

BAB VI

ANALISA PENANGANAN BANJIR

6.1 UMUM

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan pada bab sebelumnya, maka dapat diketahui faktor-faktor apa saja yang menjadi penyebab terjadinya banjir atau genangan yang sering terjadi di daerah Bandarharjo Barat Kelurahan Bandarharjo Kecamatan Semarang Utara ini. Saluran drainase di daerah perkotaan menerima tidak hanya air hujan, tetapi juga air buangan (limbah) rumah tangga dan limbah pabrik seperti di daerah Bandarharjo Barat. Adapun tujuan dari analisa ini agar dalam menentukan alternatif penanganan problem banjir di daerah Bandarharjo Barat dapat dilakukan secara tuntas baik secara teknis maupun nonteknis.

Analisa faktor penyebab banjir ini dilakukan dengan cara mengamati secara langsung kenyataan-kenyataan yang terjadi di daerah studi serta mempelajari data-data yang didapat dari beberapa instansi terkait dan narasumber yang dapat dipercaya. Adapun analisa mengenai penyebab banjir yang terjadi di daerah Bandarharjo Barat adalah sebagai berikut :

6.1.1 Perubahan Fungsi Lahan atau Tata Guna Lahan

Adanya perubahan fungsi lahan atau tata guna lahan menjadi faktor penting penyebab banjir atau genangan yang terjadi di daerah Bandarharjo Barat. Misalnya, di wilayah RW 1 yang dulunya merupakan lahan tambak ikan dan udang yang sekarang sudah berubah menjadi daerah industri. Sebelumnya daerah tersebut merupakan daerah yang dapat berfungsi sebagai daerah resapan air. Sejak tahun 1998 berubah menjadi daerah perindustrian, sehingga air yang seharusnya bisa ditampung di tambak pada akhirnya meluap ke daerah-daerah lain yang lebih rendah dan menyebabkan genangan di wilayah sekitarnya. Perubahan tata guna lahan yang selalu terjadi akibat perkembangan kota dan di daerah atas (bagian hulu) dapat mengakibatkan peningkatan aliran permukaan, seperti besar kecilnya aliran permukaan sangat ditentukan oleh pola penggunaan lahan, kenaikan debit banjir, kenaikan erosi lahan dan peningkatan sedimentasi di bagian hilir.

6.1.2 Kondisi Drainase dan Permasalahannya

Kondisi saluran drainase pemukiman di daerah Bandarharjo Barat sudah tidak memungkinkan lagi mengalirkan air menuju Kali Semarang ataupun Kali Baru. Hal tersebut terjadi disebabkan oleh elevasi muka air Kali Semarang dan Kali Baru yang lebih tinggi dari elevasi pemukiman/daratan di sekitarnya. Saluran drainase pemukiman yang seharusnya mengalirkan air buangan dari pemukiman penduduk ke Kali Semarang dan Kali Baru kini berubah sehingga air dari Kali Semarang dan Kali Baru masuk ke saluran/selokan pemukiman dan meluap sehingga menyebabkan terjadinya genangan di daerah tersebut. Permasalahan yang ada adalah pengendapan lumpur dan sampah serta rendahnya elevasi yang ada sehingga menyebabkan banjir dan rob, berdasarkan realita di lapangan pandangan masyarakat awam akan mengatakan bahwa penanggulangan banjir di Kota Semarang belum membawa hasil. Banjir di daerah-daerah langganan masih terus berlangsung, bahkan banjir mulai merambah daerah-daerah yang dulunya tidak atau sangat jarang terjamah banjir. Sementara usaha-usaha yang telah dilakukan sudah cukup banyak dengan biaya yang sangat besar, maka tidaklah berlebihan jika efektifitas sistem penanggulangan banjir Kota Semarang khususnya di daerah Bandarharjo Barat dipertanyakan.

Ada beberapa persoalan yang dapat dikemukakan disini berkaitan dengan rendahnya efektifitas sistem pengendalian banjir dan genangan (rob) di Kota Semarang, dimana daerah Bandarharjo Barat termasuk di dalam sistem pengendalian banjir Kota Semarang, (*Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan, Dr. Ir. Suripin, M. Eng*) yaitu antara lain :

- **Persoalan Teknis**
 1. Upaya penanggulangan banjir yang telah dilakukan maupun yang diprogramkan belum menyentuh akar permasalahan yang sebenarnya, masih berkuat pada peningkatan kapasitas sungai/saluran yang tak mungkin dapat mengejar peningkatan debit banjir yang terjadi.
 2. Master Plan Pengendalian Banjir/Drainase belum dijadikan acuan dalam setiap kegiatan penanggulangan banjir/drainase, sehingga masih terjadi ketidaksinkronan sistem drainase yang terbangun yang ditangani oleh berbagai instansi/lembaga.

3. Perubahan karakteristik watak banjir, puncak banjir makin besar, dan waktu datangnya makin singkat.
4. Kawasan di dataran banjir telah berkembang dengan sangat pesat menjadi kawasan pemukiman, industri, perdagangan yang padat, sehingga upaya penanggulangan banjir lebih banyak bersifat tambal sulam dan represif.
5. Pemanfaatan bantaran sungai atau daerah sempadan sungai yang tidak pada tempatnya, banyak bangunan berada di bantaran bahkan di badan sungai, dan di atas saluran tanpa ada tindakan penertiban.
6. Pengambilan air bawah tanah yang melebihi potensi yang ada masih berlangsung terus, bahkan makin meningkat, sehingga berakibat pada penurunan muka tanah yang juga masih terus berlangsung.
7. Kinerja sistem pengendalian banjir yang telah ada tidak optimal akibat tidak adanya program dan pendanaan Operasi dan Pemeliharaan (O & P) yang memadai.
8. Penanganan masalah banjir secara teknis sering tidak mengenal batas administrasi dan merupakan satu sistem, namun dari segi administrasi sering harus dipisah.

• **Persoalan non-Teknis**

1. Upaya menangani banjir selama ini masih berorientasi proyek dan bersifat *topdown* dan represif terstruktur, sehingga peran serta masyarakat masih sangat rendah. Banyak “ para birokrat bidang pengairan” masih berpedoman bahwa “asal disediakan dana permasalahan banjir dapat diatasi dengan tuntas”.
2. Persepsi masyarakat yang kurang pas terhadap upaya penanganan banjir yang dilakukan oleh pemerintah secara terstruktur. Masyarakat menganggap bahwa upaya yang dilakukan akan selalu dapat menuntaskan permasalahan banjir di kawasan tersebut.
3. Kesadaran dan kepedulian masyarakat untuk memelihara sarana dan prasarana sistem drainase masih sangat rendah. Masyarakat masih menganggap bahwa saluran air/sungai merupakan *back yard*, yaitu tempat pembuangan segala jenis limbah baik padat maupun cair.

4. Masyarakat luas belum dapat memahami sepenuhnya tentang fenomena banjir yang bersifat dinamis.
5. Potensi konflik antar daerah sangat mungkin sehubungan dengan batas administrasi yang berbeda dengan batas drainase.
6. Penegakan hukum belum berjalan dengan baik.

Permasalahan drainase perkotaan , khususnya kota pantai bukanlah hal yang sederhana. Banyak faktor yang mempengaruhi dan pertimbangan yang matang dalam perencanaan, antara lain peningkatan debit, penyempitan dan pendangkalan saluran, reklamasi, amblesan tanah, limbah, sampah, dan pasang surut air laut.

Sumber permasalahan utama adalah peningkatan jumlah penduduk di perkotaan yang sangat cepat, akibat dari pertumbuhan maupun urbanisasi. Peningkatan jumlah penduduk selalu diikuti dengan peningkatan infrastruktur perkotaan, seperti perumahan, sarana transportasi, air bersih, pendidikan, dan lain-lain. Disamping itu, peningkatan penduduk juga selalu diikuti peningkatan limbah, baik limbah cair maupun padat (sampah).

6.1.3 Operasi dan Pemeliharaan Saluran

Operasi dan Pemeliharaan saluran drainase Kali Semarang dan Kali Baru memiliki peranan penting dalam penanganan banjir agar saluran atau sungai tersebut dapat selalu berfungsi dengan baik. Berdasarkan data yang didapat untuk Operasi dan Pemeliharaan (O & P) Kali Semarang serta Kali Baru tidak dapat selalu dilaksanakan sehubungan dengan terbatasnya dana guna menunjang keperluan tersebut. Misalnya, pada pelaksanaan pemeliharaan saluran, yaitu pengerukan yang tidak dilakukan secara berkala sehingga sampah dan endapan sedimen yang terkumpul di dalam saluran dan sungai akan mengakibatkan dimensi efektif saluran atau kapasitas sungai menjadi berkurang. Hal ini menyebabkan aliran akan terhambat dan pada waktu volume air meningkat saat musim penghujan akan mengakibatkan banjir.

6.2 PENGECEKAN BANGUNAN PENGENDALI BANJIR

Berdasarkan kenyataan bahwa meskipun di Bandarharjo Barat telah terdapat beberapa bangunan pengendali banjir dan ternyata banjir masih saja terjadi, maka sebelumnya perlu dilakukan pengecekan terhadap bangunan pengendali banjir yang sudah ada.

Bangunan pengendali banjir yang sudah ada di Bandarharjo Barat yang perlu ditinjau adalah pompa air dan pintu air.

6.2.1 Pompa Air

6.2.1.1 Pengecekan Kapasitas Pompa

Penanganan banjir di sub sistem Bandarharjo Barat perlu terlebih dahulu dilakukan pengecekan kapasitas pompa dan saluran yang ada untuk mengetahui apakah kapasitas pompa dan tersebut dapat mengatasi banjir dan genangan yang ada di daerah Bandarharjo Barat, sistem tersebut berupa sistem drainase menggunakan sistem polder dengan beberapa stasiun pompa. Sub sistem Bandarharjo Barat masuk dalam wilayah Kelurahan Bandarharjo yang bermuara ke Kali Semarang dan Kali Baru.

Dalam sub sistem ini terdapat 4 lokasi pompa dengan saluran penampung yaitu : 3 (tiga) outlet saluran drainase yang menuju ke Kali Semarang dan 1 (satu) outlet saluran drainase yang menuju ke Kali Baru. Masing-masing saluran drainase tersebut memiliki pompa darurat untuk mengalirkan air ke Kali Semarang dan ke Kali Baru.

1. Saluran Drainase Pompa 1

❖ Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)

➤ Data wilayah :

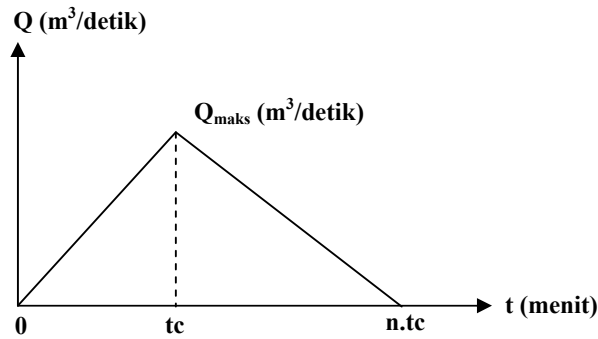
- Luas daerah tangkapan (A) = 12,70 ha = 0,1270 km²

- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)

Tabel 2.25 Koefisien limpasan untuk metode Rasional, Sistem Drainase yang Berkelanjutan (Dr. Ir. Suripin, M. Eng).

- Koefisien Penyimpanan (Cs) = 0,80

Storage Coefficient/Koefisien Penyimpanan (Cs)



n	Cs
2,00	1,00
2,25	0,89
2,50	0,80
3,00	0,67
3,50	0,57
4,00	0,50
4,50	0,44

Keterangan :

- t_c adalah waktu yang diperlukan untuk mengalir dari titik yang terjauh dalam daerah tangkapan tersebut sampai kebagian hilir saluran yang direncanakan (waktu konsentrasi)
- $n.t_c$ adalah waktu dari saat mulai banjir ($Q = 0$) sampai berakhirnya banjir ($Q = 0$)
- Q adalah debit banjir dari 0 (nol) sampai maksimum.
- Diizinkan terjadi genangan 10 % x A
- Kedalaman genangan (t) = 10 cm

➤ **Data saluran drainase yang menuju ke stasiun pompa :**

- Lebar saluran (B) = 2,00 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 340 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,15}{340}$ m/m = 0,000441176
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

➤ **Data pompa :**

- Debit pompa = 120 liter/detik = 0,12 m³/detik (pompa yang ada)

➤ **Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :**

Perhitungan Q_{maks} :

$$t_c = \left[\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right]^{0,385} = \left[\frac{0,87 \times 0,34^2}{1000 \times (0,15/340)} \right]^{0,385} = 0,569 \text{ jam}$$

$$I_2 = \frac{R_2}{24} \times \left[\frac{24}{t_c} \right]^{2/3} = \frac{104,134}{24} \times \left[\frac{24}{0,569} \right]^{2/3} = 52,582 \text{ mm/jam}$$

R₂ = 104,134 mm (Hujan maksimum periode ulang 2 tahun)

$$Q_{maks} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 52,582 \times 0,1270$$

$$= 1,039 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_s = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 2,00 \times (1/0,017) \times (2,00/4,00)^{2/3} \times (0,15/340)^{1/2}$$

$$= 1,556 \text{ m}^3/\text{detik} > 1,039 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

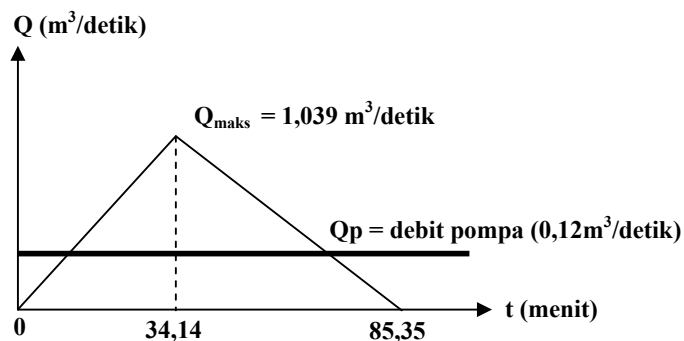
➤ **Menghitung kebutuhan kapasitas pompa :**

$$Q_{maks} = 1,039 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$t_c = 0,569 \text{ jam} = 34,14 \text{ menit}$$

$$n.t_c = 2,50 \times 34,14 = 85,35 \text{ menit}$$

$$I_2 = 52,582 \text{ mm/jam}$$

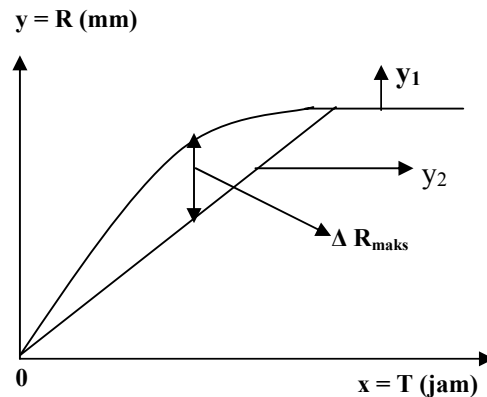


❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 1 :**

$$\begin{aligned}
 V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (2 \times 340 \times 1,00) + (0,5 \times 2 \times 0,000441176 \times 340^2) \\
 &= 730,999 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{genangan}} &= 10 \% \times A \times t \\
 &= 0,10 \times 127.000 \times 0,10 \\
 &= 1.270 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{genangan}} \\
 &= 730,999 + 1.270 \\
 &= 2.000,999 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Persamaan kurva masa hujan kala ulang 2 tahun :

$$y_1 = 20,166 \text{ Ln} (x) - 17,415$$

Untuk menghitung kapasitas pompa dilakukan dengan cara coba-coba.

Asumsi 1 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,250 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,1270$$

$$0,250 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,1270$$

$$I_p = 12,654 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 12,654$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	Δ R _{maks} (mm)
0,5	51,174	6,327	44,847
1	65,152	12,654	52,498
1,5	73,328	18,981	54,347

$$\begin{aligned}
 V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 54,347 \times 12,70 \\
 &= 4.831,448 \text{ m}^3 > 2.000,999 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Asumsi 2 :

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{pompa}} &= 1,133 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 Q_{\text{pompa}} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,1270 \\
 1,133 &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,1270 \\
 I_p &= 57,346 \text{ mm/jam} \\
 y_2 &= 57,346 \text{ x}
 \end{aligned}$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	51,174	28,673	22,501
1	65,152	57,346	7,806
1,5	73,328	86,019	-12,691

$$\begin{aligned}
 V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 22,501 \times 12,70 \\
 &= 2.000,339 \text{ m}^3 \approx 2.000,999 \text{ m}^3 \text{ (OK !)}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pompa yang dibutuhkan $Q_{\text{pompa}} = 1,133 \text{ m}^3/\text{detik}$

• **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{1,133}{0,12} = 9,442 \approx 10 \text{ pompa}$$

• **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{2.000,999}{(0,12 \times 3600)} = 4,632 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{2.000,999}{(10 \times 0,12 \times 3600)} = 0,463 \text{ jam}$$

❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 2 :**

$$\begin{aligned}V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (2 \times 340 \times 1,00) + (0,5 \times 2 \times 0,000441176 \times 340^2) \\ &= 730,999 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (85,35 \times 60) \times 1,039 \\ &= 2.660,359 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 730,999 + 2.660,359 \\ &= 3.391,358 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n.tc \times 60)} \\ &= \frac{3.391,358}{(85,35 \times 60)} \\ &= 0,662 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

• **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,662}{0,12} = 5,517 \approx 6 \text{ pompa}$$

• **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{3.391,358}{(0,12 \times 3600)} = 7,850 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{3.391,358}{(6 \times 0,12 \times 3600)} = 1,308 \text{ jam}$$

❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 3 :**

$$V_{\text{rob}} = K \times A_{\text{rembesan}} \times W_{\text{rob}} \text{ (Akibat rembesan tanggul Kali Semarang)}$$

Dimana :

$$\begin{aligned}\text{Permeabilitas (K)} &= 4,5 \times 10^{-3} \text{ (cm/detik)} \rightarrow \text{Lanau kepasiran} \\ &= 4,5 \times 10^{-5} \text{ (m/detik)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{\text{rembesan}} &= 1,50 \times 760 \\ &= 1.140 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$W_{\text{rob}} = 4 \text{ jam} = 14.400 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{rob}} &= (4,5 \times 10^{-5}) \times 1.140 \times (14.400) \\ &= 738,720 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (2 \times 340 \times 1,00) + (0,5 \times 2 \times 0,000441176 \times 340^2) \\ &= 730,999 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (n.\text{tc} \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (85,35 \times 60) \times 1,039 \\ &= 2.660,359 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= V_{\text{rob}} + V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 738,720 + 730,999 + 2.660,359 \\ &= 4.130,078 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n.\text{tc} \times 60)} \\ &= \frac{4.130,078}{(85,35 \times 60)} \\ &= 0,806 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,806}{0,12} = 6,717 \approx 7 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{4.130,078}{(0,12 \times 3600)} = 9,560 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{4.130,078}{(7 \times 0,12 \times 3600)} = 1,366 \text{ jam}$$

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q5)**

➤ **Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :**

Perhitungan Q_{maks} :

$$t_c = \left[\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right]^{0,385} = \left[\frac{0,87 \times 0,34^2}{1000 \times (0,15/340)} \right]^{0,385} = 0,569 \text{ jam}$$

$$I_s = \frac{R_2}{24} \times \left[\frac{24}{t_c} \right]^{2/3} = \frac{136,7302}{24} \times \left[\frac{24}{0,569} \right]^{2/3} = 69,041 \text{ mm/jam}$$

$R_5 = 136,7302 \text{ mm}$ (Hujan maksimum periode ulang 5 tahun)

$$Q_{maks} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 69,041 \times 0,1270$$

$$= 1,364 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_s = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 2,00 \times (1/0,017) \times (2,00/4,00)^{2/3} \times (0,15/340)^{1/2}$$

$$= 1,556 \text{ m}^3/\text{detik} > 1,364 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

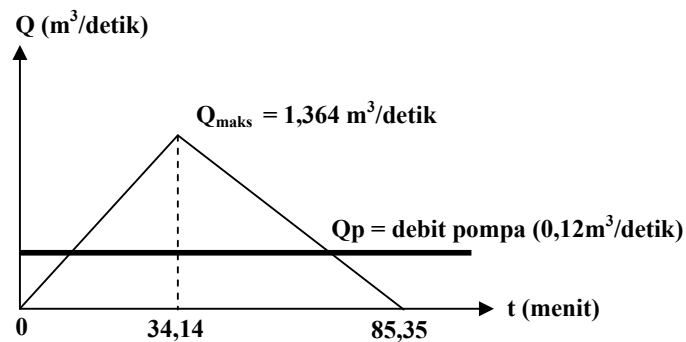
➤ **Menghitung kebutuhan kapasitas pompa :**

$$Q_{maks} = 1,364 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$t_c = 0,569 \text{ jam} = 34,14 \text{ menit}$$

$$n.t_c = 2,50 \times 34,14 = 85,35 \text{ menit}$$

$$I_s = 69,041 \text{ mm/jam}$$

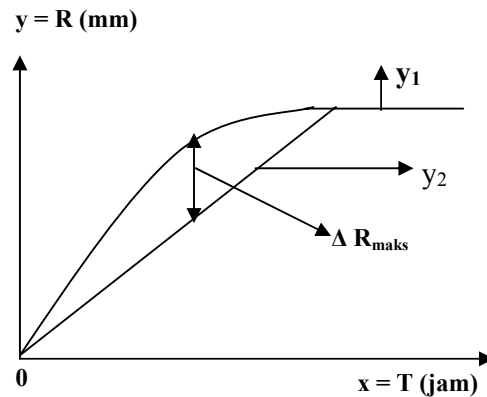


❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 1 :**

$$\begin{aligned}
 V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (2 \times 340 \times 1,00) + (0,5 \times 2 \times 0,000441176 \times 340^2) \\
 &= 730,999 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{genangan}} &= 10 \% \times A \times t \\
 &= 0,10 \times 127.000 \times 0,10 \\
 &= 1.270 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{genangan}} \\
 &= 730,999 + 1.270 \\
 &= 2.000,999 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Persamaan kurva masa hujan kala ulang 5 tahun :

$$y_1 = 28,191 \text{ Ln} (x) - 29,918$$

Untuk menghitung kapasitas pompa dilakukan dengan cara coba-coba.

Asumsi 1 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,650 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,1270$$

$$0,650 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,1270$$

$$I_p = 32,900 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 32,900 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	Δ R _{maks} (mm)
0,5	65,965	16,450	49,515
1	85,506	32,900	52,606
1,5	96,936	49,350	47,586

$$\begin{aligned}
 V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 52,606 \times 12,70 \\
 &= 4.676,673 \text{ m}^3 > 2.000,999 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Asumsi 2 :

$$Q_{\text{pompa}} = 1,717 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,1270$$

$$1,717 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,1270$$

$$I_p = 86,905 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 86,905 \text{ x}$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	65,965	43,453	22,512
1	85,506	86,905	-1,399
1,5	96,936	130,358	-33,422

$$\begin{aligned}
 V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 22,512 \times 12,70 \\
 &= 2.001,317 \text{ m}^3 \approx 2.000,999 \text{ m}^3 \text{ (OK !)}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pompa yang dibutuhkan $Q_{\text{pompa}} = 1,717 \text{ m}^3/\text{detik}$

• **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{1,717}{0,12} = 14,308 \approx 15 \text{ pompa}$$

• **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{2.000,999}{(0,12 \times 3600)} = 4,632 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{2.000,999}{(15 \times 0,12 \times 3600)} = 0,309 \text{ jam}$$

❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 2 :**

$$\begin{aligned}V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (2 \times 340 \times 1,00) + (0,5 \times 2 \times 0,000441176 \times 340^2) \\ &= 730,999 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (85,35 \times 60) \times 1,364 \\ &= 3.492,522 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 730,999 + 3.492,522 \\ &= 4.223,521 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n.tc \times 60)} \\ &= \frac{4.223,521}{(85,35 \times 60)} \\ &= 0,825 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

• **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,825}{0,12} = 6,875 \approx 7 \text{ pompa}$$

• **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{4223,521}{(0,12 \times 3600)} = 9,777 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{4.223,521}{(7 \times 0,12 \times 3600)} = 1,397 \text{ jam}$$

❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 3 :**

$$V_{\text{rob}} = K \times A_{\text{rembesan}} \times W_{\text{rob}} \text{ (Akibat rembesan tanggul Kali Semarang)}$$

Dimana :

$$\begin{aligned}\text{Permeabilitas (K)} &= 4,5 \times 10^{-3} \text{ (cm/detik)} \rightarrow \text{Lanau kepasiran} \\ &= 4,5 \times 10^{-5} \text{ (m/detik)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{\text{rembesan}} &= 1,50 \times 760 \\ &= 1.140 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$W_{\text{rob}} = 4 \text{ jam} = 14.400 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{rob}} &= (4,5 \times 10^{-5}) \times 1.140 \times (14.400) \\ &= 738,720 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (2 \times 340 \times 1,00) + (0,5 \times 2 \times 0,000441176 \times 340^2) \\ &= 730,999 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (n.\text{tc} \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (85,35 \times 60) \times 1,364 \\ &= 3.492,522 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= V_{\text{rob}} + V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 738,720 + 730,999 + 3.492,522 \\ &= 4.962,241 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n.\text{tc} \times 60)} \\ &= \frac{4.962,241}{(85,35 \times 60)} \\ &= 0,969 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,969}{0,12} = 8,075 \approx 8 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{4.962,241}{(0,12 \times 3600)} = 11,487 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{4.962,241}{(8 \times 0,12 \times 3600)} = 1,435 \text{ jam}$$

**Tabel 6.1 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Pompa 1
Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)**

N0	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3
1.	$V_{storage}$	730,999 m ³	730,999 m ³	730,999 m ³
2.	$V_{genangan}$	1.270,000 m ³	-	-
3.	V_{hujan}	-	2.660,359 m ³	2.660,359 m ³
4.	V_{rob}	-	-	738,720 m ³
5.	V_{total}	2.000,999 m ³	3.391,358 m ³	4.130,078 m ³
6.	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,120 m ³ /det	0,120 m ³ /det	0,120 m ³ /det
7.	Q_{pompa} (Kebutuhan)	1,133 m ³ /det	0,662 m ³ /det	0,806 m ³ /det

**Tabel 6.2 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Pompa 1
Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q_5)**

N0	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3
1.	$V_{storage}$	730,999 m ³	730,999 m ³	730,999 m ³
2.	$V_{genangan}$	1.270,000 m ³	-	-
3.	V_{hujan}	-	3.492,522 m ³	3.492,522 m ³
4.	V_{rob}	-	-	738,720 m ³
5.	V_{total}	2.000,999 m ³	4.223,521 m ³	4.962,241 m ³
6.	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,120 m ³ /det	0,120 m ³ /det	0,120 m ³ /det
7.	Q_{pompa} (Kebutuhan)	1,717 m ³ /det	0,825 m ³ /det	0,969 m ³ /det

Keterangan :

- Kondisi 1 : Volume tampungan memanjang saluran + genangan (10 % x A x 10 cm)
- Kondisi 2 : Volume tampungan memanjang saluran + hujan
- Kondisi 3 : Volume tampungan memanjang saluran + hujan + rob



1). Tampungannya memanjang drainase pompa 1 tampak saluran penuh akibat air pasang, bila air pasang tinggi limpas ke rumah yang lebih rendah elevasinya.

2). Outlet drainase pompa 1 ke Kali Semarang tampak tanggul Kali Semarang di tutup dengan tanah oleh warga setempat, bila air pasang tinggi air rembes masuk pemukiman.



3). Tampungannya memanjang drainase pompa 1 tampak rumah pompa dan saluran drainase bila air pasang tinggi limpas ke pemukiman yang lebih rendah.

4). Outlet Drainase Pompa 1 ke Kali Semarang tampak rumah pompa dan jalan Lodan Raya tergenang bila hujan dan air pasang tinggi.



5). Genset pompa 1 kapasitas 0,12 m³/det jumlah 1 pompa kondisi perlu perbaikan kapasitas sudah tidak optimal.

6). Pintu air (outlet) drainase pompa 1 perlu perbaikan karena rembes, air pasang (rob) dari Kali Semarang masuk ke saluran penduduk.

Gambar 6.1 Kondisi Tampungan dan Rumah Drainase Pompa 1

2. Saluran Drainase Pompa 2

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)**

➤ **Data wilayah :**

- Luas daerah tangkapan (A) = 3,69 ha = 0,0369 km²
- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)
- Koefisien *storage* (Cs) = 0,80
- Diizinkan terjadi genangan 10 % x A
- Kedalaman genangan (t) = 10 cm

➤ **Data saluran drainase yang menuju ke stasiun pompa :**

- Lebar saluran (B) = 0,80 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 220 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,10}{220}$ m/m = 0,000454545
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

➤ **Data pompa :**

- Debit pompa = 2 × 120 liter/detik = 0,24 m³/detik

➤ **Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :**

Perhitungan Q_{maks} :

$$t_c = \left[\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right]^{0,385} = \left[\frac{0,87 \times 0,22^2}{1000 \times (0,10/220)} \right]^{0,385} = 0,400 \text{ jam}$$

$$I_e = \frac{R}{24} \times \left[\frac{24}{t_c} \right]^{2/3} = \frac{104,134}{24} \times \left[\frac{24}{0,400} \right]^{2/3} = 66,590 \text{ mm/jam}$$

$R_2 = 104,134$ mm (Hujan maksimum periode ulang 2 tahun)

$$Q_{maks} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 66,590 \times 0,0369$$

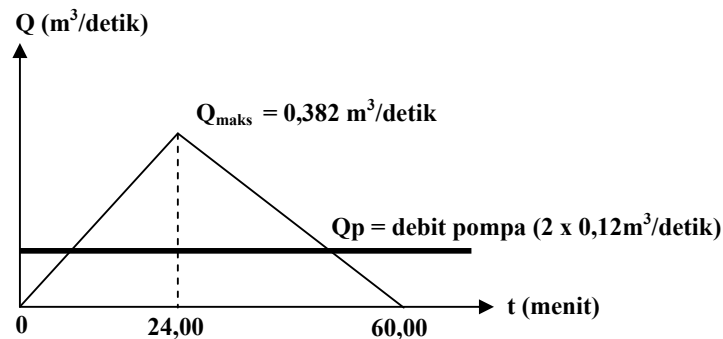
$$= 0,382 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,80 \times (1/0,017) \times (0,80/2,80)^{2/3} \times (0,10/220)^{1/2} \\
 &= 0,435 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,382 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

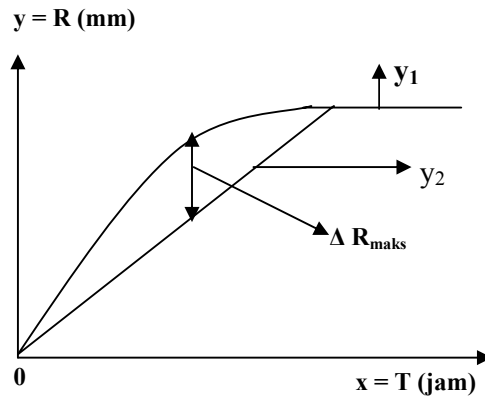
➤ **Menghitung kebutuhan kapasitas pompa :**

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{maks}} &= 0,382 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 t_c &= 0,400 \text{ jam} = 24,00 \text{ menit} \\
 n.t_c &= 2,50 \times 24,00 = 60,00 \text{ menit} \\
 I_2 &= 66,590 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$



❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 1 :**

$$\begin{aligned}
 V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (0,80 \times 220 \times 1,00) + (0,5 \times 0,80 \times 0,000454545 \times 220^2) \\
 &= 184,799 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{genangan}} &= 10 \% \times A \times t \\
 &= 0,10 \times 36.900 \times 0,10 \\
 &= 369,00 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{genangan}} \\
 &= 184,799 + 369,00 \\
 &= 553,799 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Persamaan kurva masa hujan kala ulang 2 tahun :

$$y_1 = 20,166 \text{ Ln } (x) - 17,415$$

Untuk menghitung kapasitas pompa dilakukan dengan cara coba-coba.

Asumsi 1 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,200 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,0369$$

$$0,200 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,0369$$

$$I_p = 34,840 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 34,840 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	Δ Rmaks (mm)
0,5	51,174	17,420	33,754
1	65,152	34,840	30,312
1,5	73,328	52,260	21,068

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\ &= 10 \times 0,7 \times 33,754 \times 3,69 \\ &= 871,866 \text{ m}^3 > 553,799 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Asumsi 2 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,341 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,0369$$

$$0,341 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,0369$$

$$I_p = 59,403 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 59,403 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	51,174	29,702	21,472
1	65,152	59,403	5,749
1,5	73,328	89,105	- 15,777

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= 10 \times C \times \Delta R_{maks} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 21,472 \times 3,69 \\
 &= 554,622 \text{ m}^3 \approx 553,799 \text{ m}^3 \text{ (OK !)}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pompa yang dibutuhkan $Q_{pompa} = 0,341 \text{ m}^3/\text{detik}$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{0,341}{0,12} = 2,842 \approx 3 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{553,799}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 0,641 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}} = \frac{553,799}{(3 \times 0,12 \times 3600)} = 0,427 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 2 :**

$$\begin{aligned}
 V_{storage} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (0,80 \times 220 \times 1,00) + (0,5 \times 0,80 \times 0,000454545 \times 220^2) \\
 &= 184,799 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{hujan} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{maks} \\
 &= 1/2 \times (60,00 \times 60) \times 0,382 \\
 &= 687,60 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= V_{storage} + V_{hujan} \\
 &= 184,799 + 687,60 \\
 &= 872,399 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n.t \times 60)} \\ &= \frac{872,399}{(60,00 \times 60)} \\ &= 0,242 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,242}{0,12} = 2,017 \approx 2 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{872,399}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 1,010 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{872,399}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 1,010 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 3 :**

$$V_{\text{rob}} = K \times A_{\text{rembesan}} \times W_{\text{rob}} \text{ (Akibat rembesan tanggul Kali Semarang)}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{Permeabilitas (K)} &= 4,5 \times 10^{-3} \text{ (cm/detik)} \rightarrow \text{Lanau kepasiran} \\ &= 4,5 \times 10^{-5} \text{ (m/detik)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{rembesan}} &= 1,50 \times 200 \\ &= 300,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{\text{rob}} = 4 \text{ jam} = 14.400 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{rob}} &= (4,5 \times 10^{-5}) \times 300,00 \times (14.400) \\ &= 194,400 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (0,80 \times 220 \times 1,00) + (0,5 \times 0,80 \times 0,000454545 \times 220^2) \\ &= 184,799 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (n \cdot t_c \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (60,00 \times 60) \times 0,382 \\ &= 687,60 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{\text{rob}} + V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 194,400 + 184,799 + 687,60 \\ &= 1.066,799 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n \cdot t_c \times 60)} \\ &= \frac{1.066,799}{(60,00 \times 60)} \\ &= 0,296 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,296}{0,12} = 2,469 \approx 3 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{1.066,799}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 1,235 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{1.066,799}{(3 \times 0,12 \times 3600)} = 0,823 \text{ jam}$$

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q₅)**

➤ **Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :**

Perhitungan Q_{maks} :

$$t_c = \left[\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right]^{0,385} = \left[\frac{0,87 \times 0,22^2}{1000 \times (0,10/220)} \right]^{0,385} = 0,400 \text{ jam}$$

$$I_s = \frac{R_5}{24} \times \left[\frac{24}{t_c} \right]^{2/3} = \frac{136,7302}{24} \times \left[\frac{24}{0,400} \right]^{2/3} = 87,434 \text{ mm/jam}$$

R₅ = 136,7302 mm (Hujan maksimum periode ulang 5 tahun)

$$Q_{maks} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 87,434 \times 0,0369$$

$$= 0,502 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_s = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,80 \times (1/0,017) \times (0,80/2,80)^{2/3} \times (0,10/220)^{1/2}$$

$$= 0,435 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,502 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)}$$

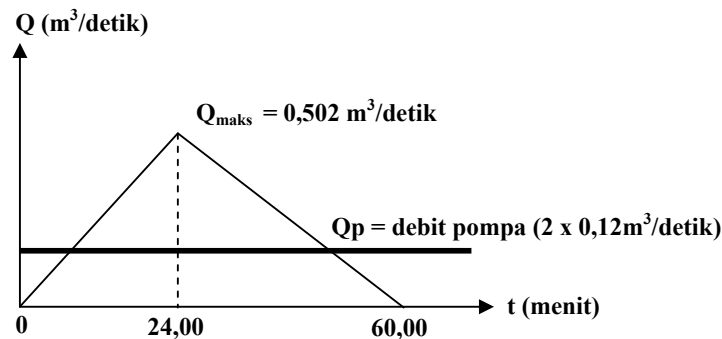
➤ **Menghitung kebutuhan kapasitas pompa :**

$$Q_{maks} = 0,502 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$t_c = 0,400 \text{ jam} = 24,00 \text{ menit}$$

$$n.t_c = 2,50 \times 24,00 = 60,00 \text{ menit}$$

$$I_s = 87,434 \text{ mm/jam}$$



❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 1 :**

$$V_{storage} = (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2)$$

$$= (0,80 \times 220 \times 1,00) + (0,5 \times 0,80 \times 0,000454545 \times 220^2)$$

$$= 184,799 \text{ m}^3$$

$$V_{genangan} = 10 \% \times A \times t$$

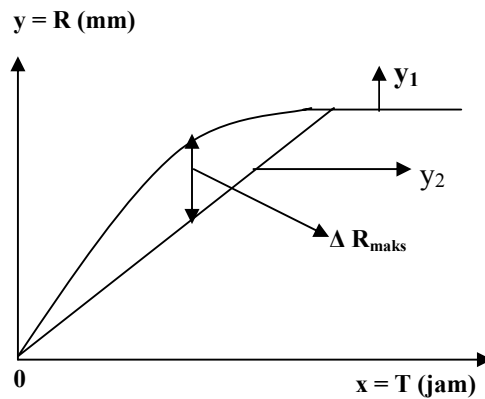
$$= 0,10 \times 36.900 \times 0,10$$

$$= 369,00 \text{ m}^3$$

$$V_{total} = V_{storage} + V_{genangan}$$

$$= 184,799 + 369,00$$

$$= 553,799 \text{ m}^3$$



Persamaan kurva masa hujan kala ulang 5 tahun :

$$y_1 = 28,191 \text{ Ln} (x) - 29,918$$

Untuk menghitung kapasitas pompa dilakukan dengan cara coba-coba.

Asumsi 1 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,250 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,0369$$

$$0,250 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,0369$$

$$I_p = 43,551 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 43,551 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	Δ Rmaks (mm)
0,5	65,965	21,776	44,326
1	85,506	43,551	41,955
1,5	96,936	65,327	31,609

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\ &= 10 \times 0,7 \times 44,326 \times 3,69 \\ &= 1.144,941 \text{ m}^3 > 553,799 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Asumsi 2 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,511 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,0369$$

$$0,511 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,0369$$

$$I_p = 89,017 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 89,017 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	65,965	44,509	21,456
1	85,506	89,017	- 3,511
1,5	96,936	133,526	- 36,590

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= 10 \times C \times \Delta R_{maks} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 21,456 \times 3,69 \\
 &= 554,208 \text{ m}^3 \approx 553,799 \text{ m}^3 \text{ (OK !)}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pompa yang dibutuhkan $Q_{pompa} = 0,511 \text{ m}^3/\text{detik}$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{0,511}{0,12} = 4,258 \approx 5 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{553,799}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 0,641 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}} = \frac{553,799}{(5 \times 0,12 \times 3600)} = 0,256 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 2 :**

$$\begin{aligned}
 V_{storage} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (0,80 \times 220 \times 1,00) + (0,5 \times 0,80 \times 0,000454545 \times 220^2) \\
 &= 184,799 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{hujan} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{maks} \\
 &= 1/2 \times (60,00 \times 60) \times 0,502 \\
 &= 903,60 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= V_{storage} + V_{hujan} \\
 &= 184,799 + 903,60 \\
 &= 1.088,399 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n \cdot t_c \times 60)} \\ &= \frac{1.088,399}{(60,00 \times 60)} \\ &= 0,302 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,302}{0,12} = 2,517 \approx 3 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{1.088,399}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 1,260 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{1.088,399}{(3 \times 0,12 \times 3600)} = 0,840 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 3 :**

$$V_{\text{rob}} = K \times A_{\text{rembesan}} \times W_{\text{rob}} \text{ (Akibat rembesan tanggul Kali Semarang)}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{Permeabilitas (K)} &= 4,5 \times 10^{-3} \text{ (cm/detik)} \rightarrow \text{Lanau kepasiran} \\ &= 4,5 \times 10^{-5} \text{ (m/detik)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{rembesan}} &= 1,50 \times 200 \\ &= 300,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{\text{rob}} = 4 \text{ jam} = 14.400 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{rob}} &= (4,5 \times 10^{-5}) \times 300,00 \times (14.400) \\ &= 194,400 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (0,80 \times 220 \times 1,00) + (0,5 \times 0,80 \times 0,000454545 \times 220^2) \\ &= 184,799 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (\text{n.tc} \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (60,00 \times 60) \times 0,502 \\ &= 903,60 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= V_{\text{rob}} + V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 194,400 + 184,799 + 903,60 \\ &= 1.282,799 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(\text{n.tc} \times 60)} \\ &= \frac{1.282,799}{(60,00 \times 60)} \\ &= 0,356 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,356}{0,12} = 2,917 \approx 3 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{1.282,799}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 1,485 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{1.282,799}{(3 \times 0,12 \times 3600)} = 0,990 \text{ jam}$$

**Tabel 6.3 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Pompa 2
Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)**

N0	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3
1.	$V_{storage}$	184,799 m ³	184,799 m ³	184,799 m ³
2.	$V_{genangan}$	369,000 m ³	-	-
3.	V_{hujan}	-	687,600 m ³	687,600 m ³
4.	V_{rob}	-	-	194,400 m ³
5.	V_{total}	553,799 m ³	872,399 m ³	1.066,799 m ³
6.	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,240 m ³ /det	0,240 m ³ /det	0,240 m ³ /det
7.	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,341 m ³ /det	0,242 m ³ /det	0,296 m ³ /det

**Tabel 6.4 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Pompa 2
Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q_5)**

N0	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3
1.	$V_{storage}$	184,799 m ³	184,799 m ³	184,799 m ³
2.	$V_{genangan}$	369,000 m ³	-	-
3.	V_{hujan}	-	903,600 m ³	903,600 m ³
4.	V_{rob}	-	-	194,400 m ³
5.	V_{total}	553,799 m ³	1.088,399 m ³	1.282,799 m ³
6.	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,240 m ³ /det	0,240 m ³ /det	0,240 m ³ /det
7.	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,511 m ³ /det	0,302 m ³ /det	0,356 m ³ /det

Keterangan :

- Kondisi 1 : Volume tampungan memanjang saluran + genangan (10 % x A x 10 cm)
- Kondisi 2 : Volume tampungan memanjang saluran + hujan
- Kondisi 3 : Volume tampungan memanjang saluran + hujan + rob



1). Rumah genset drainase pompa 2 tampak di sekitar rumah pompa kurang menjaga kebersihan lingkungannya, terlihat kotor.



2). Outlet drainase pompa 2 ke Kali Semarang tampak alur Kali Semarang terjadi pendangkalan, bila air pasang tinggi rembes menggenangi pemukiman yang lebih rendah.



3). Tampungan memanjang drainase pompa 2 tampak saluran banyak sampah di depan screen, bila air pasang tinggi limpas ke pemukiman yang lebih rendah.



4). Outlet drainase pompa 2 ke Kali Semarang tampak pintu air perlu perbaikan karena rembes, air pasang (rob) dari Kali Semarang masuk ke saluran penduduk.



5). Genset pompa 2 kapasitas 0,12 m³/det jumlah 2 pompa kondisi perlu perbaikan kapasitas sudah tidak optimal.

Gambar 6.2 Kondisi Tampungan dan Rumah Drainase Pompa 2

3. Saluran Drainase Pompa 3

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)**

➤ **Data wilayah :**

- Luas daerah tangkapan (A) = 8,20 ha = 0,0820 km²
- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)
- Koefisien *storage* (Cs) = 0,80
- Diizinkan terjadi genangan 10 % x A
- Kedalaman genangan (t) = 10 cm

➤ **Data saluran drainase yang menuju ke stasiun pompa :**

- Lebar saluran (B) = 1,20 m
- Tinggi saluran (H) = 1,40 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 580 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,15}{580}$ m/m = 0,0002586
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

➤ **Data pompa :**

- Debit pompa = 120 liter/detik = 0,12 m³/detik

➤ **Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :**

Perhitungan Q_{maks} :

$$t_c = \left[\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right]^{0,385} = \left[\frac{0,87 \times 0,58^2}{1000 \times (0,15/580)} \right]^{0,385} = 1,049 \text{ jam}$$

$$I_e = \frac{R}{24} \times \left[\frac{24}{t_c} \right]^{2/3} = \frac{104,134}{24} \times \left[\frac{24}{1,049} \right]^{2/3} = 35,005 \text{ mm/jam}$$

$R_2 = 104,134$ mm (Hujan maksimum periode ulang 2 tahun)

$$Q_{maks} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 35,005 \times 0,0820$$

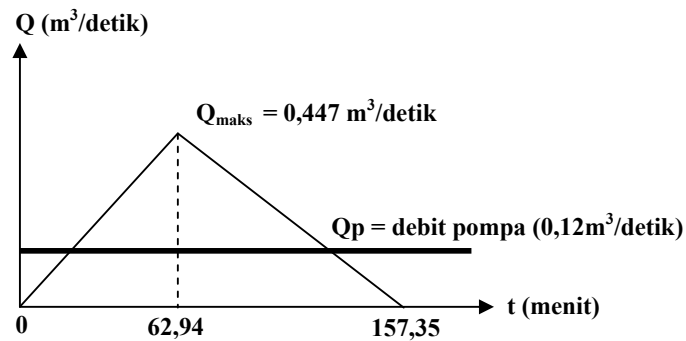
$$= 0,447 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 1,68 \times (1/0,017) \times (1,68/4,00)^{2/3} \times (0,15/580)^{1/2} \\
 &= 0,891 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,447 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

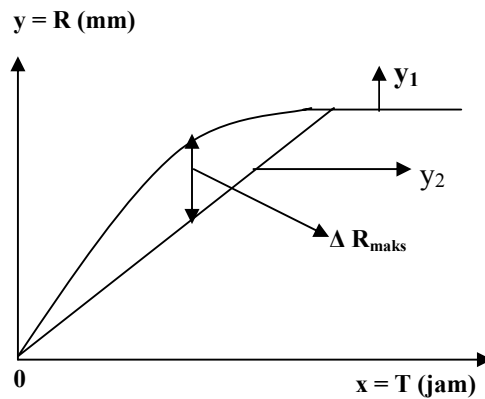
➤ **Menghitung kebutuhan kapasitas pompa :**

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{maks}} &= 0,447 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 t_c &= 1,049 \text{ jam} = 62,94 \text{ menit} \\
 n.t_c &= 2,50 \times 62,94 = 157,35 \text{ menit} \\
 I_2 &= 35,005 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$



❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 1 :**

$$\begin{aligned}
 V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (1,20 \times 580 \times 1,40) + (0,5 \times 1,20 \times 0,0002586 \times 580^2) \\
 &= 1.026,596 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{genangan}} &= 10 \% \times A \times t \\
 &= 0,10 \times 82.000 \times 0,10 \\
 &= 820,00 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{genangan}} \\
 &= 1.026,596 + 820,00 \\
 &= 1.846,596 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Persamaan kurva masa hujan kala ulang 2 tahun :

$$y_1 = 20,166 \text{ Ln} (x) - 17,415$$

Untuk menghitung kapasitas pompa dilakukan dengan cara coba-coba.

Asumsi 1 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,350 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,082$$

$$0,350 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,082$$

$$I_p = 27,437 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 27,437 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	Δ Rmaks (mm)
0,5	51,174	13,719	37,455
1	65,152	27,437	37,715
1,5	73,328	41,156	32,172

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\ &= 10 \times 0,7 \times 37,715 \times 8,20 \\ &= 2.164,841 \text{ m}^3 > 1.846,96 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Asumsi 2 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,485 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,082$$

$$0,485 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,082$$

$$I_p = 38,020 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 38,020 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	51,174	19,010	32,164
1	65,152	38,020	27,132
1,5	73,328	57,030	16,298

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= 10 \times C \times \Delta R_{maks} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 32,164 \times 8,20 \\
 &= 1.846,214 \text{ m}^3 \approx 1.846,596 \text{ m}^3 \text{ (OK !)}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pompa yang dibutuhkan $Q_{pompa} = 0,485 \text{ m}^3/\text{detik}$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas $0,12 \text{ m}^3/\text{detik}$:**

$$\frac{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{0,485}{0,12} = 4,042 \approx 4 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{1.846,596}{(0,12 \times 3600)} = 4,275 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}} = \frac{1.846,596}{(4 \times 0,12 \times 3600)} = 1,069 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 2 :**

$$\begin{aligned}
 V_{storage} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (1,20 \times 580 \times 1,40) + (0,5 \times 1,20 \times 0,0002586 \times 580^2) \\
 &= 1.026,596 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{hujan} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{maks} \\
 &= 1/2 \times (157,35 \times 60) \times 0,447 \\
 &= 2.110,064 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= V_{storage} + V_{hujan} \\
 &= 1.026,596 + 2.110,064 \\
 &= 3.136,660 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n.t \times 60)} \\ &= \frac{3.136,660}{(157,35 \times 60)} \\ &= 0,332 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,332}{0,12} = 2,767 \approx 3 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{3.136,660}{(0,12 \times 3600)} = 7,261 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{3.136,660}{(3 \times 0,12 \times 3600)} = 2,420 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 3 :**

$$V_{\text{rob}} = K \times A_{\text{rembesan}} \times W_{\text{rob}} \text{ (Akibat rembesan tanggul Kali Semarang)}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{Permeabilitas (K)} &= 4,5 \times 10^{-3} \text{ (cm/detik)} \rightarrow \text{Lanau kepasiran} \\ &= 4,5 \times 10^{-5} \text{ (m/detik)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{rembesan}} &= 1,50 \times 580 \\ &= 870,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{\text{rob}} = 4 \text{ jam} = 14.400 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{rob}} &= (4,5 \times 10^{-5}) \times 870,00 \times (14.400) \\ &= 563,760 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (1,20 \times 580 \times 1,40) + (0,5 \times 1,20 \times 0,0002586 \times 580^2) \\ &= 1.026,596 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (n \cdot tc \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (157,35 \times 60) \times 0,447 \\ &= 2.110,064 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{\text{rob}} + V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 563,760 + 1.026,596 + 2.110,064 \\ &= 3.700,420 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n \cdot tc \times 60)} \\ &= \frac{3.700,420}{(157,35 \times 60)} \\ &= 0,392 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,392}{0,12} = 3,267 \approx 4 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{3.700,420}{(0,12 \times 3600)} = 8,566 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{3.700,420}{(4 \times 0,12 \times 3600)} = 2,141 \text{ jam}$$

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q5)**

➤ **Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :**

Perhitungan Q_{maks} :

$$tc = \left[\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right]^{0,385} = \left[\frac{0,87 \times 0,58^2}{1000 \times (0,15/580)} \right]^{0,385} = 1,049 \text{ jam}$$

$$I_s = \frac{R}{24} \times \left[\frac{24}{t_e} \right]^{2/3} = \frac{136,7302}{24} \times \left[\frac{24}{1,049} \right]^{2/3} = 45,962 \text{ mm/jam}$$

$R_5 = 136,7302 \text{ mm}$ (Hujan maksimum periode ulang 5 tahun)

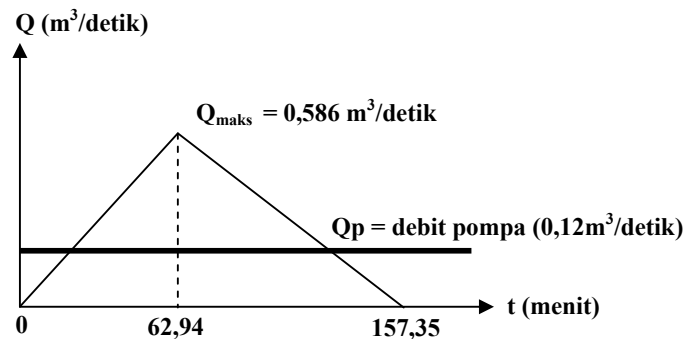
$$\begin{aligned}
 Q_{\text{maks}} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 45,962 \times 0,082 \\
 &= 0,586 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 1,68 \times (1/0,017) \times (1,68/4,00)^{2/3} \times (0,15/580)^{1/2} \\
 &= 0,891 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,586 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

➤ **Menghitung kebutuhan kapasitas pompa :**

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{maks}} &= 0,586 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 t_c &= 1,049 \text{ jam} = 62,94 \text{ menit} \\
 n.t_c &= 2,50 \times 62,94 = 157,35 \text{ menit} \\
 I_s &= 45,962 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

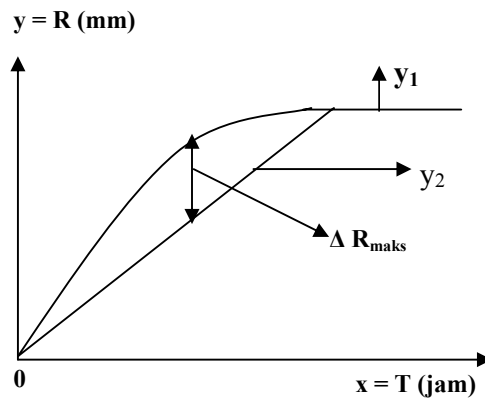


❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 1 :**

$$\begin{aligned}
 V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (1,20 \times 580 \times 1,40) + (0,5 \times 1,20 \times 0,0002586 \times 580^2) \\
 &= 1.026,596 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{genangan}} &= 10 \% \times A \times t \\
 &= 0,10 \times 82.000 \times 0,10 \\
 &= 820,00 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{genangan}} \\
 &= 1.026,596 + 820,00 \\
 &= 1.846,596 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Persamaan kurva masa hujan kala ulang 5 tahun :

$$y_1 = 28,191 \text{ Ln} (x) - 29,918$$

Untuk menghitung kapasitas pompa dilakukan dengan cara coba-coba.

Asumsi 1 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,600 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,082$$

$$0,600 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,082$$

$$I_p = 47,035 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 47,035 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	65,965	23,518	42,447
1	85,506	47,035	38,471
1,5	96,936	70,553	26,383

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\ &= 10 \times 0,7 \times 42,447 \times 8,20 \\ &= 2.436,458 \text{ m}^3 > 1.846,596 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Asumsi 2 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,862 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,082$$

$$0,862 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,082$$

$$I_p = 67,573 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 67,573 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	65,965	33,789	32,176
1	85,506	67,573	17,933
1,5	96,936	101,360	- 4,424

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= 10 \times C \times \Delta R_{maks} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 32,176 \times 8,20 \\
 &= 1.846,902 \text{ m}^3 \approx 1.846,596 \text{ m}^3 \text{ (OK !)}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pompa yang dibutuhkan $Q_{pompa} = 0,862 \text{ m}^3/\text{detik}$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{0,862}{0,12} = 7,183 \approx 8 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{1.846,596}{(0,12 \times 3600)} = 4,275 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}} = \frac{1.846,96}{(8 \times 0,12 \times 3600)} = 0,534 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 2 :**

$$\begin{aligned}
 V_{storage} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (1,20 \times 580 \times 1,40) + (0,5 \times 1,20 \times 0,0002586 \times 580^2) \\
 &= 1.026,596 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{hujan} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{maks} \\
 &= 1/2 \times (157,35 \times 60) \times 0,586 \\
 &= 2.766,213 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= V_{storage} + V_{hujan} \\
 &= 1.026,596 + 2.766,213 \\
 &= 3.792,809 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n \cdot t_c \times 60)} \\ &= \frac{3.792,809}{(157,35 \times 60)} \\ &= 0,402 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,402}{0,12} = 3,35 \approx 4 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{3.792,809}{(0,12 \times 3600)} = 8,780 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{3.792,809}{(4 \times 0,12 \times 3600)} = 2,195 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 3 :**

$$V_{\text{rob}} = K \times A_{\text{rembesan}} \times W_{\text{rob}} \text{ (Akibat rembesan tanggul Kali Semarang)}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{Permeabilitas (K)} &= 4,5 \times 10^{-3} \text{ (cm/detik)} \rightarrow \text{Lanau kepasiran} \\ &= 4,5 \times 10^{-5} \text{ (m/detik)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{rembesan}} &= 1,50 \times 580 \\ &= 870,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{\text{rob}} = 4 \text{ jam} = 14.400 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{rob}} &= (4,5 \times 10^{-5}) \times 870,00 \times (14.400) \\ &= 563,760 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (1,20 \times 580 \times 1,40) + (0,5 \times 1,20 \times 0,0002586 \times 580^2) \\ &= 1.026,596 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (157,35 \times 60) \times 0,586 \\ &= 2.766,213 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= V_{\text{rob}} + V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 563,760 + 1.026,596 + 2.766,213 \\ &= 4.356,569 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n.tc \times 60)} \\ &= \frac{4.356,69}{(157,35 \times 60)} \\ &= 0,461 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,461}{0,12} = 3,842 \approx 4 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{4.356,569}{(0,12 \times 3600)} = 10,085 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{4.356,569}{(4 \times 0,12 \times 3600)} = 2,521 \text{ jam}$$

**Tabel 6.5 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Pompa 3
Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)**

N0	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3
1.	$V_{storage}$	1.026,596 m ³	1.026,596 m ³	1.026,596 m ³
2.	$V_{genangan}$	820,000 m ³	-	-
3.	V_{hujan}	-	2.110,064 m ³	2.110,064 m ³
4.	V_{rob}	-	-	820,000 m ³
5.	V_{total}	1.846,596 m ³	3.136,660 m ³	3.700,420 m ³
6.	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,120 m ³ /det	0,120 m ³ /det	0,120 m ³ /det
7.	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,485 m ³ /det	0,332 m ³ /det	0,392 m ³ /det

**Tabel 6.6 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Pompa 3
Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q_5)**

N0	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3
1.	$V_{storage}$	1.026,596 m ³	1.026,596 m ³	1.026,596 m ³
2.	$V_{genangan}$	820,000 m ³	-	-
3.	V_{hujan}	-	2.766,213 m ³	2.766,213 m ³
4.	V_{rob}	-	-	820,000 m ³
5.	V_{total}	1.846,596 m ³	3.792,809 m ³	4.356,569 m ³
6.	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,120 m ³ /det	0,120 m ³ /det	0,120 m ³ /det
7.	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,862 m ³ /det	0,402 m ³ /det	0,461 m ³ /det

Keterangan :

- Kondisi 1 : Volume tampungan memanjang saluran + genangan (10 % x A x 10 cm)
- Kondisi 2 : Volume tampungan memanjang saluran + hujan
- Kondisi 3 : Volume tampungan memanjang saluran + hujan + rob



1). Rumah genset drainase pompa 3 tampak di sekitar rumah pompa kurang menjaga kebersihan lingkungannya, terlihat kotor.



2). Inlet drainase pompa 3 dari saluran tampungan memanjang Lodan Raya, tampak genangan akibat air pasang bila tinggi menggenangi ke pemukiman yang lebih rendah.



3). Tampungan memanjang drainase pompa 3 tampak saluran penuh akibat air pasang, bila air pasang tinggi limpas ke rumah yang lebih rendah elevasinya.



4). Outlet drainase pompa 3 ke Kali Semarang tampak tanggul Kali Semarang, bila air pasang tinggi air rembes masuk pemukiman.



5). Genset pompa 3 kapasitas 0,12 m³/det jumlah 1 pompa kondisi perlu perbaikan kapasitas sudah tidak optimal.



6). Pintu air (outlet) drainase pompa 3 perlu perbaikan karena rembes, air pasang (rob) dari Kali Semarang masuk ke saluran penduduk.

Gambar 6.3 Kondisi Tampungan dan Rumah Drainase Pompa 3

4. Saluran Drainase Pompa 4

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)**

➤ **Data wilayah :**

- Luas daerah tangkapan (A) = 6,00 ha = 0,0600 km²
- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)
- Koefisien *storage* (Cs) = 0,80
- Diizinkan terjadi genangan 10 % x A
- Kedalaman genangan (t) = 10 cm

➤ **Data saluran drainase yang menuju ke stasiun pompa :**

- Lebar saluran (B) = 1,50 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 420 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,10}{420}$ m/m = 0,00023809
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

➤ **Data pompa :**

- Debit pompa = 2 × 120 liter/detik = 0,24 m³/detik

➤ **Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :**

Perhitungan Q_{maks} :

$$t_c = \left[\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right]^{0,385} = \left[\frac{0,87 \times 0,42^2}{1000 \times (0,10/420)} \right]^{0,385} = 0,844 \text{ jam}$$

$$I_e = \frac{R}{24} \times \left[\frac{24}{t_c} \right]^{2/3} = \frac{104,134}{24} \times \left[\frac{24}{0,844} \right]^{2/3} = 40,468 \text{ mm/jam}$$

$R_2 = 104,134$ mm (Hujan maksimum periode ulang 2 tahun)

$$Q_{maks} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 40,468 \times 0,0600$$

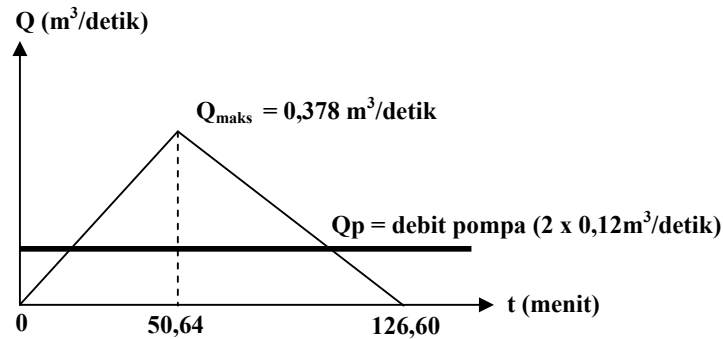
$$= 0,378 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 1,50 \times (1/0,017) \times (1,50/3,50)^{2/3} \times (0,10/420)^{1/2} \\
 &= 0,774 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,378 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

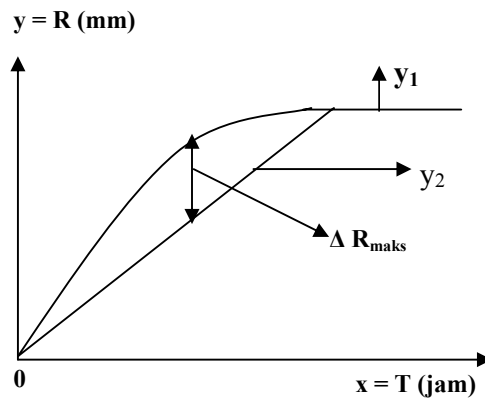
➤ **Menghitung kebutuhan kapasitas pompa :**

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{maks}} &= 0,378 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 t_c &= 0,844 \text{ jam} = 50,64 \text{ menit} \\
 n \cdot t_c &= 2,50 \times 50,64 = 126,60 \text{ menit} \\
 I_2 &= 40,468 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$



❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 1 :**

$$\begin{aligned}
 V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (1,50 \times 420 \times 1,00) + (0,5 \times 1,50 \times 0,00023809 \times 420^2) \\
 &= 661,499 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{genangan}} &= 10 \% \times A \times t \\
 &= 0,10 \times 60.000 \times 0,10 \\
 &= 600,00 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{genangan}} \\
 &= 661,499 + 600,00 \\
 &= 1.261,499 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Persamaan kurva masa hujan kala ulang 2 tahun :

$$y_1 = 20,166 \ln (x) - 17,415$$

Untuk menghitung kapasitas pompa dilakukan dengan cara coba-coba.

Asumsi 1 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,350 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,060$$

$$0,350 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,060$$

$$I_p = 37,497 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 37,497 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	51,174	18,749	32,425
1	65,152	37,497	27,655
1,5	73,328	56,246	17,082

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\ &= 10 \times 0,7 \times 32,425 \times 6,00 \\ &= 2.164,841 \text{ m}^3 > 1.261,499 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Asumsi 2 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,395 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,060$$

$$0,395 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,060$$

$$I_p = 42,318 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 42,318 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	51,174	21,159	30,036
1	65,152	42,318	22,834
1,5	73,328	63,477	9,851

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= 10 \times C \times \Delta R_{maks} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 30,036 \times 6,00 \\
 &= 1.261,512 \text{ m}^3 \approx 1.261,499 \text{ m}^3 \text{ (OK !)}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pompa yang dibutuhkan $Q_{pompa} = 0,395 \text{ m}^3/\text{detik}$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{0,395}{0,12} = 3,292 \approx 4 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{1.261,499}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 1,460 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}} = \frac{1.261,499}{(4 \times 0,12 \times 3600)} = 0,730 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 2 :**

$$\begin{aligned}
 V_{storage} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (1,50 \times 420 \times 1,00) + (0,5 \times 1,50 \times 0,00023809 \times 420^2) \\
 &= 661,499 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{hujan} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{maks} \\
 &= 1/2 \times (126,60 \times 60) \times 0,378 \\
 &= 1.435,644 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= V_{storage} + V_{hujan} \\
 &= 661,499 + 1.435,644 \\
 &= 2.097,143 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n.t \times 60)} \\ &= \frac{2.097,143}{(126,60 \times 60)} \\ &= 0,276 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,276}{0,12} = 2,30 \approx 3 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{2.097,143}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 2,427 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{2.097,143}{(3 \times 0,12 \times 3600)} = 1,618 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 3 :**

$$V_{\text{rob}} = K \times A_{\text{rembesan}} \times W_{\text{rob}} \text{ (Akibat rembesan tanggul Kali Baru)}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{Permeabilitas (K)} &= 4,5 \times 10^{-3} \text{ (cm/detik)} \rightarrow \text{Lanau kepasiran} \\ &= 4,5 \times 10^{-5} \text{ (m/detik)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{rembesan}} &= 1,50 \times 600 \\ &= 900,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{\text{rob}} = 4 \text{ jam} = 14.400 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{rob}} &= (4,5 \times 10^{-5}) \times 900,00 \times (14.400) \\ &= 583,200 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (1,50 \times 420 \times 1,00) + (0,5 \times 1,50 \times 0,00023809 \times 420^2) \\ &= 661,499 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (n \cdot tc \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (126,60 \times 60) \times 0,378 \\ &= 1.435,644 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{\text{rob}} + V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 583,200 + 641,499 + 1.435,644 \\ &= 2.660,343 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n \cdot tc \times 60)} \\ &= \frac{2.660,343}{(126,60 \times 60)} \\ &= 0,350 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,350}{0,12} = 2,917 \approx 3 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{2.660,343}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 3,079 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{2.660,343}{(3 \times 0,12 \times 3600)} = 2,053 \text{ jam}$$

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q₅)**

➤ **Pengecekan kapasitas maksimal saluran drainase :**

Perhitungan Q_{maks} :

$$tc = \left[\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right]^{0,385} = \left[\frac{0,87 \times 0,42^2}{1000 \times (0,10/420)} \right]^{0,385} = 0,844 \text{ jam}$$

$$I_e = \frac{R}{24} \times \left[\frac{24}{t_c} \right]^{2/3} = \frac{136,7302}{24} \times \left[\frac{24}{0,844} \right]^{2/3} = 53,082 \text{ mm/jam}$$

R₅ = 136,7302 mm (Hujan maksimum periode ulang 5 tahun)

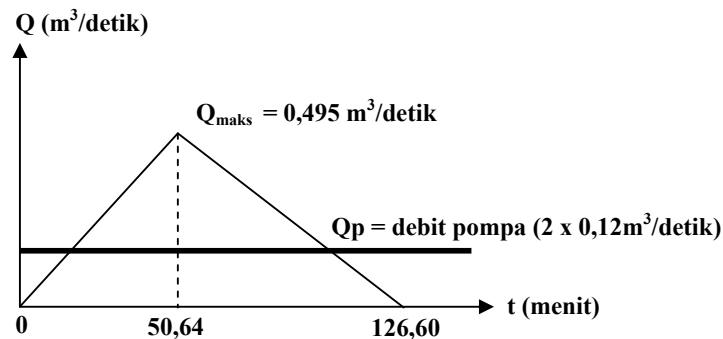
$$\begin{aligned}
 Q_{\text{maks}} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 53,082 \times 0,060 \\
 &= 0,495 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 1,50 \times (1/0,017) \times (1,50/3,50)^{2/3} \times (0,10/420)^{1/2} \\
 &= 0,774 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,495 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

➤ **Menghitung kebutuhan kapasitas pompa :**

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{maks}} &= 0,495 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 t_c &= 0,844 \text{ jam} = 50,64 \text{ menit} \\
 n.t_c &= 2,50 \times 50,64 = 126,60 \text{ menit} \\
 I_s &= 53,082 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

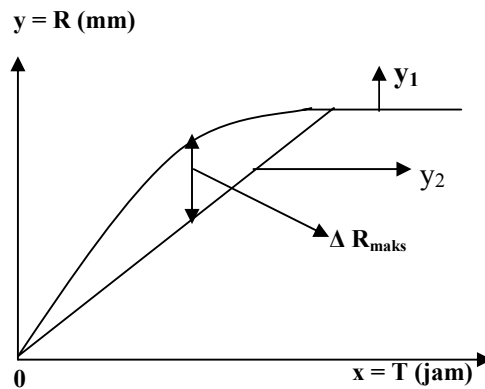


❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 1 :**

$$\begin{aligned}
 V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (1,50 \times 420 \times 1,00) + (0,5 \times 1,50 \times 0,00023809 \times 420^2) \\
 &= 661,499 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{genangan}} &= 10 \% \times A \times t \\
 &= 0,10 \times 60.000 \times 0,10 \\
 &= 600,00 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{total}} &= V_{\text{storage}} + V_{\text{genangan}} \\
 &= 661,499 + 600,00 \\
 &= 1.261,499 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Persamaan kurva masa hujan kala ulang 5 tahun :

$$y_1 = 28,191 \text{ Ln} (x) - 29,918$$

Untuk menghitung kapasitas pompa dilakukan dengan cara coba-coba.

Asumsi 1 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,500 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,060$$

$$0,500 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,060$$

$$I_p = 53,567 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 53,567 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	Δ R _{maks} (mm)
0,5	65,965	26,783	39,182
1	85,506	53,567	31,939
1,5	96,936	80,351	16,585

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= 10 \times C \times \Delta R_{\text{maks}} \times A \\ &= 10 \times 0,7 \times 39,182 \times 6,00 \\ &= 1.645,644 \text{ m}^3 > 1.261,499 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Asumsi 2 :

$$Q_{\text{pompa}} = 0,670 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q_{\text{pompa}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,060$$

$$0,670 = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times I_p \times 0,060$$

$$I_p = 71,780 \text{ mm/jam}$$

$$y_2 = 71,780 x$$

T (jam)	y1 (mm)	y2 (mm)	ΔR_{maks} (mm)
0,5	65,965	35,890	30,075
1	85,506	71,780	13,726
1,5	96,936	107,670	- 10,734

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= 10 \times C \times \Delta R_{maks} \times A \\
 &= 10 \times 0,7 \times 30,075 \times 6,00 \\
 &= 1.263,150 \text{ m}^3 \approx 1.261,499 \text{ m}^3 \text{ (OK !)}
 \end{aligned}$$

Jadi kapasitas pompa yang dibutuhkan $Q_{pompa} = 0,670 \text{ m}^3/\text{detik}$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{0,670}{0,12} = 5,583 \approx 6 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ yang ada}}} = \frac{1.261,499}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 1,460 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{total}}{Q_{pompa \text{ kebutuhan}}} = \frac{1.261,499}{(6 \times 0,12 \times 3600)} = 0,487 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 2 :**

$$\begin{aligned}
 V_{storage} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\
 &= (1,50 \times 420 \times 1,00) + (0,5 \times 1,50 \times 0,00023809 \times 420^2) \\
 &= 661,499 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{hujan} &= 1/2 \times (n.tc \times 60) \times Q_{maks} \\
 &= 1/2 \times (126,60 \times 60) \times 0,495 \\
 &= 1.880,010 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{total} &= V_{storage} + V_{hujan} \\
 &= 661,499 + 1.880,010 \\
 &= 2.541,509 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(n \cdot t_c \times 60)} \\ &= \frac{2.541,509}{(126,60 \times 60)} \\ &= 0,335 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,335}{0,12} = 2,792 \approx 3 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{2.541,509}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 2,942 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{2.541,509}{(3 \times 0,12 \times 3600)} = 1,961 \text{ jam}$$

- ❖ **Perhitungan volume tampungan kondisi 3 :**

$$V_{\text{rob}} = K \times A_{\text{rembesan}} \times W_{\text{rob}} \text{ (Akibat rembesan tanggul Kali Baru)}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{Permeabilitas (K)} &= 4,5 \times 10^{-3} \text{ (cm/detik)} \rightarrow \text{Lanau kepasiran} \\ &= 4,5 \times 10^{-5} \text{ (m/detik)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{rembesan}} &= 1,50 \times 600 \\ &= 900,00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{\text{rob}} = 4 \text{ jam} = 14.400 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{rob}} &= (4,5 \times 10^{-5}) \times 900,00 \times (14.400) \\ &= 583,200 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{storage}} &= (B \times L \times H) + (0,5 \times B \times S \times L^2) \\ &= (1,50 \times 420 \times 1,00) + (0,5 \times 1,50 \times 0,00023809 \times 420^2) \\ &= 661,499 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{hujan}} &= 1/2 \times (\text{n.tc} \times 60) \times Q_{\text{maks}} \\ &= 1/2 \times (126,60 \times 60) \times 0,495 \\ &= 1.880,010 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{total}} &= V_{\text{rob}} + V_{\text{storage}} + V_{\text{hujan}} \\ &= 583,200 + 641,499 + 1.880,010 \\ &= 3.104,709 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{pompa}} &= \frac{V_{\text{total}}}{(\text{n.tc} \times 60)} \\ &= \frac{3.104,709}{(126,60 \times 60)} \\ &= 0,409 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

- **Jumlah kebutuhan pompa dengan kapasitas 0,12 m³/detik :**

$$\frac{Q_{\text{pompa kebutuhan}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{0,409}{0,12} = 3,408 \approx 4 \text{ pompa}$$

- **Waktu untuk mengeringkan genangan :**

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa yang ada}}} = \frac{3.104,709}{(2 \times 0,12 \times 3600)} = 3,593 \text{ jam}$$

$$\frac{V_{\text{total}}}{Q_{\text{pompa kebutuhan}}} = \frac{3.104,709}{(4 \times 0,12 \times 3600)} = 1,797 \text{ jam}$$

**Tabel 6.7 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Pompa 4
Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)**

N0	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3
1.	$V_{storage}$	661,499 m ³	661,499 m ³	661,499 m ³
2.	$V_{genangan}$	600,000 m ³	-	-
3.	V_{hujan}	-	1.435,644 m ³	1.435,644 m ³
4.	V_{rob}	-	-	583,200 m ³
5.	V_{total}	1.261,499 m ³	2.097,143 m ³	2.660,343 m ³
6.	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,240 m ³ /det	0,240 m ³ /det	0,240 m ³ /det
7.	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,395 m ³ /det	0,276 m ³ /det	0,350 m ³ /det

**Tabel 6.8 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Pompa 4
Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q_5)**

N0	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3
1.	$V_{storage}$	661,499 m ³	661,499 m ³	661,499 m ³
2.	$V_{genangan}$	820,000 m ³	-	-
3.	V_{hujan}	-	1.880,010 m ³	1.880,010 m ³
4.	V_{rob}	-	-	583,200 m ³
5.	V_{total}	1.261,499 m ³	2.541,509 m ³	3.104,709 m ³
6.	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,240 m ³ /det	0,240 m ³ /det	0,240 m ³ /det
7.	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,670 m ³ /det	0,335 m ³ /det	0,409 m ³ /det

Keterangan :

- Kondisi 1 : Volume tampungan memanjang saluran + genangan (10 % x A x 10 cm)
- Kondisi 2 : Volume tampungan memanjang saluran + hujan
- Kondisi 3 : Volume tampungan memanjang saluran + hujan + rob



1). Rumah genset drainase pompa 4 tampak di sekitar rumah pompa warga menjaga kebersihan lingkungannya, terlihat bersih.



2). Outlet drainase pompa 4 ke Kali Baru tampak alur Kali Baru terjadi pendangkalan, bila air pasang tinggi rembes menggenangi pemukiman yang lebih rendah.



3). Outlet drainase pompa 4 ke Kali Baru tampak pintu air perlu perbaikan karena rembes, air pasang (rob) dari Kali Baru masuk ke saluran pemukiman yang lebih rendah.



4). Pintu air (outlet) drainase pompa 4 perlu perbaikan karena rembes, air pasang (rob) dari Kali Baru masuk ke saluran penduduk.



5). Genset pompa 4 kapasitas 0,12 m³/det jumlah 2 pompa kondisi perlu perbaikan kapasitas sudah tidak optimal (hanya berfungsi 1 pompa).

Gambar 6.4 Kondisi Tampungan dan Rumah Drainase Pompa 4

Dari hasil perhitungan di atas didapat bahwa kapasitas pompa-pompa yang ada pada sub sistem Bandarharjo Barat tidak mencukupi untuk mengatasi banjir dan genangan akibat hujan serta rob akibat air pasang tinggi. Untuk mengetahui berapa jumlah pompa yang diperlukan dalam mengatasi banjir dan genangan di wilayah Bandarharjo Barat adalah seperti pada tabel berikut :

Tabel 6.9 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Wilayah Bandarharjo Barat Berdasarkan Debit Banjir 2 tahunan (Q_2)

LOKASI	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3	PENENTUAN JUMLAH POMPA
POMPA 1	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	Di lokasi pompa 1 ditentukan kondisi 3 untuk mengatasi banjir dan genangan akibat volume tampungan memanjang + hujan + rob diperlukan 7 pompa dengan kapasitas @ 0,120 m ³ /det.
	Waktu Pengeringan	4,632 jam	7,850 jam	9,560 jam	
	Q_{pompa} (Kebutuhan)	1,133 m ³ /det (10 pompa)	0,662 m ³ /det (6 pompa)	0,806 m ³ /det (7 pompa)	
	Waktu Pengeringan	0,463 jam	1,308 jam	1,366 jam	
	Kekurangan	1,013 m ³ /det (9 pompa)	0,542 m ³ /det (5 pompa)	0,686 m ³ /det (6 pompa)	
POMPA 2	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	Di lokasi pompa 2 ditentukan kondisi 3 untuk mengatasi banjir dan genangan akibat volume tampungan memanjang + hujan + rob diperlukan 3 pompa dengan kapasitas @ 0,120 m ³ /det.
	Waktu Pengeringan	0,641 jam	1,010 jam	1,235 jam	
	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,341 m ³ /det (3 pompa)	0,242 m ³ /det (2 pompa)	0,296 m ³ /det (3 pompa)	
	Waktu Pengeringan	0,427 jam	1,010 jam	0,823 jam	
	Kekurangan	0,101 m ³ /det (1 pompa)	0,002 m ³ /det	0,056 m ³ /det (1 pompa)	
POMPA 3	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	Di lokasi pompa 3 ditentukan kondisi 3 untuk mengatasi banjir dan genangan akibat volume tampungan memanjang + hujan + rob diperlukan 4 pompa dengan kapasitas @ 0,120 m ³ /det.
	Waktu Pengeringan	4,275 jam	7,261 jam	8,566 jam	
	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,485 m ³ /det (4 pompa)	0,332 m ³ /det (3 pompa)	0,392 m ³ /det (4 pompa)	
	Waktu Pengeringan	1,069 jam	2,420 jam	2,141 jam	
	Kekurangan	0,365 m ³ /det (3 pompa)	0,212 m ³ /det (2 pompa)	0,272 m ³ /det (3 pompa)	
POMPA 4	Q_{pompa} (Yang Ada)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	Di lokasi pompa 4 ditentukan kondisi 3 untuk mengatasi banjir dan genangan akibat volume tampungan memanjang + hujan + rob diperlukan 3 pompa dengan kapasitas @ 0,120 m ³ /det.
	Waktu Pengeringan	1,460 jam	2,427 jam	3,079 jam	
	Q_{pompa} (Kebutuhan)	0,395 m ³ /det (4 pompa)	0,276 m ³ /det (3 pompa)	0,350 m ³ /det (3 pompa)	
	Waktu Pengeringan	0,730 jam	1,618 jam	2,053 jam	
	Kekurangan	0,155 m ³ /det (2 pompa)	0,036 m ³ /det (1 pompa)	0,110 m ³ /det (1 pompa)	

Tabel 6.10 : Hasil Perhitungan Kapasitas Pompa Untuk Saluran Drainase Wilayah Bandarharjo Barat Berdasarkan Debit Banjir 5 tahunan (Q₅)

LOKASI	URAIAN	KONDISI 1	KONDISI 2	KONDISI 3	PENENTUAN JUMLAH POMPA
POMPA 1	Q _{pompa} (Yang Ada)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	Di lokasi pompa 1 ditentukan kondisi 3 untuk mengatasi banjir dan genangan akibat volume tampungan memanjang + hujan + rob diperlukan 8 pompa dengan kapasitas @ 0,120 m ³ /det.
	Waktu Pengeringan	4,632 jam	9,777 jam	11,487 jam	
	Q _{pompa} (Kebutuhan)	1,717 m ³ /det (15 pompa)	0,825 m ³ /det (7 pompa)	0,969 m ³ /det (8 pompa)	
	Waktu Pengeringan	0,309 jam	1,397 jam	1,435 jam	
	Kekurangan	1,597 m ³ /det (14 pompa)	0,705 m ³ /det (6 pompa)	0,849 m ³ /det (7 pompa)	
POMPA 2	Q _{pompa} (Yang Ada)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	Di lokasi pompa 2 ditentukan kondisi 3 untuk mengatasi banjir dan genangan akibat volume tampungan memanjang + hujan + rob diperlukan 3 pompa dengan kapasitas @ 0,120 m ³ /det.
	Waktu Pengeringan	0,641 jam	1,260 jam	1,485 jam	
	Q _{pompa} (Kebutuhan)	0,511 m ³ /det (5 pompa)	0,302 m ³ /det (3 pompa)	0,356 m ³ /det (3 pompa)	
	Waktu Pengeringan	0,256 jam	0,840 jam	0,990 jam	
	Kekurangan	0,271 m ³ /det (3 pompa)	0,062 m ³ /det (1 pompa)	0,116 m ³ /det (1 pompa)	
POMPA 3	Q _{pompa} (Yang Ada)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	0,120 m ³ /det (1 pompa)	Di lokasi pompa 3 ditentukan kondisi 3 untuk mengatasi banjir dan genangan akibat volume tampungan memanjang + hujan + rob diperlukan 4 pompa dengan kapasitas @ 0,120 m ³ /det.
	Waktu Pengeringan	4,275 jam	8,780 jam	10,085 jam	
	Q _{pompa} (Kebutuhan)	0,862 m ³ /det (8 pompa)	0,402 m ³ /det (4 pompa)	0,461 m ³ /det (4 pompa)	
	Waktu Pengeringan	1,068 jam	2,420 jam	2,141 jam	
	Kekurangan	0,742 m ³ /det (7 pompa)	0,282 m ³ /det (3 pompa)	0,341 m ³ /det (3 pompa)	
POMPA 4	Q _{pompa} (Yang Ada)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	0,240 m ³ /det (2 pompa)	Di lokasi pompa 4 ditentukan kondisi 3 untuk mengatasi banjir dan genangan akibat volume tampungan memanjang + hujan + rob diperlukan 4 pompa dengan kapasitas @ 0,120 m ³ /det.
	Waktu Pengeringan	1,460 jam	2,942 jam	3,593 jam	
	Q _{pompa} (Kebutuhan)	0,670 m ³ /det (6 pompa)	0,335 m ³ /det (3 pompa)	0,409 m ³ /det (4 pompa)	
	Waktu Pengeringan	0,487 jam	1,961 jam	1,797 jam	
	Kekurangan	0,430 m ³ /det (4 pompa)	0,095 m ³ /det (1 pompa)	0,169 m ³ /det (2 pompa)	

Keterangan :

Dari hasil perhitungan kapasitas untuk saluran drainase wilayah Bandarharjo Barat seperti tabel di atas dipilih perhitungan berdasarkan debit banjir 2 tahunan (Q₂).

Berdasarkan analisa hidrologi dan hidraulika pada Bab V sebelumnya, didapat bahwa pada saat terjadi hujan maupun pasang, muka air di Kali Semarang dan Kali Baru tidak meluap melebihi ketinggian tanggul. Hal itu berarti bahwa pompa masih mampu bekerja untuk membuang air ke Kali Semarang dan Kali Baru, hanya kapasitas pompa kurang mampu mengimbangi saat hujan dan rob.

6.2.1.2 Pengoperasian Pompa

Apabila terjadi hujan deras atau muka air laut pasang tinggi yang dapat mengakibatkan banjir, maka yang seharusnya dilakukan oleh petugas penjaga adalah :

- Pompa dihidupkan sehingga air yang berasal dari saluran penduduk yang tertampung di kolam penampungan dapat dibuang ke sungai.
- Pompa-pompa darurat juga diaktifkan untuk membantu mengurangi genangan yang terjadi.

➤ **Operasi dan Pemeliharaan Genset, Pompa dan Pintu Air**

- **Personil yang diperlukan**

Jumlah personil : 3 orang/rumah genset

Status : Tenaga setempat

Kelengkapan personil : Senter, jas hujan dan sepatu lapangan

- **Waktu jaga**

Genset, pompa dan pintu air dijaga pada saat banjir, muka air pasang tinggi (rob) dan terjadi banjir lokal (curah hujan tinggi).

➤ **Biaya Operasional Pompa Yang Ada (*Existing*)**

1. Kebutuhan bahan bakar solar

Kebutuhan solar untuk 1 (satu) genset = 14 liter/jam

1 (satu) hari bekerja 6 jam, kebutuhan 1 hari = $6 \times 14 = 84$ liter

Untuk 30 hari, kebutuhan solar = $84 \times 30 = 2.520$ liter

Harga solar per liter = Rp 5.500,00

Kebutuhan biaya = $Rp\ 5.500,00 \times 2.520 = Rp\ 13.860.000,00$

2. Kebutuhan pelumas

Untuk 1 (satu) genset = 10 liter

Harga pelumas @ Rp 20.000 = $10 \times 20.000,00 = \text{Rp } 200.000,00$

3. Upah penjaga

Jumlah penjaga = 1 orang

Upah sehari @ Rp 30.000,00 = $1 \times 30.000,00 = \text{Rp } 30.000,00$

Untuk 30 hari = $\text{Rp } 30.000,00 \times 30 = \text{Rp } 900.000,00$

3. Dana untuk perbaikan bila ada kerusakan

Kebutuhan biaya perbaikan 1 bulan = Rp 200.000,00

(Biaya tersebut sebagai cadangan untuk perbaikan bila ada kerusakan)

Drainase sub sistem Bandarharjo Barat saat ini memiliki 4 stasiun pompa darurat yang berfungsi untuk membuang air banjir dan genangan dengan memiliki spesifikasi seperti berikut :

1. Rumah genset dan pompa darurat no. 1

Jenis/merk pompa : *Submersible / Show Fou* (1 unit)
Kapasitas pompa : 120 liter/detik
Desain pompa : Q = 2 tahunan ; CA = 12,70 ha
Power supply : Generator set (Genset) 30 KW (1 unit)
Kelengkapan rumah genset : Panel pompa, panel genset, *bar screen* (2 bh), *fine screen* (1 bh), saluran *by pass*, pintu air (1 bh), genset (1 unit), pagar pengaman, *tackle* (1 unit)

2. Rumah genset dan pompa darurat no. 2

Jenis/merk pompa : *Submersible / Show Fou* (2 unit)
Kapasitas pompa : 2×120 liter/detik
Desain pompa : Q = 2 tahunan ; CA = 3,69 ha
Power supply : Generator set (Genset) 30 KW (2 unit)
Kelengkapan rumah genset : Panel pompa, panel genset, *bar screen* (2 bh), *fine screen* (1 bh), saluran *by pass*, pintu air (1 bh), genset (1 unit), pagar pengaman, *tackle* (1 unit)

3. Rumah genset dan pompa darurat no. 3

Jenis/merk pompa	: <i>Submersible / Show Fou</i> (1 unit)
Kapasitas pompa	: 120 liter/detik
Desain pompa	: Q = 2 tahunan ; CA = 8,20 ha
<i>Power supply</i>	: Generator set (Genset) 30 KW (1 unit)
Kelengkapan rumah genset	: Panel pompa, panel genset, <i>bar screen</i> (2 bh), <i>fine screen</i> (1 bh), saluran <i>by pass</i> , pintu air (1 bh), genset (1 unit), pagar pengaman, <i>tackle</i> (1 unit)

4. Rumah genset dan pompa darurat no. 4

Jenis/merk pompa	: <i>Submersible / Show Fou</i> (2 unit)
Kapasitas pompa	: 2 × 120 liter/detik
Desain pompa	: Q = 2 tahunan ; CA = 6,00 ha
<i>Power supply</i>	: Generator set (Genset) 30 KW (2 unit)
Kelengkapan rumah genset	: Panel pompa, panel genset, <i>bar screen</i> (2 bh), <i>fine screen</i> (1 bh), saluran <i>by pass</i> , pintu air (1 bh), genset (1 unit), pagar pengaman, <i>tackle</i> (1 unit)

Berdasarkan perhitungan kebutuhan operasional dan perawatan bangunan pengendali banjir yang ada (*existing*) seperti di atas, maka dapat dihitung total biaya yang harus dikeluarkan untuk operasional genset dan pompa dalam 1 bulan (30 hari) dengan 1 hari rata-rata bekerja 6 jam yaitu :

Kebutuhan solar	: Rp 13.860.000,00 × 6 genset = Rp 83.160.000,00
Kebutuhan pelumas	: Rp 200.000,00 × 6 genset = Rp 1.200.000,00
Upah penjaga	: Rp 900.000,00 × 4 orang = Rp 3.600.000,00
Dana perbaikan	: Rp 200.000,00 × 6 genset = Rp 1.200.000,00
Total Biaya = Rp 89.160.000,00	

Prakiraan biaya operasional dan pemeliharaan genset dan pompa 1 jam adalah :

$$\begin{aligned} &= \{89.160.000,00 / (30 \times 6 \times 6)\} \\ &= \text{Rp } 82.555,55 \approx \text{Rp } 83.000,00/\text{per genset/per jam} \end{aligned}$$

6.2.1.3 Perawatan Pompa

Dalam pengoperasiannya, pompa memerlukan perawatan yang dilakukan secara berkala. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perawatan pompa yaitu :

➤ **Operasi Panel Pompa *Submersible***

1. Memeriksa tegangan listrik
2. Menghidupkan pompa *submersible* yang akan dioperasikan
3. Melakukan pengamatan terhadap pengukuran arus listrik dan tegangan
4. Melakukan pencatatan data operasi setiap jam selama pengoperasian.

➤ **Perawatan Harian**

1. Membersihkan bagian panel luar dari debu
 - Keadaan harus bersih/bebas dari debu, karat dan kotoran lain
2. Mengamati apakah semua unsure panel dapat berfungsi dengan baik
 - Nyala lampu-lampu sinyal
 - Pengukur volt
 - Pengukur ampere
 - Pengukur frekuensi harus menunjukkan 50 Hz pada waktu operasi
3. Mengamati getaran yang tidak “biasa” dengan cara pendengaran
 - Khusus magnetik kontaktor dan magnetik relay yang biasanya disebabkan kontak sambungannya tidak baik atau sudah aus.

➤ **Perawatan Bulanan**

1. Membersihkan seluruh panel
 - Memutuskan hubungan penyalur tenaga
 - Membuka pintu panel (pintu panel harus selalu dikunci dan hanya dibuka pada waktu pemeliharaan)
 - Membersihkan bagian dalam panel dari debu, sarang laba-laba dan kelembaban-kelembaban dll.
2. Memeriksa keadaan kabel
 - Memeriksa hubungan-hubungan kabel dengan terminal dan mengencangkan mur/baut pada setiap terminal kabel di dalam panel

- Memeriksa kabel-kabel
- Memeriksa bagian dalam panel
- 3. Memeriksa terminal kabel power berikut kabel arde pada sistem pertanahan
 - Menutup kembali panel
 - Menyambungkan kembali hubungan penyalur tenaga.

➤ **Perawatan Tahunan**

1. Memeriksa hasil perawatan pelaksana panel listrik
 - Kebersihan panel luar dan dalam
 - Keberfungsian unsur-unsur panel
 - Keadaan kabel-kabel
 - Pencatatan perawatan
 - Melaporkan hasil perawatan
2. Memeriksa seluruh unsur/perlengkapan panel
3. Memeriksa keadaan panel
 - Kerusakan pintu dan kunci pintu
 - Keadaan cat luar dan dalam

(Sumber : PT. Tiga Ikan Engineering)

6.2.2 Pengecekan Dimensi Saluran Pembuang dan Perhitungan Debit Banjir Rencana

6.2.2.1 Wilayah Saluran Pembuang Pompa 1

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 Tahunan (Q_2)**

Data wilayah :

- Luas daerah tangkapan (A) = 12,70 ha = 0,1270 km²

- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)

Tabel 2.25 Koefisien limpasan untuk metode Rasional, Sistem Drainase yang Berkelanjutan (Dr. Ir. Suripin, M. Eng).

- Koefisien penyimpanan (Cs) = 0,80

❖ **Data Saluran Drainase yang Menuju ke Stasiun Pompa :**

1. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan Raya (A – B)

- Lebar saluran (B) = 2,00 m

- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 270 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,12}{270}$ m/m = 0,000444
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_1) = 12,496 ha = 0,12496 km²

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana :**

$$t_{c_{A-B}} = t_{o_{A-B}} + t_{d_{A-B}}$$

$$= t_{o_{A-B}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{A-B}} = 56,7 L_1^{1,156} D^{-0,385} \text{ (menit)} \text{ ---} \rightarrow L_1 = 340 \text{ m} = 0,34 \text{ km}$$

$$t_{o_{A-B}} = 56,7 \times 0,34^{1,156} \times 0,12^{-0,385}$$

$$= 36,854 \text{ menit}$$

$$t_{d_{A-B}} = 270 / (60 \times 0,30)$$

$$= 15 \text{ menit}$$

$$t_{c_{A-B}} = 36,854 + 15$$

$$= 51,854 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (51,854)^{-0,6135}$$

$$= 61,043 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{A-B} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 61,043 \times 0,12496$$

$$= 1,187 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(A-B)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 2,00 \times (1/0,017) \times (2,00/4,00)^{2/3} \times (0,12/270)^{1/2}$$

$$= 1,562 \text{ m}^3/\text{detik} > 1,187 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (2,00/4,00)^{2/3} \times (0,12/270)^{1/2}$$

$$= 0,782 \text{ m/det}$$

2. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Hasanudin Kecil (D – C)

- Lebar saluran (B) = 0,15 m (ka)
= 0,17 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 408 m (ka)
= 408 m (ki)
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,18}{408}$ m/m = 0,000441
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_2) = 0,104 ha = 0,00104 km²

***) Saluran kanan masuk pompa 1 dan saluran kiri masuk pompa 2**

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan) :

$$t_{D-C} = t_{D-C} + t_d$$
$$= t_{D-C} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{D-C} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d-D-C} = 408 / (60 \times 0,30)$$
$$= 22,667 \text{ menit}$$

$$t_{D-C} = 5 + 22,667$$
$$= 27,667 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (27,667)^{-0,6135}$$
$$= 89,744 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{D-C} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 89,744 \times 0,00104$$
$$= 0,015 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

- Saluran kanan

$$\begin{aligned}
 Q_{s(D-C)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,09 \times (1/0,017) \times (0,09/1,35)^{2/3} \times (0,18/408)^{1/2} \\
 &= 0,018 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,015 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,09/1,35)^{2/3} \times (0,18/408)^{1/2} \\
 &= 0,203 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

3. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan Raya (C – B)

- Lebar saluran (B) = 2,00 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 70 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{70}$ m/m = 0,000429
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{2+3}) = 0,204 ha = 0,00204 km²

- **Perhitungan Debit Banjir Rencana :**

$$\begin{aligned}
 t_{C-B} &= t_{D-C} + t_{C-B} \\
 &= t_{D-C} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{D-C} = 27,667 \text{ menit}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C-B} &= 70 / (60 \times 0,30) \\
 &= 3,889 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C-B} &= 27,667 + 3,889 \\
 &= 31,556 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 x^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (31,556)^{-0,6135} \\
 &= 82,788 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{C-B} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 82,788 \times 0,00204 \\
 &= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

$$Q_{C-B-A} = Q_{C-B} + Q_{A-B}$$

$$= 0,026 + 1,187 = 1,213 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(C-B)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 2,00 \times (1/0,017) \times (2,00/4,00)^{2/3} \times (0,03/70)^{1/2}$$

$$= 1,534 \text{ m}^3/\text{detik} > 1,213 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (2,00/4,00)^{2/3} \times (0,03/70)^{1/2}$$

$$= 0,767 \text{ m/det}$$

Besaran debit banjir yang menuju pompa 1 adalah = 1,213 m³/detik

**Tabel 6.11 : Hasil Perhitungan Debit Saluran Wilayah Pompa 1
Untuk Kala Ulang 2 Tahun**

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Runoff (C)	Waktu Konsentrasi tc (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
1.	A – B Lodan Raya	270	0,12496	0,70	51,854	61,043	1,187
2.	D – C Hasanudin Kecil (kanan)	408	0,00104	0,70	27,667	89,744	0,015
3.	C - B C - B - A Lodan Raya	70 340	0,00204 0,127	0,70 0,70	31,556 -	82,788 -	0,026 1,213

**Tabel 6.12 : Dimensi Saluran Pembuang Wilayah Pompa 1
Untuk Kala Ulang 2 Tahun**

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)				
1.	A – B Lodan Raya	2,00	1,00	2,00	1,00	1,562	0,782	1,187	Cukup
2.	D – C Hasanudin Kecil (kanan)	0,15	0,60	0,15	0,60	0,018	0,203	0,015	Cukup
3.	C - B C - B - A Lodan Raya	2,00 2,00	1,00 1,00	2,00 2,00	1,00 1,00	1,534 1,562	0,767 0,782	0,026 1,213	Cukup Cukup

6.2.2.2 Wilayah Saluran Pembuang Pompa 2

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 Tahunan (Q_2)**

Data wilayah :

- Luas daerah tangkapan (A) = 3,69 ha = 0,0369 km²
- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)
- Koefisien penyimpanan (Cs) = 0,80

❖ **Data Saluran Drainase yang Menuju ke Stasiun Pompa :**

1. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Hasanudin Kecil (D – C)

- Lebar saluran (B) = 0,17 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 408 m (ki)
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,18}{408}$ m/m = 0,000441
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{4a}) = 0,135 ha = 0,00135 km²

***) Saluran kanan masuk pompa 1 dan saluran kiri masuk pompa 2**

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri) :

$$t_{D-C} = t_{D-C} + t_d$$
$$= t_{D-C} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{D-C} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{D-C} = 408 / (60 \times 0,30)$$
$$= 22,667 \text{ menit}$$

$$t_{D-C} = 5 + 22,667$$
$$= 27,667 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (27,667)^{-0,6135}$$
$$= 89,744 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{D-C} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 89,744 \times 0,00135$$

$$= 0,019 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(D-C)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,119 \times (1/0,017) \times (0,119/1,57)^{2/3} \times (0,18/408)^{1/2}$$

$$= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,019 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,119/1,35)^{2/3} \times (0,18/408)^{1/2}$$

$$= 0,244 \text{ m/det}$$

2. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Hasanudin Besar (E – F)

- Lebar saluran (B) = 0,60 m (ka)
= 0,50 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,50 m (dinding tegak)
= 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 429 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,19}{429} \text{ m/m} = 0,0004429$
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{4b}) = 0,405 ha = 0,00405 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{5a}) = 0,550 ha = 0,00550 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{C_{E-F}} = t_{O_{E-F}} + t_d$$

$$= t_{O_{E-F}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{E-F}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{E-F}} = 429 / (60 \times 0,30)$$

$$= 23,833 \text{ menit}$$

$$t_{C_{E-F}} = 5 + 23,833$$

$$= 28,833 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (28,833)^{-0,6135} \\ &= 87,500 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{E-F} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 87,500 \times 0,00405 \\ &= 0,055 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{s(E-F)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,90 \times (1/0,017) \times (0,90/3,60)^{2/3} \times (0,19/429)^{1/2} \\ &= 0,441 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,055 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,90/3,60)^{2/3} \times (0,19/429)^{1/2} \\ &= 0,490 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}t_{C_{E-F}} &= t_{O_{E-F}} + t_d \\ &= t_{O_{E-F}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{O_{E-F}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{d_{E-F}} &= 429 / (60 \times 0,30) \\ &= 23,833 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{C_{E-F}} &= 5 + 23,833 \\ &= 28,833 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (28,833)^{-0,6135} \\ &= 87,500 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{E-F} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 87,500 \times 0,00550 \\ &= 0,075 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(E-F)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,50 \times (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,19/429)^{1/2} \\
 &= 0,211 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,075 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,19/429)^{1/2} \\
 &= 0,422 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

3. Saluran Pembuang Tersier Jalan Rumah Susun (E₁ – F₁)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,20 m (dinding tegak)
= 0,20 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 320 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,14}{320}$ m/m = 0,0004375
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{5b}) = 0,050 ha = 0,00050 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{6a}) = 0,050 ha = 0,00050 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned}
 t_{C_{E1-F1}} &= t_{O_{E1-F1}} + t_d \\
 &= t_{O_{E1-F1}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O_{E1-F1}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{E1-F1}} &= 320 / (60 \times 0,30) \\
 &= 17,778 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{E1-F1}} &= 5 + 17,778 \\
 &= 22,778 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\&= 688,1 (22,778)^{-0,6135} \\&= 101,115 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\Q_{E1-F1} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 101,115 \times 0,00050 \\&= 0,008 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(E1-F1)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\&= 0,04 \times (1/0,017) \times (0,04/0,60)^{2/3} \times (0,14/320)^{1/2} \\&= 0,008 \text{ m}^3/\text{detik} \approx 0,008 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\&= (1/0,017) \times (0,04/0,60)^{2/3} \times (0,14/320)^{1/2} \\&= 0,20 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}t_{CE1-F1} &= t_{OE1-F1} + t_d \\&= t_{OE1-F1} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{OE1-F1} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{dE1-F1} &= 320 / (60 \times 0,30) \\&= 17,778 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{CE1-F1} &= 5 + 17,778 \\&= 22,778 \text{menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\&= 688,1 (22,778)^{-0,6135} \\&= 101,115 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\Q_{E1-F1} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 101,115 \times 0,00050 \\&= 0,008 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(EI-FI)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,04 \times (1/0,017) \times (0,04/0,60)^{2/3} \times (0,14/320)^{1/2} \\
 &= 0,008 \text{ m}^3/\text{detik} \approx 0,008 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,04/0,60)^{2/3} \times (0,14/320)^{1/2} \\
 &= 0,20 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

4. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan III (G₀ – J₃)

- Lebar saluran (B) = 1,25 m (ka)
= 0,40 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,50 m (dinding tegak)
= 0,80 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 184 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,08}{184}$ m/m = 0,000435
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{6b}) = 0,303 ha = 0,00303 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{7a}) = 0,270 ha = 0,00270 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}
 t_{C-G-J3} &= t_{O-G-J3} + t_d \\
 &= t_{O-G-J3} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O-G-J3} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d-G-J3} &= 184 / (60 \times 0,30) \\
 &= 10,222 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C-G-J3} &= 5 + 10,222 \\
 &= 15,222 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (15,222)^{-0,6135} \\ &= 129,481 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\ Q_{G-J3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 129,481 \times 0,00303 \\ &= 0,061 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(G-J3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 1,875 \times (1/0,017) \times (1,875/4,25)^{2/3} \times (0,08/184)^{1/2} \\ &= 1,336 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,061 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (1,875/4,25)^{2/3} \times (0,08/184)^{1/2} \\ &= 0,713 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}t_{cG-J3} &= t_{oG-J3} + t_d \\ &= t_{oG-J3} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{oG-J3} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{dG-J3} &= 184 / (60 \times 0,30) \\ &= 10,222 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{cG-J3} &= 5 + 10,222 \\ &= 15,222 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (15,222)^{-0,6135} \\ &= 129,481 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\ Q_{G-J3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 129,481 \times 0,00270 \\ &= 0,054 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(G-J_3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,32 \times (1/0,017) \times (0,32/2,00)^{2/3} \times (0,08/184)^{1/2} \\
 &= 0,116 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,054 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,32/2,00)^{2/3} \times (0,08/184)^{1/2} \\
 &= 0,363 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

5. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan IV (G₁ – J₂)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 143 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,06}{143} \text{ m/m} = 0,000419$
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{7b}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{8a}) = 0,145 ha = 0,00145 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}
 t_{C_{G_1-J_2}} &= t_{O_{G_1-J_2}} + t_d \\
 &= t_{O_{G_1-J_2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O_{G_1-J_2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{G_1-J_2}} &= 143 / (60 \times 0,30) \\
 &= 7,944 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{G_1-J_2}} &= 5 + 7,944 \\
 &= 12,944 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\&= 688,1 (12,944)^{-0,6135} \\&= 143,020 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\Q_{G1-J2} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 143,020 \times 0,00070 \\&= 0,016 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(G1-J2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\&= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/143)^{1/2} \\&= 0,053 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,016 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\&= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/143)^{1/2} \\&= 0,293 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}tc_{G1-J2} &= to_{G1-J2} + td \\&= to_{G1-J2} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$to_{G1-J2} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}td_{G1-J2} &= 143 / (60 \times 0,30) \\&= 7,944 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}tc_{G1-J2} &= 5 + 7,944 \\&= 12,944 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\&= 688,1 (12,944)^{-0,6135} \\&= 143,020 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\Q_{G1-J2} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 143,020 \times 0,00145 \\&= 0,032 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(G1-J2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/143)^{1/2} \\
 &= 0,053 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,032 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/143)^{1/2} \\
 &= 0,293 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

6. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan V (G₂ – J₁)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 112 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,05}{112}$ m/m = 0,000446
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{8b}) = 0,145 ha = 0,00145 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{9a}) = 0,115 ha = 0,00115 km² (kiri)

- **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}
 t_{C_{G2-J1}} &= t_{O_{G2-J1}} + t_d \\
 &= t_{O_{G2-J1}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O_{G2-J1}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{G2-J1}} &= 112 / (60 \times 0,30) \\
 &= 6,222 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{G2-J1}} &= 5 + 6,222 \\
 &= 11,222 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\&= 688,1 (11,222)^{-0,6135} \\&= 156,111 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\Q_{G2-J1} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 156,111 \times 0,00145 \\&= 0,035 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(G2-J1)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\&= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,05/112)^{1/2} \\&= 0,064 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,035 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\&= (1/0,017) \times (0,21/1,50)^{2/3} \times (0,05/112)^{1/2} \\&= 0,305 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}t_{c_{G2-J1}} &= t_{o_{G2-J1}} + t_d \\&= t_{o_{G2-J1}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{o_{G2-J1}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{d_{G2-J1}} &= 112 / (60 \times 0,30) \\&= 6,222 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{c_{G2-J1}} &= 5 + 6,222 \\&= 11,222 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\&= 688,1 (11,222)^{-0,6135} \\&= 156,111 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\Q_{G2-J1} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 156,111 \times 0,00115 \\&= 0,028 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(G2-J1)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,05/112)^{1/2} \\
 &= 0,064 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,028 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/143)^{1/2} \\
 &= 0,305 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

7. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan VI (G₃ – J)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 92 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{92}$ m/m = 0,000435
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{9b}) = 0,115 ha = 0,00115 km² (kanan)

***) Saluran kanan masuk pompa 2 dan saluran kiri masuk pompa 3**

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned}
 t_{C_{G3-J}} &= t_{O_{G3-J}} + t_d \\
 &= t_{O_{G3-J}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O_{G3-J}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{G3-J}} &= 92 / (60 \times 0,30) \\
 &= 5,111 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{G3-J}} &= 5 + 5,111 \\
 &= 10,111 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (10,111)^{-0,6135}$$

= 166,422 mm/jam (Intensitas hujan)

$$Q_{G3-J} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 166,422 \times 0,00115$$

$$= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(G3-J)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,04/92)^{1/2}$$

$$= 0,064 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,030 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,04/92)^{1/2}$$

$$= 0,305 \text{ m/det}$$

8. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan I (J – J₃)

- Lebar saluran (B) = 0,65 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 80 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{80}$ m/m = 0,000500
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{7+8+9}) = 0,860 ha = 0,00860 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{10a}) = 0,080 ha = 0,00080 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan VI (G₃ – J)
 - > Saluran kanan = 0,030 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Lodan V (G₂ – J₁)
 - > Saluran kanan = 0,035 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,028 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan IV ($G_1 - J_2$)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,016 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$> \text{Saluran kiri} = 0,032 \text{ m}^3/\text{det}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan I ($J - J_3$) saluran kanan =

$$0,030 + 0,035 + 0,028 + 0,016 + 0,032 = 0,141 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{s(J-J_3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,975 \times (1/0,017) \times (0,975/3,65)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\ &= 0,533 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,141 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,975/3,65)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\ &= 0,547 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{cJ-J_3} &= t_{oJ-J_3} + t_d \\ &= t_{oJ-J_3} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{oJ-J_3} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dJ-J_3} &= 80 / (60 \times 0,30) \\ &= 4,444 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{cJ-J_3} &= 5 + 4,444 \\ &= 9,444 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (9,444)^{-0,6135} \\ &= 173,538 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{J-J_3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 173,538 \times 0,00080 \\ &= 0,022 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(J_3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\
 &= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,022 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\
 &= 0,25 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

9. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan I (J₃ – H)

- Lebar saluran (B) = 1,00 m (ka)
= 0,45 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,50 m (dinding tegak)
= 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 106 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,06}{106} \text{ m/m} = 0,000566$
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{6c}) = 0,227 ha = 0,00227 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{10b}) = 0,370 ha = 0,00370 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Lodan III (G₀ – J₃)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,061 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Sisi kanan saluran pembuang sekunder jalan Lodan I (J₃ – H)

$$\begin{aligned}
 t_{c_{J_3-H}} &= t_{o_{J_3-H}} + t_d \\
 &= t_{o_{J_3-H}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{J_3-H}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{J_3-H}} &= 106 / (60 \times 0,30) \\
 &= 5,889 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{c_{J_3-H}} &= 5 + 5,889 \\
 &= 10,889 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (10,889)^{-0,6135} \\
 &= 162,866 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{J_3-H} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 162,866 \times 0,00227 \\
 &= 0,058 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan I ($J_3 - H$) saluran kanan =
 $0,061 + 0,058 = 0,119 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S_{(J_3-H)}} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 1,50 \times (1/0,017) \times (1,50/4,00)^{2/3} \times (0,06/106)^{1/2} \\
 &= 1,092 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,119 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\
 &= 0,728 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Lodan I ($J - J_3$)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,141 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$> \text{Saluran kiri} = 0,022 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Saluran pembuang sekunder jalan Lodan III ($G_0 - J_3$)

$$> \text{Saluran kiri} = 0,054 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Sisi kiri saluran pembuang sekunder jalan Lodan I ($J_3 - H$)

$$\begin{aligned}
 t_{c_{J_3-H}} &= t_{o_{J_3-H}} + t_d \\
 &= t_{o_{J_3-H}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{J_3-H}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{J_3-H} = 106 / (60 \times 0,30)$$

$$= 5,889 \text{ menit}$$

$$tc_{J_3-H} = 5 + 5,889$$

$$= 10,889 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (10,889)^{-0,6135}$$

$$= 162,866 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{J_3-H} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 162,866 \times 0,00370$$

$$= 0,094 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan I ($J_3 - H$) saluran kiri =

$$0,141 + 0,022 + 0,054 + 0,094 = 0,311 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(J_3-H)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,45 \times (1/0,017) \times (0,45/2,45)^{2/3} \times (0,06/106)^{1/2}$$

$$= 0,204 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,311 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran tidak cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,45/2,45)^{2/3} \times (0,06/106)^{1/2}$$

$$= 0,453 \text{ m/det}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,60 \text{ m}$$

$$H = 1,20 \text{ m}$$

$$Q_{S(J_3-H)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,72 \times (1/0,017) \times (0,72/3,00)^{2/3} \times (0,06/106)^{1/2}$$

$$= 0,389 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,311 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,72/3,00)^{2/3} \times (0,06/106)^{1/2}$$

$$= 0,540 \text{ m/det}$$

10. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan VI (J – I)

- Lebar saluran (B) = 0,40 m (ka)
= 0,80 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 1,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 50 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{50}$ m/m = 0,00060
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{10d}) = 0,100 ha = 0,00100 km² (kanan)

***) Saluran kanan masuk pompa 2 dan saluran kiri masuk pompa 3**

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{CJ-I} = t_{0J-I} + t_d$$
$$= t_{0J-I} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{0J-I} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dJ-I} = 50 / (60 \times 0,30)$$
$$= 2,778 \text{ menit}$$

$$t_{CJ-I} = 5 + 2,778$$
$$= 7,778 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (7,778)^{-0,6135}$$
$$= 195,481 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{J-I} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 195,481 \times 0,00100$$
$$= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(J-I)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$
$$= 0,20 \times (1/0,017) \times (0,20/1,40)^{2/3} \times (0,03/50)^{1/2}$$
$$= 0,079 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,030 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,20/1,40)^{2/3} \times (0,03/50)^{1/2} \\ &= 0,395 \text{ m/det} \end{aligned}$$

11. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan Raya (I – H)

- Lebar saluran (B) = 0,80 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 120 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,05}{120}$ m/m = 0,0004167
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{10c}) = 0,560 ha = 0,00560 km²

• Perhitungan Debit Banjir Rencana :

$$\begin{aligned} t_{cI-H} &= t_{oI-H} + t_d \\ &= t_{oI-H} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{oI-H} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dI-H} &= 120 / (60 \times 0,30) \\ &= 6,667 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{cI-H} &= 5 + 6,667 \\ &= 11,667 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (11,667)^{-0,6135} \\ &= 152,431 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{I-H} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 152,431 \times 0,00560 \\ &= 0,133 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Besaran debit saluran berasal juga dari :

- Saluran pembuang tersier kanan jalan Lodan VI (J – I)
 - > Saluran kanan = 0,030 m³/det

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan Raya (I – H) =

$$0,133 + 0,030 = 0,163 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(I-H)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,80 \times (1/0,017) \times (0,80/2,80)^{2/3} \times (0,05/120)^{1/2} \\ &= 0,416 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,163 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,80/2,80)^{2/3} \times (0,05/120)^{1/2} \\ &= 0,520 \text{ m/det} \end{aligned}$$

12. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan Raya (C – H)

- Lebar saluran (B) = 0,80 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 80 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{80} \text{ m/m} = 0,000500$
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{4+5+6}) = 1,720 ha = 0,01720 km²

• Perhitungan Debit Banjir Rencana :

Besaran debit saluran pembuang berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Hasanudin Kecil (D – C)
 - > Saluran kiri = 0,019 m³/det
- Saluran pembuang sekunder jalan Hasanudin Besar (E – F)
 - > Saluran kanan = 0,055 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,075 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Rusun (E₁ – F₁)
 - > Saluran kanan = 0,008 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,008 m³/det
- Saluran pembuang sekunder jalan Lodan I (J₃ – H)
 - > Saluran kanan = 0,119 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,311 m³/det

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan Raya (C – H) =

$$0,019 + 0,055 + 0,075 + 0,008 + 0,008 + 0,119 + 0,311 = 0,595 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(C-H)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,80 \times (1/0,017) \times (0,80/2,80)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\ &= 0,457 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,595 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,80/2,80)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\ &= 0,571 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,80 \text{ m}$$

$$H = 1,30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{S(C-H)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 1,04 \times (1/0,017) \times (1,04/3,40)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\ &= 0,621 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,595 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (1,04/3,40)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\ &= 0,597 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Besaran debit banjir yang menuju pompa 2 adalah =

$$0,163 + 0,595 = 0,758 \text{ m}^3/\text{detik}$$

**Tabel 6.13 : Hasil Perhitungan Debit Saluran Wilayah Pompa 2
Untuk Kala Ulang 2 Tahun**

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Runoff (C)	Waktu Konsentrasi tc (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
1.	D – C Hasanudin Kecil (kiri)	408	0,00135	0,70	27,667	89,744	0,019
2.	E – F Hasanudin Besar (kanan) (kiri)	429	0,00405	0,70	28,833	87,500	0,055
		429	0,00550	0,70	28,833	87,500	0,075
3.	E ₁ – F ₁ Rumah Susun (kanan) (kiri)	320	0,00050	0,70	22,778	101,115	0,008
		320	0,00050	0,70	22,778	101,115	0,008
4.	G ₀ – J ₃ Lodan III (kanan) (kiri)	184	0,00303	0,70	15,222	129,481	0,061
		184	0,00270	0,70	15,222	129,481	0,054
5.	G ₁ – J ₂ Lodan IV (kanan) (kiri)	143	0,00070	0,70	12,944	143,020	0,016
		143	0,00145	0,70	12,944	143,020	0,032
6.	G ₂ – J ₁ Lodan V (kanan) (kiri)	112	0,00145	0,70	11,222	156,111	0,035
		112	0,00115	0,70	11,222	156,111	0,028
7.	G ₃ – J Lodan VI (kanan)	92	0,00115	0,70	10,111	166,422	0,030
8.	J – J ₃ Lodan I (kanan) (kiri)	80	0,00860	0,70	-	-	0,141
		80	0,00080	0,70	9,444	173,538	0,022
9.	J ₃ – H Lodan I (kanan) (kiri)	106	0,00227	0,70	10,889	162,866	0,119
		106	0,00370	0,70	10,889	162,866	0,311
10.	J – I Lodan VI (kanan)	50	0,00100	0,70	7,778	195,481	0,030
11.	I – H Lodan Raya	120	0,00560	0,70	11,667	152,431	0,163
12.	C – H Lodan Raya	80	0,01720	0,70	-	-	0,595

Tabel 6.14 : Dimensi Saluran Pembuang Wilayah Pompa 2

Untuk Kala Ulang 2 Tahun

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)				
1.	D – C Hasanudin Kecil (kiri)	0,17	0,70	0,17	0,70	0,026	0,244	0,019	Cukup
2.	E – F Hasanudin Besar (kanan)	0,60	1,50	0,60	1,50	0,441	0,490	0,055	Cukup
		0,50	1,00	0,50	1,00	0,211	0,422	0,075	Cukup
3.	E ₁ – F ₁ Rumah Susun (kanan)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,008	0,200	0,008	Cukup
		0,20	0,20	0,20	0,20	0,008	0,200	0,008	Cukup
4.	G ₀ – J ₃ Lodan III (kanan)	1,25	1,50	1,25	1,50	1,336	0,713	0,061	Cukup
		0,40	0,80	0,40	0,80	0,116	0,363	0,054	Cukup
5.	G ₁ – J ₂ Lodan IV (kanan)	0,30	0,60	0,30	0,60	0,053	0,293	0,016	Cukup
		0,30	0,60	0,30	0,60	0,053	0,293	0,032	Cukup
6.	G ₂ – J ₁ Lodan V (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,064	0,305	0,035	Cukup
		0,30	0,70	0,30	0,70	0,064	0,305	0,028	Cukup
7.	G ₃ – J Lodan VI (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,064	0,305	0,030	Cukup
8.	J – J ₃ Lodan I (kanan)	0,65	1,50	0,65	1,50	0,533	0,547	0,141	Cukup
		0,20	0,50	0,20	0,50	0,025	0,250	0,022	Cukup
9.	J ₃ – H Lodan I (kanan)	1,00	1,50	1,00	1,50	1,092	0,728	0,119	Cukup
		0,45	1,00	0,60	1,20	0,204	0,453	0,311	Tidak Cukup
10.	J – I Lodan VI (kanan)	0,40	0,50	0,40	0,50	0,079	0,395	0,030	Cukup
11.	I – H Lodan Raya	0,80	1,00	0,80	1,00	0,416	0,520	0,163	Cukup
12.	C – H Lodan Raya	0,80	1,00	0,80	1,30	0,457	0,571	0,595	Tidak Cukup

6.2.2.3 Wilayah Saluran Pembuang Pompa 3

❖ Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 Tahunan (Q_2)

Data wilayah :

- Luas daerah tangkapan (A) = 8,20 ha = 0,0820 km²
- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)
- Koefisien penyimpanan (Cs) = 0,80

❖ Data Saluran Drainase yang Menuju ke Stasiun Pompa :

1. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan VI ($G_3 - J$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 92 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{92}$ m/m = 0,000435
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{28a}) = 0,115 ha = 0,00115 km² (kiri)

*) Saluran kanan masuk pompa 2 dan saluran kiri masuk pompa 3

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$t_{G3-J} = t_{G3-J} + t_d$$
$$= t_{G3-J} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{G3-J} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{G3-J}} = 92 / (60 \times 0,30)$$
$$= 5,111 \text{ menit}$$

$$t_{G3-J} = 5 + 5,111$$
$$= 10,111 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (10,111)^{-0,6135}$$

= 166,422 mm/jam (Intensitas hujan)

$$Q_{G3-J} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 166,422 \times 0,00115$$

$$= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(G3-J)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,04/92)^{1/2}$$

$$= 0,064 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,030 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,04/92)^{1/2}$$

$$= 0,305 \text{ m/det}$$

2. Saluran Pembuang Tersier Jalan Cumi-Cumi I (E₂ – F₂)

- Lebar saluran (B) = 0,35 m (ka)
= 0,35 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,80 m (dinding tegak)
= 0,80 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 67 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{67}$ m/m = 0,000448
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{11b}) = 0,085 ha = 0,00085 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{12a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{C_{E2-F2}} = t_{O_{E2-F2}} + t_d$$

$$= t_{O_{E2-F2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{E2-F2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{E2-F2}} = 67 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,722 \text{ menit}$$

$$\begin{aligned}
 t_{c_{E2-F2}} &= 5 + 3,772 \\
 &= 8,772 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (8,772)^{-0,6135} \\
 &= 181,577 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{E2-F2} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 181,577 \times 0,00085 \\
 &= 0,024 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E2-F2}) = 0,012 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{s(E2-F2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,28 \times (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/67)^{1/2} \\
 &= 0,096 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,012 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/67)^{1/2} \\
 &= 0,343 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$\begin{aligned}
 t_{c_{E2-F2}} &= t_{o_{E2-F2}} + t_d \\
 &= t_{o_{E2-F2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{E2-F2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{E2-F2}} &= 67 / (60 \times 0,30) \\
 &= 3,722 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{c_{E2-F2}} &= 5 + 3,772 \\
 &= 8,772 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (8,772)^{-0,6135} \\
 &= 181,577 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\
 Q_{E2-F2} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 181,577 \times 0,00090 \\
 &= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E2-F2}) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(E2-F2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,28 \times (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/67)^{1/2} \\
 &= 0,096 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/67)^{1/2} \\
 &= 0,343 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

3. Saluran Pembuang Tersier Jalan Cumi-Cumi II A ($E_3 - F_3$)

- Lebar saluran (B) = 0,35 m (ka)
= 0,35 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,80 m (dinding tegak)
= 0,80 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 63 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{63}$ m/m = 0,000476
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{12b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{13a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned}
 t_{C_{E3-F3}} &= t_{0_{E3-F3}} + t_d \\
 &= t_{0_{E3-F3}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{0_{E3-F3}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{E3-F3} = 63 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,500 \text{ menit}$$

$$tc_{E3-F3} = 5 + 3,500$$

$$= 8,500 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,500)^{-0,6135}$$

$$= 185,120 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{E3-F3} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 185,120 \times 0,00090$$

$$= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E3-F3}) = 0,013 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(E3-F3)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,28 \times (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/63)^{1/2}$$

$$= 0,098 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/63)^{1/2}$$

$$= 0,350 \text{ m/det}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$tc_{E3-F3} = to_{E3-F3} + td$$

$$= to_{E3-F3} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$to_{E3-F3} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{E3-F3} = 63 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,500 \text{ menit}$$

$$tc_{E3-F3} = 5 + 3,500$$

$$= 8,500 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,500)^{-0,6135} \\ &= 185,120 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{E3-F3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 185,120 \times 0,00090 \\ &= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E3-F3}) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(E3-F3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,28 \times (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/63)^{1/2} \\ &= 0,098 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/63)^{1/2} \\ &= 0,350 \text{ m/det} \end{aligned}$$

4. Saluran Pembuang Tersier Jalan Cumi-Cumi III ($E_4 - F_4$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,35 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,80 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 61 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{61}$ m/m = 0,000492
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{13b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{14a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned} t_{CE4-F4} &= t_{OE4-F4} + t_d \\ &= t_{OE4-F4} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{OE4-F4} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}td_{E4-F4} &= 61 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,389 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}tc_{E4-F4} &= 5 + 3,389 \\ &= 8,389 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,389)^{-0,6135} \\ &= 186,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{E4-F4} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 186,619 \times 0,00090 \\ &= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E4-F4}) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(E4-F4)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\ &= 0,067 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\ &= 0,319 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$\begin{aligned}tc_{E4-F4} &= to_{E4-F4} + td \\ &= to_{E4-F4} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$to_{E4-F4} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}td_{E4-F4} &= 61 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,389 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$t_{c_{E4-F4}} = 5 + 3,389$$

$$= 8,389 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,389)^{-0,6135}$$

$$= 186,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{E4-F4} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 186,619 \times 0,00090$$

$$= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E4-F4}) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(E4-F4)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,28 \times (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/67)^{1/2}$$

$$= 0,096 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,28/1,95)^{2/3} \times (0,03/67)^{1/2}$$

$$= 0,343 \text{ m/det}$$

5. Saluran Pembuang Tersier Jalan Cumi-Cumi III A ($E_5 - F_5$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 57 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{57}$ m/m = 0,000526
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{14b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{15a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}t_{c_{E5-F5}} &= t_{o_{E5-F5}} + t_d \\ &= t_{o_{E5-F5}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{o_{E5-F5}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{d_{E5-F5}} &= 57 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,167 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{c_{E5-F5}} &= 5 + 3,167 \\ &= 8,167 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,167)^{-0,6135} \\ &= 189,715 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{E5-F5} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 189,715 \times 0,00090 \\ &= 0,027 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

*) **Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

$$\text{Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II } (Q_{E5-F5}) = 0,014 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(E5-F5)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,070 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,333 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}t_{c_{E5-F5}} &= t_{o_{E5-F5}} + t_d \\ &= t_{o_{E5-F5}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{o_{E5-F5}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{E5-F5} = 57 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,167 \text{ menit}$$

$$tc_{E5-F5} = 5 + 3,167$$

$$= 8,167 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,167)^{-0,6135}$$

$$= 189,715 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{E5-F5} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 189,715 \times 0,00090$$

$$= 0,027 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E5-F5}) = 0,014 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(E5-F5)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2}$$

$$= 0,070 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2}$$

$$= 0,333 \text{ m/det}$$

6. Saluran Pembuang Tersier Jalan Cumi-Cumi IV ($E_6 - F_6$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 57 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{57}$ m/m = 0,000526
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

- Luas daerah tangkapan (A_{15b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)

- Luas daerah tangkapan (A_{16a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned} t_{CE6-F6} &= t_{OE6-F6} + t_d \\ &= t_{OE6-F6} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{OE6-F6} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dE6-F6} &= 57 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,167 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{CE6-F6} &= 5 + 3,167 \\ &= 8,167 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,167)^{-0,6135} \\ &= 189,715 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{E6-F6} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 189,715 \times 0,00090 \\ &= 0,027 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

*) **Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

$$\text{Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II } (Q_{E6-F6}) = 0,014 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(E6-F6)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,070 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,333 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{CE6-F6} &= t_{OE6-F6} + t_d \\ &= t_{OE6-F6} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{E6-F6}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{E6-F6}} = 57 / (60 \times 0,30) \\ = 3,167 \text{ menit}$$

$$t_{c_{E6-F6}} = 5 + 3,167 \\ = 8,167 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135} \\ = 688,1 (8,167)^{-0,6135} \\ = 189,715 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{E6-F6} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 189,715 \times 0,00090 \\ = 0,027 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E6-F6}) = 0,014 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(E6-F6)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ = 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ = 0,070 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ = (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ = 0,333 \text{ m/det}$$

7. Saluran Pembuang Tersier Jalan Cumi-Cumi V ($E_7 - F_7$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 55 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{55} \text{ m/m} = 0,000545$

- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{16b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{17a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{c_{E7-F7}} = t_{o_{E7-F7}} + t_d$$
$$= t_{o_{E7-F7}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{E7-F7}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{E7-F7}} = 55 / (60 \times 0,30)$$
$$= 3,056 \text{ menit}$$

$$t_{c_{E7-F7}} = 5 + 3,056$$
$$= 8,056 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (8,056)^{-0,6135}$$
$$= 191,314 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{E7-F7} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 191,314 \times 0,00090$$
$$= 0,027 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E7-F7}) = 0,014 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{s(E7-F7)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$
$$= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/55)^{1/2}$$
$$= 0,072 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2}$$
$$= 0,343 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}
 t_{c_{E7-F7}} &= t_{o_{E7-F7}} + t_d \\
 &= t_{o_{E7-F7}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{E7-F7}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{E7-F7}} &= 55 / (60 \times 0,30) \\
 &= 3,056 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{c_{E7-F7}} &= 5 + 3,056 \\
 &= 8,056 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (8,056)^{-0,6135} \\
 &= 191,314 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{E7-F7} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 191,314 \times 0,00090 \\
 &= 0,027 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

$$\text{Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II } (Q_{E7-F7}) = 0,014 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{s(E7-F7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/55)^{1/2} \\
 &= 0,072 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/55)^{1/2} \\
 &= 0,343 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

8. Saluran Pembuang Tersier Jalan Cumi-Cumi VI ($E_8 - F_8$)

- Lebar saluran (B)	= 0,40 m (ka)
	= 0,40 m (ki)
- Tinggi saluran (H)	= 0,80 m (dinding tegak)
	= 0,80 m (dinding tegak)

- Panjang (L) = 61 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{61}$ m/m = 0,000492
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{17b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{18a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{c_{E8-F8}} = t_{o_{E8-F8}} + t_d$$
$$= t_{o_{E8-F8}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{E8-F8}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{E8-F8}} = 61 / (60 \times 0,30)$$
$$= 3,389 \text{ menit}$$

$$t_{c_{E7-F7}} = 5 + 3,389$$
$$= 8,389 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (8,389)^{-0,6135}$$
$$= 186,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{E8-F8} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 186,619 \times 0,00090$$
$$= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E8-F8}) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{s(E8-F8)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$
$$= 0,32 \times (1/0,017) \times (0,32/2,00)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2}$$
$$= 0,123 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,32/2,00)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\
 &= 0,384 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}
 t_{CE8-F8} &= t_{OE8-F8} + t_d \\
 &= t_{OE8-F8} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{OE8-F8} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{dE8-F8} &= 61 / (60 \times 0,30) \\
 &= 3,389 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{CE7-F7} &= 5 + 3,389 \\
 &= 8,389 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (8,389)^{-0,6135} \\
 &= 186,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{E8-F8} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 186,619 \times 0,00090 \\
 &= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E8-F8}) = 0,013 m³/detik

Perhitungan kapasitas existing saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(E8-F8)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,32 \times (1/0,017) \times (0,32/2,00)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\
 &= 0,123 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,32/2,00)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\
 &= 0,384 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

9. Saluran Pembuang Tersier Jalan Cumi-Cumi VII (E₉ – F₉)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 57 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{57}$ m/m = 0,000526
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{18b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{19a}) = 0,085 ha = 0,00085 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{CE9-F9} = t_{OE9-F9} + t_d$$
$$= t_{OE9-F9} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{OE9-F9} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dE9-F9} = 57 / (60 \times 0,30)$$
$$= 3,167 \text{ menit}$$

$$t_{CE9-F9} = 5 + 3,167$$
$$= 8,167 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (8,167)^{-0,6135}$$
$$= 189,715 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{E9-F9} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 189,715 \times 0,00090$$
$$= 0,027 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{E9-F9}) = 0,014 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(E9-F9)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,070 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,333 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{C_{E9-F9}} &= t_{O_{E9-F9}} + t_d \\ &= t_{O_{E9-F9}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{O_{E9-F9}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{E9-F9}} &= 57 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,167 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{C_{E9-F9}} &= 5 + 3,167 \\ &= 8,167 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,167)^{-0,6135} \\ &= 189,715 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{E9-F9} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 189,715 \times 0,00085 \\ &= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

$$\text{Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II } (Q_{E9-F9}) = 0,013 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(E9-F9)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,070 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\
 &= 0,333 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

10. Saluran Pembuang Tersier Jalan Tengiri I (E₁₀ – F₁₀)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,80 m (dinding tegak)
= 0,80 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 61 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{61}$ m/m = 0,000492
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{19b}) = 0,085 ha = 0,00085 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{20a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}
 t_{CE10-F10} &= t_{OE10-F10} + t_d \\
 &= t_{OE10-F10} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{OE10-F10} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{dE10-F10} &= 61 / (60 \times 0,30) \\
 &= 3,389 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{CE10-F10} &= 5 + 3,389 \\
 &= 8,389 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 x^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (8,389)^{-0,6135} \\
 &= 186,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{E10-F10} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 186,619 \times 0,00085 \\
 &= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E10-F10}$) = 0,013 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(E10-F10)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,24 \times (1/0,017) \times (0,24/1,90)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\ &= 0,080 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,24/1,90)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\ &= 0,333 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{CE10-F10} &= t_{OE10-F10} + t_d \\ &= t_{OE10-F10} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{OE10-F10} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dE10-F10} &= 61 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,389 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{CE10-F10} &= 5 + 3,389 \\ &= 8,389 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,389)^{-0,6135} \\ &= 186,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{E10-F10} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 186,619 \times 0,00090 \\ &= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E10-F10}$) = 0,013 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(E10-F10)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,24 \times (1/0,017) \times (0,24/1,90)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\
 &= 0,080 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,24/1,90)^{2/3} \times (0,03/61)^{1/2} \\
 &= 0,333 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

11. Saluran Pembuang Tersier Jalan Tengiri II (E₁₁ – F₁₁)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 63 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{63}$ m/m = 0,000476
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{20b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{21a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}
 t_{C_{E11-F11}} &= t_{o_{E11-F11}} + t_d \\
 &= t_{o_{E11-F11}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{E11-F11}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{E11-F11}} &= 63 / (60 \times 0,30) \\
 &= 3,500 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{E11-F11}} &= 5 + 3,500 \\
 &= 8,500 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\&= 688,1 (8,500)^{-0,6135} \\&= 185,120 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\Q_{E11-F11} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 185,120 \times 0,00090 \\&= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E11-F11}$) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{s(E11-F11)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\&= 0,12 \times (1/0,017) \times (0,12/1,40)^{2/3} \times (0,03/63)^{1/2} \\&= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\&= (1/0,017) \times (0,12/1,40)^{2/3} \times (0,03/63)^{1/2} \\&= 0,250 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$\begin{aligned}t_{cE11-F11} &= t_{oE11-F11} + t_d \\&= t_{oE11-F11} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{oE11-F11} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{dE11-F11} &= 63 / (60 \times 0,30) \\&= 3,500 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{cE11-F11} &= 5 + 3,500 \\&= 8,500 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\&= 688,1 (8,500)^{-0,6135} \\&= 185,120 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\Q_{E11-F11} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 185,120 \times 0,00090 \\&= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E11-F11}$) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(E11-F11)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,12 \times (1/0,017) \times (0,12/1,40)^{2/3} \times (0,03/63)^{1/2} \\ &= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,12/1,40)^{2/3} \times (0,03/63)^{1/2} \\ &= 0,250 \text{ m/det} \end{aligned}$$

12. Saluran Pembuang Tersier Jalan Tengiri III (E₁₂ – F₁₂)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
= 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 68 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{68}$ m/m = 0,000441
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{21b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{22a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned} t_{cE12-F12} &= t_{oE12-F12} + t_d \\ &= t_{oE12-F12} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{oE12-F12} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dE12-F12} &= 68 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,778 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{cE12-F12} &= 5 + 3,778 \\ &= 8,778 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,778)^{-0,6135} \\ &= 181,501 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{E12-F12} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 181,501 \times 0,00090 \\ &= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E12-F12}$) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(E12-F12)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,125 \times (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,03/68)^{1/2} \\ &= 0,033 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,03/68)^{1/2} \\ &= 0,264 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$\begin{aligned}tc_{E12-F12} &= to_{E12-F12} + td \\ &= to_{E12-F12} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$to_{E12-F12} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}td_{E12-F12} &= 68 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,778 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}tc_{E12-F12} &= 5 + 3,778 \\ &= 8,778 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,778)^{-0,6135} \\ &= 181,501 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$Q_{E12-F12} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 181,501 \times 0,00090$$

$$= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E12-F12}$) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(E12-F12)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,125 \times (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,03/68)^{1/2}$$

$$= 0,033 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,03/68)^{1/2}$$

$$= 0,264 \text{ m/det}$$

13. Saluran Pembuang Tersier Jalan Tengiri IV (E₁₃ – F₁₃)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 69 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{69} \text{ m/m} = 0,000435$
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{22b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A₂₃) = 0,180 ha = 0,00180 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{cE13-F13} = t_{oE13-F13} + t_d$$

$$= t_{oE13-F13} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{oE13-F13} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dE13-F13} = 69 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,833 \text{ menit}$$

$$\begin{aligned}t_{c_{E13-F13}} &= 5 + 3,833 \\ &= 8,833 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,833)^{-0,6135} \\ &= 180,807 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{E13-F13} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,807 \times 0,00090 \\ &= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E13-F13}$) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(E13-F13)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,03/69)^{1/2} \\ &= 0,054 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,03/69)^{1/2} \\ &= 0,300 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}t_{c_{E13-F13}} &= t_{o_{E13-F13}} + t_d \\ &= t_{o_{E13-F13}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{o_{E13-F13}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{d_{E13-F13}} &= 69 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,833 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{c_{E13-F13}} &= 5 + 3,833 \\ &= 8,833 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (8,833)^{-0,6135} \\
 &= 180,807 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\
 Q_{E13-F13} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,807 \times 0,00180 \\
 &= 0,051 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E13-F13}$) = 0,026 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(E13-F13)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,03/69)^{1/2} \\
 &= 0,054 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,026 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,03/69)^{1/2} \\
 &= 0,300 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

14. Saluran Pembuang Tersier Jalan Tengiri V (E₁₄ – F₁₄)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 70 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{70}$ m/m = 0,000429
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{24a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$\begin{aligned}
 t_{cE14-F13} &= t_{oE14-F14} + t_d \\
 &= t_{oE14-F14} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{oE14-F14} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{dE14-F14} &= 70 / (60 \times 0,30) \\
 &= 3,889 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$t_{c_{E14-F14}} = 5 + 3,889$$

$$= 8,889 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,889)^{-0,6135}$$

$$= 180,107 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{E14-F14} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,107 \times 0,00090$$

$$= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E14-F14}$) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(E14-F14)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,125 \times (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,03/70)^{1/2}$$

$$= 0,033 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,03/70)^{1/2}$$

$$= 0,264 \text{ m/det}$$

15. Saluran Pembuang Tersier Jalan Tengiri VI ($E_{15} - F_{15}$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 70 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{70}$ m/m = 0,000429
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{24b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{25a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}t_{c_{E15-F15}} &= t_{o_{E15-F15}} + t_d \\ &= t_{o_{E15-F15}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{o_{E15-F15}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{d_{E15-F15}} &= 70 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,889 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{c_{E15-F15}} &= 5 + 3,889 \\ &= 8,889 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,889)^{-0,6135} \\ &= 180,107 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{E15-F15} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,107 \times 0,00090 \\ &= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

*) **Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

$$\text{Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II } (Q_{E15-F15}) = 0,013 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{s_{(E15-F15)}} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,03/70)^{1/2} \\ &= 0,053 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,03/70)^{1/2} \\ &= 0,294 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}t_{c_{E15-F15}} &= t_{o_{E15-F15}} + t_d \\ &= t_{o_{E15-F15}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{o_{E15-F15}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{E15-F15}} &= 70 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,889 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{E15-F15}} &= 5 + 3,889 \\ &= 8,889 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,889)^{-0,6135} \\ &= 180,107 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{E15-F15} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,107 \times 0,00090 \\ &= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II ($Q_{E15-F15}$) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(E15-F15)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,03/70)^{1/2} \\ &= 0,053 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,03/70)^{1/2} \\ &= 0,294 \text{ m/det} \end{aligned}$$

16. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Cumi-Cumi II (G – G₁₁ – F₁₆)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,50 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,80 m (dinding tegak)
= 1,20 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 347 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,15}{347}$ m/m = 0,000432
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

- Luas daerah tangkapan ($A_{26a} + A_{27a}$) = 0,395 ha = 0,00395 km² (kanan)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{G-F16} = t_{O-G-F16} + t_d$$

$$= t_{O-G-F16} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O-G-F16} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d-G-F16} = 347 / (60 \times 0,30)$$

$$= 19,278 \text{ menit}$$

$$t_{G-F16} = 5 + 19,278$$

$$= 24,278 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (24,278)^{-0,6135}$$

$$= 97,235 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{G-F16} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 97,235 \times 0,00395$$

$$= 0,060 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(G-F16)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,24 \times (1/0,017) \times (0,24/1,90)^{2/3} \times (0,15/347)^{1/2}$$

$$= 0,074 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,060 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,24/1,90)^{2/3} \times (0,15/347)^{1/2}$$

$$= 0,308 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kiri berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi I ($E_2 - F_2$)

> Saluran kanan = 0,012 m³/detik

> Saluran kiri = 0,013 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi II A (E₃ – F₃)
 - > Saluran kanan = 0,013 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi III (E₄ – F₄)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,014 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi III A (E₅ – F₅)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,014 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi IV (E₆ – F₆)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,014 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi V (E₇ – F₇)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,014 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi VI (E₈ – F₈)
 - > Saluran kanan = 0,013 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi VII (E₉ – F₉)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri I (E₁₀ – F₁₀)
 - > Saluran kanan = 0,013 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri II (E₁₁ – F₁₁)
 - > Saluran kanan = 0,013 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri III (E₁₂ – F₁₂)
 - > Saluran kanan = 0,013 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri IV ($E_{13} - F_{13}$)

> Saluran kanan = $0,013 \text{ m}^3/\text{det}$

> Saluran kiri = $0,026 \text{ m}^3/\text{det}$

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri V ($E_{14} - F_{14}$)

> Saluran kanan = $0,013 \text{ m}^3/\text{det}$

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri VI ($E_{15} - F_{15}$)

> Saluran kanan = $0,013 \text{ m}^3/\text{det}$

> Saluran kiri = $0,013 \text{ m}^3/\text{det}$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi II ($G - G_{11} - F_{16}$) saluran kiri = $0,012 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,013 + 0,013 + 0,014 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,026 + 0,013 + 0,013 + 0,013 = 0,359 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(G-F16)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,60 \times (1/0,017) \times (0,60/2,90)^{2/3} \times (0,15/347)^{1/2} \\ &= 0,257 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,359 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,60/2,90)^{2/3} \times (0,15/347)^{1/2} \\ &= 0,428 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$B = 0,60 \text{ m}$

$H = 1,30 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Q_{S(G-F16)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,78 \times (1/0,017) \times (0,78/3,20)^{2/3} \times (0,15/347)^{1/2} \\ &= 0,372 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,359 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,78/3,20)^{2/3} \times (0,15/347)^{1/2} \\ &= 0,477 \text{ m/det} \end{aligned}$$

17. Saluran Pembuang Tersier Jalan Tengiri VII (F₁₆ – K)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 64 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{64}$ m/m = 0,000469
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{37a}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{25b}) = 0,090 ha = 0,00090 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{CF16-K} = t_{OF16-K} + t_d$$
$$= t_{OF16-K} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{OF16-K} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dF16-K} = 64 / (60 \times 0,30)$$
$$= 3,556 \text{ menit}$$

$$t_{CF16-K} = 5 + 3,556$$
$$= 8,556 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (8,556)^{-0,6135}$$
$$= 184,376 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{F16-K} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 184,376 \times 0,00090$$
$$= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{F16-K}) = 0,013 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(F16-K)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,03/64)^{1/2} \\ &= 0,024 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,03/64)^{1/2} \\ &= 0,240 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{CF16-K} &= t_{F16-K} + t_d \\ &= t_{F16-K} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{F16-K} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dF16-K} &= 64 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,556 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{CF16-K} &= 5 + 3,556 \\ &= 8,556 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,556)^{-0,6135} \\ &= 184,376 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{F16-K} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 184,376 \times 0,00090 \\ &= 0,026 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Cumi-Cumi II (Q_{F16-K}) = 0,013 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(F16-K)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,03/64)^{1/2} \\ &= 0,024 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,03/64)^{1/2} \\
 &= 0,240 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

18. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Cumi-Cumi Raya (E – K)

- Lebar saluran (B) = 0,65 m (ka)
= 0,50 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
= 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 350 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,15}{350}$ m/m = 0,000429
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{48a}) = 0,105 ha = 0,00105 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}
 t_{C_{E-K}} &= t_{O_{E-K}} + t_d \\
 &= t_{O_{E-K}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O_{E-K}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{E-K}} &= 350 / (60 \times 0,30) \\
 &= 19,444 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{E-K}} &= 5 + 19,444 \\
 &= 24,444 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (24,444)^{-0,6135} \\
 &= 96,830 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{E-K} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 96,830 \times 0,00105 \\
 &= 0,016 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(G-F16)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,50 \times (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,15/350)^{1/2} \\ &= 0,208 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,016 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,15/350)^{1/2} \\ &= 0,416 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi I (E₂ – F₂)
 - > Saluran kanan = 0,012 m³/detik
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/detik
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi II A (E₃ – F₃)
 - > Saluran kanan = 0,013 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi III (E₄ – F₄)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,014 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi III A (E₅ – F₅)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,014 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi IV (E₆ – F₆)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,014 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi V (E₇ – F₇)
 - > Saluran kanan = 0,014 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,014 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi VI (E₈ – F₈)
 - > Saluran kanan = 0,013 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,013 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Cumi-Cumi VII (E₉ – F₉)

> Saluran kanan = 0,014 m³/det

> Saluran kiri = 0,013 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri I (E₁₀ – F₁₀)

> Saluran kanan = 0,013 m³/det

> Saluran kiri = 0,013 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri II (E₁₁ – F₁₁)

> Saluran kanan = 0,013 m³/det

> Saluran kiri = 0,013 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri III (E₁₂ – F₁₂)

> Saluran kanan = 0,013 m³/det

> Saluran kiri = 0,013 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri IV (E₁₃ – F₁₃)

> Saluran kanan = 0,013 m³/det

> Saluran kiri = 0,026 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri V (E₁₄ – F₁₄)

> Saluran kanan = 0,013 m³/det

- Saluran pembuang tersier jalan Tengiri VI (E₁₅ – F₁₅)

> Saluran kanan = 0,013 m³/det

> Saluran kiri = 0,013 m³/det

Jadi debit pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya (E – K) saluran kanan = 0,012 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,014 + 0,013 + 0,013 + 0,014 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,013 + 0,026 + 0,013 + 0,013 + 0,013 = 0,359 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(E-K)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,65 \times (1/0,017) \times (0,65/2,65)^{2/3} \times (0,15/350)^{1/2}$$

$$= 0,310 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,359 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,65/2,65)^{2/3} \times (0,15/350)^{1/2} \\
 &= 0,477 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,65 \text{ m}$$

$$H = 1,20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s(E-K)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,78 \times (1/0,017) \times (0,78/3,05)^{2/3} \times (0,15/350)^{1/2} \\
 &= 0,382 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,359 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,78/3,05)^{2/3} \times (0,15/350)^{1/2} \\
 &= 0,489 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

19. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan VII (G₄ – J₄)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 71 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{71}$ m/m = 0,000423
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{28b}) = 0,115 ha = 0,00115 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{29a}) = 0,105 ha = 0,00105 km² (kiri)

- **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}
 t_{c_{G4-J4}} &= t_{o_{G4-J4}} + t_d \\
 &= t_{o_{G4-J4}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{G4-J4}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{G4-J4} = 71 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,944 \text{ menit}$$

$$tc_{G4-J4} = 5 + 3,944$$

$$= 8,944 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,944)^{-0,6135}$$

$$= 179,427 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{G4-J4} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 179,427 \times 0,00115$$

$$= 0,032 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Lodan II dan Lodan I (Q_{G4-J4}) = 0,016 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(G4-J4)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/71)^{1/2}$$

$$= 0,063 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,016 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/71)^{1/2}$$

$$= 0,300 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$tc_{G4-J4} = to_{G4-J4} + td$$

$$= to_{G4-J4} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$to_{G4-J4} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{G4-J4} = 71 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,944 \text{ menit}$$

$$tc_{G4-J4} = 5 + 3,944$$

$$= 8,944 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,944)^{-0,6135} \\ &= 179,427 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{G4-J4} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 179,427 \times 0,00105 \\ &= 0,029 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan
Lodan II dan Lodan I (Q_{G4-J4}) = 0,015 m³/detik**

Perhitungan kapasitas existing saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(G4-J4)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/71)^{1/2} \\ &= 0,063 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,015 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/71)^{1/2} \\ &= 0,300 \text{ m/det}\end{aligned}$$

20. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan VIII ($G_5 - J_5$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 57 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{57}$ m/m = 0,000526
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{29b}) = 0,105 ha = 0,00105 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{30a}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned}t_{G5-J5} &= t_{G5-J5} + t_d \\ &= t_{G5-J5} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{G5-J5} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{G5-J5}} &= 57 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,167 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{G5-J5}} &= 5 + 3,167 \\ &= 8,167 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,167)^{-0,6135} \\ &= 189,715 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{G5-J5} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 189,715 \times 0,00105 \\ &= 0,031 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan
Lodan II dan Lodan I (Q_{G5-J5}) = 0,016 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(G5-J5)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,070 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,016 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2} \\ &= 0,333 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$\begin{aligned} t_{c_{G5-J5}} &= t_{o_{G5-J5}} + t_d \\ &= t_{o_{G5-J5}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{G5-J5}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{G5-J5}} &= 57 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,167 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$t_{G5-J5} = 5 + 3,167$$

$$= 8,167 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,167)^{-0,6135}$$

$$= 189,715 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{G5-J5} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 189,715 \times 0,00070$$

$$= 0,021 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan
Lodan II dan Lodan I (Q_{G5-J5}) = 0,011 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(G5-J5)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2}$$

$$= 0,070 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,011 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,03/57)^{1/2}$$

$$= 0,333 \text{ m/det}$$

21. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan IX ($G_6 - J_6$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 47 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{47} \text{ m/m} = 0,000426$
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{30b}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{31a}) = 0,060 ha = 0,00060 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{c_{G6-J6}} = t_{o_{G6-J6}} + t_d$$

$$= t_{o_{G6-J6}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{G6-J6}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{G6-J6}} = 47 / (60 \times 0,30)$$

$$= 2,611 \text{ menit}$$

$$t_{c_{G6-J6}} = 5 + 2,611$$

$$= 7,611 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (7,611)^{-0,6135}$$

$$= 198,101 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{G6-J6} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 198,101 \times 0,00070$$

$$= 0,022 \text{ m}^3/\text{detik}$$

*) **Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

$$\text{Lodan II dan Lodan I (} Q_{G6-J6} \text{) = } 0,011 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(G6-J6)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,02/47)^{1/2}$$

$$= 0,063 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,011 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,02/47)^{1/2}$$

$$= 0,300 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir rencana (Saluran kiri):**

$$t_{c_{G6-J6}} = t_{o_{G6-J6}} + t_d$$

$$= t_{o_{G6-J6}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{G6-J6}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{G6-J6}} &= 47 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,611 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{G6-J6}} &= 5 + 2,611 \\ &= 7,611 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,611)^{-0,6135} \\ &= 198,101 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{G6-J6} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 198,101 \times 0,00060 \\ &= 0,018 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder Lodan II dan Lodan I (Q_{G6-J6}) = 0,009 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(G6-J6)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,02/47)^{1/2} \\ &= 0,063 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,009 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,02/47)^{1/2} \\ &= 0,300 \text{ m/det} \end{aligned}$$

22. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan XI ($G_8 - J_8$)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
= 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 37 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{37}$ m/m = 0,000541
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

- Luas daerah tangkapan (A_{32b}) = 0,045 ha = 0,00045 km² (kanan)

- Luas daerah tangkapan (A_{33a}) = 0,100 ha = 0,00100 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned} t_{C_{G8-J8}} &= t_{O_{G8-J8}} + t_d \\ &= t_{O_{G8-J8}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{O_{G8-J8}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{G8-J8}} &= 37 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,056 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{C_{G8-J8}} &= 5 + 2,056 \\ &= 7,056 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,056)^{-0,6135} \\ &= 207,52 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{G8-J8} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 207,52 \times 0,00045 \\ &= 0,015 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

*) **Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Lodan II dan Lodan I (Q_{G8-J8}) = 0,008 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(G8-J8)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,02/37)^{1/2} \\ &= 0,045 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,008 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,70)^{2/3} \times (0,02/37)^{1/2} \\ &= 0,300 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$t_{C_{G8-J8}} = t_{O_{G8-J8}} + t_d$$

$$= t_{G8-J8} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{G8-J8} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{G8-J8}} = 37 / (60 \times 0,30)$$

$$= 2,056 \text{ menit}$$

$$t_{c_{G8-J8}} = 5 + 2,056$$

$$= 7,056 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (7,056)^{-0,6135}$$

$$= 207,52 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{G8-J8} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 207,52 \times 0,00100$$

$$= 0,032 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

$$\text{Lodan II dan Lodan I (} Q_{G8-J8} \text{)} = 0,016 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(G8-J8)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,02/37)^{1/2}$$

$$= 0,045 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,016 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,15/1,70)^{2/3} \times (0,02/37)^{1/2}$$

$$= 0,300 \text{ m/det}$$

23. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan XI A ($J_{11} - J_9$)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)

= 0,20 m (ki)

- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)

= 0,50 m (dinding tegak)

- Panjang (L) = 27 m

- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{27}$ m/m = 0,000741
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{33b}) = 0,030 ha = 0,00030 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{33c}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{c_{J11-J9}} = t_{o_{J11-J9}} + t_d$$

$$= t_{o_{J11-J9}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{J11-J9}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{J11-J9}} = 27 / (60 \times 0,30)$$

$$= 1,500 \text{ menit}$$

$$t_{c_{J11-J9}} = 5 + 1,500$$

$$= 6,500 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (6,500)^{-0,6135}$$

$$= 218,237 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{J11-J9} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 218,237 \times 0,00030$$

$$= 0,010 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{s_{(J11-J9)}} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,02/27)^{1/2}$$

$$= 0,031 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,010 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,02/27)^{1/2}$$

$$= 0,310 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}
 t_{c_{J11-J9}} &= t_{o_{J11-J9}} + t_d \\
 &= t_{o_{J11-J9}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{J11-J9}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{J11-J9}} &= 27 / (60 \times 0,30) \\
 &= 1,500 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{c_{J11-J9}} &= 5 + 1,500 \\
 &= 6,500 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (6,500)^{-0,6135} \\
 &= 218,237 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{J11-J9} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 218,237 \times 0,00070 \\
 &= 0,028 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(J11-J9)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,02/27)^{1/2} \\
 &= 0,031 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,028 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,02/27)^{1/2} \\
 &= 0,310 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

24. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru I ($N_1 - N_2$)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 75 m

- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,05}{75}$ m/m = 0,000667
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{45a}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{45b}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{CN1-N2} = t_{ON1-N2} + t_d$$

$$= t_{ON1-N2} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{ON1-N2} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{N1-N2}} = 75 / (60 \times 0,30)$$

$$= 4,167 \text{ menit}$$

$$t_{CN1-N2} = 5 + 4,167$$

$$= 9,167 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (9,167)^{-0,6135}$$

$$= 176,736 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{N1-N2} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 176,736 \times 0,00070$$

$$= 0,019 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(N1-N2)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,05/75)^{1/2}$$

$$= 0,029 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,019 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,05/75)^{1/2}$$

$$= 0,290 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$t_{c_{N1-N2}} = t_{o_{N1-N2}} + t_d$$

$$= t_{o_{N1-N2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{N1-N2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{N1-N2}} = 75 / (60 \times 0,30)$$

$$= 4,167 \text{ menit}$$

$$t_{c_{N1-N2}} = 5 + 4,167$$

$$= 9,167 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (9,167)^{-0,6135}$$

$$= 176,736 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{N1-N2} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 176,736 \times 0,00070$$

$$= 0,019 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(N1-N2)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,05/75)^{1/2}$$

$$= 0,029 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,019 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,05/75)^{1/2}$$

$$= 0,290 \text{ m/det}$$

25. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru II ($N_3 - N_4$)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 70 m

- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{70}$ m/m = 0,000571
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{46a}) = 0,060 ha = 0,00060 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{46b}) = 0,060 ha = 0,00060 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{CN3-N4} = t_{ON3-N4} + t_d$$

$$= t_{ON3-N4} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{ON3-N4} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dN3-N4} = 70 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,889 \text{ menit}$$

$$t_{CN3-N4} = 5 + 3,889$$

$$= 8,889 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,889)^{-0,6135}$$

$$= 180,107 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{N3-N4} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,107 \times 0,00060$$

$$= 0,017 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(N3-N4)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/70)^{1/2}$$

$$= 0,027 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,017 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/70)^{1/2}$$

$$= 0,270 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$t_{c_{N3-N4}} = t_{o_{N3-N4}} + t_d$$

$$= t_{o_{N3-N4}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{N3-N4}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{N3-N4}} = 70 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,889 \text{ menit}$$

$$t_{c_{N3-N4}} = 5 + 3,889$$

$$= 8,889 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,889)^{-0,6135}$$

$$= 180,107 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{N3-N4} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,107 \times 0,00060$$

$$= 0,017 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(N3-N4)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/70)^{1/2}$$

$$= 0,027 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,017 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/70)^{1/2}$$

$$= 0,270 \text{ m/det}$$

26. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru III ($M_1 - M_2$)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
= 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 80 m

- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{80}$ m/m = 0,000500
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{43a}) = 0,120 ha = 0,00120 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{44a}) = 0,120 ha = 0,00120 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{C_{M1-M2}} = t_{o_{M1-M2}} + t_d$$
$$= t_{o_{M1-M2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{M1-M2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{M1-M2}} = 80 / (60 \times 0,30)$$
$$= 4,444 \text{ menit}$$

$$t_{C_{M1-M2}} = 5 + 4,444$$
$$= 9,444 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (9,444)^{-0,6135}$$
$$= 173,538 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{M1-M2} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 173,538 \times 0,00120$$
$$= 0,032 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(M1-M2)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$
$$= 0,13 \times (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2}$$
$$= 0,038 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,032 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2}$$
$$= 0,292 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}
 t_{c_{M1-M2}} &= t_{o_{M1-M2}} + t_d \\
 &= t_{o_{M1-M2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{M1-M2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{M1-M2}} &= 80 / (60 \times 0,30) \\
 &= 4,444 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{c_{M1-M2}} &= 5 + 4,444 \\
 &= 9,444 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (9,444)^{-0,6135} \\
 &= 173,538 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{M1-M2} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 173,538 \times 0,00120 \\
 &= 0,032 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(M1-M2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,13 \times (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\
 &= 0,038 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,032 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/80)^{1/2} \\
 &= 0,292 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

27. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru IV ($K_6 - L_6$)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
= 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 65 m

- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{65}$ m/m = 0,000615
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{42b}) = 0,105 ha = 0,00105 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan ($A_{43b+44b}$) = 0,140 ha = 0,00140 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{C_{K6-L6}} = t_{O_{K6-L6}} + t_d$$

$$= t_{O_{K6-L6}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{K6-L6}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{K6-L6}} = 65 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,611 \text{ menit}$$

$$t_{C_{K6-L6}} = 5 + 3,611$$

$$= 8,611 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,611)^{-0,6135}$$

$$= 183,652 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{K6-L6} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 183,652 \times 0,00105$$

$$= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K6-L6}) = 0,015 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(K6-L6)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,13 \times (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/65)^{1/2}$$

$$= 0,042 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,015 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/65)^{1/2}$$

$$= 0,323 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$t_{c_{K6-L6}} = t_{o_{K6-L6}} + t_d$$

$$= t_{o_{K6-L6}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{K6-L6}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{K6-L6}} = 65 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,611 \text{ menit}$$

$$t_{c_{K6-L6}} = 5 + 3,611$$

$$= 8,611 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,611)^{-0,6135}$$

$$= 183,652 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{K6-L6} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 183,652 \times 0,00140$$

$$= 0,040 \text{ m}^3/\text{detik}$$

*) **Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

$$\text{Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya } (Q_{K6-L6}) = 0,020 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(K6-L6)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,13 \times (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/65)^{1/2}$$

$$= 0,042 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,020 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/65)^{1/2}$$

$$= 0,323 \text{ m/det}$$

28. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru V ($K_5 - L_5$)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
- = 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
- = 0,40 m (dinding tegak)

- Panjang (L) = 61 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{61}$ m/m = 0,000656
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{41b}) = 0,110 ha = 0,00110 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{42a}) = 0,105 ha = 0,00105 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{c_{K5-L5}} = t_{o_{K5-L5}} + t_d$$

$$= t_{o_{K5-L5}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{K5-L5}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{K5-L5}} = 61 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,389 \text{ menit}$$

$$t_{c_{K5-L5}} = 5 + 3,389$$

$$= 8,389 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,389)^{-0,6135}$$

$$= 186,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{K5-L5} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 186,619 \times 0,00110$$

$$= 0,032 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K5-L5}) = 0,016 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(K5-L5)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,13 \times (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/61)^{1/2}$$

$$= 0,043 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,016 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/61)^{1/2}$$

$$= 0,331 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$t_{C_{K5-L5}} = t_{O_{K5-L5}} + t_d$$

$$= t_{O_{K5-L5}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{K5-L5}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{K5-L5}} = 61 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,389 \text{ menit}$$

$$t_{C_{K5-L5}} = 5 + 3,389$$

$$= 8,389 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,389)^{-0,6135}$$

$$= 186,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{K5-L5} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 186,619 \times 0,00105$$

$$= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K5-L5}) = 0,015 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(K5-L5)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,13 \times (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/61)^{1/2}$$

$$= 0,043 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,015 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,13/1,25)^{2/3} \times (0,04/61)^{1/2}$$

$$= 0,331 \text{ m/det}$$

29. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru VI ($K_4 - L_4$)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,20 m (ki)

- Tinggi saluran (H) = 0,40 m (dinding tegak)
= 0,40 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 69 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,05}{69}$ m/m = 0,000725
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{40b}) = 0,175 ha = 0,00175 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{41a}) = 0,110 ha = 0,00110 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{C_{K4-L4}} = t_{O_{K4-L4}} + t_d$$

$$= t_{O_{K4-L4}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{K4-L4}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{K4-L4}} = 69 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,833 \text{ menit}$$

$$t_{C_{K4-L4}} = 5 + 3,389$$

$$= 8,833 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,833)^{-0,6135}$$

$$= 180,807 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{K4-L4} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,807 \times 0,00175$$

$$= 0,049 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K4-L4}) = 0,025 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(K4-L4)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,08 \times (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,05/69)^{1/2}$$

$$= 0,023 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,025 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran tidak cukup)}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,05/69)^{1/2} \\ &= 0,289 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,20 \text{ m}$$

$$H = 0,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{s(K4-L4)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,05/69)^{1/2} \\ &= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,025 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/69)^{1/2} \\ &= 0,300 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{c_{K4-L4}} &= t_{o_{K4-L4}} + t_d \\ &= t_{o_{K4-L4}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{K4-L4}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{K4-L4}} &= 69 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,833 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{K4-L4}} &= 5 + 3,389 \\ &= 8,833 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,833)^{-0,6135} \\ &= 180,807 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{K4-L4} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 180,807 \times 0,00110 \\ &= 0,031 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K4-L4}) = 0,016 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(K4-L4)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,08 \times (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,05/69)^{1/2} \\ &= 0,023 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,016 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,05/69)^{1/2} \\ &= 0,289 \text{ m/det} \end{aligned}$$

30. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru VII ($K_3 - L_3$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 92 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,05}{92}$ m/m = 0,000543
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{39b}) = 0,130 ha = 0,00130 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{40a}) = 0,175 ha = 0,00175 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned} t_{c_{K3-L3}} &= t_{o_{K3-L3}} + t_d \\ &= t_{o_{K3-L3}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{K3-L3}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{K3-L3}} &= 92 / (60 \times 0,30) \\ &= 5,111 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{K3-L3}} &= 5 + 5,111 \\ &= 10,111 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (10,111)^{-0,6135} \\ &= 166,422 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{K3-L3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 166,422 \times 0,00130 \\ &= 0,034 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K3-L3}) = 0,017 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(K3-L3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,05/92)^{1/2} \\ &= 0,060 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,017 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,05/92)^{1/2} \\ &= 0,333 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$\begin{aligned}t_{c_{K3-L3}} &= t_{o_{K3-L3}} + t_d \\ &= t_{o_{K3-L3}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{o_{K3-L3}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{d_{K3-L3}} &= 92 / (60 \times 0,30) \\ &= 5,111 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{c_{K3-L3}} &= 5 + 5,111 \\ &= 10,111 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (10,111)^{-0,6135} \\ &= 166,422 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$Q_{K3-L3} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 166,422 \times 0,00175$$

$$= 0,045 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K3-L3}) = 0,023 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(K3-L3)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,05/92)^{1/2}$$

$$= 0,060 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,023 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,05/92)^{1/2}$$

$$= 0,333 \text{ m/det}$$

31. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru VIII ($K_2 - L_2$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 102 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,06}{102} \text{ m/m} = 0,000588$
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{38b}) = 0,240 ha = 0,00240 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{39a}) = 0,130 ha = 0,00130 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{c_{K2-L2}} = t_{o_{K2-L2}} + t_d$$

$$= t_{o_{K2-L2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{K2-L2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{K2-L2}} = 102 / (60 \times 0,30)$$

$$= 5,667 \text{ menit}$$

$$t_{c_{K2-L2}} = 5 + 5,667$$
$$= 10,667 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (10,667)^{-0,6135}$$
$$= 161,045 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{K2-L2} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 161,045 \times 0,00240$$
$$= 0,060 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K2-L2}) = 0,030 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(K2-L2)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$
$$= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/102)^{1/2}$$
$$= 0,062 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,030 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/102)^{1/2}$$
$$= 0,344 \text{ m/det}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$t_{c_{K2-L2}} = t_{o_{K2-L2}} + t_d$$
$$= t_{o_{K2-L2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{K2-L2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{K2-L2}} = 102 / (60 \times 0,30)$$
$$= 5,667 \text{ menit}$$

$$t_{c_{K2-L2}} = 5 + 5,667$$
$$= 10,667 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 x^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (10,667)^{-0,6135} \\
 &= 161,045 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \\
 Q_{K2-L2} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 161,045 \times 0,00130 \\
 &= 0,033 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K2-L2}) = 0,017 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(K2-L2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/102)^{1/2} \\
 &= 0,062 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,017 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,06/102)^{1/2} \\
 &= 0,344 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

32. Saluran Pembuang Tersier Tikung Baru IX ($K_1 - L_1$)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 123 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,07}{123}$ m/m = 0,000569
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{37b}) = 0,280 ha = 0,00280 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{38a}) = 0,240 ha = 0,00240 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned}
 t_{c_{K1-L1}} &= t_{o_{K1-L1}} + t_d \\
 &= t_{o_{K1-L1}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{K1-L1}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{K1-L1} = 123 / (60 \times 0,30)$$

$$= 6,833 \text{ menit}$$

$$tc_{K1-L1} = 5 + 6,833$$

$$= 11,833 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (11,833)^{-0,6135}$$

$$= 151,115 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{K1-L1} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 151,115 \times 0,00280$$

$$= 0,066 \text{ m}^3/\text{detik}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan**

Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K1-L1}) = 0,033 m³/detik

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(K1-L1)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,07/123)^{1/2}$$

$$= 0,061 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,033 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,07/123)^{1/2}$$

$$= 0,339 \text{ m/det}$$

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$tc_{K1-L1} = to_{K1-L1} + td$$

$$= to_{K1-L1} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$to_{K1-L1} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{K1-L1} = 123 / (60 \times 0,30)$$

$$= 6,833 \text{ menit}$$

$$tc_{K1-L1} = 5 + 6,833$$

$$= 11,833 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 x^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (11,833)^{-0,6135} \\
 &= 151,115 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{K1-L1} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 151,115 \times 0,00240 \\
 &= 0,056 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

***) Besaran debit terbagi dua ke saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya dan Lodan Raya (Q_{K1-L1}) = 0,028 m³/detik**

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(K1-L1)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,07/123)^{1/2} \\
 &= 0,061 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,028 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,07/123)^{1/2} \\
 &= 0,339 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

33. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Cumi-Cumi Raya (K - M - O)

- Lebar saluran (B) = 0,65 m (ka)
= 0,50 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
= 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 275 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,12}{275}$ m/m = 0,000436
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{48b}) = 0,050 ha = 0,00050 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$\begin{aligned}
 t_{C_{K-O}} &= t_{O_{K-O}} + t_d \\
 &= t_{O_{K-O}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \\
 t_{O_{K-O}} &= 5 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}td_{K-O} &= 275 / (60 \times 0,30) \\ &= 15,278 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}tc_{K-O} &= 5 + 15,278 \\ &= 20,278 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (20,278)^{-0,6135} \\ &= 108,590 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{K-O} &= (0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 108,590 \times 0,00050) + Q_{E-K} \\ &= (0,008 + 0,016) \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

$$Q_{K-O} = 0,024 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(K-O)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,50 \times (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,12/275)^{1/2} \\ &= 0,210 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,024 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,12/275)^{1/2} \\ &= 0,420 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya (E – K)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,359 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Saluran pembuang sekunder jalan Tengiri VII (F₁₆ – K)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,013 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$> \text{Saluran kiri} = 0,013 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru IX (K₁ – L₁)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,033 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$> \text{Saluran kiri} = 0,028 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru VIII (K₂ – L₂)
 - > Saluran kanan = 0,030 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,017 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru VII (K₃ – L₃)
 - > Saluran kanan = 0,017 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,023 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru VI (K₄ – L₄)
 - > Saluran kanan = 0,025 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,016 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru V (K₅ – L₅)
 - > Saluran kanan = 0,016 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,015 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru IV (K₆ – L₆)
 - > Saluran kanan = 0,015 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,020 m³/det

Jadi debit pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya (K - M - O) saluran kanan = 0,359 + 0,013 + 0,013 + 0,033 + 0,028 + 0,030 + 0,017 + 0,017 + 0,023 + 0,025 + 0,016 + 0,016 + 0,015 + 0,015 + 0,020 = 0,640 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(K-O)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,65 \times (1/0,017) \times (0,65/2,65)^{2/3} \times (0,12/275)^{1/2} \\
 &= 0,313 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,640 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,65/2,65)^{2/3} \times (0,12/275)^{1/2} \\
 &= 0,482 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,90 \text{ m}$$

$$H = 1,40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{S(K-O)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 1,26 \times (1/0,017) \times (1,26/3,70)^{2/3} \times (0,12/275)^{1/2} \\
 &= 0,755 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,640 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (1,26/3,70)^{2/3} \times (0,12/275)^{1/2} \\
 &= 0,599 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

34. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Tikung Baru Raya (M - N)

- Lebar saluran (B) = 0,55 m (ka)
= 0,55 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
= 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 72 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{72}$ m/m = 0,000555
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Cumi-Cumi Raya (K – M)
 - > Saluran kanan = 0,200 m³/det (yang 0,440 m³/det ke saluran sekunder jalan Cumi-Cumi Raya M – O)
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru III (M₁ – M₂)
 - > Saluran kanan = 0,032 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,032 m³/det

Jadi debit pembuang sekunder jalan Tikung Baru Raya (M - N) saluran kanan = 0,200 + 0,032 + 0,032 = 0,264 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(M-N)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,55 \times (1/0,017) \times (0,55/2,55)^{2/3} \times (0,04/72)^{1/2} \\
 &= 0,274 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,264 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,55/2,55)^{2/3} \times (0,04/72)^{1/2} \\
 &= 0,498 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kiri berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru I ($N_1 - N_2$)
 - > Saluran kanan = 0,019 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,019 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru II ($N_3 - N_4$)
 - > Saluran kanan = 0,017 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,017 m³/det

Jadi debit pembuang sekunder jalan Tikung Baru Raya (M - N) saluran kiri
 = 0,019 + 0,019 + 0,017 + 0,017 = 0,072 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(M-N)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,55 \times (1/0,017) \times (0,55/2,55)^{2/3} \times (0,04/72)^{1/2} \\
 &= 0,274 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,072 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,55/2,55)^{2/3} \times (0,04/72)^{1/2} \\
 &= 0,498 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

35. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan Raya (P – N)

- Lebar saluran (B) = 0,90 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 210 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,10}{210}$ m/m = 0,000476
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{47}) = 0,61 ha = 0,00610 km²

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana :**

$$\begin{aligned}
 t_{C_{P-N}} &= t_{O_{P-N}} + t_d \\
 &= t_{O_{P-N}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O_{P-N}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{P-N} = 210 / (60 \times 0,30)$$

$$= 11,667 \text{ menit}$$

$$tc_{P-N} = 5 + 11,667$$

$$= 16,667 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (16,667)^{-0,6135}$$

$$= 122,473 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{P-N} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 122,473 \times 0,00610$$

$$= 0,116 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(P-N)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,90 \times (1/0,017) \times (0,90/2,90)^{2/3} \times (0,10/210)^{1/2}$$

$$= 0,529 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,116 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,90/2,90)^{2/3} \times (0,10/210)^{1/2}$$

$$= 0,588 \text{ m/det}$$

36. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan Raya (N – L)

- Lebar saluran (B) = 1,20 m

- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)

- Panjang (L) = 250 m

- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,12}{250}$ m/m = 0,000480

- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

- **Perhitungan Debit Banjir Rencana :**

Besaran debit saluran berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Lodan Raya (P – N)

> Saluran kanan = 0,116 m³/det

- Saluran pembuang sekunder jalan Tikung Baru Raya (M – N)

> Saluran kanan = 0,264 m³/det

- > Saluran kiri = 0,072 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru IV (K₆ – L₆)
 - > Saluran kanan = 0,015 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,020 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru V (K₅ – L₅)
 - > Saluran kanan = 0,016 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,015 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru VI (K₄ – L₄)
 - > Saluran kanan = 0,025 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,016 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru VII (K₃ – L₃)
 - > Saluran kanan = 0,017 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,023 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru VIII (K₂ – L₂)
 - > Saluran kanan = 0,030 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,017 m³/det
- Saluran pembuang tersier jalan Tikung Baru IX (K₁ – L₁)
 - > Saluran kanan = 0,033 m³/det
 - > Saluran kiri = 0,028 m³/det

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan Raya (N - L) =

$$0,116 + 0,264 + 0,072 + 0,015 + 0,020 + 0,016 + 0,015 + 0,025 + 0,016 + 0,017 + 0,023 + 0,030 + 0,017 + 0,033 + 0,028 = 0,707 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(N-L)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 1,20 \times (1/0,017) \times (1,20/3,20)^{2/3} \times (0,12/250)^{1/2} \\ &= 0,804 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,707 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (1,20/3,20)^{2/3} \times (0,12/250)^{1/2} \\ &= 0,670 \text{ m/det} \end{aligned}$$

37. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan II (G₀ – G₁₀)

- Lebar saluran (B) = 0,50 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 285 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,13}{285}$ m/m = 0,000456
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{26b} + A_{27b}) = 0,395 ha = 0,00395 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):

$$t_{G_0-G_{10}} = t_{G_0-G_{10}} + t_d$$

$$= t_{G_0-G_{10}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{G_0-G_{10}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_d = 285 / (60 \times 0,30)$$

$$= 15,833 \text{ menit}$$

$$t_{G_0-G_{10}} = 5 + 15,833$$

$$= 20,833 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (20,833)^{-0,6135}$$

$$= 106,806 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{G_0-G_{10}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 106,806 \times 0,00395$$

$$= 0,067 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(G_0-G_{10})} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,13/285)^{1/2}$$

$$= 0,055 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,067 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,13/285)^{1/2} \\
 &= 0,306 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,40 \text{ m}$$

$$H = 0,60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{S(G0-G10)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,24 \times (1/0,017) \times (0,24/1,60)^{2/3} \times (0,13/285)^{1/2} \\
 &= 0,085 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,067 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,24/1,60)^{2/3} \times (0,13/285)^{1/2} \\
 &= 0,354 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

Besaran debit saluran kanan ($G_0 - G_7$) berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan VII ($G_4 - J_4$)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,016 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$> \text{Saluran kiri} = 0,015 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan VIII ($G_5 - J_5$)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,016 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$> \text{Saluran kiri} = 0,011 \text{ m}^3/\text{det}$$

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan IX ($G_6 - J_6$)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,011 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$> \text{Saluran kiri} = 0,009 \text{ m}^3/\text{det}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan II ($G_0 - G_7$) saluran kanan =
 $0,016 + 0,015 + 0,016 + 0,011 + 0,011 + 0,009 = 0,078 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(G0-G7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,50 \times (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,13/285)^{1/2} \\
 &= 0,215 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,078 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,13/285)^{1/2} \\
 &= 0,430 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Besaran debit saluran kanan ($G_7 - G_9$) berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan XI ($G_8 - J_8$)

> Saluran kanan = $0,008 \text{ m}^3/\text{detik}$

> Saluran kiri = $0,016 \text{ m}^3/\text{detik}$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan II ($G_7 - G_9$) saluran kanan = $0,008 + 0,016 = 0,024 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(G_0-G_7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,50 \times (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,13/285)^{1/2} \\
 &= 0,215 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,024 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,50/2,50)^{2/3} \times (0,13/285)^{1/2} \\
 &= 0,430 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

38. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan X ($G_7 - J_7$)

- Lebar saluran (B) = $0,40 \text{ m (ka)}$

= $0,40 \text{ m (ki)}$

- Tinggi saluran (H) = $1,00 \text{ m (dinding tegak)}$

= $1,00 \text{ m (dinding tegak)}$

- Panjang (L) = 42 m

- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{42} \text{ m/m} = 0,000476$

- Koefisien kekasaran (n) = $0,017$

- Luas daerah tangkapan (A_{31b}) = $0,060 \text{ ha} = 0,00060 \text{ km}^2$ (kanan)

- Luas daerah tangkapan (A_{32a}) = $0,045 \text{ ha} = 0,00045 \text{ km}^2$ (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder kanan jalan Lodan II ($G_0 - G_7$)

> Saluran kanan = 0,078 m³/detik

- Sisi kanan saluran pembuang sekunder jalan Lodan X (G₇ – J₇)

$$\begin{aligned} t_{c_{G7-J7}} &= t_{o_{G7-J7}} + t_d \\ &= t_{o_{G7-J7}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{G7-J7}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{G7-J7}} &= 42 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,333 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{G7-J7}} &= 5 + 2,333 \\ &= 7,333 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,333)^{-0,6135} \\ &= 202,675 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{G7-J7} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 202,675 \times 0,00060 \\ &= 0,019 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan X (G₇ – J₇) saluran kanan = 0,078 + 0,019 = 0,097 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{s(G7-J7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,40 \times (1/0,017) \times (0,40/2,40)^{2/3} \times (0,02/42)^{1/2} \\ &= 0,155 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,097 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,40/2,40)^{2/3} \times (0,02/42)^{1/2} \\ &= 0,388 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{c_{G7-J7}} &= t_{o_{G7-J7}} + t_d \\ &= t_{o_{G7-J7}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{G7-J7}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}td_{G7-J7} &= 42 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,333 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}tc_{G7-J7} &= 5 + 2,333 \\ &= 7,333 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,333)^{-0,6135} \\ &= 202,675 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{G7-J7} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 202,675 \times 0,00045 \\ &= 0,014 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(G7-J7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,40 \times (1/0,017) \times (0,40/2,40)^{2/3} \times (0,02/42)^{1/2} \\ &= 0,155 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,40/2,40)^{2/3} \times (0,02/42)^{1/2} \\ &= 0,388 \text{ m/det}\end{aligned}$$

39. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Tengiri Raya X ($G_{11} - J_{10}$)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
= 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 42 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{42}$ m/m = 0,000476
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{36a}) = 0,040 ha = 0,00040 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder kanan jalan Cumi-Cumi II ($G - G_{11}$)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,060 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- Saluran pembuang sekunder kanan jalan Lodan II ($G_7 - G_9$)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,024 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Tengiri Raya X ($G_{11} - J_{10}$) saluran kanan = $0,060 + 0,024 = 0,084 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(G9-J10)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,02/42)^{1/2} \\ &= 0,042 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,084 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,2/42)^{1/2} \\ &= 0,280 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,40 \text{ m}$$

$$H = 0,70 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{S(G9-J10)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,28 \times (1/0,017) \times (0,28/1,80)^{2/3} \times (0,02/42)^{1/2} \\ &= 0,104 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,084 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,28/1,80)^{2/3} \times (0,02/42)^{1/2} \\ &= 0,371 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{CG9-J10} &= t_{OG9-J10} + t_d \\ &= t_{OG9-J10} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{OG9-J10} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{G9-J10}} &= 42 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,333 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{G9-J10}} &= 5 + 2,333 \\ &= 7,333 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,333)^{-0,6135} \\ &= 202,675 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{G9-J10} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 202,675 \times 0,00040 \\ &= 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(G9-J10)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,02/42)^{1/2} \\ &= 0,042 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,01/20)^{1/2} \\ &= 0,280 \text{ m/det} \end{aligned}$$

40. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Tengiri VII ($F_{16} - L$)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 79 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{79}$ m/m = 0,000506
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{36c}) = 0,110 ha = 0,00110 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{37c}) = 0,190 ha = 0,00190 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$\begin{aligned}t_{CF16-L} &= t_{oF16-L} + t_d \\ &= t_{oF16-L} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{oF16-L} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{dF16-L} &= 79 / (60 \times 0,30) \\ &= 4,389 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{CF16-L} &= 5 + 4,389 \\ &= 9,389 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (9,389)^{-0,6135} \\ &= 174,160 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{F16-L} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 174,160 \times 0,00110 \\ &= 0,030 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(F16-L)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/79)^{1/2} \\ &= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,030 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran tidak cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/79)^{1/2} \\ &= 0,250 \text{ m/det}\end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,30 \text{ m}$$

$$H = 0,60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}Q_{S(F16-L)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,18 \times (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,04/79)^{1/2} \\ &= 0,058 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,030 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,18/1,50)^{2/3} \times (0,04/79)^{1/2} \\
 &= 0,322 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kiri berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder kiri jalan Cumi-Cumi II (G – F₁₆)

$$> \text{Saluran kiri} = 0,359 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- Saluran pembuang sekunder kiri jalan Lodan II (G₀ – G₁₀)

$$> \text{Saluran kiri} = 0,067 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- Sisi kiri saluran pembuang sekunder jalan Tengiri VII (F₁₆ – L)

$$\begin{aligned}
 t_{c_{F16-L}} &= t_{o_{F16-L}} + t_d \\
 &= t_{o_{F16-L}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{F16-L}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{F16-L}} &= 79 / (60 \times 0,30) \\
 &= 4,389 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{c_{F16-L}} &= 5 + 4,389 \\
 &= 9,389 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (9,389)^{-0,6135} \\
 &= 174,160 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{F16-L} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 174,160 \times 0,00190 \\
 &= 0,051 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Tengiri VII (F₁₆ – L) saluran kiri =
 0,359 + 0,067 + 0,051 = 0,477 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(F16-L)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/79)^{1/2}
 \end{aligned}$$

$$= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,477 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/79)^{1/2} \\ &= 0,250 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,70 \text{ m}$$

$$H = 1,30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{S(F16-L)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,91 \times (1/0,017) \times (0,91/3,30)^{2/3} \times (0,04/79)^{1/2} \\ &= 0,510 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,477 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,91/3,30)^{2/3} \times (0,04/79)^{1/2} \\ &= 0,560 \text{ m/det} \end{aligned}$$

41. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Tengiri Raya (J₁₀ – I₃)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
= 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,60 m (dinding tegak)
= 0,60 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 48 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{48}$ m/m = 0,000417
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{35c}) = 0,120 ha = 0,00120 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{36b}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder kanan jalan Tengiri Raya (G₁₁ – J₁₀)
> Saluran kanan = 0,084 m³/detik

- Sisi kanan saluran pembuang sekunder jalan Tengiri Raya ($J_{10} - I_3$)

$$\begin{aligned} t_{c_{J_{10}-I_3}} &= t_{o_{J_{10}-I_3}} + t_d \\ &= t_{o_{J_{10}-I_3}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{J_{10}-I_3}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{J_{10}-I_3}} &= 48 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,667 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{J_{10}-I_3}} &= 5 + 2,667 \\ &= 7,667 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,667)^{-0,6135} \\ &= 197,212 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{J_{10}-I_3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 197,212 \times 0,00120 \\ &= 0,037 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Tengiri Raya ($J_{10} - I_3$) saluran kanan =
 $0,084 + 0,037 = 0,121 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan kapasitas existing saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(J_{10}-I_3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,02/48)^{1/2} \\ &= 0,040 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,121 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran tidak cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,02/48)^{1/2} \\ &= 0,267 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,50 \text{ m}$$

$$H = 0,80 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{S(J_{10}-I_3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,40 \times (1/0,017) \times (0,40/2,10)^{2/3} \times (0,02/48)^{1/2} \\
 &= 0,159 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,121 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,40/2,10)^{2/3} \times (0,02/48)^{1/2} \\
 &= 0,398 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kiri berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder kiri jalan Tengiri Raya ($G_{11} - J_{10}$)

$$> \text{Saluran kanan} = 0,013 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- Sisi kiri saluran pembuang sekunder jalan Tengiri Raya ($J_{10} - I_3$)

$$\begin{aligned}
 t_{C_{J_{10}-I_3}} &= t_{O_{J_{10}-I_3}} + t_d \\
 &= t_{O_{J_{10}-I_3}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O_{J_{10}-I_3}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{J_{10}-I_3}} &= 48 / (60 \times 0,30) \\
 &= 2,667 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{J_{10}-I_3}} &= 5 + 2,667 \\
 &= 7,667 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (7,667)^{-0,6135} \\
 &= 197,212 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{J_{10}-I_3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 197,212 \times 0,00070 \\
 &= 0,021 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Tengiri Raya ($J_{10} - I_3$) saluran kiri =
 $0,013 + 0,021 = 0,034 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(J10-13)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,02/48)^{1/2} \\
 &= 0,040 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,034 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,15/1,45)^{2/3} \times (0,02/48)^{1/2} \\
 &= 0,267 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

42. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan I (J₁₀ – J₇)

- Lebar saluran (B) = 0,65 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 90 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,04}{90}$ m/m = 0,000444
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{35b}) = 0,250 ha = 0,00250 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan XI (G₈ – J₈)
 - > Saluran kanan = 0,008 m³/detik
 - > Saluran kiri = 0,016 m³/detik
- Saluran pembuang tersier jalan Lodan XIA (J₁₁ – J₉)
 - > Saluran kanan = 0,010 m³/detik
 - > Saluran kiri = 0,028 m³/detik

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan I (J₁₀ – J₇) saluran kanan =
0,008 + 0,016 + 0,010 + 0,028 = 0,062 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(J10-J7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,975 \times (1/0,017) \times (0,975/3,65)^{2/3} \times (0,04/90)^{1/2} \\
 &= 0,501 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,062 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,975/3,65)^{2/3} \times (0,04/90)^{1/2} \\
 &= 0,514 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}
 t_{C_{J10-J7}} &= t_{o_{J10-J7}} + t_d \\
 &= t_{o_{J10-J7}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{J10-J7}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{J10-J7}} &= 90 / (60 \times 0,30) \\
 &= 5,000 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{J10-J7}} &= 5 + 5,000 \\
 &= 10,000 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (10,000)^{-0,6135} \\
 &= 167,553 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{J10-J7} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 167,553 \times 0,00250 \\
 &= 0,065 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S_{(J10-J7)}} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/90)^{1/2} \\
 &= 0,024 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,065 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran tidak cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,04/90)^{1/2} \\
 &= 0,240 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,40 \text{ m}$$

$$H = 0,60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{S(J10-J7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,24 \times (1/0,017) \times (0,24/1,60)^{2/3} \times (0,04/90)^{1/2} \\ &= 0,084 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,065 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,24/1,60)^{2/3} \times (0,04/90)^{1/2} \\ &= 0,350 \text{ m/det} \end{aligned}$$

43. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan I (J – J₇)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,65 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 1,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 110 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,05}{110}$ m/m = 0,000455
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{34b}) = 0,270 ha = 0,00270 km² (kanan)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned} t_{cJ-J7} &= t_{oJ-J7} + t_d \\ &= t_{oJ-J7} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{oJ-J7} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dJ-J7} &= 110 / (60 \times 0,30) \\ &= 6,111 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{cJ-J7} &= 5 + 6,111 \\ &= 11,111 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (11,111)^{-0,6135} \\ &= 157,066 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{J-17} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 157,066 \times 0,00270 \\ &= 0,066 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(J-17)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,05/110)^{1/2} \\ &= 0,024 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,066 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,05/110)^{1/2} \\ &= 0,240 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,40 \text{ m}$$

$$H = 0,60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{S(J-17)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,24 \times (1/0,017) \times (0,24/1,60)^{2/3} \times (0,05/110)^{1/2} \\ &= 0,085 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,065 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,24/1,60)^{2/3} \times (0,05/110)^{1/2} \\ &= 0,354 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan VII ($G_4 - J_4$)

> Saluran kanan = 0,016 m³/detik

> Saluran kiri = 0,015 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan VIII ($G_5 - J_5$)

> Saluran kanan = 0,016 m³/detik

> Saluran kiri = 0,011 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Lodan IX ($G_6 - J_6$)

> Saluran kanan = 0,011 m³/detik

> Saluran kiri = 0,009 m³/detik

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan I (J – J₇) saluran kiri =

$$0,016 + 0,015 + 0,016 + 0,011 + 0,011 + 0,009 = 0,078 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(J-J_7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,975 \times (1/0,017) \times (0,975/3,65)^{2/3} \times (0,05/110)^{1/2} \\ &= 0,506 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,078 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,975/3,65)^{2/3} \times (0,05/110)^{1/2} \\ &= 0,519 \text{ m/det} \end{aligned}$$

44. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan X (J₇ – I₂)

- Lebar saluran (B) = 0,40 m (ka)
= 0,40 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
= 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 54 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,03}{54}$ m/m = 0,000556
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{34c}) = 0,140 ha = 0,00140 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{35a}) = 0,120 ha = 0,00120 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

Besaran debit saluran kanan berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Lodan I (J – J₇)
 - > Saluran kanan = 0,066 m³/detik
 - > Saluran kiri = 0,078 m³/detik
- Saluran pembuang sekunder kanan jalan Lodan X (G₇ – J₇)
 - > Saluran kanan = 0,097 m³/detik
- Sisi kanan saluran pembuang sekunder jalan Lodan X (J₇ – I₂)

$$\begin{aligned} t_{c_{J_7-I_2}} &= t_{o_{J_7-I_2}} + t_d \\ &= t_{o_{J_7-I_2}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{J_7-I_2}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dJ7-12} &= 54 / (60 \times 0,30) \\ &= 3,000 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{cJ7-12} &= 5 + 3,000 \\ &= 8,000 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (8,000)^{-0,6135} \\ &= 192,135 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{J7-12} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 192,135 \times 0,00140 \\ &= 0,042 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan X ($J_7 - I_2$) saluran kanan =

$$0,066 + 0,078 + 0,097 + 0,042 = 0,283 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(J7-12)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,40 \times (1/0,017) \times (0,40/2,40)^{2/3} \times (0,03/54)^{1/2} \\ &= 0,168 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,283 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran tidak cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,40/2,40)^{2/3} \times (0,03/54)^{1/2} \\ &= 0,420 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,50 \text{ m}$$

$$H = 1,20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{S(J7-12)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,60 \times (1/0,017) \times (0,60/2,90)^{2/3} \times (0,03/54)^{1/2} \\ &= 0,291 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,283 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,60/2,90)^{2/3} \times (0,03/54)^{1/2}$$

$$= 0,485 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kiri berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Lodan I ($J_{10} - J_7$)

> Saluran kanan = $0,062 \text{ m}^3/\text{detik}$

> Saluran kiri = $0,065 \text{ m}^3/\text{detik}$

- Saluran pembuang sekunder kiri jalan Lodan X ($G_7 - J_7$)

> Saluran kiri = $0,014 \text{ m}^3/\text{detik}$

- Sisi kiri saluran pembuang sekunder jalan Lodan X ($J_7 - I_2$)

$$tc_{J7-I2} = to_{J7-I2} + td$$

$$= to_{J7-I2} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$to_{J7-I2} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{J7-I2} = 54 / (60 \times 0,30)$$

$$= 3,000 \text{ menit}$$

$$tc_{J7-I2} = 5 + 3,000$$

$$= 8,000 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (8,000)^{-0,6135}$$

$$= 192,135 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{J7-I2} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 192,135 \times 0,00120$$

$$= 0,036 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan X ($J_7 - I_2$) saluran kiri =

$$0,062 + 0,065 + 0,014 + 0,036 = 0,177 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(J7-I2)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,40 \times (1/0,017) \times (0,40/2,40)^{2/3} \times (0,03/54)^{1/2}$$

$$= 0,168 \text{ m}^3/\text{detik} < 0,177 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran tidak cukup)}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,40/2,40)^{2/3} \times (0,03/54)^{1/2} \\
 &= 0,420 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 0,40 \text{ m}$$

$$H = 1,20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s(J7-12)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 0,48 \times (1/0,017) \times (0,48/2,80)^{2/3} \times (0,03/54)^{1/2} \\
 &= 0,206 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,177 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,48/2,80)^{2/3} \times (0,03/54)^{1/2} \\
 &= 0,429 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

45. Saluran Pembuang Tersier Jalan Lodan VI (J – I₄)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 0,70 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 30 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{30}$ m/m = 0,000667
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{34a}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kiri)

***) Saluran kanan masuk pompa 2 dan saluran kiri masuk pompa 3**

- **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kiri berasal dari :

- Saluran pembuang tersier kiri jalan Lodan VI (G₃ – J)

$$> \text{Saluran kiri} = 0,030 \text{ m}^3/\text{detik}$$

- Sisi kiri saluran pembuang tersier jalan Lodan VI (J – I₄)

$$\begin{aligned}
 t_{C_{J-I_4}} &= t_{O_{J-I_4}} + t_d \\
 &= t_{O_{J-I_4}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{o_{J-I4}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{J-I4}} &= 30 / (60 \times 0,30) \\ &= 1,667 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{J-I4}} &= 5 + 1,667 \\ &= 6,667 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (6,667)^{-0,6135} \\ &= 214,867 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{J-I4} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 214,867 \times 0,00070 \\ &= 0,023 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Jadi debit pembuang tersier jalan Lodan VI (J – I₄) saluran kiri =
 $0,030 + 0,023 = 0,053 \text{ m}^3/\text{det}$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(J-I4)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,21 \times (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,02/30)^{1/2} \\ &= 0,079 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,053 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,21/1,70)^{2/3} \times (0,02/30)^{1/2} \\ &= 0,376 \text{ m/det} \end{aligned}$$

46. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan Raya (I₄ – I₂)

- Lebar saluran (B) = 0,35 m (ka)
= 0,80 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 100 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,05}{100} \text{ m/m} = 0,000500$

- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

- Luas daerah tangkapan (A_{34d}) = 0,070 ha = 0,00070 km² (kanan)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{C_{14-12}} = t_{O_{14-12}} + t_d$$

$$= t_{O_{14-12}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{14-12}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{14-12}} = 100 / (60 \times 0,30)$$

$$= 5,556 \text{ menit}$$

$$t_{C_{14-12}} = 5 + 5,556$$

$$= 10,556 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (10,556)^{-0,6135}$$

$$= 162,082 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{14-12} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 162,082 \times 0,00070$$

$$= 0,018 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(14-12)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,175 \times (1/0,017) \times (0,175/1,35)^{2/3} \times (0,05/100)^{1/2}$$

$$= 0,059 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,018 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,175/1,35)^{2/3} \times (0,05/100)^{1/2}$$

$$= 0,337 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kiri berasal dari :

- Saluran pembuang tersier kiri jalan Lodan VI (J – I₄)

$$> \text{Saluran kiri} = 0,053 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan Raya (I₄ – I₂) saluran kiri =
0,053 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(I_4-I_2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,80 \times (1/0,017) \times (0,80/2,80)^{2/3} \times (0,05/100)^{1/2} \\ &= 0,457 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,053 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,80/2,80)^{2/3} \times (0,05/100)^{1/2} \\ &= 0,571 \text{ m/det} \end{aligned}$$

47. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Lodan Raya (L – I₂)

- Lebar saluran (B) = 1,20 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 120 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,06}{120}$ m/m = 0,000500
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana :**

Besaran debit saluran berasal dari :

- Saluran pembuang sekunder jalan Lodan Raya (N – L)
> Saluran kanan = 0,707 m³/det
- Saluran pembuang sekunder jalan Tengiri VII (F₁₆ – L)
> Saluran kanan = 0,030 m³/det
> Saluran kiri = 0,477 m³/det
- Saluran pembuang sekunder jalan Tengiri Raya (J₁₀ – I₃)
> Saluran kanan = 0,121 m³/det
> Saluran kiri = 0,034 m³/det

Jadi debit pembuang sekunder jalan Lodan Raya (L – I₂) =
0,707 + 0,030 + 0,477 + 0,121 + 0,034 = 1,369 m³/det

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(L-I_2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 1,20 \times (1/0,017) \times (1,20/3,20)^{2/3} \times (0,06/120)^{1/2} \end{aligned}$$

$$= 0,593 \text{ m}^3/\text{detik} < 1,369 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran tidak cukup)}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (1,20/3,20)^{2/3} \times (0,06/120)^{1/2} \\ &= 0,494 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Perhitungan normalisasi saluran drainase :

$$B = 1,50 \text{ m}$$

$$H = 1,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{s(J7-12)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 2,25 \times (1/0,017) \times (2,25/4,50)^{2/3} \times (0,06/120)^{1/2} \\ &= 1,867 \text{ m}^3/\text{detik} > 1,369 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (2,25/4,50)^{2/3} \times (0,06/120)^{1/2} \\ &= 0,830 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Besaran debit banjir yang menuju pompa 3 adalah =

$$0,018 + 0,053 + 0,283 + 0,177 + 1,369 = 1,900 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Tabel 6.15 : Hasil Perhitungan Debit Saluran Wilayah Pompa 3

Untuk Kala Ulang 2 Tahun

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Run off (C)	Waktu Konsentrasi tc (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
1.	G ₃ – J Lodan VI (kiri)	92	0,00115	0,70	10,111	166,422	0,030
2.	E ₂ – F ₂ Cumi-Cumi I (kanan) (kiri)	67	0,00085	0,70	8,772	181,577	0,012
		67	0,00090	0,70	8,772	181,577	0,013
3.	E ₃ – F ₃ Cumi-Cumi II A (kanan) (kiri)	63	0,00090	0,70	8,500	185,120	0,013
		63	0,00090	0,70	8,500	185,120	0,013
4.	E ₄ – F ₄ Cumi-Cumi III (kanan) (kiri)	61	0,00090	0,70	8,389	186,619	0,013
		61	0,00090	0,70	8,389	186,619	0,013
5.	E ₅ – F ₅ Cumi-Cumi III A (kanan) (kiri)	57	0,00090	0,70	8,167	189,715	0,014
		57	0,00090	0,70	8,167	189,715	0,014
6.	E ₆ – F ₆ Cumi-Cumi IV (kanan) (kiri)	57	0,00090	0,70	8,167	189,715	0,014
		57	0,00090	0,70	8,167	189,715	0,014
7.	E ₇ – F ₇ Cumi-Cumi V (kanan) (kiri)	55	0,00090	0,70	8,056	191,314	0,014
		55	0,00090	0,70	8,056	191,314	0,014
8.	E ₈ – F ₈ Cumi-Cumi VI (kanan) (kiri)	61	0,00090	0,70	8,389	186,619	0,013
		61	0,00090	0,70	8,389	186,619	0,013
9.	E ₉ – F ₉ Cumi-Cumi VII (kanan) (kiri)	57	0,00090	0,70	8,167	189,715	0,014
		57	0,00085	0,70	8,167	189,715	0,013
10.	E ₁₀ – F ₁₀ Tengiri I (kanan) (kiri)	61	0,00085	0,70	8,389	186,619	0,013
		61	0,00090	0,70	8,389	186,619	0,013
11.	E ₁₁ – F ₁₁ Tengiri II (kanan) (kiri)	63	0,00090	0,70	8,500	185,120	0,013
		63	0,00090	0,70	8,500	185,120	0,013
12.	E ₁₂ – F ₁₂ Tengiri III (kanan) (kiri)	68	0,00090	0,70	8,778	181,501	0,013
		68	0,00090	0,70	8,778	181,501	0,013

Analisa Penanganan Banjir

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Run off (C)	Waktu Konsentrasi tc (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
13.	E ₁₃ – F ₁₃ Tengiri IV (kanan)	69	0,00090	0,70	8,833	180,807	0,013
	(kiri)	69	0,00090	0,70	8,833	180,807	0,013
14.	E ₁₄ – F ₁₄ Tengiri V (kiri)	70	0,00090	0,70	8,889	180,107	0,013
15.	E ₁₅ – F ₁₅ Tengiri VI (kanan)	70	0,00090	0,70	8,889	180,107	0,013
	(kiri)	70	0,00090	0,70	8,889	180,107	0,013
16.	G – G ₁₁ – F ₁₆ Cumi-Cumi II (kanan)	347	0,00395	0,70	24,278	97,235	0,060
	(kiri)	347	0,01208	0,70	-	-	0,359
17.	F ₁₆ – K Tengiri VII (kanan)	64	0,00090	0,70	8,556	184,376	0,013
	(kiri)	64	0,00090	0,70	8,556	184,376	0,013
18.	E – K Cumi-Cumi Raya (kanan)	350	0,01208	0,70	-	-	0,359
	(kiri)	350	0,00105	0,70	24,444	189,715	0,016
19.	G ₄ – J ₄ Lodan VII (kanan)	71	0,00115	0,70	8,944	179,427	0,016
	(kiri)	71	0,00105	0,70	8,944	179,427	0,015
20.	G ₅ – J ₅ Lodan VIII (kanan)	57	0,00105	0,70	8,167	189,715	0,016
	(kiri)	57	0,00070	0,70	8,167	189,715	0,011
21.	G ₆ – J ₆ Lodan IX (kanan)	47	0,00070	0,70	7,611	198,101	0,011
	(kiri)	47	0,00060	0,70	7,611	198,101	0,009
22.	G ₈ – J ₈ Lodan XI (kanan)	37	0,00045	0,70	7,056	207,520	0,008
	(kiri)	37	0,00100	0,70	7,056	207,520	0,016
23.	J ₁₁ – J ₉ Lodan XI A (kanan)	27	0,00030	0,70	6,500	218,237	0,010
	(kiri)	27	0,00070	0,70	6,500	218,237	0,028
24.	N ₁ – N ₂ Tikung Baru I (kanan)	75	0,00070	0,70	9,167	176,736	0,019
	(kiri)	75	0,00070	0,70	9,167	176,736	0,019
25.	N ₃ – N ₄ Tikung Baru II (kanan)	70	0,00060	0,70	8,889	180,107	0,017
	(kiri)	70	0,00060	0,70	8,889	180,107	0,017

Analisa Penanganan Banjir

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Runoff (C)	Waktu Konsentrasi tc (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
26.	M ₁ – M ₂ Tikung Baru III (kanan)	80	0,00120	0,70	9,444	173,538	0,032
	(kiri)	80	0,00120	0,70	9,444	173,538	0,032
27.	K ₆ – L ₆ Tikung Baru IV (kanan)	65	0,00105	0,70	8,611	183,652	0,015
	(kiri)	65	0,00140	0,70	8,611	183,652	0,020
28.	K ₅ – L ₅ Tikung Baru V (kanan)	61	0,00110	0,70	8,389	186,619	0,016
	(kiri)	61	0,00105	0,70	8,389	186,619	0,015
29.	K ₄ – L ₄ Tikung Baru VI (kanan)	69	0,00175	0,70	8,833	180,807	0,025
	(kiri)	69	0,00110	0,70	8,833	180,807	0,016
30.	K ₃ – L ₃ Tikung Baru VII (kanan)	92	0,00130	0,70	10,111	166,422	0,017
	(kiri)	92	0,00175	0,70	10,111	166,422	0,023
31.	K ₂ – L ₂ Tikung Baru VIII (kanan)	102	0,00240	0,70	10,667	161,045	0,030
	(kiri)	102	0,00130	0,70	10,667	161,045	0,017
32.	K ₁ – L ₁ Tikung Baru IX (kanan)	123	0,00280	0,70	11,833	151,115	0,033
	(kiri)	123	0,00240	0,70	11,833	151,115	0,028
33.	K – M – O Cumi-Cumi Raya (kanan)	275	0,02268	0,70	-	-	0,640
	(kiri)	275	0,00050	0,70	20,278	108,590	0,024
34.	M – N Tikung Baru Raya (kanan)	72	0,01031	0,70	-	-	0,264
	(kiri)	72	0,00260	0,70	-	-	0,072
35.	P – N Lodan Raya (kanan)	210	0,00610	0,70	16,667	122,473	0,116
36.	N – L Lodan Raya (kanan)	250	0,02871	0,70	-	-	0,707
37.	G ₀ – G ₁₀ Lodan II (kanan G ₀ – G ₇)	160	0,00263	0,70	-	-	0,078
	(kanan G ₇ – G ₉)	125	0,00073	0,70	-	-	0,024
	(kiri)	285	0,00395	0,70	20,833	106,806	0,067
38.	G ₇ – J ₇ Lodan X (kanan)	42	0,00323	0,70	7,333	202,675	0,097
	(kiri)	42	0,00045	0,70	7,333	202,675	0,014

Analisa Penanganan Banjir

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Run off (C)	Waktu Konsentrasi tc (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
39.	G ₁₁ – J ₁₀ Tengiri Raya (kanan)	42	0,00468	0,70	-	-	0,084
	(kiri)	42	0,00040	0,70	7,333	202,675	0,013
40.	F ₁₆ – L Tengiri VII (kanan)	79	0,00110	0,70	9,389	174,160	0,030
	(kiri)	79	0,01793	0,70	9,389	174,160	0,477
41.	J ₁₀ – I ₃ Tengiri Raya (kanan)	48	0,00588	0,70	7,667	197,212	0,121
	(kiri)	48	0,00110	0,70	7,667	197,212	0,034
42.	J ₁₀ – J ₇ Lodan I (kanan)	90	0,00245	0,70	-	-	0,062
	(kiri)	90	0,00250	0,70	10,000	167,553	0,065
43.	J – J ₇ Lodan I (kanan)	110	0,00270	0,70	11,111	157,066	0,066
	(kiri)	110	0,00525	0,70	-	-	0,078
44.	J ₇ – I ₂ Lodan X (kanan)	54	0,01258	0,70	8,000	192,135	0,283
	(kiri)	54	0,00660	0,70	8,000	192,135	0,177
45.	J – I ₄ Lodan VI (kiri)	30	0,00185	0,70	6,667	214,867	0,053
46.	I ₄ – I ₂ Lodan Raya (kanan)	100	0,00070	0,70	10,556	162,082	0,018
	(kiri)	100	0,00185	0,70	-	-	0,053
47.	L – I ₂ Lodan Raya (kanan)	120	0,05472	0,70	-	-	1,369

Tabel 6.16 : Dimensi Saluran Pembuang Wilayah Pompa 3

Untuk Kala Ulang 2 Tahun

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)				
1.	G ₃ – J Lodan VI (kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,064	0,305	0,030	Cukup
2.	E ₂ – F ₂ Cumi-Cumi I (kanan)	0,35	0,80	0,35	0,80	0,096	0,343	0,012	Cukup
		(kiri)	0,35	0,80	0,35	0,80	0,096	0,343	0,013
3.	E ₃ – F ₃ Cumi-Cumi II A (kanan)	0,35	0,80	0,35	0,80	0,098	0,350	0,013	Cukup
		(kiri)	0,35	0,80	0,35	0,80	0,098	0,350	0,013
4.	E ₄ – F ₄ Cumi-Cumi III (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,067	0,319	0,013	Cukup
		(kiri)	0,35	0,80	0,35	0,80	0,096	0,343	0,013
5.	E ₅ – F ₅ Cumi-Cumi III A (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,070	0,333	0,014	Cukup
		(kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,070	0,333	0,014
6.	E ₆ – F ₆ Cumi-Cumi IV (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,070	0,333	0,014	Cukup
		(kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,070	0,333	0,014
7.	E ₇ – F ₇ Cumi-Cumi V (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,072	0,343	0,014	Cukup
		(kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,072	0,343	0,014
8.	E ₈ – F ₈ Cumi-Cumi VI (kanan)	0,40	0,80	0,40	0,80	0,123	0,384	0,013	Cukup
		(kiri)	0,40	0,80	0,40	0,80	0,123	0,384	0,013
9.	E ₉ – F ₉ Cumi-Cumi VII (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,070	0,333	0,014	Cukup
		(kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,070	0,333	0,013
10.	E ₁₀ – F ₁₀ Tengiri I (kanan)	0,30	0,80	0,30	0,80	0,080	0,333	0,013	Cukup
		(kiri)	0,30	0,80	0,30	0,80	0,080	0,333	0,013
11.	E ₁₁ – F ₁₁ Tengiri II (kanan)	0,20	0,60	0,20	0,60	0,030	0,250	0,013	Cukup
		(kiri)	0,20	0,60	0,20	0,60	0,030	0,250	0,013
12.	E ₁₂ – F ₁₂ Tengiri III (kanan)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,033	0,264	0,013	Cukup
		(kiri)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,033	0,264	0,013

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)				
13.	E ₁₃ – F ₁₃ Tengiri IV (kanan)	0,30	0,60	0,30	0,60	0,054	0,300	0,013	Cukup Cukup
	(kiri)	0,30	0,60	0,30	0,60	0,054	0,300	0,013	
14.	E ₁₄ – F ₁₄ Tengiri V (kiri)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,033	0,264	0,013	Cukup
15.	E ₁₅ – F ₁₅ Tengiri VI (kanan)	0,30	0,60	0,30	0,60	0,053	0,294	0,013	Cukup Cukup
	(kiri)	0,30	0,60	0,30	0,60	0,053	0,294	0,013	
16.	G – G ₁₁ – F ₁₆ Cumi-Cumi II (kanan)	0,30	0,80	0,30	0,80	0,074	0,308	0,060	Cukup Tidak Cukup
	(kiri)	0,50	1,20	0,60	1,30	0,257	0,428	0,359	
17.	F ₁₆ – K Tengiri VII (kanan)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,024	0,240	0,013	Cukup Cukup
	(kiri)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,024	0,240	0,013	
18.	E – K Cumi-Cumi Raya (kanan)	0,65	1,00	0,65	1,20	0,310	0,477	0,359	Tidak Cukup Cukup
	(kiri)	0,50	1,00	0,50	1,00	0,208	0,416	0,016	
19.	G ₄ – J ₄ Lodan VII (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,063	0,300	0,016	Cukup Cukup
	(kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,063	0,300	0,015	
20.	G ₅ – J ₅ Lodan VIII (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,070	0,333	0,016	Cukup Cukup
	(kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,070	0,333	0,011	
21.	G ₆ – J ₆ Lodan IX (kanan)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,063	0,300	0,011	Cukup Cukup
	(kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,063	0,300	0,009	
22.	G ₈ – J ₈ Lodan XI (kanan)	0,25	0,60	0,25	0,60	0,045	0,300	0,008	Cukup Cukup
	(kiri)	0,25	0,60	0,25	0,60	0,045	0,300	0,016	
23.	J ₁₁ – J ₉ Lodan XI A (kanan)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,031	0,310	0,010	Cukup Cukup
	(kiri)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,031	0,310	0,028	
24.	N ₁ – N ₂ Tikung Baru I (kanan)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,029	0,290	0,019	Cukup Cukup
	(kiri)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,029	0,290	0,019	
25.	N ₃ – N ₄ Tikung Baru II (kanan)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,027	0,270	0,017	Cukup Cukup
	(kiri)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,027	0,270	0,017	

Analisa Penanganan Banjir

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)				
26.	M ₁ – M ₂ Tikung Baru III (kanan) (kiri)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,038	0,292	0,032	Cukup
		0,25	0,50	0,25	0,50	0,038	0,292	0,032	Cukup
27.	K ₆ – L ₆ Tikung Baru IV (kanan) (kiri)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,042	0,323	0,015	Cukup
		0,25	0,50	0,25	0,50	0,042	0,323	0,020	Cukup
28.	K ₅ – L ₅ Tikung Baru V (kanan) (kiri)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,043	0,331	0,016	Cukup
		0,25	0,50	0,25	0,50	0,043	0,331	0,015	Cukup
29.	K ₄ – L ₄ Tikung Baru VI (kanan) (kiri)	0,20	0,40	0,20	0,50	0,023	0,289	0,025	Tidak Cukup
		0,20	0,40	0,60	1,30	0,023	0,289	0,016	Cukup
30.	K ₃ – L ₃ Tikung Baru VII (kanan) (kiri)	0,30	0,60	0,30	0,60	0,060	0,333	0,017	Cukup
		0,30	0,60	0,30	0,60	0,060	0,333	0,023	Cukup
31.	K ₂ – L ₂ Tikung Baru VIII (kanan) (kiri)	0,30	0,60	0,30	0,60	0,062	0,344	0,030	Cukup
		0,30	0,60	0,30	0,60	0,062	0,344	0,017	Cukup
32.	K ₁ – L ₁ Tikung Baru IX (kanan) (kiri)	0,30	0,60	0,30	0,60	0,061	0,339	0,033	Cukup
		0,30	0,60	0,30	0,60	0,061	0,339	0,028	Cukup
33.	K – M – O Cumi-Cumi Raya (kanan) (kiri)	0,65	1,00	0,90	1,40	0,313	0,482	0,640	Tidak Cukup
		0,50	1,00	0,50	1,00	0,210	0,420	0,024	Cukup
34.	M – N Tikung Baru Raya (kanan) (kiri)	0,55	1,00	0,55	1,00	0,274	0,498	0,264	Cukup
		0,55	1,00	0,55	1,00	0,274	0,498	0,072	Cukup
35.	P – N Lodan Raya (kanan)	0,90	1,00	0,90	1,00	0,529	0,588	0,116	Cukup
36.	N – L Lodan Raya (kanan)	1,20	1,00	1,20	1,00	0,804	0,670	0,707	Cukup
37.	G ₀ – G ₁₀ Lodan II (kanan G ₀ – G ₇) (kanan G ₇ – G ₉) (kiri)	0,50	1,00	0,50	1,00	0,215	0,430	0,078	Cukup
		0,50	1,00	0,50	1,00	0,215	0,430	0,024	Cukup
		0,30	0,60	0,40	0,60	0,055	0,306	0,067	Tidak Cukup
38.	G ₇ – J ₇ Lodan X (kanan) (kiri)	0,40	1,00	0,40	1,00	0,155	0,388	0,097	Cukup
		0,40	1,00	0,40	1,00	0,155	0,388	0,014	Cukup

Analisa Penanganan Banjir

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)				
39.	G ₁₁ – J ₁₀ Tengiri Raya (kanan)	0,25	0,60	0,40	0,70	0,042	0,280	0,084	Tidak Cukup Cukup
		0,25	0,60	0,25	0,60	0,042	0,280	0,013	
40.	F ₁₆ – L Tengiri VII (kanan)	0,20	0,50	0,30	0,60	0,025	0,250	0,030	Tidak Cukup Cukup
		0,20	0,50	0,70	1,30	0,025	0,250	0,477	
41.	J ₁₀ – I ₃ Tengiri Raya (kanan)	0,25	0,60	0,50	0,80	0,040	0,267	0,121	Tidak Cukup Cukup
		0,25	0,60	0,25	0,60	0,040	0,267	0,034	
42.	J ₁₀ – J ₇ Lodan I (kanan)	0,65	1,00	0,65	1,00	0,501	0,514	0,062	Cukup Tidak Cukup
		0,20	0,50	0,40	0,60	0,024	0,240	0,065	
43.	J – J ₇ Lodan I (kanan)	0,20	0,50	0,40	0,60	0,024	0,240	0,066	Tidak Cukup Cukup
		0,65	1,50	0,65	1,50	0,506	0,519	0,078	
44.	J ₇ – I ₂ Lodan X (kanan)	0,40	1,00	0,50	1,20	0,168	0,420	0,283	Tidak Cukup Tidak Cukup
		0,40	1,00	0,40	1,20	0,168	0,420	0,177	
45.	J – I ₄ Lodan VI (kiri)	0,30	0,70	0,30	0,70	0,079	0,376	0,053	Cukup
46.	I ₄ – I ₂ Lodan Raya (kanan)	0,35	0,50	0,35	0,50	0,059	0,337	0,018	Cukup Cukup
		0,80	1,00	0,80	1,00	0,457	0,571	0,053	
47.	L – I ₂ Lodan Raya (kanan)	1,20	1,00	1,50	1,50	0,593	0,494	1,369	Tidak Cukup

6.2.2.4 Wilayah Saluran Pembuang Pompa 4

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 Tahunan (Q_2)**

Data wilayah :

- Luas daerah tangkapan (A) = 6,00 ha = 0,0600 km²
- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)
- Koefisien Penyimpanan (Cs) = 0,80

❖ **Data Saluran Drainase yang Menuju ke Stasiun Pompa :**

1. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader I A ($S_1 - R_1$)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,40 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 18,50 m (ki)
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,01}{18,50}$ m/m = 0,000541
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{S1a}) = 0,027 ha = 0,00027 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri) :**

$$t_{CS1-R1} = t_{OS1-R1} + t_d$$

$$= t_{OS1-R1} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{OS1-R1} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dS1-R1} = 18,5 / (60 \times 0,30)$$

$$= 1,028 \text{ menit}$$

$$t_{CS1-R1} = 5 + 1,028$$

$$= 6,128 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (6,128)^{-0,6135}$$

$$= 226,272 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S1-R1} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 226,272 \times 0,00027$$
$$= 0,010 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S1-R1)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$
$$= 0,08 \times (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,01/18,50)^{1/2}$$
$$= 0,020 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,010 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,01/18,50)^{1/2}$$
$$= 0,250 \text{ m/det}$$

2. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader II (S₂ – R₂)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
= 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 31 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{31}$ m/m = 0,000645
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{51b}) = 0,027 ha = 0,00027 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{52a}) = 0,027 ha = 0,00027 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{CS2-R2} = t_{OS2-R2} + t_d$$
$$= t_{OS2-R2} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{OS2-R2} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dS2-R2} = 31 / (60 \times 0,30)$$
$$= 1,722 \text{ menit}$$

$$t_{CS2-R2} = 5 + 1,722$$
$$= 6,722 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (6,722)^{-0,6135} \\ &= 213,787 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{S_2-R_2} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 213,787 \times 0,00027 \\ &= 0,009 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}Q_{S(S_2-R_2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,125 \times (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,02/31)^{1/2} \\ &= 0,040 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,009 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,02/31)^{1/2} \\ &= 0,320 \text{ m/det}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned}t_{CS_2-R_2} &= t_{OS_2-R_2} + t_d \\ &= t_{OS_2-R_2} + (L / 60 V) \text{ (menit)}\end{aligned}$$

$$t_{OS_2-R_2} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}t_{d_{S_2-R_2}} &= 31 / (60 \times 0,30) \\ &= 1,722 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_{CS_2-R_2} &= 5 + 1,722 \\ &= 6,722 \text{ menit}\end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (6,722)^{-0,6135} \\ &= 213,787 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{S_2-R_2} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 213,787 \times 0,00027 \\ &= 0,009 \text{ m}^3/\text{detik}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(S_2-R_2)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,125 \times (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,02/31)^{1/2} \\ &= 0,040 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,009 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,02/31)^{1/2} \\ &= 0,320 \text{ m/det} \end{aligned}$$

3. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader III (S₃ – R₃)

- Lebar saluran (B) = 0,25 m (ka)
= 0,25 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 35 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{35}$ m/m = 0,000571
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{S2b}) = 0,027 ha = 0,00027 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{S3a}) = 0,030 ha = 0,00030 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned} t_{CS_3-R_3} &= t_{OS_3-R_3} + t_d \\ &= t_{OS_3-R_3} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{OS_3-R_3} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{S_3-R_3}} &= 35 / (60 \times 0,30) \\ &= 1,944 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{CS_3-R_3} &= 5 + 1,944 \\ &= 6,944 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (6,944)^{-0,6135}$$

$$= 209,567 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$\begin{aligned} Q_{S3-R3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 209,567 \times 0,00027 \\ &= 0,009 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(S3-R3)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,125 \times (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,02/35)^{1/2} \\ &= 0,038 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,009 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,02/35)^{1/2} \\ &= 0,304 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{C_{S3-R3}} &= t_{O_{S3-R3}} + t_d \\ &= t_{O_{S3-R3}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{O_{S3-R3}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{S3-R3}} &= 35 / (60 \times 0,30) \\ &= 1,944 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{C_{S3-R3}} &= 5 + 1,944 \\ &= 6,944 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 x^{-0,6135} \\ &= 688,1 (6,944)^{-0,6135} \\ &= 209,567 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{S3-R3} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 209,567 \times 0,00030 \\ &= 0,010 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S3-R3)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,125 \times (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,02/35)^{1/2}$$
$$= 0,038 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,010 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= (1/0,017) \times (0,125/1,25)^{2/3} \times (0,02/35)^{1/2}$$
$$= 0,304 \text{ m/det}$$

4. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader IV (S₄ – R₄)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 39 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{39} \text{ m/m} = 0,000513$
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{53b}) = 0,030 ha = 0,00030 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{54a}) = 0,034 ha = 0,00034 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$t_{C_{S_4-R_4}} = t_{O_{S_4-R_4}} + t_d$$
$$= t_{O_{S_4-R_4}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{S_4-R_4}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{S_4-R_4}} = 39 / (60 \times 0,30)$$
$$= 2,167 \text{ menit}$$

$$t_{C_{S_4-R_4}} = 5 + 2,167$$
$$= 7,167 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (7,167)^{-0,6135}$$
$$= 205,543 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S4-R4} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 205,543 \times 0,00030 \\ = 0,010 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S4-R4)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ = 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/39)^{1/2} \\ = 0,047 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,010 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ = (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/39)^{1/2} \\ = 0,313 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$t_{cS4-R4} = t_{oS4-R4} + t_d \\ = t_{oS4-R4} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{oS4-R4} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dS4-R4} = 39 / (60 \times 0,30) \\ = 2,167 \text{ menit}$$

$$t_{cS4-R4} = 5 + 2,167 \\ = 7,167 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135} \\ = 688,1 (7,167)^{-0,6135} \\ = 205,543 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S4-R4} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 205,543 \times 0,00034 \\ = 0,011 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S4-R4)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ = 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/39)^{1/2} \\ = 0,047 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,011 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/39)^{1/2} \\
 &= 0,313 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

5. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader V (S₅ – R₅)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 41 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{41}$ m/m = 0,000488
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{54b}) = 0,034 ha = 0,00034 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{55a}) = 0,037 ha = 0,00037 km² (kiri)

• Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):

$$\begin{aligned}
 t_{CS5-R5} &= t_{OS5-R5} + t_d \\
 &= t_{OS5-R5} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{OS5-R5} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{dS5-R5} &= 41 / (60 \times 0,30) \\
 &= 2,278 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{CS5-R5} &= 5 + 2,278 \\
 &= 7,278 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (7,278)^{-0,6135} \\
 &= 203,614 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{S5-R5} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 203,614 \times 0,00034 \\
 &= 0,011 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(S5-R5)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/41)^{1/2} \\ &= 0,046 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,011 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/41)^{1/2} \\ &= 0,307 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{CS5-R5} &= t_{OS5-R5} + t_d \\ &= t_{OS5-R5} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{OS5-R5} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dS5-R5} &= 41 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,278 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{CS5-R5} &= 5 + 2,278 \\ &= 7,278 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,278)^{-0,6135} \\ &= 203,614 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{S5-R5} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 203,614 \times 0,00037 \\ &= 0,012 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(S5-R5)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/41)^{1/2} \\ &= 0,046 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,012 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/41)^{1/2}$$

$$= 0,307 \text{ m/det}$$

6. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader VI (S₆ – R₆)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 43 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{43}$ m/m = 0,000465
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{55b}) = 0,037 ha = 0,00037 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{56a}) = 0,040 ha = 0,00040 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{CS6-R6} = t_{OS6-R6} + t_d$$

$$= t_{OS6-R6} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{OS6-R6} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dS6-R6} = 43 / (60 \times 0,30)$$

$$= 2,389 \text{ menit}$$

$$t_{CS6-R6} = 5 + 2,389$$

$$= 7,389 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (7,389)^{-0,6135}$$

$$= 201,732 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S6-R6} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 201,732 \times 0,00037$$

$$= 0,012 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S6-R6)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/43)^{1/2}$$
$$= 0,045 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,012 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/43)^{1/2}$$
$$= 0,300 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$t_{CS6-R6} = t_{OS6-R6} + t_d$$
$$= t_{OS6-R6} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{OS6-R6} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dS6-R6} = 43 / (60 \times 0,30)$$
$$= 2,389 \text{ menit}$$

$$t_{CS6-R6} = 5 + 2,389$$
$$= 7,389 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$
$$= 688,1 (7,389)^{-0,6135}$$
$$= 201,732 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S6-R6} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 201,732 \times 0,00040$$
$$= 0,013 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S6-R6)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$
$$= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/43)^{1/2}$$
$$= 0,045 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/43)^{1/2}$$
$$= 0,300 \text{ m/det}$$

7. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader VII (S₇ – R₇)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 45 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{45}$ m/m = 0,000444
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{56b}) = 0,040 ha = 0,00040 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{57a}) = 0,043 ha = 0,00043 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{cS7-R7} = t_{oS7-R7} + t_d$$

$$= t_{oS7-R7} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{oS7-R7} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dS7-R7} = 45 / (60 \times 0,30)$$

$$= 2,500 \text{ menit}$$

$$t_{cS7-R7} = 5 + 2,500$$

$$= 7,500 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (7,500)^{-0,6135}$$

$$= 199,895 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S7-R7} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 199,895 \times 0,00040$$

$$= 0,012 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S7-R7)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/45)^{1/2}$$

$$= 0,044 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,012 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/45)^{1/2} \\ &= 0,293 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{c_{S7-R7}} &= t_{o_{S7-R7}} + t_d \\ &= t_{o_{S7-R7}} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{o_{S7-R7}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{d_{S7-R7}} &= 45 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,500 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{c_{S7-R7}} &= 5 + 2,500 \\ &= 7,500 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,500)^{-0,6135} \\ &= 199,895 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{S7-R7} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 199,895 \times 0,00043 \\ &= 0,013 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(S7-R7)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/45)^{1/2} \\ &= 0,044 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/45)^{1/2} \\ &= 0,293 \text{ m/det} \end{aligned}$$

8. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader VIII (S₈ – R₈)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
= 0,20 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,40 m (dinding tegak)
= 0,40 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 45 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{45}$ m/m = 0,000444
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{57b}) = 0,043 ha = 0,00043 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{58a}) = 0,046 ha = 0,00046 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{C_{S8-R8}} = t_{O_{S8-R8}} + t_d$$

$$= t_{O_{S8-R8}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{S8-R8}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{S8-R8}} = 45 / (60 \times 0,30)$$

$$= 2,500 \text{ menit}$$

$$t_{C_{S8-R8}} = 5 + 2,500$$

$$= 7,500 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (7,500)^{-0,6135}$$

$$= 199,895 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S8-R8} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 199,895 \times 0,00043$$

$$= 0,013 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S8-R8)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,08 \times (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,02/45)^{1/2}$$

$$= 0,018 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,013 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,02/45)^{1/2} \\ &= 0,225 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{CS8-R8} &= t_{OS8-R8} + t_d \\ &= t_{OS8-R8} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{OS8-R8} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dS8-R8} &= 45 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,500 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{CS8-R8} &= 5 + 2,500 \\ &= 7,500 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,500)^{-0,6135} \\ &= 199,895 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{S8-R8} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 199,895 \times 0,00046 \\ &= 0,014 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(S8-R8)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,08 \times (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,02/45)^{1/2} \\ &= 0,018 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,08/1,00)^{2/3} \times (0,02/45)^{1/2} \\ &= 0,225 \text{ m/det} \end{aligned}$$

9. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader IX (S₉ – R₉)

- Lebar saluran (B) = 0,30 m (ka)
= 0,30 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
= 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 43 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{43}$ m/m = 0,000465
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{58b}) = 0,046 ha = 0,00046 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{59a}) = 0,049 ha = 0,00049 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{CS9-R9} = t_{OS9-R9} + t_d$$

$$= t_{OS9-R9} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{OS9-R9} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dS9-R9} = 43 / (60 \times 0,30)$$

$$= 2,389 \text{ menit}$$

$$t_{CS9-R9} = 5 + 2,389$$

$$= 7,389 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (7,389)^{-0,6135}$$

$$= 201,732 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S9-R9} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 201,732 \times 0,00046$$

$$= 0,014 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S9-R9)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/43)^{1/2}$$

$$= 0,044 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,014 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/43)^{1/2} \\ &= 0,293 \text{ m/det} \end{aligned}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

$$\begin{aligned} t_{CS9-R9} &= t_{OS9-R9} + t_d \\ &= t_{OS9-R9} + (L / 60 V) \text{ (menit)} \end{aligned}$$

$$t_{OS9-R9} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned} t_{dS9-R9} &= 43 / (60 \times 0,30) \\ &= 2,389 \text{ menit} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{CS9-R9} &= 5 + 2,389 \\ &= 7,389 \text{ menit} \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned} y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\ &= 688,1 (7,389)^{-0,6135} \\ &= 201,732 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{S9-R9} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 201,732 \times 0,00049 \\ &= 0,015 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned} Q_{S(S9-R9)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\ &= 0,15 \times (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/43)^{1/2} \\ &= 0,044 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,015 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= (1/0,017) \times (0,15/1,30)^{2/3} \times (0,02/43)^{1/2} \\ &= 0,293 \text{ m/det} \end{aligned}$$

10. Saluran Pembuang Tersier Jalan Bader X (S₁₀ – R₁₀)

- Lebar saluran (B) = 0,20 m (ka)
- Tinggi saluran (H) = 0,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 41 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,02}{41}$ m/m = 0,000488
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{58b}) = 0,049 ha = 0,00049 km² (kanan)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$t_{cS_{10-R_{10}}} = t_{oS_{10-R_{10}}} + t_d$$

$$= t_{oS_{10-R_{10}}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{oS_{10-R_{10}}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{dS_{10-R_{10}}} = 41 / (60 \times 0,30)$$

$$= 2,277 \text{ menit}$$

$$t_{cS_{10-R_{10}}} = 5 + 2,277$$

$$= 7,277 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q₂)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (7,277)^{-0,6135}$$

$$= 203,631 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{S_{10-R_{10}}} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 203,631 \times 0,00049$$

$$= 0,016 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(S_{10-R_{10}})} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,10 \times (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,02/41)^{1/2}$$

$$= 0,025 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,016 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,10/1,20)^{2/3} \times (0,02/41)^{1/2}$$

$$= 0,250 \text{ m/det}$$

11. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Bader Raya (Q – R)

- Lebar saluran (B) = 0,35 m (ka)
= 0,75 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 0,70 m (dinding tegak)
= 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 600 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,27}{600}$ m/m = 0,000450
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{48c+d}) = 0,155 ha = 0,00155 km² (kanan)
- Luas daerah tangkapan (A_{60a}) = 1,059 ha = 0,01059 km² (kiri)

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kanan):**

$$tc_{Q-R} = to_{Q-R} + td$$

$$= to_{Q-R} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$to_{Q-R} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{Q-R} = 600 / (60 \times 0,30)$$

$$= 33,333 \text{ menit}$$

$$tc_{Q-R} = 5 + 33,333$$

$$= 38,333 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (33,333)^{-0,6135}$$

$$= 80,051 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{Q-R} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 80,051 \times 0,00155$$

$$= 0,019 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(Q-R)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,245 \times (1/0,017) \times (0,245/1,75)^{2/3} \times (0,27/600)^{1/2}$$
$$= 0,082 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,019 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$
$$= (1/0,017) \times (0,245/1,75)^{2/3} \times (0,27/600)^{1/2}$$
$$= 0,335 \text{ m/det}$$

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana (Saluran Kiri):**

Besaran debit saluran kiri berasal dari :

- Saluran pembuang tersier jalan Bader I A (S₁ – R₁)

> Saluran kiri = 0,010 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Bader II (S₂ – R₂)

> Saluran kanan = 0,009 m³/detik

> Saluran kiri = 0,009 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Bader III (S₃ – R₃)

> Saluran kanan = 0,009 m³/detik

> Saluran kiri = 0,010 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Bader IV (S₄ – R₄)

> Saluran kanan = 0,010 m³/detik

> Saluran kiri = 0,010 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Bader V (S₅ – R₅)

> Saluran kanan = 0,011 m³/detik

> Saluran kiri = 0,012 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Bader VI (S₆ – R₆)

> Saluran kanan = 0,012 m³/detik

> Saluran kiri = 0,013 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Bader VII (S₇ – R₇)

> Saluran kanan = 0,012 m³/detik

> Saluran kiri = 0,013 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Bader VIII (S₈ – R₈)

> Saluran kanan = 0,013 m³/detik

> Saluran kiri = 0,014 m³/detik

- Saluran pembuang tersier jalan Bader IX ($S_9 - R_9$)

> Saluran kanan = $0,014 \text{ m}^3/\text{detik}$

> Saluran kiri = $0,015 \text{ m}^3/\text{detik}$

- Saluran pembuang tersier jalan Bader IX ($S_{10} - R_{10}$)

> Saluran kanan = $0,014 \text{ m}^3/\text{detik}$

- Sisi kiri saluran pembuang sekunder jalan Bader Raya ($Q - R$)

$$tc_{Q-R} = to_{Q-R} + td$$

$$= to_{Q-R} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$to_{Q-R} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{Q-R} = 600 / (60 \times 0,30)$$

$$= 33,333 \text{ menit}$$

$$tc_{Q-R} = 5 + 33,333$$

$$= 38,333 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (33,333)^{-0,6135}$$

$$= 80,051 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{Q-R} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 80,051 \times 0,01059$$

$$= 0,132 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Jadi debit pembuang sekunder jalan Bader Raya ($Q - R$) saluran kiri =

$$0,010 + 0,009 + 0,009 + 0,009 + 0,010 + 0,010 + 0,010 + 0,011 + 0,012 + 0,012 + 0,013 + 0,012 + 0,013 + 0,013 + 0,014 + 0,014 + 0,015 + 0,014 + 0,132 = 0,342 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(Q-R)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,75 \times (1/0,017) \times (0,75/2,75)^{2/3} \times (0,27/600)^{1/2}$$

$$= 0,393 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,342 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,75/2,75)^{2/3} \times (0,27/600)^{1/2}$$

$$= 0,524 \text{ m/det}$$

12. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Marabunta (T – R)

- Lebar saluran (B) = 1,50 m (ka)
- Tinggi saluran (H) = 1,50 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 440 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,18}{440}$ m/m = 0,000409
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{60b}) = 2,702 ha = 0,02702 km²

• Perhitungan Debit Banjir Rencana :

$$t_{C_{T-R}} = t_{O_{T-R}} + t_d$$

$$= t_{O_{T-R}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{O_{T-R}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$t_{d_{T-R}} = 440 / (60 \times 0,30)$$

$$= 24,444 \text{ menit}$$

$$t_{C_{T-R}} = 5 + 24,444$$

$$= 29,444 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 \times^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (29,444)^{-0,6135}$$

$$= 86,382 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{T-R} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 86,382 \times 0,02702$$

$$= 0,363 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(T-R)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 2,25 \times (1/0,017) \times (2,25/4,50)^{2/3} \times (0,18/440)^{1/2}$$

$$= 1,686 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,363 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 &= (1/0,017) \times (2,25/4,50)^{2/3} \times (0,18/440)^{1/2} \\
 &= 0,749 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

13. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Marabunta (P – O)

- Lebar saluran (B) = 1,35 m (ki)
- Tinggi saluran (H) = 1,40 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 160 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,07}{160}$ m/m = 0,0004375
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A_{49}) = 0,393 ha = 0,00393 km²

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana :**

$$\begin{aligned}
 t_{C_{P-O}} &= t_{O_{P-O}} + t_d \\
 &= t_{O_{P-O}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}
 \end{aligned}$$

$$t_{O_{P-O}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$\begin{aligned}
 t_{d_{P-O}} &= 160 / (60 \times 0,30) \\
 &= 8,889 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{C_{P-O}} &= 5 + 8,889 \\
 &= 13,889 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$\begin{aligned}
 y &= 688,1 \times^{-0,6135} \\
 &= 688,1 (13,889)^{-0,6135} \\
 &= 136,969 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{P-O} &= 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 136,969 \times 0,00393 \\
 &= 0,084 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$\begin{aligned}
 Q_{S(P-O)} &= A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)} \\
 &= 1,89 \times (1/0,017) \times (1,89/4,15)^{2/3} \times (0,07/160)^{1/2}
 \end{aligned}$$

Analisa Penanganan Banjir

$$= 1,376 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,084 \text{ m}^3/\text{detik} \text{ (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (1,89/4,15)^{2/3} \times (0,07/160)^{1/2}$$

$$= 0,728 \text{ m/det}$$

Besaran debit banjir yang menuju pompa 4 adalah =

$$0,440 + 0,024 + 0,019 + 0,324 + 0,363 + 0,084 = 1,254 \text{ m}^3/\text{detik}$$

**Tabel 6.17 : Hasil Perhitungan Debit Saluran Wilayah Pompa 4
Untuk Kala Ulang 2 Tahun**

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Run off (C)	Waktu Konsentrasi tc (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
1.	S ₁ – R ₁ Bader I A (kiri)	18,50	0,00027	0,70	6,128	226,257	0,010
2.	S ₂ – R ₂ Bader II (kanan) (kiri)	31	0,00027	0,70	6,722	213,787	0,009
		31	0,00027	0,70	6,722	213,787	0,009
3.	S ₃ – R ₃ Bader III (kanan) (kiri)	35	0,00027	0,70	6,944	209,567	0,009
		35	0,00030	0,70	6,944	209,567	0,010
4.	S ₄ – R ₄ Bader IV (kanan) (kiri)	39	0,00030	0,70	7,167	205,543	0,010
		39	0,00034	0,70	7,167	205,543	0,010
5.	S ₅ – R ₅ Bader V (kanan) (kiri)	41	0,00034	0,70	7,278	203,614	0,011
		41	0,00037	0,70	7,278	203,614	0,012
6.	S ₆ – R ₆ Bader VI (kanan) (kiri)	43	0,00037	0,70	7,389	201,732	0,012
		43	0,00040	0,70	7,389	201,732	0,013
7.	S ₇ – R ₇ Bader VII (kanan) (kiri)	45	0,00040	0,70	7,500	199,895	0,012
		45	0,00043	0,70	7,500	199,895	0,013
8.	S ₈ – R ₈ Bader VIII (kanan) (kiri)	45	0,00043	0,70	7,500	199,895	0,013
		45	0,00046	0,70	7,500	199,895	0,014
9.	S ₉ – R ₉ Bader IX (kanan) (kiri)	43	0,00046	0,70	7,389	201,732	0,014
		43	0,00049	0,70	7,389	201,732	0,015

Analisa Penanganan Banjir

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Run off (C)	Waktu Konsentrasi (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
10.	S ₁₀ – R ₁₀ Bader X (kanan)	41	0,00049	0,70	7,277	203,631	0,016
11.	Q – R Bader Raya (kanan)	600	0,00155	0,70	38,333	80,051	0,019
	(kiri)	600	0,01725	0,70	38,333	80,051	0,342
12.	T – R Marabunta (kanan)	440	0,02702	0,70	29,444	86,382	0,363
13.	P – O Marabunta (kiri)	160	0,00393	0,70	13,889	136,969	0,084

**Tabel 6.18 : Dimensi Saluran Pembuang Wilayah Pompa 4
Untuk Kala Ulang 2 Tahun**

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)				
1.	S ₁ – R ₁ Bader I A (kiri)	0,20	0,40	0,20	0,40	0,020	0,250	0,010	Cukup
2.	S ₂ – R ₂ Bader II (kanan)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,040	0,320	0,009	Cukup
	(kiri)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,040	0,320	0,009	Cukup
3.	S ₃ – R ₃ Bader III (kanan)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,038	0,304	0,009	Cukup
	(kiri)	0,25	0,50	0,25	0,50	0,038	0,304	0,010	Cukup
4.	S ₄ – R ₄ Bader IV (kanan)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,047	0,313	0,010	Cukup
	(kiri)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,047	0,313	0,010	Cukup
5.	S ₅ – R ₅ Bader V (kanan)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,046	0,307	0,011	Cukup
	(kiri)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,046	0,307	0,012	Cukup
6.	S ₆ – R ₆ Bader VI (kanan)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,045	0,300	0,012	Cukup
	(kiri)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,045	0,300	0,013	Cukup
7.	S ₇ – R ₇ Bader VII (kanan)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,044	0,293	0,012	Cukup
	(kiri)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,044	0,293	0,013	Cukup
8.	S ₈ – R ₈ Bader VIII (kanan)	0,20	0,40	0,20	0,40	0,018	0,225	0,013	Cukup
	(kiri)	0,20	0,40	0,20	0,40	0,018	0,225	0,014	Cukup

Analisa Penanganan Banjir

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
9.	S ₉ – R ₉ Bader IX (kanan) (kiri)	0,30	0,50	0,30	0,50	0,044	0,293	0,014	Cukup
		0,30	0,50	0,30	0,50	0,044	0,293	0,015	Cukup
10.	S ₁₀ – R ₁₀ Bader X (kanan)	0,20	0,50	0,20	0,50	0,025	0,250	0,016	Cukup
11.	Q – R Bader Raya (kanan) (kiri)	0,35	0,70	0,35	0,70	0,082	0,335	0,019	Cukup
		0,75	1,00	0,75	1,00	0,393	0,524	0,342	Cukup
12.	T – R Marabunta (kanan)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,686	0,749	0,363	Cukup
13.	P – O Marabunta (kiri)	1,35	1,40	1,35	1,40	1,376	0,728	0,084	Cukup

6.2.2.5 Wilayah Saluran Pembuang RW 1

❖ **Dihitung Berdasarkan Debit Banjir 2 Tahunan (Q₂)**

Data wilayah :

- Luas daerah tangkapan (A) = 6,00 ha = 0,0600 km²
- Koefisien *run off* rata-rata (C) = 0,70 (perumahan padat)
- Koefisien Penyimpanan (Cs) = 0,80

❖ **Data Saluran Sekunder Drainase RW 1 :**

1. Saluran Pembuang Sekunder Jalan Yos Sudarso (U – V)

- Lebar saluran (B) = 0,90 m
- Tinggi saluran (H) = 1,00 m (dinding tegak)
- Panjang (L) = 700,00 m
- Kemiringan dasar (S) = $\frac{0,30}{700,00}$ m/m = 0,000429
- Koefisien kekasaran (n) = 0,017
- Luas daerah tangkapan (A₆₁) = 4,04 ha = 0,0404 km²

• **Perhitungan Debit Banjir Rencana :**

$$t_{c_{U-V}} = t_{o_{U-V}} + t_d$$

$$= t_{o_{U-V}} + (L / 60 V) \text{ (menit)}$$

$$t_{o_{U-V}} = 5 \text{ menit}$$

(asumsi waktu yang diperlukan untuk mengalir dari dalam rumah ke saluran)

$$td_{U-V} = 700 / (60 \times 0,30)$$

$$= 38,889 \text{ menit}$$

$$tc_{U-V} = 5 + 38,889$$

$$= 43,889 \text{ menit}$$

Intensitas Hujan periode ulang 2 tahun (Q_2)

Dari kurva intensitas hujan periode ulang 2 tahun didapat rumus :

$$y = 688,1 x^{-0,6135}$$

$$= 688,1 (43,889)^{-0,6135}$$

$$= 67,619 \text{ mm/jam (Intensitas hujan)}$$

$$Q_{U-V} = 0,2778 \times 0,80 \times 0,70 \times 67,619 \times 0,0404$$

$$= 0,425 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan kapasitas *existing* saluran drainase :

$$Q_{S(U-V)} = A \times (1/n) \times R^{(2/3)} \times I^{(1/2)}$$

$$= 0,90 \times (1/0,017) \times (0,90/2,90)^{2/3} \times (0,30/700)^{1/2}$$

$$= 0,502 \text{ m}^3/\text{detik} > 0,425 \text{ m}^3/\text{detik (kapasitas saluran cukup)}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= (1/0,017) \times (0,90/2,90)^{2/3} \times (0,30/700)^{1/2}$$

$$= 0,558 \text{ m/det}$$

**Tabel 6.19 : Hasil Perhitungan Debit Saluran Wilayah RW 1
Untuk Kala Ulang 2 Tahun**

No	Segmen Saluran	Panjang Saluran (m)	DTA (km ²)	Koefisien Run off (C)	Waktu Konsentrasi tc (menit)	Intensitas Hujan (mm/jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
1.	U - V Yos Sudarso	700,00	0,0404	0,70	43,889	67,619	0,425

Tabel 6.20 : Dimensi Saluran Pembuang Wilayah RW 1

Untuk Kala Ulang 2 Tahun

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)				
1.	U – V Yos Sudarso	0,90	1,00	0,90	1,00	0,502	0,558	0,425	Cukup

➤ REKAPITULASI KAPASITAS SALURAN PEMBUANG YANG TIDAK CUKUP

Tabel 6.21 : Normalisasi Kapasitas Saluran Pembuang

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran	Solusi
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)					
9.	J ₃ – H Lodan I (kanan) (kiri) (POMPA 2)	1,00 0,45	1,50 1,00	1,00 0,60	1,50 1,20	1,092 0,204	0,728 0,453	0,119 0,311	Cukup Tidak Cukup	- Normalisasi
12.	C – H Lodan Raya (POMPA 2)	0,80	1,00	0,80	1,30	0,457	0,571	0,595	Tidak Cukup	Normalisasi
16.	G – G ₁₁ – F ₁₆ Cumi-Cumi II (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,30 0,50	0,80 1,20	0,30 0,60	0,80 1,30	0,074 0,257	0,308 0,428	0,060 0,359	Cukup Tidak Cukup	- Normalisasi
18.	E – K Cumi-Cumi Raya (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,65 0,50	1,00 1,00	0,65 0,50	1,20 1,00	0,310 0,208	0,477 0,416	0,359 0,016	Tidak Cukup Cukup	Normalisasi -
29.	K ₄ – L ₄ Tikung Baru VI (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,20 0,20	0,40 0,40	0,20 0,60	0,50 1,30	0,023 0,023	0,289 0,289	0,025 0,016	Tidak Cukup Cukup	Normalisasi -
33.	K – M – O Cumi-Cumi Raya (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,65 0,50	1,00 1,00	0,90 0,50	1,40 1,00	0,313 0,210	0,482 0,420	0,640 0,024	Tidak Cukup Cukup	Normalisasi -
37.	G ₀ – G ₁₀ Lodan II (kanan G ₀ – G ₇) (kanan G ₇ – G ₉) (kiri) (POMPA 3)	0,50 0,50 0,30	1,00 1,00 0,60	0,50 0,50 0,40	1,00 1,00 0,60	0,215 0,215 0,055	0,430 0,430 0,306	0,078 0,024 0,067	Cukup Cukup Tidak Cukup	- - Normalisasi
39.	G ₁₁ – J ₁₀ Tengiri Raya (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,25 0,25	0,60 0,60	0,40 0,25	0,70 0,60	0,042 0,042	0,280 0,280	0,084 0,013	Tidak Cukup Cukup	Normalisasi -

Analisa Penanganan Banjir

No	Segmen Saluran	Dimensi Existing		Dimensi Rehabilitasi		Kapasitas Existing Saluran (m ³ /det)	Kecepatan Existing Saluran (m/det)	Debit Banjir (m ³ /det)	Keterangan Dimensi Saluran	Solusi
		B (m)	H (m)	B (m)	H (m)					
40.	F ₁₆ – L Tengiri VII (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,20 0,20	0,50 0,50	0,30 0,70	0,60 1,30	0,025 0,025	0,250 0,250	0,030 0,477	Tidak Cukup Cukup	Normalisasi -
41.	J ₁₀ – I ₃ Tengiri Raya (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,25 0,25	0,60 0,60	0,50 0,25	0,80 0,60	0,040 0,040	0,267 0,267	0,121 0,034	Tidak Cukup Cukup	Normalisasi -
42.	J ₁₀ – J ₇ Lodan I (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,65 0,20	1,00 0,50	0,65 0,40	1,00 0,60	0,501 0,024	0,514 0,240	0,062 0,065	Cukup Tidak Cukup	- Normalisasi
43.	J – J ₇ Lodan I (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,20 0,65	0,50 1,50	0,40 0,65	0,60 1,50	0,024 0,506	0,240 0,519	0,066 0,078	Tidak Cukup Cukup	Normalisasi -
44.	J ₇ – I ₂ Lodan X (kanan) (kiri) (POMPA 3)	0,40 0,40	1,00 1,00	0,50 0,40	1,20 1,20	0,168 0,168	0,420 0,420	0,283 0,177	Tidak Cukup Tidak Cukup	Normalisasi Normalisasi
47.	L – I ₂ Lodan Raya (kanan) (POMPA 3)	1,20	1,00	1,50	1,50	0,593	0,494	1,369	Tidak Cukup	Normalisasi

➤ PERHITUNGAN HIDRAULIKA SALURAN PEMBUANG

TABEL 6.22 : PERHITUNGAN HIDRAULIKA SALURAN WILAYAH POMPA 1

NO	SEGMENT SALURAN	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	K	I	V (m/det)	Q (m ³ /det)	KETERANGAN
1	A - B	2.00	0.916	1.63	3.63	0.45	58.82	0.0004444	0.727	1.187	CUKUP
2	D - C kanan	0.15	0.500	0.08	1.15	0.07	58.82	0.0004410	0.200	0.015	CUKUP
3	C - B - A	2.00	0.840	1.68	3.68	0.46	58.82	0.0004290	0.722	1.213	CUKUP

CATATAN :	
H = Ketinggian muka air (m)	I = Kemiringan dasar saluran arah memanjang (rata-rata)
A = Luas penampang basah (m ²)	V = Kecepatan aliran (m/det)
P = Keliling penampang basah (m)	Q = Debit pengaliran (m ³ /det)
R = Jari-jari hidrolis penampang (m)	$V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$
K = Koefisien kekasaran	$Q = V \cdot A$

TABEL 6.23 : PERHITUNGAN HIDRAULIKA SALURAN WILAYAH POMPA 2

NO	SEGMENT SALURAN	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	K	I	V (m/det)	Q (m ³ /det)	KETERANGAN
1	D - C Kiri	0.17	0.520	0.09	1.21	0.07	58.82	0.0004410	0.216	0.019	CUKUP
2	E - F Kanan	0.60	0.270	0.16	1.14	0.14	58.82	0.0004429	0.337	0.055	CUKUP
	E - F Kiri	0.50	0.417	0.21	1.33	0.16	58.82	0.0004429	0.359	0.075	CUKUP
3	E ₁ - F ₁ Kanan	0.20	0.200	0.04	0.60	0.07	58.82	0.0004375	0.202	0.008	CUKUP
	E ₁ - F ₁ Kiri	0.20	0.200	0.04	0.60	0.07	58.82	0.0004375	0.202	0.008	CUKUP
4	G ₀ - J ₃ Kanan	1.25	0.158	0.20	1.57	0.13	58.82	0.0004350	0.308	0.061	CUKUP
	G ₀ - J ₃ Kiri	0.40	0.420	0.17	1.24	0.14	58.82	0.0004350	0.323	0.054	CUKUP
5	G ₁ - J ₂ Kanan	0.30	0.220	0.07	0.74	0.09	58.82	0.0004190	0.240	0.016	CUKUP
	G ₁ - J ₂ Kiri	0.30	0.395	0.12	1.09	0.11	58.82	0.0004190	0.274	0.032	CUKUP
6	G ₂ - J ₁ Kanan	0.30	0.410	0.12	1.12	0.11	58.82	0.0004460	0.285	0.035	CUKUP
	G ₂ - J ₁ Kiri	0.30	0.340	0.10	0.98	0.10	58.82	0.0004460	0.275	0.028	CUKUP
7	G ₃ - J Kanan	0.30	0.360	0.11	1.02	0.11	58.82	0.0004350	0.274	0.030	CUKUP
8	J - J ₃ Kanan	0.65	0.490	0.32	1.63	0.20	58.82	0.0005000	0.443	0.141	CUKUP
	J - J ₃ Kiri	0.20	0.440	0.09	1.08	0.08	58.82	0.0005000	0.247	0.022	CUKUP
9	J ₃ - H Kanan	1.00	0.271	0.27	1.54	0.18	58.82	0.0005660	0.439	0.119	CUKUP
	J ₃ - H Kiri	0.60	0.987	0.59	2.57	0.23	58.82	0.0005660	0.525	0.311	NORMALISASI
10	J - I Kanan	0.40	0.230	0.09	0.86	0.11	58.82	0.0006000	0.324	0.030	CUKUP
11	I - H	0.80	0.471	0.38	1.74	0.22	58.82	0.0004167	0.432	0.163	CUKUP
12	C - H	0.80	1.253	1.00	3.31	0.30	58.82	0.0005000	0.593	0.595	NORMALISASI

CATATAN :

H = Ketinggian muka air (m)

I = Kemiringan dasar saluran

A = Luas penampang basah (m²)

arah memanjang (rata-rata)

P = Keliling panampang basah (m)

V = Kecepatan aliran (m/det)

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

R = Jari-jari hidrolis penampang (m)

Q = Debit pengaliran (m³/det)

$$Q = V \cdot A$$

K = Koefisien kekasaran

TABEL 6.24 : PERHITUNGAN HIDRAULIKA SALURAN WILAYAH POMPA 3

NO	SEGMENT SALURAN	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	K	I	V (m/det)	Q (m ³ /det)	KETERANGAN
1	G ₃ - J _{Kiri}	0.30	0.360	0.11	1.02	0.11	58.82	0.0004350	0.274	0.030	CUKUP
2	E ₂ - F ₂ Kanan	0.35	0.150	0.05	0.65	0.08	58.82	0.0004480	0.232	0.012	CUKUP
	E ₂ - F ₂ Kiri	0.35	0.160	0.06	0.67	0.08	58.82	0.0004480	0.238	0.013	CUKUP
3	E ₃ - F ₃ Kanan	0.35	0.150	0.05	0.65	0.08	58.82	0.0004760	0.240	0.013	CUKUP
	E ₃ - F ₃ Kiri	0.35	0.150	0.05	0.65	0.08	58.82	0.0004760	0.240	0.013	CUKUP
4	E ₄ - F ₄ Kanan	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0004920	0.246	0.013	CUKUP
	E ₄ - F ₄ Kiri	0.35	0.150	0.05	0.65	0.08	58.82	0.0004920	0.244	0.013	CUKUP
5	E ₅ - F ₅ Kanan	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0005260	0.254	0.014	CUKUP
	E ₅ - F ₅ Kiri	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0005260	0.254	0.014	CUKUP
6	E ₆ - F ₆ Kanan	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0005260	0.254	0.014	CUKUP
	E ₆ - F ₆ Kiri	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0005260	0.254	0.014	CUKUP
7	E ₇ - F ₇ Kanan	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0005450	0.259	0.014	CUKUP
	E ₇ - F ₇ Kiri	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0005450	0.259	0.014	CUKUP
8	E ₈ - F ₈ Kanan	0.40	0.135	0.05	0.67	0.08	58.82	0.0004920	0.243	0.013	CUKUP
	E ₈ - F ₈ Kiri	0.40	0.135	0.05	0.67	0.08	58.82	0.0004920	0.243	0.013	CUKUP
9	E ₉ - F ₉ Kanan	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0005260	0.254	0.014	CUKUP
	E ₉ - F ₉ Kiri	0.30	0.170	0.05	0.64	0.08	58.82	0.0005260	0.250	0.013	CUKUP
10	E ₁₀ - F ₁₀ Kanan	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0004920	0.246	0.013	CUKUP
	E ₁₀ - F ₁₀ Kiri	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0004920	0.246	0.013	CUKUP
11	E ₁₁ - F ₁₁ Kanan	0.20	0.280	0.06	0.76	0.07	58.82	0.0004760	0.225	0.013	CUKUP
	E ₁₁ - F ₁₁ Kiri	0.20	0.280	0.06	0.76	0.07	58.82	0.0004760	0.225	0.013	CUKUP
12	E ₁₂ - F ₁₂ Kanan	0.25	0.220	0.06	0.69	0.08	58.82	0.0004410	0.229	0.013	CUKUP
	E ₁₂ - F ₁₂ Kiri	0.25	0.220	0.06	0.69	0.08	58.82	0.0004410	0.229	0.013	CUKUP
13	E ₁₃ - F ₁₃ Kanan	0.30	0.190	0.06	0.68	0.08	58.82	0.0004350	0.235	0.013	CUKUP
	E ₁₃ - F ₁₃ Kiri	0.30	0.190	0.06	0.68	0.08	58.82	0.0004350	0.235	0.013	CUKUP
14	E ₁₄ - F ₁₄ Kiri	0.25	0.230	0.06	0.71	0.08	58.82	0.0004290	0.228	0.013	CUKUP
15	E ₁₅ - F ₁₅ Kanan	0.30	0.190	0.06	0.68	0.08	58.82	0.0004290	0.233	0.013	CUKUP
	E ₁₅ - F ₁₅ Kiri	0.30	0.190	0.06	0.68	0.08	58.82	0.0004290	0.233	0.013	CUKUP
16	G - G ₁₁ - F ₁₆ K	0.30	0.660	0.20	1.62	0.12	58.82	0.0004320	0.301	0.060	CUKUP
	G - G ₁₁ - F ₁₆ K	0.60	1.260	0.76	3.12	0.24	58.82	0.0004320	0.475	0.359	NORMALISASI
17	F ₁₆ - K Kanan	0.20	0.280	0.06	0.76	0.07	58.82	0.0004690	0.224	0.013	CUKUP
	F ₁₆ - K Kiri	0.20	0.280	0.06	0.76	0.07	58.82	0.0004690	0.224	0.013	CUKUP
18	E - K Kanan	0.65	1.134	0.74	2.92	0.25	58.82	0.0004290	0.487	0.359	NORMALISASI
	E - K Kiri	0.50	0.135	0.07	0.77	0.09	58.82	0.0004290	0.240	0.016	CUKUP
19	G ₄ - J ₄ Kanan	0.30	0.220	0.07	0.74	0.09	58.82	0.0004230	0.241	0.016	CUKUP
	G ₄ - J ₄ Kiri	0.30	0.210	0.06	0.72	0.09	58.82	0.0004230	0.238	0.015	CUKUP
20	G ₅ - J ₅ Kanan	0.30	0.200	0.06	0.70	0.09	58.82	0.0005260	0.262	0.016	CUKUP
	G ₅ - J ₅ Kiri	0.30	0.150	0.05	0.60	0.08	58.82	0.0005260	0.240	0.011	CUKUP

NO	SEGMENT SALURAN	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	K	I	V (m/det)	Q (m ³ /det)	KETERANGAN
21	G ₆ - J ₆ Kanan	0.30	0.170	0.05	0.64	0.08	58.82	0.0004260	0.225	0.011	CUKUP
	G ₆ - J ₆ Kiri	0.30	0.140	0.04	0.58	0.07	58.82	0.0004260	0.211	0.009	CUKUP
22	G ₈ - J ₈ Kanan	0.25	0.140	0.04	0.53	0.07	58.82	0.0005410	0.223	0.008	CUKUP
	G ₈ - J ₈ Kiri	0.25	0.250	0.06	0.75	0.08	58.82	0.0005410	0.261	0.016	CUKUP
23	J ₁₁ - J ₉ Kanan	0.20	0.190	0.04	0.58	0.07	58.82	0.0007410	0.260	0.010	CUKUP
	J ₁₁ - J ₉ Kiri	0.20	0.470	0.09	1.14	0.08	58.82	0.0007410	0.303	0.028	CUKUP
24	N ₁ - N ₂ Kanan	0.20	0.340	0.07	0.88	0.08	58.82	0.0006670	0.275	0.019	CUKUP
	N ₁ - N ₂ Kiri	0.20	0.340	0.07	0.88	0.08	58.82	0.0006670	0.275	0.019	CUKUP
25	N ₃ - N ₄ Kanan	0.20	0.340	0.07	0.88	0.08	58.82	0.0005710	0.255	0.017	CUKUP
	N ₃ - N ₄ Kiri	0.20	0.340	0.07	0.88	0.08	58.82	0.0005710	0.255	0.017	CUKUP
26	M ₁ - M ₂ Kanan	0.25	0.460	0.12	1.17	0.10	58.82	0.0005000	0.280	0.032	CUKUP
	M ₁ - M ₂ Kiri	0.25	0.460	0.12	1.17	0.10	58.82	0.0005000	0.280	0.032	CUKUP
27	K ₆ - L ₆ Kanan	0.25	0.220	0.06	0.69	0.08	58.82	0.0006150	0.270	0.015	CUKUP
	K ₆ - L ₆ Kiri	0.25	0.280	0.07	0.81	0.09	58.82	0.0006150	0.285	0.020	CUKUP
28	K ₃ - L ₃ Kanan	0.25	0.230	0.06	0.71	0.08	58.82	0.0006560	0.282	0.016	CUKUP
	K ₃ - L ₃ Kiri	0.20	0.280	0.06	0.76	0.07	58.82	0.0006560	0.265	0.015	CUKUP
29	K ₄ - L ₄ Kanan	0.20	0.420	0.08	1.04	0.08	58.82	0.0007250	0.296	0.025	NORMALISASI
	K ₄ - L ₄ Kiri	0.20	0.280	0.06	0.76	0.07	58.82	0.0007250	0.278	0.016	CUKUP
30	K ₃ - L ₃ Kanan	0.30	0.210	0.06	0.72	0.09	58.82	0.0005430	0.270	0.017	CUKUP
	K ₃ - L ₃ Kiri	0.30	0.270	0.08	0.84	0.10	58.82	0.0005430	0.288	0.023	CUKUP
31	K ₂ - L ₂ Kanan	0.30	0.320	0.10	0.94	0.10	58.82	0.0005880	0.311	0.030	CUKUP
	K ₂ - L ₂ Kiri	0.30	0.200	0.06	0.70	0.09	58.82	0.0005880	0.277	0.017	CUKUP
32	K ₁ - L ₁ Kanan	0.30	0.350	0.11	1.00	0.11	58.82	0.0005690	0.312	0.033	CUKUP
	K ₁ - L ₁ Kiri	0.30	0.310	0.09	0.92	0.10	58.82	0.0005690	0.304	0.028	CUKUP
33	K - M - O Kanan	0.90	1.216	1.09	3.33	0.33	58.82	0.0004360	0.584	0.640	NORMALISASI
	K - M - O Kiri	0.50	0.178	0.09	0.86	0.10	58.82	0.0004360	0.271	0.024	CUKUP
34	M - N Kanan	0.55	0.967	0.53	2.48	0.21	58.82	0.0005550	0.496	0.264	CUKUP
	M - N Kiri	0.55	0.334	0.18	1.22	0.15	58.82	0.0005550	0.392	0.072	CUKUP
35	P - N	0.90	0.311	0.28	1.52	0.18	58.82	0.0004760	0.415	0.116	CUKUP
36	N - L	1.20	0.903	1.08	3.01	0.36	58.82	0.0004800	0.653	0.707	CUKUP
37	G ₀ - G ₇ Kanan	0.50	0.428	0.21	1.36	0.16	58.82	0.0004560	0.367	0.078	CUKUP
	G ₇ - G ₉ Kanan	0.50	0.174	0.09	0.85	0.10	58.82	0.0004560	0.275	0.024	CUKUP
	G ₀ - G ₁₀ Kiri	0.40	0.490	0.20	1.38	0.14	58.82	0.0004560	0.342	0.067	NORMALISASI
38	G ₇ - J ₇ Kanan	0.40	0.661	0.26	1.72	0.15	58.82	0.0004760	0.368	0.097	CUKUP
	G ₇ - J ₇ Kiri	0.40	0.140	0.06	0.68	0.08	58.82	0.0004760	0.243	0.014	CUKUP
39	G ₁₁ - J ₁₀ Kanan	0.40	0.585	0.23	1.57	0.15	58.82	0.0004760	0.361	0.084	NORMALISASI
	G ₁₁ - J ₁₀ Kiri	0.25	0.220	0.06	0.69	0.08	58.82	0.0004760	0.237	0.013	CUKUP
40	F ₁₆ - L Kanan	0.30	0.340	0.10	0.98	0.10	58.82	0.0005060	0.293	0.030	NORMALISASI
	F ₁₆ - L Kiri	0.70	1.226	0.86	3.15	0.27	58.82	0.0005060	0.556	0.477	NORMALISASI

Analisa Penanganan Banjir

NO	SEGMENT SALURAN	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	K	I	V (m/det)	Q (m ³ /det)	KETERANGAN
41	J ₁₀ - I ₃ Kanan	0.50	0.635	0.32	1.77	0.18	58.82	0.0004170	0.382	0.121	NORMALISASI
	J ₁₀ - I ₃ Kiri	0.25	0.520	0.13	1.29	0.10	58.82	0.0004170	0.260	0.034	CUKUP
42	J ₁₀ - J ₇ Kanan	0.65	0.273	0.18	1.20	0.15	58.82	0.0004440	0.347	0.062	CUKUP
	J ₁₀ - J ₇ Kiri	0.40	0.485	0.19	1.37	0.14	58.82	0.0004440	0.337	0.065	NORMALISASI
43	J - J ₇ Kanan	0.40	0.480	0.19	1.36	0.14	58.82	0.0004550	0.340	0.065	NORMALISASI
	J - J ₇ Kiri	0.65	0.322	0.21	1.29	0.16	58.82	0.0004550	0.372	0.078	CUKUP
44	J ₇ - I ₂ Kanan	0.50	1.170	0.59	2.84	0.21	58.82	0.0005560	0.483	0.283	NORMALISASI
	J ₇ - I ₂ Kiri	0.40	1.051	0.42	2.50	0.17	58.82	0.0005560	0.422	0.177	NORMALISASI
45	J - I ₄ Kiri	0.30	0.495	0.15	1.29	0.12	58.82	0.0006670	0.359	0.053	CUKUP
46	I ₄ - I ₂ Kanan	0.35	0.190	0.07	0.73	0.09	58.82	0.0005000	0.266	0.018	CUKUP
	I ₄ - I ₂ Kiri	0.80	0.195	0.16	1.19	0.13	58.82	0.0005000	0.339	0.053	CUKUP
47	L - I ₂	1.50	1.170	1.76	3.84	0.46	58.82	0.0005000	0.780	1.369	NORMALISASI

CATATAN :

H = Ketinggian muka air (m)	I = Kemiringan dasar saluran	
A = Luas penampang basah (m ²)	arah memanjang (rata-rata)	
P = Keliling panampang basah (m)	V = Kecepatan aliran (m/det)	$V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$
R = Jari-jari hidrolis penampang (m)	Q = Debit pengaliran (m ³ /det)	$Q = V \cdot A$
K = Koefisien kekasaran		

TABEL 6.25 : PERHITUNGAN HIDRAULIKA SALURAN WILAYAH POMPA 4

NO	SEGMENT SALURAN	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	K	I	V (m/det)	Q (m ³ /det)	KETERANGAN
1	S ₁ - R ₁ Kiri	0.20	0.210	0.04	0.62	0.07	58.82	0.0005410	0.227	0.010	CUKUP
2	S ₂ - R ₂ Kanan	0.25	0.140	0.04	0.53	0.07	58.82	0.0006450	0.244	0.009	CUKUP
	S ₂ - R ₂ Kiri	0.25	0.140	0.04	0.53	0.07	58.82	0.0006450	0.244	0.009	CUKUP
3	S ₃ - R ₃ Kanan	0.25	0.150	0.04	0.55	0.07	58.82	0.0005710	0.234	0.009	CUKUP
	S ₃ - R ₃ Kiri	0.25	0.160	0.04	0.57	0.07	58.82	0.0005710	0.239	0.010	CUKUP
4	S ₄ - R ₄ Kanan	0.30	0.140	0.04	0.58	0.07	58.82	0.0005130	0.231	0.010	CUKUP
	S ₄ - R ₄ Kiri	0.30	0.150	0.05	0.60	0.08	58.82	0.0005130	0.237	0.011	CUKUP
5	S ₅ - R ₅ Kanan	0.30	0.160	0.05	0.62	0.08	58.82	0.0004880	0.236	0.011	CUKUP
	S ₅ - R ₅ Kiri	0.30	0.170	0.05	0.64	0.08	58.82	0.0004880	0.240	0.012	CUKUP
6	S ₆ - R ₆ Kanan	0.30	0.170	0.05	0.64	0.08	58.82	0.0004650	0.235	0.012	CUKUP
	S ₆ - R ₆ Kiri	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0004650	0.239	0.013	CUKUP
7	S ₇ - R ₇ Kanan	0.30	0.170	0.05	0.64	0.08	58.82	0.0004440	0.229	0.012	CUKUP
	S ₇ - R ₇ Kiri	0.30	0.180	0.05	0.66	0.08	58.82	0.0004440	0.233	0.013	CUKUP
8	S ₈ - R ₈ Kanan	0.20	0.300	0.06	0.80	0.08	58.82	0.0004440	0.220	0.013	CUKUP
	S ₈ - R ₈ Kiri	0.20	0.310	0.06	0.82	0.08	58.82	0.0004440	0.221	0.014	CUKUP
9	S ₉ - R ₉ Kanan	0.30	0.190	0.06	0.68	0.08	58.82	0.0004650	0.243	0.014	CUKUP
	S ₉ - R ₉ Kiri	0.30	0.200	0.06	0.70	0.09	58.82	0.0004650	0.246	0.015	CUKUP
10	S ₁₀ - R ₁₀ Kanan	0.20	0.340	0.07	0.88	0.08	58.82	0.0004880	0.236	0.016	CUKUP
11	Q - R Kanan	0.35	0.210	0.07	0.77	0.10	58.82	0.0004500	0.260	0.019	CUKUP
	Q - R Kiri	0.75	0.890	0.67	2.53	0.26	58.82	0.0004500	0.513	0.342	CUKUP
12	T - R Kanan	1.50	0.467	0.70	2.43	0.29	58.82	0.0004090	0.518	0.363	CUKUP
13	P - O Kiri	1.35	0.184	0.25	1.72	0.14	58.82	0.0004375	0.339	0.084	CUKUP

CATATAN :

H = Ketinggian muka air (m)

I = Kemiringan dasar saluran

A = Luas penampang basah (m²)

arah memanjang (rata-rata)

P = Keliling panampang basah (m)

V = Kecepatan aliran (m/det)

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

R = Jari-jari hidrolis penampang (m)

Q = Debit pengaliran (m³/det)

$$Q = V \cdot A$$

K = Koefisien kekasaran

TABEL 6.26 : PERHITUNGAN HIDRAULIKA SALURAN WILAYAH RW 1

NO	SEGMENT SALURAN	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	K	I	V (m/det)	Q (m ³ /det)	KETERANGAN
1	U - V	0.90	0.872	0.78	2.64	0.30	58.82	0.0004290	0.542	0.425	CUKUP

CATATAN :

H = Ketinggian muka air (m)

I = Kemiringan dasar saluran

A = Luas penampang basah (m²)

arah memanjang (rata-rata)

P = Keliling penampang basah (m)

V = Kecepatan aliran (m/det)

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

R = Jari-jari hidrolis penampang (m)

Q = Debit pengaliran (m³/det)

$$Q = V \cdot A$$

K = Koefisien kekasaran

6.2.3 Pintu Air

Pintu air (*gate, sluice*) yang biasanya dibangun memotong tanggul sungai berfungsi sebagai pengatur aliran air untuk pembuang (drainase) dan penyadap. Ditinjau dari segi konstruksinya, secara garis besar pintu air dapat dibedakan dalam dua tipe yaitu pintu air tipe saluran terbuka atau disebut pintu air saluran (*gate*) dan pintu air saluran tertutup atau disebut pintu air terowongan (*sluice*).

Pintu air yang berfungsi sebagai pembuang yang dibangun di muara sistem drainase biasanya dalam keadaan terbuka dan penutupannya dilakukan apabila elevasi muka air di dalam sungai induk lebih tinggi dari elevasi air yang terdapat di dalam saluran drainase (saluran pembuangan penduduk).

Disamping berfungsi sebagaimana uraian di atas, bangunan pintu air harus dapat pula berfungsi sebagai tanggul banjir untuk pengganti tanggul banjir yang dipotongnya. Secara struktur pintu air yaitu bidang kontak antara bangunan pintu air yang terdiri dari pasangan batu/beton dan tubuh tanggul yang terdiri dari urugan tanah haruslah benar-benar rapat air, agar tidak terjadi kebocoran melalui bidang kontak tersebut yang dapat menjebolkan tanggul di sekitar bangunan pintu.

Dengan adanya tanggul di sepanjang sungai, luapan air rob dari sungai diharapkan sebenarnya sudah dapat teratasi. Namun tetap saja wilayah tersebut akan terkena rob karena air backwater akibat air laut pasang masih bisa masuk melalui saluran penduduk. Untuk mengatasi hal tersebut, maka di wilayah Bandarharjo Barat terutama di sepanjang Kali Semarang dan Kali Baru sudah terdapat bangunan pengendali banjir berupa pintu air.

Dengan kata lain bahwa pintu berfungsi untuk menahan air laut pasang pada Kali Semarang dan Kali Baru yang dapat masuk melalui saluran pembuangan penduduk.

6.2.3.1 Pengoperasian Pintu Air

Pengoperasian pintu air untuk pengendali banjir di wilayah Bandarharjo Barat terutama di sepanjang Kali Semarang dan Kali Baru berdasarkan perubahan ketinggian muka air sungai seperti berikut :

- **Pada Waktu Musim Hujan atau Air Pasang**

Muka air sungai lebih tinggi dari muka air saluran penduduk maka pintu air ditutup untuk menghindari air dari sungai masuk ke saluran-saluran penduduk.

- **Pada Waktu Musim Kemarau atau Air Surut**

Muka air sungai lebih rendah dari muka air saluran penduduk maka pintu air dibuka sehingga air dari saluran dapat mengalir langsung ke sungai tanpa bantuan pompa.

6.2.3.2 Perawatan Pintu Air

Selain pengoperasian, sistem kerja pintu air di wilayah Bandarharjo Barat memerlukan beberapa perawatan. Adapun perawatannya adalah sebagai berikut :

1. Pengecekan keadaan pelat pada pintu air,
2. Pemberian minyak pelumas secara rutin pada engsel pintu air,
3. Membersihkan sampah/kotoran yang menumpuk di pintu air.

6.3 USULAN ALTERNATIF PENANGANAN SECARA TEKNIS

Berdasarkan pengecekan terhadap saluran dan bangunan pengendali banjir yang sudah ada di atas, maka dapat diambil beberapa usulan alternatif penanganan.

Usulan alternatif secara teknis yang akan dilaksanakan dalam penanganan banjir di wilayah Bandarharjo Barat ini adalah sebagai berikut :

- 1. Perbaikan operasional dan pemeliharaan saluran dan bangunan pengendali banjir yang telah ada.**

Meskipun di wilayah Bandarharjo Barat telah ada beberapa bangunan pengendali banjir, ternyata banjir masih saja terjadi. Hal ini terjadi disebabkan oleh jumlah pompa yang ada kurang dan debit pompa lebih kecil dibandingkan dengan debit banjir yang terjadi serta kurang maksimalnya pengoperasian dan perawatan bangunan-bangunan pengendali banjir yang sudah ada.

Berdasarkan pengamatan secara langsung di lokasi dan menurut informasi beberapa penduduk setempat, saat terjadi banjir dan genangan pompa-pompa darurat yang ada tidak berfungsi secara maksimal bahkan ada yang rusak karena masalah biaya operasional dan pemeliharaan yang tidak disubsidi oleh pemerintah sehingga masyarakat sekitar harus iuran untuk biaya operasional dan pemeliharaan pompa-pompa tersebut.

Operasional dan pemeliharaan saluran pembuang yang ada sekarang sangatlah kurang, terjadi pengendapan lumpur (sedimentasi) dan sampah serta rendahnya elevasi yang ada sehingga menyebabkan banjir dan rob.

2. Perbaikan dan perawatan pintu air yang telah ada.

Berdasarkan kenyataan bahwa meskipun sudah ada pintu air, rob masih dapat masuk ke wilayah Bandarharjo Barat. Hal ini disebabkan adanya beberapa bangunan konstruksi pintu air di wilayah tersebut yang telah rusak dan sudah ada upaya perbaikan oleh penduduk setempat namun masih belum sempurna, karena pintu air yang ada dengan konstruksi baja rentan terjadi korosi dan mengakibatkan kebocoran masih terjadi.

Dengan melihat kondisi elevasi muka air Kali Semarang dan Kali Baru yang selalu lebih tinggi dari muka air saluran drainase penduduk, maka posisi pintu air akan selalu tertutup. Sehingga dalam hal ini terdapat dua pilihan solusi, yaitu :

- Perbaikan dan perawatan pintu air yang telah rusak, atau
- Pintu air diganti dengan bangunan penutup saluran permanen dari beton untuk mencegah masuknya air Kali Semarang dan Kali Baru ke saluran drainase penduduk, dan untuk membuang air dari saluran drainase penduduk ke Kali Semarang ataupun Kali Baru dapat digunakan pompa.

6.4 USULAN ALTERNATIF PENANGANAN SECARA NONTEKNIS

6.4.1 Penanganan Banjir dari Aspek Sosial

Perilaku masyarakat yang selama ini dikategorikan dapat menimbulkan banjir, antara lain :

- Sering membuang sampah ke sungai atau saluran,
- Kurangnya kesadaran ikut merawat sungai atau saluran,

- Membuat bangunan di tepi sungai atau saluran sehingga dapat mengurangi penampang basah saluran,
- Kurang kepedulian masyarakat terhadap segala hal yang dapat menimbulkan banjir.

Langkah-langkah pengendalian banjir atau penanganan banjir dari segi aspek sosial yang diusulkan adalah sebagai berikut :

1. Mensosialisasikan pemahaman banjir dan pengendalian banjir.

Beberapa usulan cara untuk mensosialisasikan pemahaman banjir dan pengendaliannya, yaitu dengan cara :

- Penyuluhan oleh pihak yang berwenang, bagaimana cara menghindari bahaya banjir supaya kerugian yang timbul tidak terlalu besar,
- Meningkatkan kesadaran masyarakat, bahwa kerusakan daerah pengaliran sungai yang diakibatkan oleh umat manusia dapat mengakibatkan banjir yang lebih parah,
- Mengembangkan sikap masyarakat bahwa membuang sampah dan lain-lain di sungai atau saluran pembuang adalah tidak baik dan akan menimbulkan permasalahan banjir,
- Meningkatkan kesadaran masyarakat bahwa aktivitas di daerah alur sungai atau saluran pembuang, misalnya tinggal di bantaran sungai adalah mengganggu dan dapat menimbulkan permasalahan banjir,
- Meningkatkan kesadaran masyarakat bahwa tinggal di daerah bawah atau daerah dataran banjir, perlu mentaati peraturan-peraturan dan mematuhi larangan yang ada, untuk menghindari permasalahan banjir dan menghindari kerugian banjir yang lebih besar

2. Peraturan dan pelaksanaan.

Peraturan yang dimaksudkan adalah peraturan yang meliputi perilaku masyarakat, khususnya yang dapat menyebabkan banjir, antara lain :

- Peraturan membuang sampah,
- Peraturan pembangunan harus ber-IMB dan di dalam peraturan IMB harus terdapat keharusan/aturan-aturan yang dapat mencegah terjadinya banjir,
- Peraturan pengembangan lahan dengan cara reklamasi.

3. Gerakan percontohan langsung ke masyarakat.

Pelaksanaannya dapat berupa penyuluhan-penyuluhan langsung ke masyarakat agar masyarakat mengetahui secara langsung cara-cara dan penyebab terjadinya banjir yang ada di daerahnya.

Maka akhirnya kembali pada masyarakat itu sendiri dan para aparat dari pihak yang berwenang, untuk dapat meningkatkan kesadaran atas kewajiban sehubungan dengan permasalahan banjir.

Karena penanganan yang lebih dini dan perhatian dari semua pihak, akan memudahkan untuk pengendalian banjir dan dapat menurunkan biaya pemeliharaan.

6.4.2 Pelestarian Lingkungan Drainase Wilayah

Usaha-usaha yang perlu dilakukan untuk pelestarian lingkungan drainase wilayah tersebut antara lain :

1. Perbaiki saluran-saluran yang kapasitas alirannya sudah tidak memadai untuk menyalurkan debit banjir.

Hal ini dilakukan dengan cara :

- Pengerukan dan pembersihan sedimen/kotoran di saluran-saluran yang sudah banyak terisi sediment/kotoran, terutama di saluran-saluran tertutup.
- Perbaiki saluran dan bangunan yang kondisinya kurang memadai, baik secara fisik maupun fungsinya.

2. Pembuatan sistem drainase baru yang dihubungkan dengan sistem drainase yang sudah ada terutama untuk daerah-daerah pengembangan (industri baru) termasuk drainase jalan.

Hal ini dilakukan dengan cara :

- Pembuatan sistem drainase baru perlu diperhatikan pula aspek lingkungan, baik lingkungan fisik, biologi, dan kimia. Sehingga tidak menimbulkan dampak negatif bagi lingkungannya. Dampak yang mungkin timbul dari pembangunan sistem drainase antara lain :
 - Genangan permanen dalam saluran/kolam penampung, dimana untuk saluran drainase saat musim kemarau pada umumnya hanya menampung air limbah (domestik dan industri), yang debitnya tidak besar. Secara teoritis seharusnya tidak terjadi genangan, namun

Analisa Penanganan Banjir

kenyataannya banyak saluran drainase pemukiman yang menggenang dan menjadi sarang nyamuk dengan penyebabnya antara lain : timbunan sampah dan kotoran dalam saluran; sedimentasi; dasar saluran naik-turun.

- Pencemaran air tanah, dimana untuk saluran drainase saat musim kemarau air di dalam saluran berasal dari limbah domestik dan industri, tidak ada pengenceran. Sehingga air yang meresap ke dalam tanah adalah air limbah, dan mencemari air tanah dan sumur penduduk.

Untuk menghindari terjadinya pencemaran air tanah oleh limbah air buangan dapat dilakukan langkah-langkah sebagai berikut :

Lining atau Geotextile

Seluruh dinding dan dasar saluran dilapisi beton, pemasangan batu kali, atau *geotextile* yang tidak tembus air, paling tidak bagian yang kontak secara langsung dengan air limbah.

Drainase Sistem Terpisah

Cara yang ideal yaitu dengan membangun sistem drainase air hujan yang terpisah dengan sistem air buangan (*sewerage*). Air limbah tersebut dikumpulkan melalui jaringan pipa ke pengolah limbah (*water treatment plant*), kemudian airnya dibuang ke badan air.