuka sampai 30 cm yaitu dengan debit  $0,206 \text{ m}^3/\text{dt} = 12,352 \text{ m}^3/\text{mnt}$ . Dengan demikian dimensi pintu air yang digunakan adalah  $0,50 \text{ m} \times 0,50 \text{ m}$ .

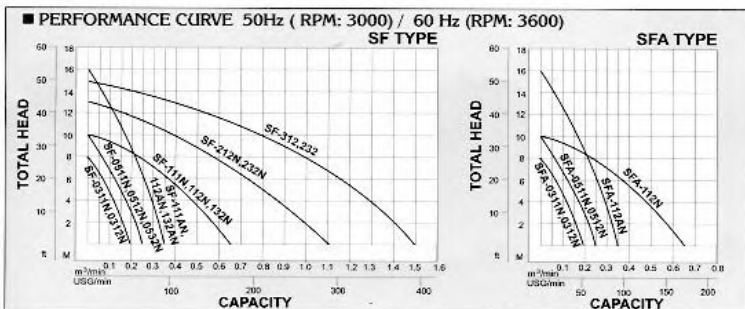
#### 4.12 Analisa Pompa Air

Berdasarkan analisa perhitungan sebelumnya volume limpasan air hujan yang terjadi di kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* cukup besar. Sehingga dalam perencanaan sistem drainase kawasan tidak hanya bertumpu pada sistem gravitasi sebagai sarana untuk mengalirkan air ke saluran luar kawasan akan tetapi dibantu dengan adanya sistem pompa. Pompa air digunakan saat air tidak dapat mengalir secara gravitasi dari kolam penampungan. Pompa yang digunakan dengan kapasitas pompa  $0,65 \text{ m}^3/\text{mnt}$ . Direncanakan menggunakan 2 unit pompa, 1 unit pompa untuk cadangan apabila terjadi kerusakan atau terjadi volume limpasan yang melebihi dari yang direncanakan. Pintu air dibuka pada kedalaman air efektif di kolam yaitu setinggi  $+1,520 \text{ m}$  atau tinggi air tepat diatas pintu air. Sedangkan pompa digunakan pada saat kedalaman air dibawah kedalaman efektif yaitu setinggi  $+1,432\text{m}$ .

Pada Tabel 4.34 ditunjukkan bahwa untuk baris yang berwarna hijau menunjukkan keterangan pengeluaran volume *outflow* menggunakan pintu air, sedangkan baris yang berwarna biru menunjukkan pengeluaran volume *outflow* menggunakan pompa air. Gambar 4.15 berikut ini merupakan spesifikasi dari pompa banjir yang direncanakan.

型式 TYPE	電動機 MOTOR				抽水機 PUMP				電纜 Cable	重量 Weight	高度 Height	直徑 Pump Diameter	
	馬力 Power	相數 Phase	電壓 Volt	口徑 Disch. Dia.	最高揚程 Max. Head	最大水量 Max. Flow	通過粒徑 Solid Passage	最高揚程 Max. Head					
													英寸 Inch
	KW	HP	PH	V	mm	mm	mm	m <sup>2</sup> x mm					kg
<b>SF DRAINAGE PUMP</b>													
SF-0311N	0.25	1/3	1	110	40	1 1/2"	8	0.20	20 x 4.5	1.25 <sup>2</sup> x 6	9	340	200
SF-0312N				220									
SF-0511N	0.4	1/2	1	110	50	2"	10	0.22	20 x 4.5	1.25 <sup>2</sup> x 6	11	355	215
SF-0512N				220									
SF-0532N				3 220-440									
SF-111AN	0.75	1	1	110	50	2"	16	0.35	Ø 6	2 <sup>2</sup> x 6	21	460	265
SF-112AN				220									
SF-132AN				3 220-440									
SF-111N				110									
SF-112N				1 220									
SF-132N	3 220-440												
SF-212N	1.5	2	1	220	100	4"	13	1.10	34 x 10	3.5 <sup>2</sup> x 10	35	545	385
SF-232N				3 220-440									
SF-312	2.2	3	1	220	125	5"	15	1.50	34 x 10	3.5 <sup>2</sup> x 10	48	585	410
SF-332				3 220-440									
<b>SFA AUTOMATIC DRAINAGE PUMP</b>													
SFA-0311N	0.25	1/3	1	110	40	1 1/2"	8	0.20	20 x 4.5	1.25 <sup>2</sup> x 6	9	340	200
SFA-0312N				220									
SFA-0511N	0.4	1/2	1	110	50	2"	10	0.22	20 x 4.5	1.25 <sup>2</sup> x 6	11	355	235
SFA-0512N				220									
SFA-112AN	0.75	1	1	220	50	2"	16	0.36	Ø 6	2 <sup>2</sup> x 6	21	460	265
SFA-112N				80 3"									

Gambar 4.19 Spesifikasi Pompa Banjir



Gambar 4.20 Kapasitas Pompa Banjir

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



Tabel 4.36 Perhitungan Analisa Pintu Air & Pompa

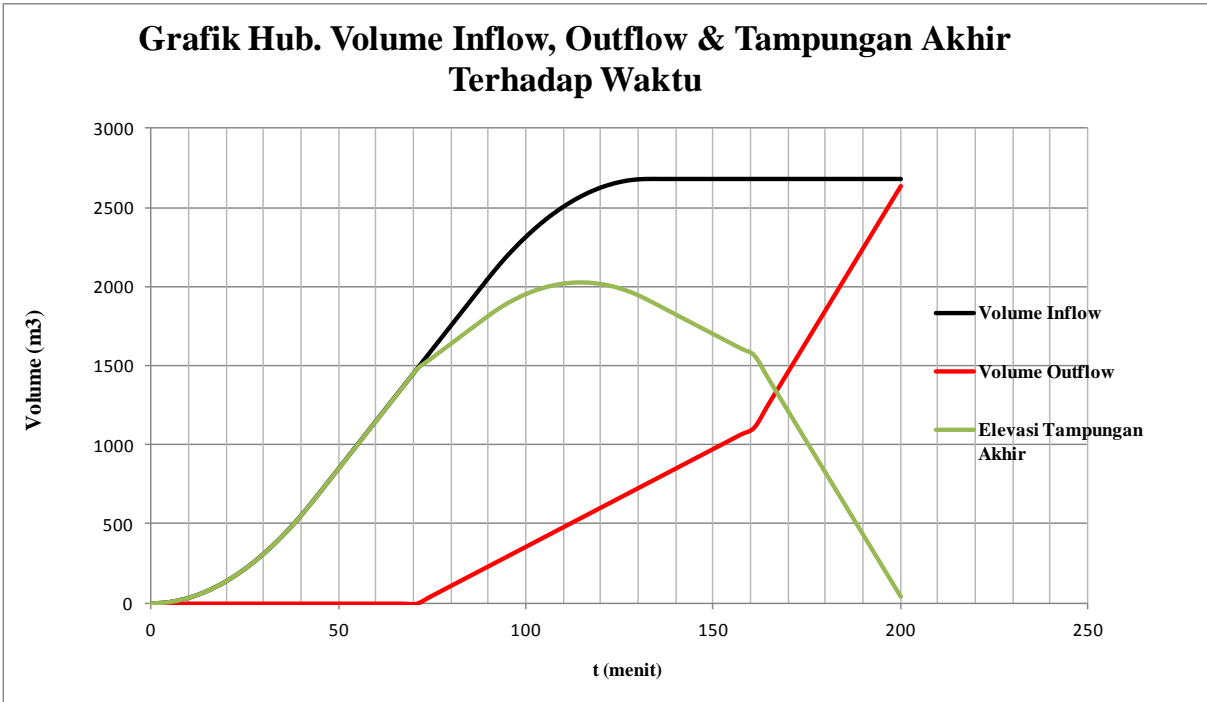
t	Primer 1			Primer 2			Vol. in total	Pintu Air		Pompa		Vol. Out kum	Tampungan akhir	Elevasi kolam	Ket	Pintu Air	Pompa
	Q in Sal. Primer 1	Vol. in Sal	Vol. in Kum	Q in Sal. Primer 2	Vol. in Sal	Vol. in Kum		Vol. out pintu	Vol. out pintu kum	Vol. out pompa	Vol. Out pompa kum						
(menit)	(m <sup>3</sup> /mnt)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /mnt)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m)			
0	0,000	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	Aman	Ditutup	Mati
3,55	1,764	3,132	3,132	0,684	1,215	1,215	4,347	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	4,347	0,004	Aman	Ditutup	Mati
7,10	3,528	9,397	12,529	1,369	3,645	4,860	17,389	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	17,389	0,017	Aman	Ditutup	Mati
10,65	5,293	15,661	28,190	2,053	6,075	10,936	39,126	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	39,126	0,038	Aman	Ditutup	Mati
14,20	7,057	21,925	50,115	2,738	8,506	19,441	69,556	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	69,556	0,068	Aman	Ditutup	Mati
17,75	8,821	28,190	78,305	3,422	10,936	30,377	108,682	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	108,682	0,106	Aman	Ditutup	Mati
21,30	10,585	34,454	112,759	4,106	13,366	43,743	156,502	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	156,502	0,153	Aman	Ditutup	Mati
24,86	12,350	40,719	153,478	4,791	15,796	59,539	213,017	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	213,017	0,208	Aman	Ditutup	Mati
28,41	14,114	46,983	200,460	5,475	18,226	77,765	278,226	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	278,226	0,271	Aman	Ditutup	Mati
31,96	15,878	53,247	253,708	6,160	20,656	98,422	352,130	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	352,130	0,344	Aman	Ditutup	Mati
35,51	17,642	59,512	313,219	6,844	23,087	121,509	434,728	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	434,728	0,424	Aman	Ditutup	Mati
39,06	19,407	65,776	378,996	7,529	25,517	147,025	526,021	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	526,021	0,513	Aman	Ditutup	Mati
<b>42,61</b>	<b>21,171</b>	72,040	451,036	8,213	27,947	174,972	626,008	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	626,008	0,611	Aman	Ditutup	Mati
<b>46,16</b>	<b>21,171</b>	75,173	526,209	<b>8,897</b>	30,377	205,349	731,558	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	731,558	0,714	Aman	Ditutup	Mati
<b>49,71</b>	<b>21,171</b>	75,173	601,381	<b>8,897</b>	31,592	236,942	838,323	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	838,323	0,818	Aman	Ditutup	Mati
<b>53,26</b>	<b>21,171</b>	75,173	676,554	<b>8,897</b>	31,592	268,534	945,088	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	945,088	0,922	Aman	Ditutup	Mati
<b>56,81</b>	<b>21,171</b>	75,173	751,727	<b>8,897</b>	31,592	300,126	1051,853	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1051,853	1,026	Aman	Ditutup	Mati
<b>60,36</b>	<b>21,171</b>	75,173	826,899	<b>8,897</b>	31,592	331,718	1158,617	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1158,617	1,130	Aman	Ditutup	Mati
<b>63,91</b>	<b>21,171</b>	75,173	902,072	<b>8,897</b>	31,592	363,310	1265,382	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1265,382	1,235	Aman	Ditutup	Mati
<b>67,46</b>	<b>21,171</b>	75,173	977,245	<b>8,897</b>	31,592	394,903	1372,147	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1372,147	1,339	Aman	Ditutup	Mati
<b>71,01</b>	<b>21,171</b>	75,173	1052,417	<b>8,897</b>	31,592	426,495	1478,912	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1478,912	1,443	Aman	Ditutup	Mati
<b>74,57</b>	<b>21,171</b>	75,173	1127,590	<b>8,897</b>	31,592	458,087	1585,677	43,858	43,858	0,000	0,000	43,858	1541,819	1,504	Aman	Ditutup	Mati
<b>78,12</b>	<b>21,171</b>	75,173	1202,763	<b>8,897</b>	31,592	489,679	1692,442	43,858	87,716	0,000	0,000	87,716	1604,726	1,566	Meluber	Dibuka	Mati
<b>81,67</b>	<b>21,171</b>	75,173	1277,935	<b>8,897</b>	31,592	521,271	1799,207	43,858	131,574	0,000	0,000	131,574	1667,633	1,627	Meluber	Dibuka	Mati
<b>85,22</b>	<b>21,171</b>	75,173	1353,108	<b>8,897</b>	31,592	552,864	1905,972	43,858	175,431	0,000	0,000	175,431	1730,540	1,688	Meluber	Dibuka	Mati
<b>88,77</b>	<b>21,171</b>	75,173	1428,281	<b>8,897</b>	31,592	584,456	2012,736	43,858	219,289	0,000	0,000	219,289	1793,447	1,750	Meluber	Dibuka	Mati
<b>90,00</b>	<b>21,171</b>	26,068	1454,348	<b>8,897</b>	10,955	595,411	2049,760	15,209	234,498	0,000	0,000	234,498	1815,262	1,771	Meluber	Dibuka	Mati

Sumber : Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.36

93,55	19,407	72,040	1526,389	7,529	29,162	624,573	2150,962	43,858	278,356	0,000	0,000	278,356	1872,606	1,827	Meluber	Dibuka	Mati
97,10	17,642	65,776	1592,165	6,844	25,517	650,090	2242,255	43,858	322,214	0,000	0,000	322,214	1920,041	1,873	Meluber	Dibuka	Mati
100,65	15,878	59,512	1651,677	6,160	23,087	673,177	2324,853	43,858	366,072	0,000	0,000	366,072	1958,782	1,911	Meluber	Dibuka	Mati
104,20	14,114	53,247	1704,924	5,475	20,656	693,833	2398,757	43,858	409,929	0,000	0,000	409,929	1988,828	1,940	Meluber	Dibuka	Mati
107,75	12,350	46,983	1751,907	4,791	18,226	712,059	2463,966	43,858	453,787	0,000	0,000	453,787	2010,179	1,961	Meluber	Dibuka	Mati
111,30	10,585	40,719	1792,625	4,106	15,796	727,856	2520,481	43,858	497,645	0,000	0,000	497,645	2022,836	1,973	Meluber	Dibuka	Mati
114,86	8,821	34,454	1827,080	3,422	13,366	741,221	2568,301	43,858	541,503	0,000	0,000	541,503	2026,798	1,977	Meluber	Dibuka	Mati
118,41	7,057	28,190	1855,269	2,738	10,936	752,157	2607,426	43,858	585,361	0,000	0,000	585,361	2022,066	1,973	Meluber	Dibuka	Mati
121,96	5,293	21,925	1877,195	2,053	8,506	760,663	2637,857	43,858	629,219	0,000	0,000	629,219	2008,639	1,960	Meluber	Dibuka	Mati
125,51	3,528	15,661	1892,856	1,369	6,075	766,738	2659,594	43,858	673,077	0,000	0,000	673,077	1986,517	1,938	Meluber	Dibuka	Mati
129,06	1,764	9,397	1902,252	0,684	3,645	770,383	2672,636	43,858	716,935	0,000	0,000	716,935	1955,701	1,908	Meluber	Dibuka	Mati
132,61	0,000	3,132	1905,384	0,000	1,215	771,599	2676,983	43,858	760,792	0,000	0,000	760,792	1916,191	1,869	Meluber	Dibuka	Mati
136,16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	43,858	804,650	0,000	0,000	804,650	1872,333	1,827	Meluber	Dibuka	Mati
139,71	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	43,858	848,508	0,000	0,000	848,508	1828,475	1,784	Meluber	Dibuka	Mati
143,26	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	43,858	892,366	0,000	0,000	892,366	1784,617	1,741	Meluber	Dibuka	Mati
146,81	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	43,858	936,224	0,000	0,000	936,224	1740,759	1,698	Meluber	Dibuka	Mati
150,36	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	43,858	980,082	0,000	0,000	980,082	1696,901	1,656	Meluber	Dibuka	Mati
153,91	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	43,858	1023,940	0,000	0,000	1023,940	1653,043	1,613	Meluber	Dibuka	Mati
157,46	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	43,858	1067,797	0,000	0,000	1067,797	1609,186	1,570	Meluber	Dibuka	Mati
161,01	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	43,858	1111,655	0,000	0,000	1111,655	1565,328	1,527	Aman	Ditutup	Hidup
164,57	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	138,479	1250,134	1426,849	1,392	Aman	Ditutup	Hidup
168,12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	276,958	1388,614	1288,369	1,257	Aman	Ditutup	Hidup
171,67	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	415,437	1527,093	1149,890	1,122	Aman	Ditutup	Hidup
175,22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	553,917	1665,572	1011,411	0,987	Aman	Ditutup	Hidup
178,77	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	692,396	1804,051	872,932	0,852	Aman	Ditutup	Hidup
182,32	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	830,875	1942,530	734,453	0,717	Aman	Ditutup	Hidup
185,87	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	969,354	2081,009	595,974	0,581	Aman	Ditutup	Hidup
189,42	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	1107,833	2219,489	457,494	0,446	Aman	Ditutup	Hidup
192,97	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	1246,312	2357,968	319,015	0,311	Aman	Ditutup	Hidup
196,52	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2676,983	0,000	1111,655	138,479	1384,792	2496,447	180,536	0,176	Aman	Ditutup	Hidup

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.21 Grafik Hub Volume Inflow, Outflow, dan Tampungan Akhir

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

### 4.13 Perhitungan Elevasi Lahan

Penentuan elevasi awal untuk dasar saluran Surabaya *Carnival & Night Market* yaitu :

Diketahui dasar saluran tepi luar kawasan + 5,046 m.

Elevasi dasar saluran akhir kawasan ditentukan sama dengan elevasi dasar tanggul saluran luar kawasan + 7,516 m.

Kemiringan saluran (S) = 0,001

Tinggi jagaan (w)

$W = 0,20$  m (Saluran primer & sekunder)

$W = 0,10$  m (Saluran tersier)

Elevasi dasar saluran dibuat sama dengan elevasi dasar pintu air, sehingga perhitungan elevasi dasar pintu air adalah:

Konsep perhitungan

- Jarak saluran penghubung saluran luar dengan pintu air adalah 50 m.
- Beda tinggi  $\Delta H = S \cdot L = 0,001 \times 50 = 0,05$  m.
- Elevasi dasar pintu + 7,516 + 0,05 = + 7,566 m
- Elevasi dasar bak kontrol kolam tampung + 7,566 m.
- Elevasi dasar kolam tampung  
= Elv. Dasar bak kontrol – (tinggi kolam – tinggi pintu air)  
= +7,566 – 1,50
- Elevasi dasar pintu air = elevasi dasar bak kontrol +7,566
- Elevasi kolam dan dasar tanah kawasan  
= elv. Dasar pintu + tinggi pintu  
= +7,566 + 0,50 = 8,066

Jadi elevasi dasar saluran pada input kolam adalah + 8,066 m

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

*"Halaman ini sengaja dikosongkan"*

Tabel 4.37 Perhitungan Elevasi

No	Nama Saluran	Kode Saluran	L Saluran	S	$\Delta H = S \cdot L$	Elevasi		H Saluran	H air	Elevasi Muka tanah		Elevasi Muka Air	
						Hilir	Hulu			Hilir	Hulu	Hilir	Hulu
1	Saluran Primer 2	SP.2	40	0,0004	0,0160	+8,066	+8,082	1,00	0,80	+9,066	+9,082	+8,866	+8,882
2	Saluran Primer 1	SP.1	30	0,0004	0,0120	+8,066	+8,078	1,00	0,90	+9,066	+9,078	+8,966	+8,978
3	Saluran Sekunder 13	SS.13	60,775	0,0004	0,0243	+8,082	+8,106	0,80	0,70	+8,882	+8,906	+8,782	+8,806
4	Saluran Tersier 22	ST.22	59,532	0,0004	0,0238	+8,082	+8,106	0,80	0,70	+8,882	+8,906	+8,782	+8,806
5	Saluran Tersier 21	ST.21	59,532	0,0004	0,0238	+8,094	+8,117	0,70	0,60	+8,794	+8,817	+8,694	+8,717
6	Saluran Sekunder 12	SS.12	46,705	0,0004	0,0187	+8,106	+8,125	0,60	0,50	+8,706	+8,725	+8,606	+8,625
7	Saluran Tersier 13	ST.13	174,473	0,0004	0,0698	+8,144	+8,214	0,60	0,50	+8,744	+8,814	+8,644	+8,714
8	Saluran Sekunder 11	SS.11	47,094	0,0004	0,0188	+8,125	+8,144	0,60	0,50	+8,725	+8,744	+8,625	+8,644
9	Saluran Tersier 20	ST.20	36,930	0,0004	0,0148	+8,144	+8,159	0,60	0,50	+8,744	+8,759	+8,644	+8,659
10	Saluran Tersier 19	ST.19	36,662	0,0004	0,0147	+8,144	+8,158	0,60	0,50	+8,744	+8,758	+8,644	+8,658
11	Saluran Tersier 18	ST.18	36,693	0,0004	0,0147	+8,144	+8,159	0,60	0,50	+8,744	+8,759	+8,644	+8,659
12	Saluran Sekunder 10	SS.10	37,408	0,0004	0,0150	+8,144	+8,159	0,60	0,50	+8,744	+8,759	+8,644	+8,659
13	Saluran Sekunder 9	SS.9	35,181	0,0004	0,0141	+8,159	+8,173	0,60	0,50	+8,759	+8,773	+8,659	+8,673
14	Saluran Tersier 17	ST.17	21,953	0,0004	0,0088	+8,173	+8,182	0,60	0,50	+8,773	+8,782	+8,673	+8,682
15	Saluran Tersier 16	ST.16	21,776	0,0004	0,0087	+8,173	+8,182	0,60	0,50	+8,773	+8,782	+8,673	+8,682
16	Saluran Tersier 15	ST.15	21,965	0,0004	0,0088	+8,173	+8,182	0,60	0,50	+8,773	+8,782	+8,673	+8,682
17	Saluran Tersier 14	ST.14	21,953	0,0004	0,0088	+8,173	+8,182	0,60	0,50	+8,773	+8,782	+8,673	+8,682
18	Saluran Tersier 8	ST.8	216,811	0,0004	0,0867	+8,116	+8,203	0,70	0,60	+8,816	+8,903	+8,716	+8,803
19	Saluran Sekunder 3	SS.3	267,289	0,0004	0,1069	+8,078	+8,185	0,80	0,70	+8,878	+8,985	+8,778	+8,885
20	Saluran Tersier 7	ST.7	145,708	0,0004	0,0583	+8,185	+8,243	0,60	0,50	+8,785	+8,843	+8,685	+8,743
21	Saluran Sekunder 2	SS.2	189,267	0,0004	0,0757	+8,185	+8,261	0,60	0,50	+8,785	+8,861	+8,685	+8,761
22	Saluran Tersier 6	ST.6	41,402	0,0004	0,0166	+8,261	+8,277	0,60	0,50	+8,861	+8,877	+8,761	+8,777
23	Saluran Sekunder 1	SS.1	54,458	0,0004	0,0218	+8,277	+8,299	0,60	0,50	+8,877	+8,899	+8,777	+8,799
24	Saluran Tersier 5	ST.5	102,132	0,0004	0,0409	+8,277	+8,318	0,60	0,50	+8,877	+8,918	+8,777	+8,818
25	Saluran Tersier 4	ST.4	185,173	0,0004	0,0741	+8,299	+8,373	0,60	0,50	+8,899	+8,973	+8,799	+8,873

Sumber : Perhitungan

Lanjutan Tabel 4.37

26	Saluran Tersier 3	ST.3	103,584	0,0004	0,0414	+8,299	+8,340	0,60	0,50	+8,899	+8,940	+8,799	+8,840
27	Saluran Sekunder 8	SS.8	94,886	0,0004	0,0380	+8,078	+8,116	0,80	0,70	+8,878	+8,916	+8,778	+8,816
28	Saluran Sekunder 7	SS.7	84,754	0,0004	0,0339	+8,078	+8,112	0,80	0,70	+8,878	+8,912	+8,778	+8,812
29	Saluran Tersier 12	ST.12	165,158	0,0004	0,0661	+8,078	+8,144	0,60	0,50	+8,678	+8,744	+8,578	+8,644
30	Saluran Tersier 11	ST.11	127,449	0,0004	0,0510	+8,112	+8,163	0,60	0,50	+8,712	+8,763	+8,612	+8,663
31	Saluran Sekunder 6	SS.6	101,100	0,0004	0,0404	+8,112	+8,152	0,80	0,70	+8,912	+8,952	+8,812	+8,852
32	Saluran Sekunder 5	SS.5	109,040	0,0004	0,0436	+8,152	+8,196	0,80	0,70	+8,952	+8,996	+8,852	+8,896
33	Saluran Tersier 10	ST.10	34,391	0,0004	0,0138	+8,152	+8,166	0,60	0,50	+8,752	+8,766	+8,652	+8,666
34	Saluran Tersier 9	ST.9	154,860	0,0004	0,0619	+8,196	+8,258	0,60	0,50	+8,796	+8,858	+8,696	+8,758
35	Saluran Sekunder 4	SS.4	104,202	0,0004	0,0417	+8,196	+8,238	0,80	0,70	+8,996	+9,038	+8,896	+8,938
36	Saluran Tersier 2	ST.2	155,137	0,0004	0,0621	+8,238	+8,300	0,70	0,60	+8,938	+9,000	+8,838	+8,900
37	Saluran Tersier 1	ST.1	141,450	0,0004	0,0566	+8,238	+8,294	0,70	0,60	+8,938	+8,994	+8,838	+8,894

Sumber : Perhitungan



#### 4.14 Analisa Saluran Drainase Luar Kawasan

Perhitungan analisa saluran drainase luar kawasan Surabaya *Carnival & Night Market* menggunakan *software* bantu *HEC-RAS* 4.1.0. Untuk menginput data, sebelumnya dilakukan perhitungan debit sebelum dan sesudah pembangunan *SCNM*. Perhitungan ini dilakukan untuk mengetahui debit aktual dan waktu konsentrasi di luar kawasan. Perhitungan debit ini juga menjadi dasar untuk menentukan besarnya debit yang boleh dikeluarkan dari kawasan ke luar kawasan. Pada gambar 4.17 berikut menunjukkan alur saluran dan subdas yang berada di luar kawasan dari *SCNM*.



Sumber : Google Earth

Gambar 4.22 Subdas Luar Kawasan

Subdas untuk luar kawasan dinotasikan dengan angka 1,2,3,4,5 dan 6. Sedangkan untuk mengontrol debit dan  $t_c$  dinotasikan dengan huruf A,B,C,D,E,dan F. Dengan mengacu pada gambar diatas dilakukan perhitungan luar kawasan dengan data-data sebagai berikut :

- Curah hujan ( $R_5$ ) = 109,263 mm
- Panjang saluran ( $L$ ) = 258 m

- Panjang lahan (L0) = 123,82 m
- Koef. Pengaliran (C) = 0,25
- Luas DAS (1) = 35.987 m<sup>2</sup> = 0,0359 km<sup>2</sup>
- Tinggi saluran (h) = 0,80 m
- Lebar saluran = 0,70 m
- Kemiringan talud (m) = 1
- Koef. Manning = 0,013
- Kemiringan sal (S) = 0,00012

▪ Titik A :

Debit hirolika (*Fullbank Capacity*) :

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (A)} &= (b + m \cdot h)h \\ &= (0,70 + 1 \cdot 0,80) \cdot 0,80 \\ &= 1,20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling basah (P)} &= b + 2 \cdot h \sqrt{m^2 + 1} \\ &= 0,70 + 2 \cdot 0,80 \sqrt{1^2 + 1} = 2,963 \text{ m} \\ \text{(R)} &= A / P = 1,20 / 2,963 \\ &= 0,405 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan di saluran} &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} = \frac{1}{0,013} \cdot 0,405^{2/3} \cdot 0,00012^{1/2} \\ &= 0,461 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit di saluran (Q)} &= V \cdot A \\ &= 0,461 \cdot 1,20 = 0,554 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Debit hidrologi :

$$t0 = 1,44 \left( \frac{nd L0}{S^{0,5}} \right)^{0,467} = 1,44 \left( \frac{0,02 \cdot 123,82}{0,00012^{0,5}} \right)^{0,467} = 7,578 \text{ menit}$$

$$tf = \frac{L}{V} = \frac{258}{0,461 \times 60} = 9,322 \text{ menit}$$

$$tc = tc + tf = 7,578 + 9,322 = 16,9 \text{ menit} = 0,282 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} \text{Intensitas (I)} &= \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{Tc} \right)^{2/3} = \frac{109,263}{24} \left( \frac{24}{0,282} \right)^{2/3} \\ &= 88,155 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit limpasan} &= 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \\ &= 0,278 \cdot 0,25 \cdot 88,155 \cdot 0,0359 = 0,220 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.38 Perhitungan Debit Hidrologi Luar Kawasan

Kode SubDAS	Titik Kontrol	L (m)	L0 (m)	t0 (menit)	tf (menit)	tc (menit)	tc (jam)	tc Max (jam)	R5 (mm)	I (mm/jam)	C	C gab (km <sup>2</sup> )	A (km <sup>2</sup> )	A gab (km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /dt)
1	A	258	123,82	7,578	9,322	16,900	0,282	0,282	109,263	88,155	0,250	0,250	0,03599	0,03599	0,220
1,2	B	234	46,5	4,797	3,457	25,154	0,419	0,419	109,263	67,624	0,800	0,697	0,01969	0,04583	0,601
	C	55,46	0	16,900	1,470	43,524	0,725	0,725	109,263	46,919	0,250	0,561	0,05568	0,05568	0,407
1,2,3	D	243,41	221,78	53,473	3,921	100,918	1,682	1,682	109,263	26,783	0,250	0,735	0,03880	0,17630	0,964
1,2,3,4	E	198,1	233,14	111,101	4,214	216,233	3,604	3,604	109,263	16,115	0,250	0,591	0,02979	0,34358	0,909
1,2,3,4,5	F	85,34	98,73	223,051	1,690	440,973	7,350	7,350	109,263	10,021	0,250	0,597	0,00917	0,66654	1,109
1,2,3,4,5,6	G	150	109,43	448,127	2,871	891,972	14,866	14,866	109,263	6,265	0,250	0,602	0,01166	1,33558	1,399

Tabel 4.39 Perhitungan Debit Hidrolika Luar Kawasan

Hidrolika								
h (m)	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	n	S	V (m/dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)
0,800	0,700	1,200	2,963	0,405	0,013	0,00012	0,461	0,554
0,800	0,800	1,280	2,589	0,494	0,013	0,00055	1,128	1,444
2,470	0,700	4,779	6,223	0,768	0,013	0,00010	0,629	3,005
1,650	0,700	2,516	4,390	0,573	0,013	0,00038	1,035	2,604
2,640	0,700	12,302	10,219	1,204	0,013	0,00008	0,783	9,639
2,800	0,700	13,720	10,796	1,271	0,013	0,00009	0,842	11,550
1,700	1,000	6,035	7,129	0,846	0,013	0,00016	0,871	5,255

Hasil dari perhitungan kedua tabel diatas, akan dimasukkan kedalam *software* bantu *HEC-RAS*. Data yang digunakan adalah waktu konsentrasi ( $t_c$ ) dan debit ( $Q$ ) yang berada di saluran Tol Waru-Juanda.

Sedangkan data dan perhitungan debit limpasan untuk kondisi sebelum Surabaya *Carnival & Night Market* terbangun adalah sebagai berikut :

- Panjang saluran (L) = 703,8 m
- Panjang lahan = 249,29 m (terjauh)
- Koef. Pengaliran (C) = 0,25 (lahan terbuka)
- Luas DAS / lahan (A) = 76824,35 m<sup>2</sup> = 0,0768 km<sup>2</sup>
- Kecepatan di Sal = 0,461 m/dt (hasil perhitungan)

$$t_0 = 1,44 \left( \frac{nd L_0}{S^{0,5}} \right)^{0,467} = 1,44 \left( \frac{0,02 \cdot 249,29}{0,00012^{0,5}} \right)^{0,467} = 25,102 \text{ menit}$$

$$t_f = \frac{L}{V} = \frac{703,8}{0,461 \times 60} = 25,429 \text{ menit}$$

$$t_c = t_0 + t_f = 25,102 + 25,429 = 50,531 \text{ menit} = 0,842 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned} \text{Intensitas (I)} &= \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{T_c} \right)^{2/3} = \frac{109,263}{24} \left( \frac{24}{0,842} \right)^{2/3} \\ &= 42,475 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

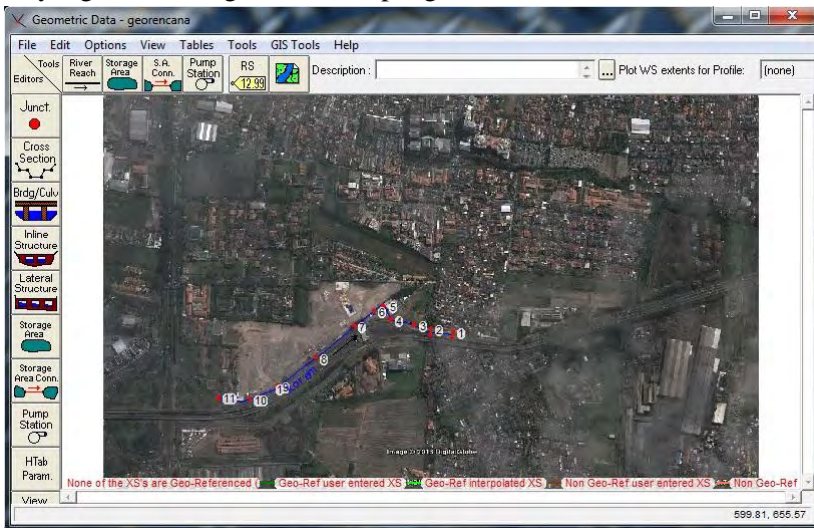
$$\begin{aligned} \text{Debit limpasan} &= 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \\ &= 0,278 \cdot 0,25 \cdot 42,475 \cdot 0,0768 = 0,227 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

#### 4.14.1 Analisa *HEC-RAS*

Analisa profil *backwater* diperlukan untuk mengetahui adanya muka air saluran Tol Waru-Juanda yang nantinya berpengaruh pada saluran drainase di luar kawasan, dengan menggunakan teori aliran berubah lambat laun. Evaluasi air yang terjadi dapat dianalisis dengan menggunakan program bantu *HEC-RAS* 4.1.0. *HEC-RAS* adalah program bantu yang digunakan untuk analisa hidrolika. Program bantu ini menggunakan asumsi aliran *unsteady flow* dan akan memberikan desain dari hasil kalkulasi analisa hidrolika tersebut. Adapun langkah-langkah untuk mengoperasikan *software HEC-RAS* adalah sebagai berikut :

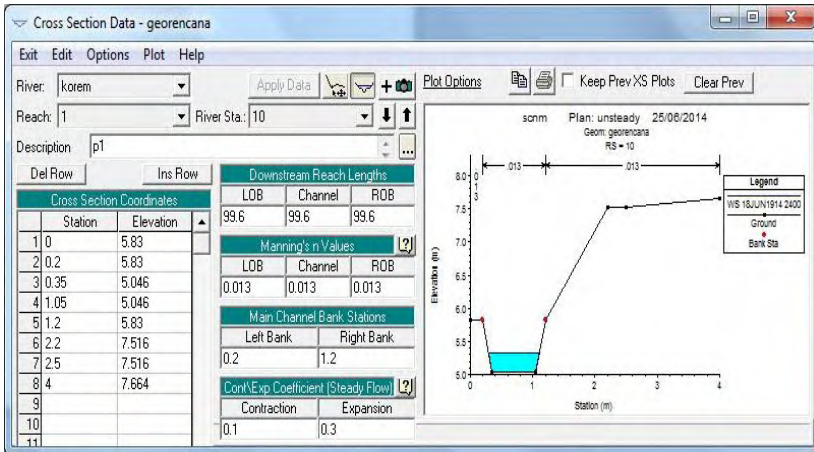
- Menggambar Skema Geometrik Saluran

Menggambarkan aliran saluran sesuai dengan data geometrik yang sesuai dengan data di lapangan.



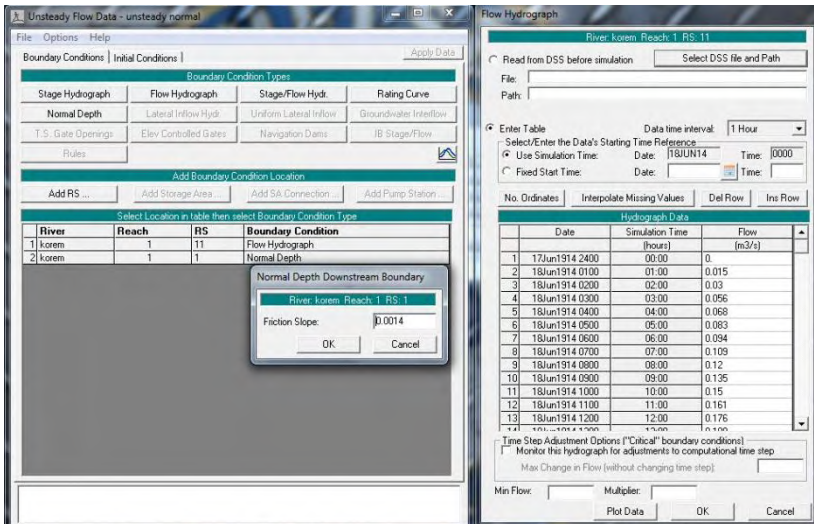
Gambar 4.23 Permodelan Aliran Saluran Tol Waru-Juanda

- Memasukkan data melintang saluran yang meliputi elevasi dan jarak dari penampang saluran, koefisien manning serta jarak antar tiap cross section (tanggul kiri, saluran dan tanggul kanan) seperti terlihat pada Gambar 4.20 dari hulu hingga hilir saluran.



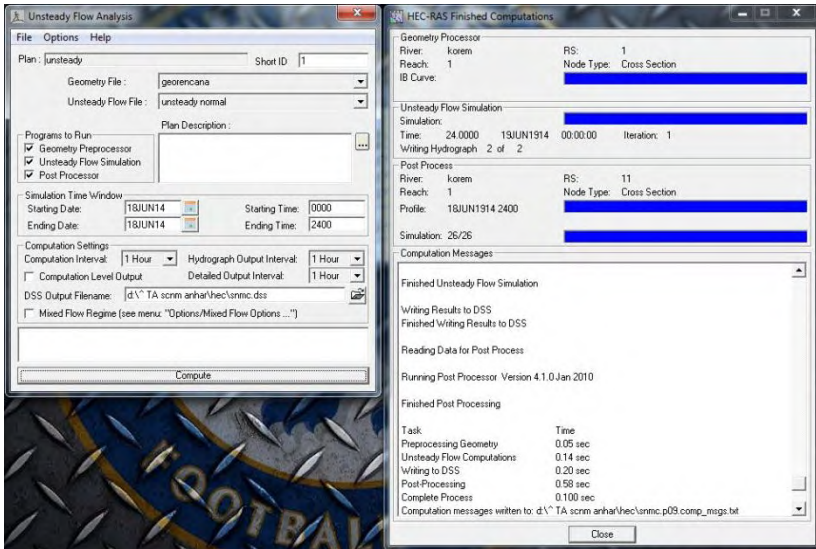
Gambar 4.24 Potongan Melintang Saluran Tol Waru-Juanda (P.1)

- Langkah untuk menentukan kondisi batas *Unsteady Flow* adalah sebagai berikut :
  - Memasukkan nilai debit dari perhitungan rasional dengan nilai debit yang mengalir di profil saluran dengan waktu konsentrasi ( $t_c$ ) di saluran tersebut. Yaitu pada kondisi batas untuk bagian hulu saluran menggunakan data *Flow Hydrograph*. Dan untuk bagian hilir saluran menggunakan *Normal Depth*, seperti yang terlihat pada gambar 4.21 berikut ini.



Gambar 4.25 *Input* Data Debit Saluran dan Kondisi Batas Hilir

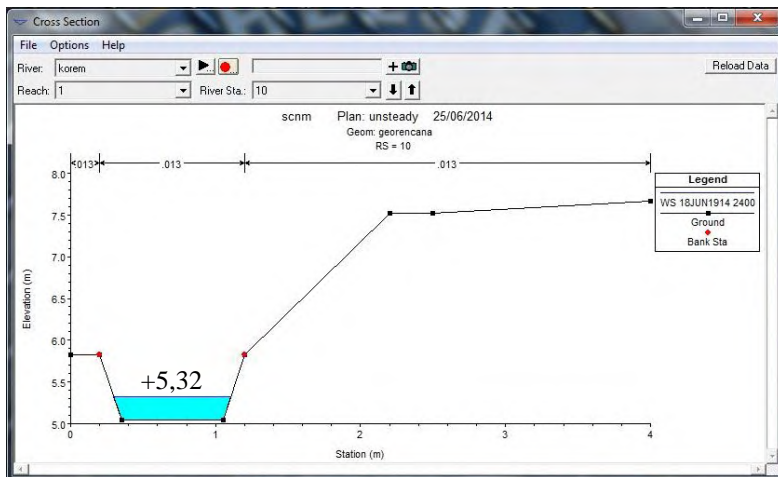
- Setelah meng*input* semua data yang diperlukan, selanjutnya melakukan simulasi aliran tidak tetap (*Unsteady Flow*). *Software* akan *running* sesuai data yang ada, seperti pada gambar 4.22



Gambar 4.26 Running HEC-RAS

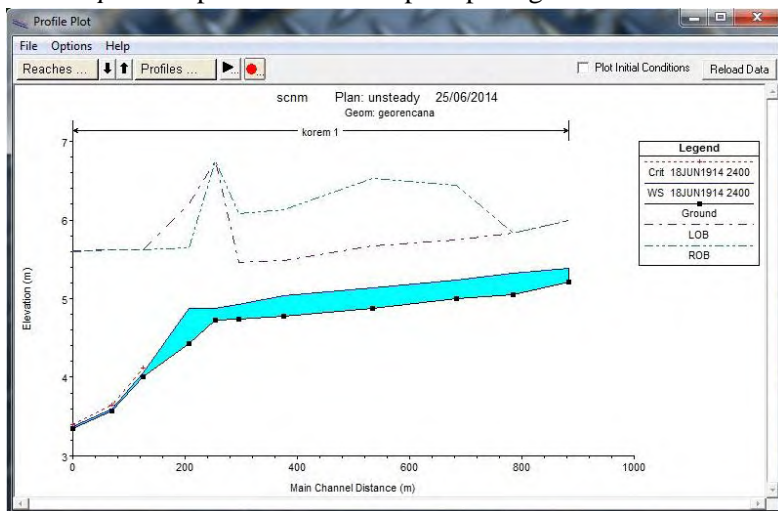
- Hasil *output*
  - Hasil *output* potongan melintang adalah elevasi muka air dari setiap potongan melintang. Dari hasil *output* ini didapatkan kemampuan saluran dalam menampung debit yang terjadi. Berikut ini adalah potongan melintang dari saluran Tol Waru-Juanda (P.1).





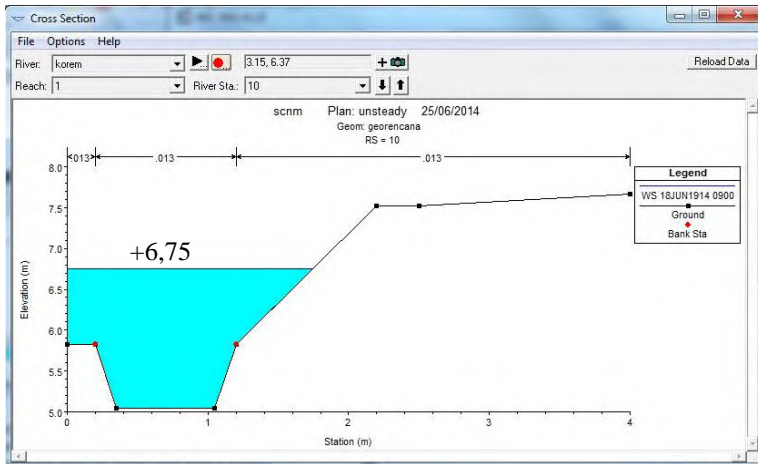
Gambar 4.27 Profil Melintang Saluran Tol Waru-Juanda (P.1)

- Hasil *output* dari profil muka air adalah profil memanjang dilengkapi dengan elevasi muka air yang terjadi. Adapun *output* dari profil muka air seperti pada gambar berikut.



Gambar 4.28 Profil Memanjang Saluran Tol Waru-Juanda.

Dari hasil *running HEC-RAS*, kondisi muka air pada outlet pembuangan yaitu + 5,32 m yang merupakan kedalaman air setelah waktu dari simulasi *HEC-RAS* berakhir yaitu 24 jam. Sedangkan untuk ketinggian air maksimum terjadi pada jam ke-9 dengan kedalaman air + 6,75 m. Terlihat pada gambar 4.25 berikut.



Gambar 4.29 Kedalaman Air Maksimum Di Outlet (P.1) Saat Waktu Simulasi Jam Ke-9.

Sedangkan untuk elevasi saluran penghubung dari kolam tampungan ke outlet pembuang adalah + 7,516 m. Sehingga tidak ada pengaruh dari *backwater* yang masuk kedalam kawasan Surabaya *Carnival & Night Market*.

## BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

### 5.1 Kesimpulan

Dari keseluruhan Analisa yang telah dilakukan pada bab-bab sebelumnya, dapat disimpulkan :

1. Perubahan tata guna lahan dari koefisien pengaliran  $C=0,25$  yang semulanya berupa lahan kosong menjadi  $C=0,697$  dengan debit yang meningkat dari  $0,227 \text{ m}^3/\text{dt}$  menjadi  $0,462 \text{ m}^3/\text{dt}$ . Sehingga dengan perubahan tata guna lahan tersebut mengakibatkan resapan air semakin kecil dan volume yang melimpas semakin besar.
2. Panjang Saluran Sekunder Tol Waru-Juanda  $703,8 \text{ m}$  sampai di Saluran Primer Perbatasan. Kondisi eksisting kapasitas minimal Saluran Tol Waru-Juanda akibat adanya pembangunan Surabaya *Carnival & Night Market* sebesar  $0,601 \text{ m}^3/\text{dt}$  dan kapasitas maksimum  $3,005 \text{ m}^3/\text{dt}$ .
3. Untuk didalam kawasan dari Surabaya *Carnival & Night Market* terdapat 37 saluran *typical* drainase terdiri dari 22 saluran tersier, 13 saluran sekunder, dan 2 saluran primer. Saluran drainase ini juga berfungsi sebagai tampungan sementara (*long storage*). Saluran direncanakan menggunakan *U-Ditch*. Setelah ditambahi tinggi jagaan, dimensi masing-masing saluran adalah :
  - Saluran Tersier :  $b = 0,50 \text{ m}$ ,  $H = 0,60 \text{ m}$
  - Saluran Sekunder :  $b = 0,60 \text{ m}$ ,  $H = 0,70 \text{ m}$
  - Saluran Primer :  $b = 1,0 \text{ m}$ ,  $H = 1,0 \text{ m}$
4. Selisih volume limpasan setelah pembangunan Surabaya *Carnival & Night Market*  $2979,13 \text{ m}^3$  sedangkan jumlah volume *long storage*  $961,12 \text{ m}^3$ .  
 $\Delta \text{Vol} = 2979,13 - 961,12 = 2018,01 \text{ m}^3$ .  
 Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan dimensi kolam tampungan sebesar  $41 \times 25 \times 2 \text{ m}$ . Operasional kolam tampungan yaitu memakai 2 pompa air dan 1 pintu air.

Pintu air dibuka pada kedalaman air efektif di kolam yaitu setinggi +1,520 m atau tinggi air tepat diatas pintu air. Sedangkan pompa digunakan pada saat pintu air ditutup atau kedalaman air di kolam tampung mencapai +1,432 m dari dasar kolam. Selanjutnya melakukan pengoperasian pompa air dengan debit *outflow* 0,65 m<sup>3</sup>/mnt. Direncanakan menggunakan 2 unit pompa, 1 unit pompa untuk cadangan apabila pompa pertama rusak dan untuk mengantisipasi bertambahnya volume limpasan akibat curah hujan yang tinggi.

5. Analisa *backwater* menggunakan *software* bantu *HEC-RAS* didapatkan kondisi muka air pada outlet pembuangan yaitu + 5,32 m setelah waktu simulasi 24 jam. Sedangkan untuk ketinggian air maksimum terjadi pada jam ke-9 dengan kedalaman air + 6,75 m. Untuk elevasi saluran penghubung dari kolam tampungan ke outlet pembuang adalah +7,516m. Sehingga tidak ada pengaruh dari *backwater* yang masuk kedalam kawasan Surabaya *Carnival & Night Market*.

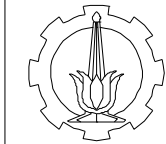
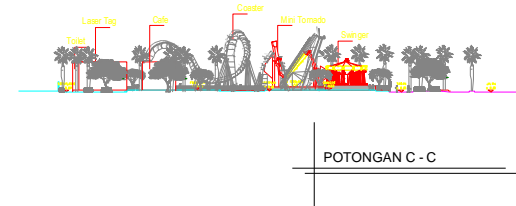
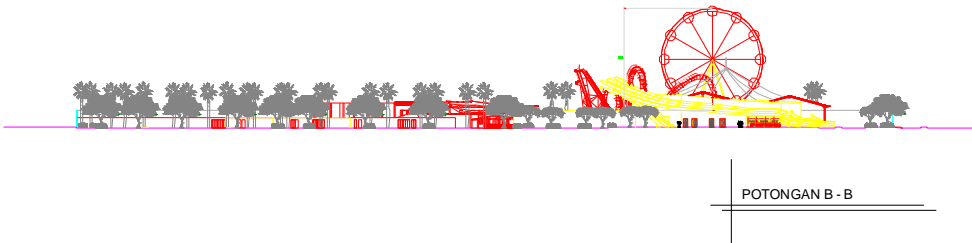
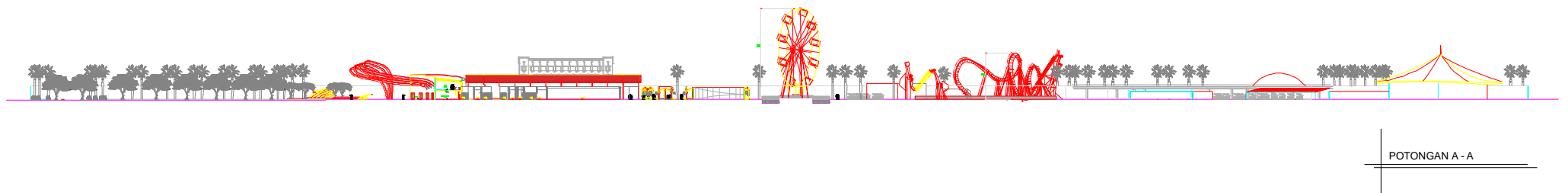
## 5.2 Saran

1. Menormalisasi saluran sekunder Tol Waru-Juanda, karena dibebberapa titik terjadi pendangkalan akibat adanya sedimen.
2. Sebelum hujan turun kolam tampung sudah dalam kondisi kosong dengan memompa isi kolam keluar ke saluran sekunder Tol Waru-Juanda.
3. Pengurasan kolam tampungan dilakukan bila kondisi elevasi muka air di saluran Tol Waru-Juanda lebih rendah dari elevasi dasar saluran penghubung.
4. Pada saat terjadi hujan, pintu air dibiarkan terbuka dengan tinggi bukaan pintu sesuai perhitungan yang telah dihitung pada perencanaan pintu air.
5. Melakukan pengamanan terhadap saluran yaitu dengan cara tidak membuang sampah dalam saluran, tidak menanam pohon dekat saluran, dan kegiatan-kegiatan lain yang dapat merusak saluran.

6. Melakukan perawatan rutin dengan cara membersihkan saluran dari hal-hal yang dapat mengganggu aliran, seperti sampah/kotoran yang hanyut di saluran harus secara terus-menerus dibersihkan dengan mengangkatnya dari saluran dan hasil pembersihan sampah harus lekas diangkut jangan dibiarkan menumpuk di atas tanggul saluran.

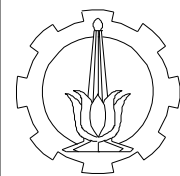
*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



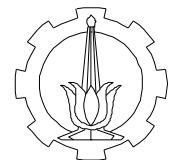
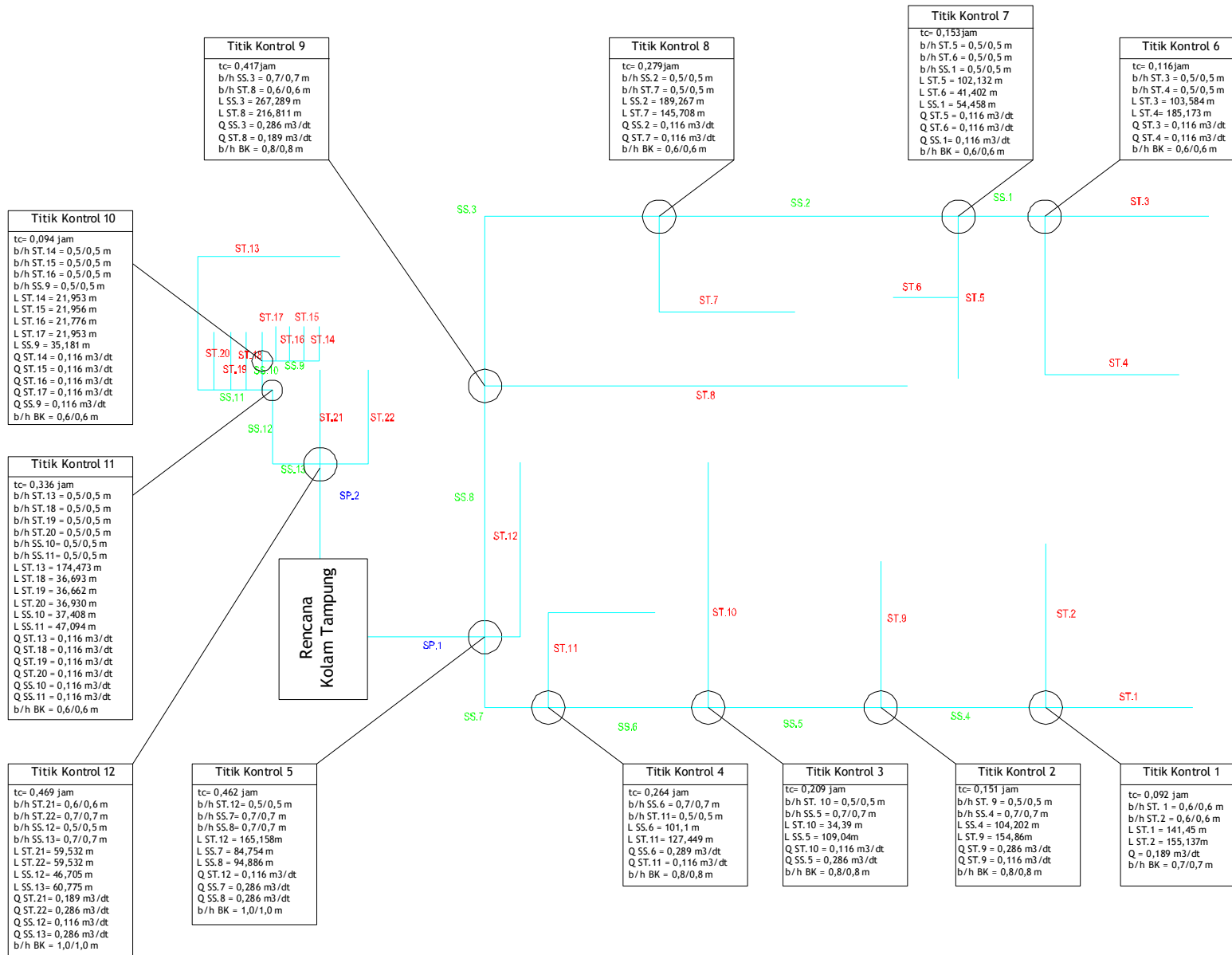


JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING		MAHASISWA	SKALA	NO. GAMBAR	
	POT. Memanjang & Melintang Surabaya <i>Carnival &amp; Night Market</i>	Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc			ANHAR (3112 105 059)	Tanpa Skala

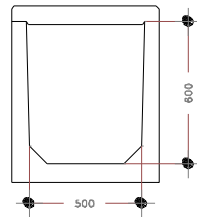




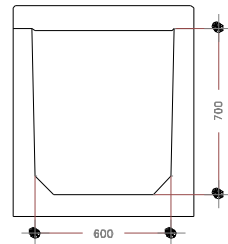
<p>JUDUL GAMBAR</p>	<p>DOSEN PEMBIMBING</p>	<p>MAHASISWA</p>	<p>SKALA</p>	<p>NO. GAMBAR</p>	
				<p>3</p>	<p>12</p>
<p>Layout Rencana Kolam Tampung &amp; Saluran Dalam Kawasan</p>	<p>Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc</p>	<p>ANHAR (3112 105 059)</p>	<p>Tanpa Skala</p>		



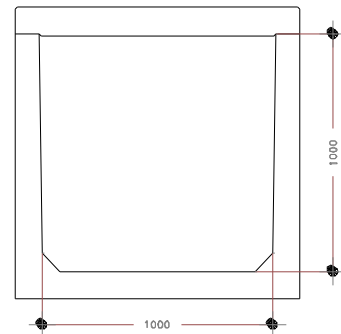
JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING		MAHASISWA	SKALA	NO. GAMBAR	
	Skema Jaringan Saluran Dalam Kawasan	Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc		ANHAR (3112 105 059)	Tanpa Skala	4



POT. Rencana Saluran Tersier



POT. Rencana Saluran Sekunder



POT. Rencana Saluran Primer

### Spesifikasi

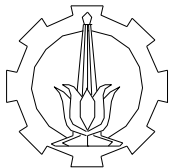
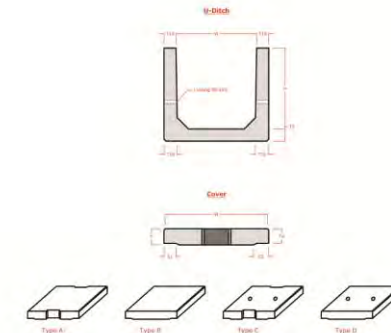
TYPE	DIMENSION (mm)					
	w x h x l	W	H	t1a	t1b	t2
300 x 300 x 1200	290	300	50	60	60	1200
300 x 400 x 1200	300	400	50	60	60	1200
400 x 400 x 1200	390	400	60	70	70	1200
400 x 500 x 1200	395	500	60	70	70	1200
400 x 600 x 1200	400	600	60	70	70	1200
500 x 500 x 1200	490	500	60	75	75	1200
500 x 600 x 1200	495	600	60	75	75	1200
500 x 700 x 1200	500	700	60	75	75	1200
600 x 600 x 1200	590	600	80	95	95	1200
600 x 700 x 1200	595	700	80	95	95	1200
600 x 800 x 1200	600	800	80	95	95	1200
600 x 1000 x 1200	600	1000	80 s/d 200	95 s/d 215	95 s/d 215	1200
800 x 500 x 1200	780	500	80	95	95	1200
800 x 600 x 1200	785	600	80	95	95	1200
800 x 700 x 1200	790	700	80	95	95	1200
800 x 800 x 1200	795	800	80	95	95	1200
800 x 1000 x 1200	800	1000	80	95	95	1200
800 x 1200 x 1200	800	1200	100	115	115	1200
1000 x 1000 x 1200	1000	1000	100	115	115	1200
1000 x 1200 x 1200	1000	1200	100	115	115	1200
1200 x 1000 x 1200	1190	1000	120	140	140	1200
1200 x 1200 x 1200	1195	1200	120	140	140	1200
1200 x 1500 x 1200	1200	1500	120 s/d 200	140	140	1200
1500 x 1000 x 1200	1490	1000	120 s/d 200	145 s/d 225	145 s/d 225	1200
1500 x 1200 x 1200	1495	1200	120 s/d 200	145 s/d 225	145 s/d 225	1200
1500 x 1500 x 1200	1500	1500	120 s/d 250	145 s/d 275	145 s/d 275	1200
BIG U-DITCH	1500	150 s/d 250	175 s/d 275	175 s/d 275	175 s/d 275	1200
BIG U-DITCH	2000	150 s/d 300	175 s/d 325	175 s/d 325	175 s/d 325	1200
BIG U-DITCH	2500	150 s/d 300	175 s/d 325	175 s/d 325	175 s/d 325	1200

### Lightly Duty

TYPE	DIMENSION					WEIGHT	
	W	Ta	T	S1	S2		L
CU 40	520	65	80	60	75	600	68
CU 50	620	85	100	80	95	600	107
CU 60	760	85	100	80	95	1200	246
CU 80	980	85	100	80	105	1200	317
CU 100	1200	105	120	100	115	1200	466
CU 120	1440	105	120	120	135	1200	559

### Heavy Duty

TYPE	DIMENSION					WEIGHT	
	W	Ta	T	S1	S2		L
CU 40	520	85	100	60	75	600	95
CU 50	620	105	120	80	95	600	129
CU 60	760	105	120	80	95	1200	295
CU 80	980	135	150	90	105	1200	476
CU 100	1200	165	180	100	115	1200	699
CU 120	1440	165	180	120	135	1200	839



JUDUL GAMBAR

POT. Melintang Saluran Drainase Dalam Kawasan (*Typical*)

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc  
M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc

MAHASISWA

ANHAR (3112 105 059)

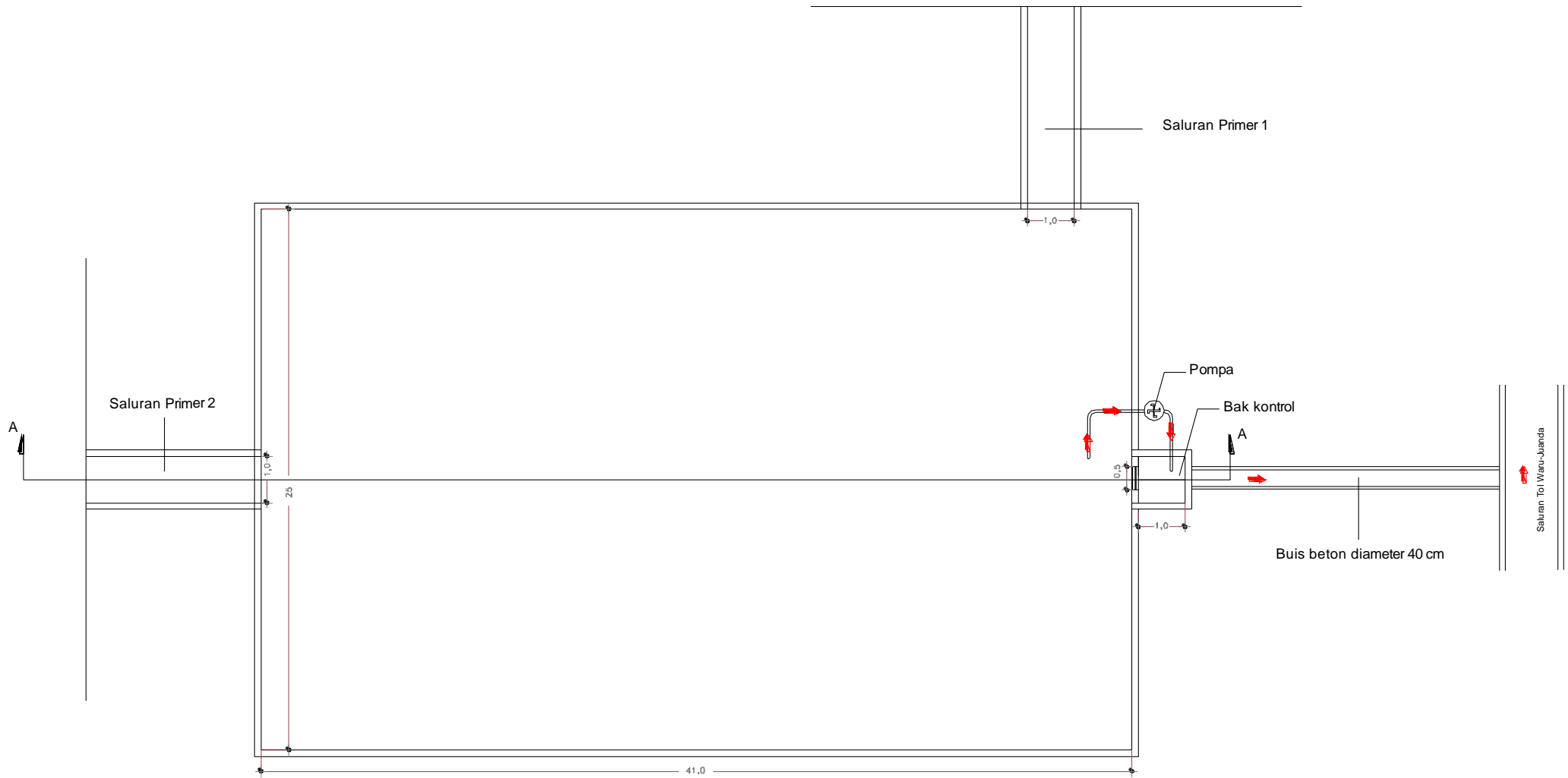
SKALA

Tanpa Skala

NO. GAMBAR

5

12



DENAH DETAIL KOLAM TAMPUNGAN



JUDUL GAMBAR

Denah Detail Kolam Tampung & Pintu Air

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc  
M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc

MAHASISWA

ANHAR (3112 105 059)

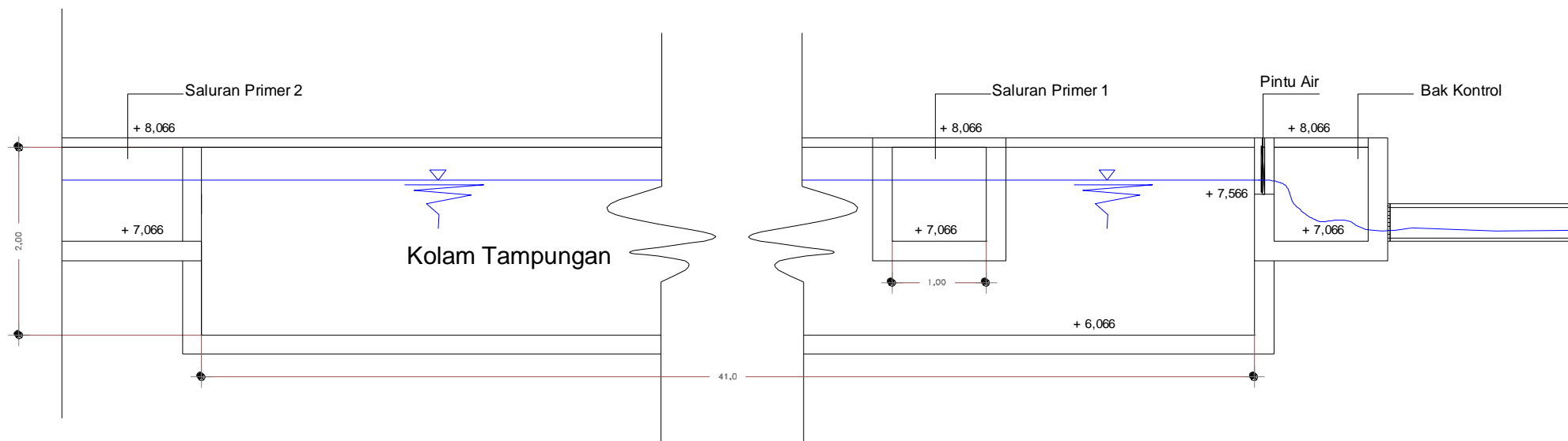
SKALA

Tanpa Skala

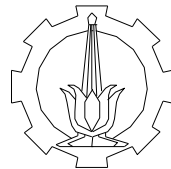
NO. GAMBAR

6

12



POTONGAN A-A



JUDUL GAMBAR

DOSEN PEMBIMBING

MAHASISWA

SKALA

NO. GAMBAR

Potongan Kolam Tampung

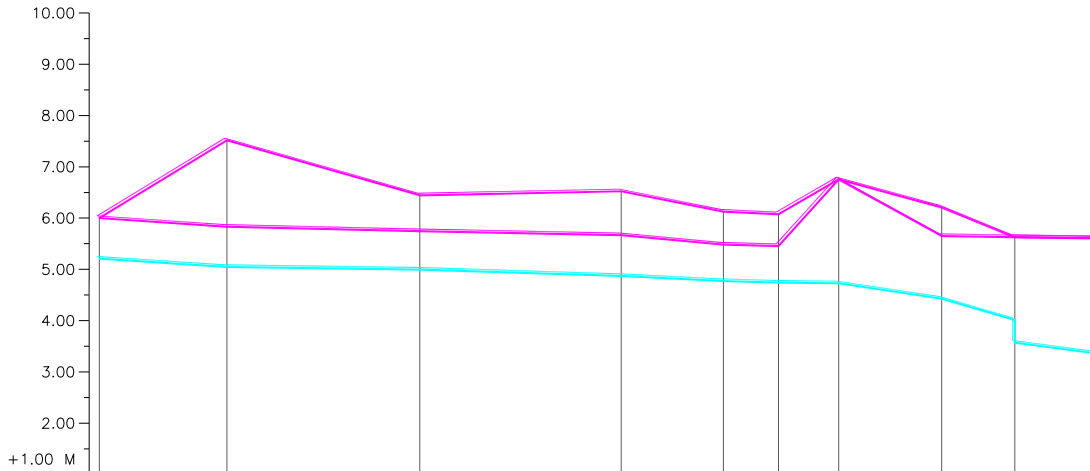
Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc  
M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc

ANHAR (3112 105 059)

Tanpa Skala

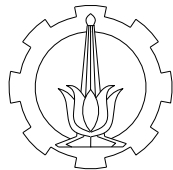
7

12



BIDANG PERSAMAAN

NOMOR PATOK		P.0	P.1	P.2	P.3	P.4	P.5	P.6	P.7	P.8	P.10
JARAK ANTAR PATOK (m)			99.60	150.60	157.20	79.80	43.00	47.00	80.40	57.00	69.00
JARAK LANGSUNG (m)		0.00	99.60	250.20	407.40	487.20	530.20	577.20	657.60	714.60	783.60
EXISTING	ELEVASI TANGGUL KIRI (m)	6.000	5.830	5.745	5.667	5.483	5.456	6.754	6.207	5.627	5.609
	ELEVASI TANGGUL KANAN (m)	6.000	7.516	6.444	6.523	6.125	6.075	6.754	5.651	5.627	5.600
	ELEVASI DASAR (m)	5.208	5.046	4.996	4.871	4.771	4.742	4.730	4.428	4.572	3.345
	ELEVASI TANAH ASLI (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RENCANA	ELEVASI TANGGUL BANJIR (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ELEVASI MUKA AIR (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ELEVASI DASAR SALURAN (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	DIMENSI BANGUNAN DAN DATA TAMBAHAN										



**JUDUL GAMBAR**  
POT. Memanjang Sal. Tol Waru-Juanda

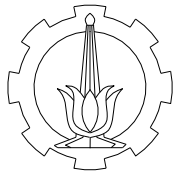
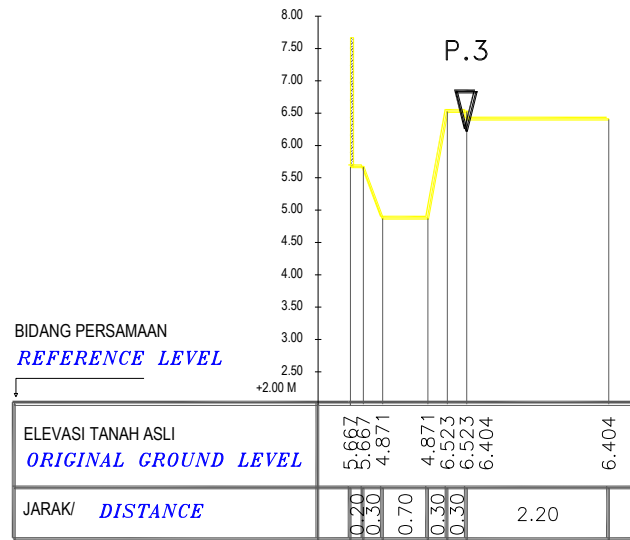
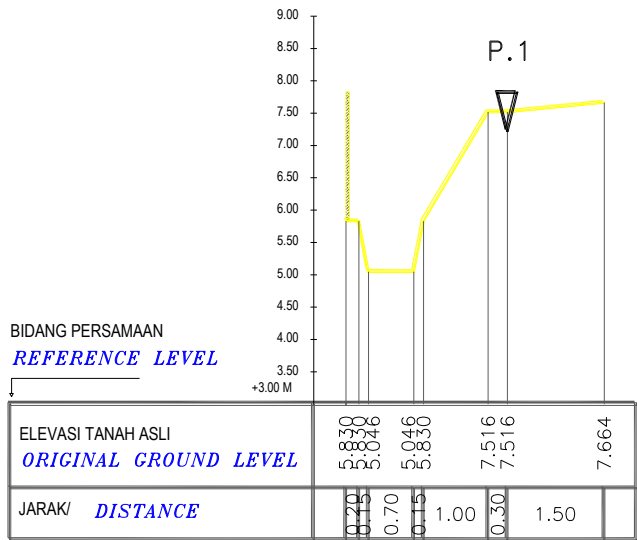
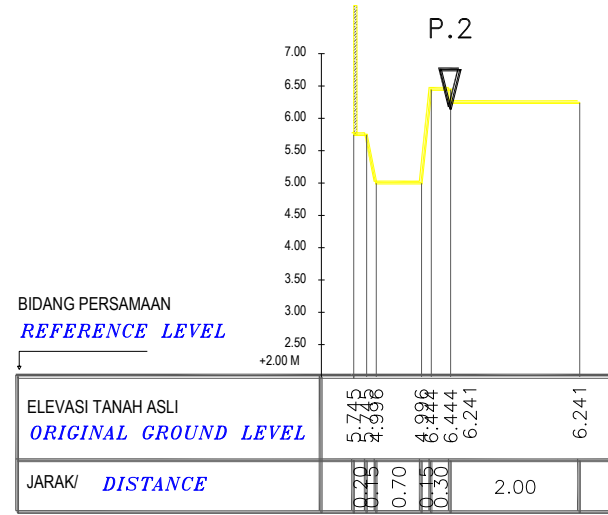
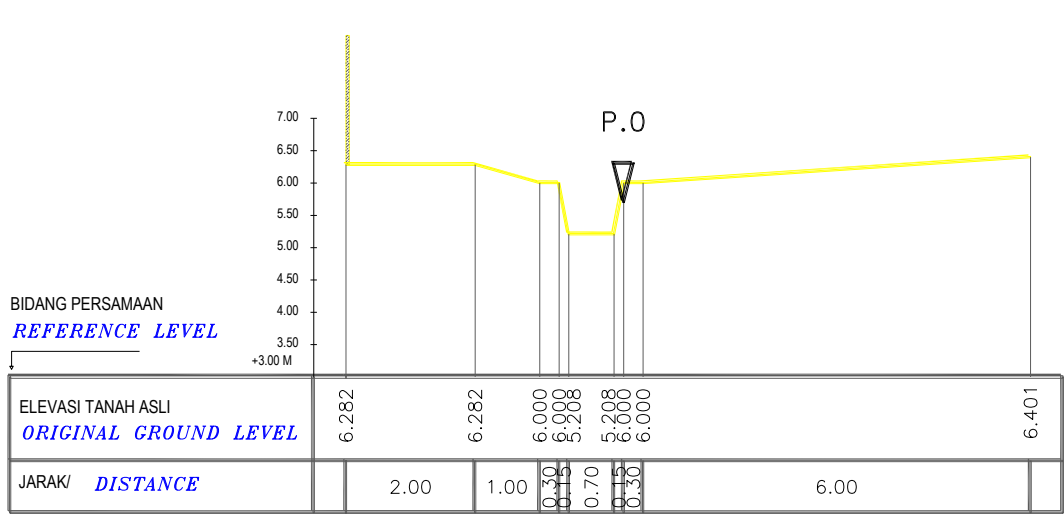
**DOSEN PEMBIMBING**  
Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc  
M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc

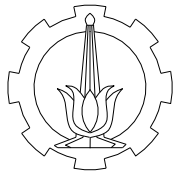
**MAHASISWA**  
ANHAR (3112 105 059)

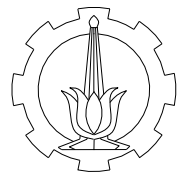
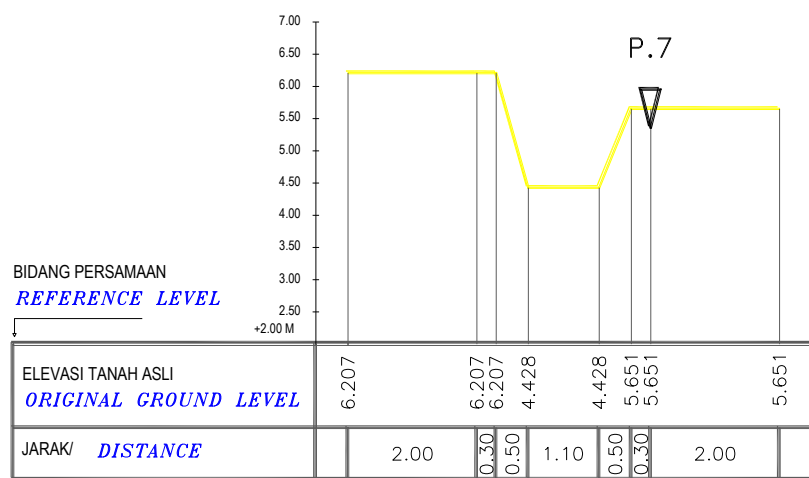
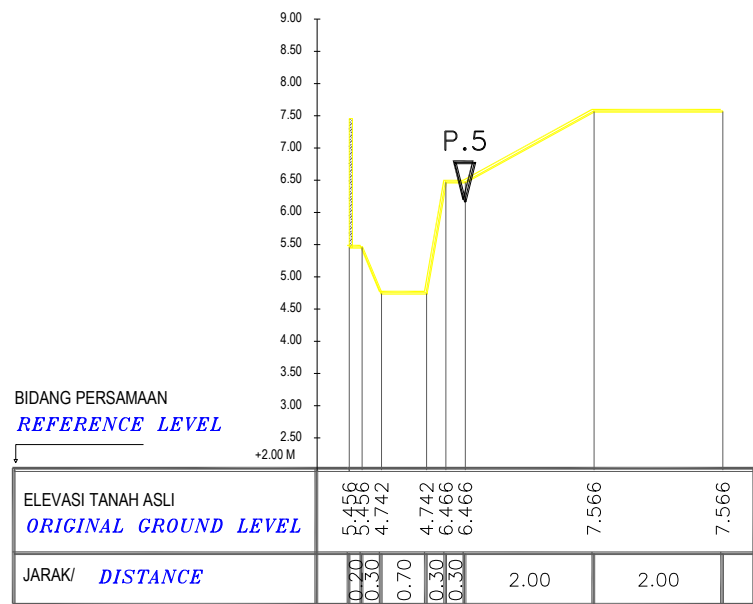
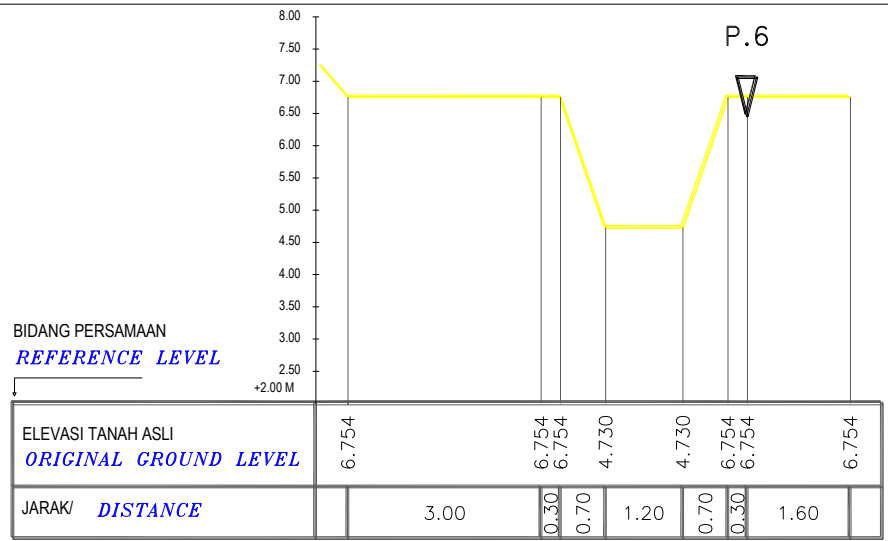
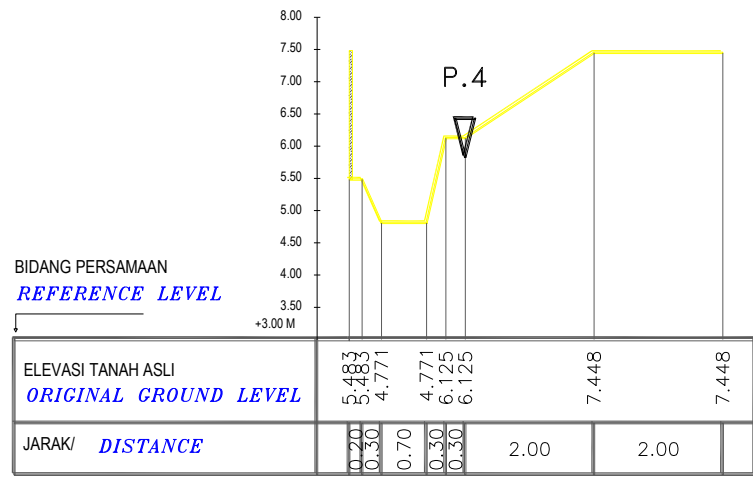
**SKALA**  
Tanpa Skala

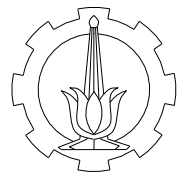
**NO. GAMBAR**  
8

**JML. GAMBAR**  
12

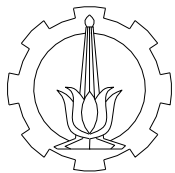
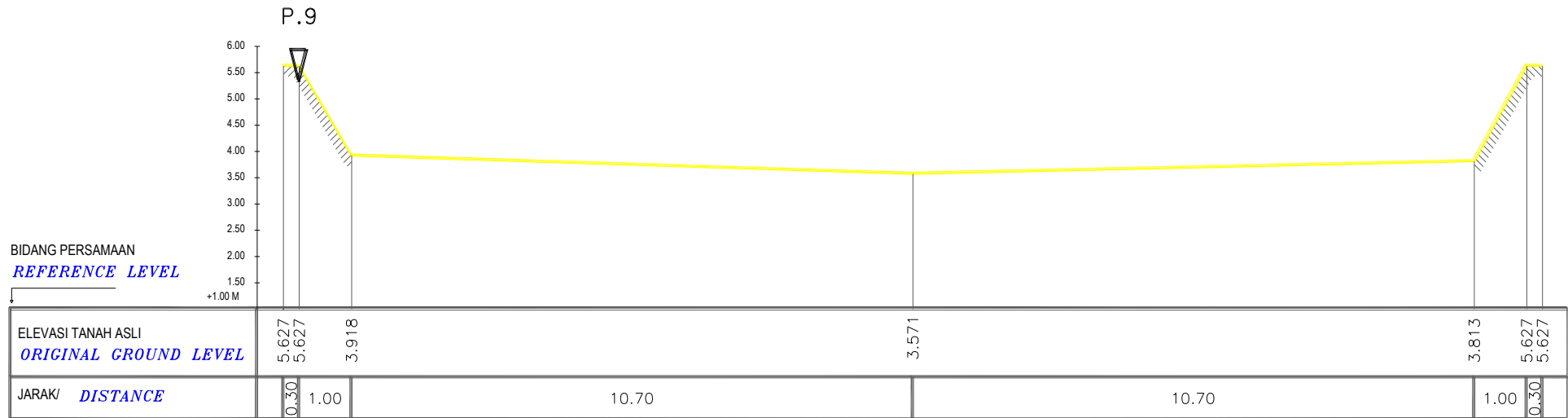
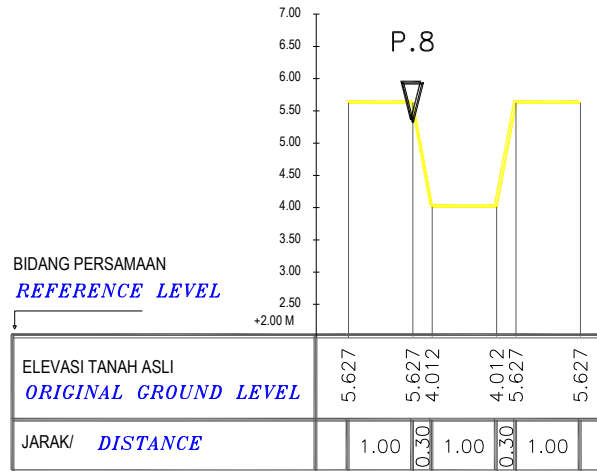


	JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	SKALA	NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
	POT. Melintang Sal. Tol Waru-Juanda	Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc	ANHAR (3112 105 059)	Tanpa Skala	9	12

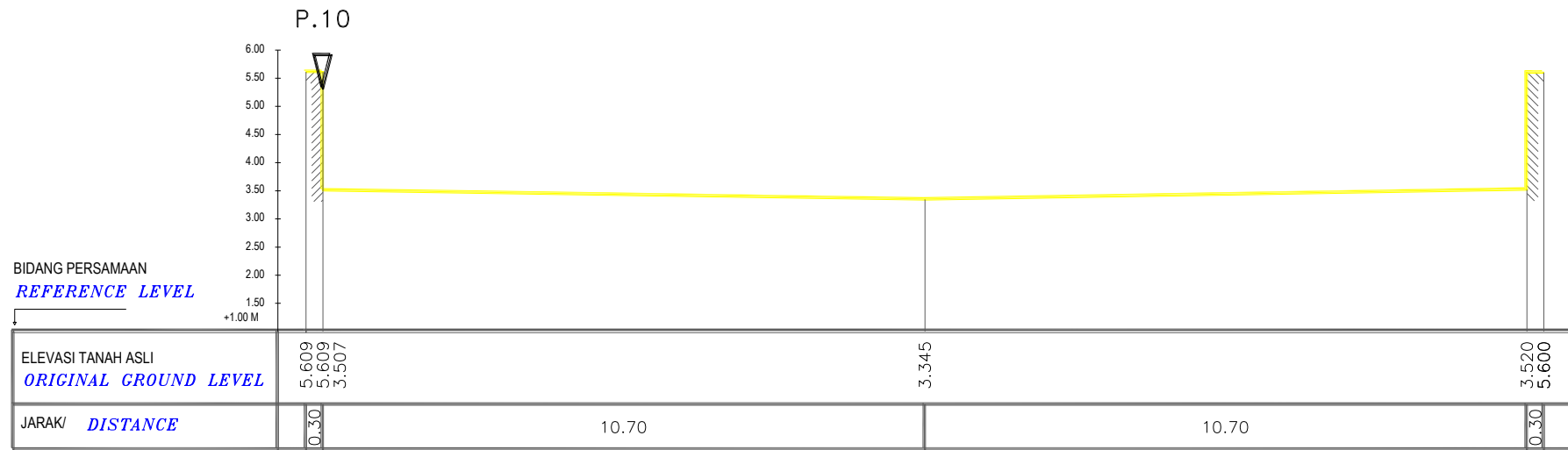


	JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	SKALA	NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
	POT. Melintang Sal. Tol Waru-Juanda	Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc	ANHAR (3112 105 059)	Tanpa Skala	10	12





JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	SKALA	NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
POT. Melintang Sal. Primer Perbatasan	Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc	ANHAR (3112 105 059)	Tanpa Skala	11	12



JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	SKALA	NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
POT. Melintang Sal. Primer Perbatasan	Dr. Techn UMBORO LASMINTO, ST., M.Sc M. BAGUS ANSORI, ST., M.Sc	ANHAR (3112 105 059)	Tanpa Skala	12	12

## BIODATA PENULIS



### **Anhar,**

Penulis dilahirkan di Tolitoli 9 Juli 1989, merupakan anak ke-5 dari 6 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 11 Tolitoli, SMPN 2 Tolitoli, SMAN 1 Tolitoli. Setelah lulus dari SMAN 1 Tolitoli, penulis melanjutkan pendidikan di Diploma III Teknik Sipil FTSP – ITS pada tahun 2008 dan lulus pada tahun 2011. Penulis berkarir / bekerja selama 1 tahun dibidang Struktur

dan Hidroteknik. Kemudian pada tahun 2012, penulis melanjutkan pendidikan ke Program Sarjana Lintas Jalur Teknik Sipil FTSP – ITS Surabaya. Di Jurusan Teknik Sipil ini, penulis mengambil Tugas Akhir dibidang Hidroteknik.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*