

**ANALISIS KAPASITAS RUAS SUNGAI CILIWUNG HILIR
(GUNUNG SAHARI) TERHADAP DEBIT BANJIR SERTA
PENANGGULANGANNYA PADA DAS MARINA DKI JAKARTA**

**SKRIPSI
TEKNIK SIPIL**

Diajukan untuk Memenuhi Sebagian Persyaratan
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik



**MUHAMMAD HAFIS ADLI RAHMAN
NIM.105060100111020**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2016**

LEMBAR PENGESAHAN

**ANALISIS KAPASITAS RUAS SUNGAI CILIWUNG HILIR (GUNUNG SAHARI)
TERHADAP DEBIT BANJIR SERTA PENANGGULANGANNYA PADA DAS
MARINA DKI JAKARTA**

SKRIPSI

TEKNIK SIPIL

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan memperoleh
gelar Sarjana Teknik



MUHAMMAD HAFIS ADLI RAHMAN

NIM. 105060100111020

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing pada 7 Februari 2016

Dosen Pembimbing I

Ir. Agus Suharyanto, M. Eng, Ph.D
NIP. 19610813 198802 1 001

Dosen Pembimbing II

Dr. Eng. Indradi W, ST, M.Eng (Prac)
NIP. 19810220 200604 1 002

Mengetahui Ketua Program Studi

Dr. Eng. Indradi W, ST, M.Eng (Prac)
NIP. 19810220 200604 1 002

HALAMAN IDENTITAS TIM PENGUJI SKRIPSI

JUDUL SKRIPSI

Analisis Kapasitas Ruas Sungai Ciliwung Hilir (Gunung Sahari) Terhadap Debit Banjir Serta Penanggulangannya pada DAS Marina DKI Jakarta

Nama Mahasiswa : Muhammad Hafis Adli Rahman

NIM : 105060100111020

Program Studi : Teknik Sipil

Minat : Keairan

TIM DOSEN PENGUJI :

Dosen Penguji 1 : Ir. Agus Suharyanto, M. Eng., Ph.D

Dosen Penguji 2 : Dr. Eng. Indradi W, ST., M. Eng (Prac.)

Tanggal Ujian : 26 Januari 2016

SK Penguji : 042/UN 10.6/SK/2016



PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas dalam Naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. Tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka

Apabila ternyata di dalam naskah Skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia Skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, 26 Januari 2016

Mahasiswa,

Muhammad Hafis Adli Rahman

NIM. 105060100111020



RIWAYAT HIDUP

Muhammad Hafis Adli Rahman Lahir di Bekasi, 13 Mei 1992. Anak pertama dari pasangan Bapak Tarjuki dan Ibu Herlina. Menempuh pendidikan sekolah dasar di SD Islam Al-Azhar 9 Kemang Pratama pada tahun 1998-2004, melanjutkan pendidikan sekolah menengah pertama di SMP Islam Al-Azhar 9 Kemang Pratama pada tahun 2004-2007, melanjutkan pendidikan sekolah menengah atas di SMAN 2 Bekasi, dan melanjutkan pendidikan di Perguruan Tinggi Negeri Universitas Brawijaya pada tahun 2010-2016.

Malang, 26 Januari 2016

Penulis



KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kehadirat Allah SWT, atas rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyusun Laporan Tugas Akhir yang berjudul “**Analisis Kapasitas Ruas Sungai Ciliwung Hilir (Gunung Sahari) Terhadap Debit Banjir Serta Penanggulangannya Pada DAS Marina DKI Jakarta**”. Penulisan Laporan Tugas Akhir ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik di Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Brawijaya Malang.

Tersusunnya laporan tugas akhir ini tidak lepas dari dukungan berbagai pihak. Pada kesempatan kali ini, penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya tempat saya menimba ilmu.
2. Bapak Dr. Ir. Pitojo Tri Juwono, MT sebagai Dekan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya yang memberikan kesempatan kepada penulis untuk mengikuti dan menyelesaikan pendidikan Program Studi S1 Teknik Sipil.
3. Bapak Ir. Sugeng P Budio, MS sebagai Kepala Jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya yang selalu memberikan motivasi selama penulis menimba ilmu di Teknik Sipil Universitas Brawijaya.
4. Bapak Ir. Suroso, Dipl.HE, M.Eng. sebagai Ketua Kelompok Dosen Keahlian Keairan Teknik Sipil Universitas Brawijaya.
5. Bapak Ir. Agus Suharyanto, M.Eng, P.hd sebagai pembimbing yang selalu mendukung penulisan laporan tugas akhir ini hingga selesai.
6. Bapak Dr.Eng. Indradi W, ST, M.Eng. (Prac.) sebagai pembimbing yang selalu mendukung penulisan laporan tugas akhir ini hingga selesai.
7. Bapak Dr. Ir. Assad Munawir, MT sebagai dosen penasehat akademik yang selalu memberi motivasi.
8. Seluruh jajaran dosen dan staf Teknik sipil Universitas Brawijaya.
9. Dinas Tata Air Provinsi DKI Jakarta.
10. Kedua orang tua tercinta yang selalu memberikan kasih sayang, mendoakan dan mendukung dalam segi apapun tanpa kenal lelah.
11. Andri Slamet Riyanto, Annissa’a Ulfah Faujiah, dan Aulia Khoirunnisa sebagai keluarga yang berada di Malang.

12. Ria Andini Sutopo yang telah memberikan banyak sekali motivasi dan selalu mendukung penulis dalam penulisan laporan tugas akhir ini.
13. Teman-teman Teknik Sipil Universitas Brawijaya angkatan 2010.
14. Keluarga Besar Mahasiswa Sipil Universitas Brawijaya.
15. Serta semua pihak terkait yang telah membantu dalam pembuatan dan penyusunan laporan tugas akhir yang tidak dapat disebutkan satu persatu sehingga terselesaikannya laporan tugas akhir ini.

Saya menyadari bahwa penulisan laporan ini masih jauh dari sempurna dan terdapat banyak kekurangan. Oleh karena itu, penulis sangat mengharapkan adanya masukan, baik saran maupun kritik yang bersifat membangun dari semua pihak. Semoga laporan ini dapat bermanfaat, khususnya bagi saya sendiri dan umumnya bagi para pembaca.

Malang, 26 Januari 2016

Penulis



RINGKASAN

Muhammad Hafis Adli Rahman, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya. Januari 2016 Analisis Kapasitas Ruas Sungai Ciliwung Hilir (Gunung Sahari) Terhadap Debit Banjir Serta Penanggulangannya Pada DAS Marina DKI Jakarta, Dosen Pembimbing : Ir. Agus Suharyanto, M.Eng, P.hd dan Dr. Eng, Indradi W, ST, M. Eng. (Prac)

Provinsi DKI Jakarta memiliki luas daerah $\pm 661,52 \text{ Km}^2$, kota DKI Jakarta merupakan dataran rendah yang dialiri oleh 13 sungai yang bermuara ke utara pulau jawa, aliran air di DKI Jakarta sebagian dibuang ke laut dengan sistem gravitasi dan sebagian lagi dengan sistem pompanisasi. Banjir yang setiap tahun yang terjadi di DKI Jakarta tidak lepas dari pengaruh sungai-sungai yang melintasinya. Sungai-sungai besar berhulu di bagian selatan DKI Jakarta yaitu daerah Bogor yang mempunyai ketinggian lebih dari 200 m dpl dan curah hujan tinggi, sehingga DKI Jakarta secara alamiah menjadi daerah tempat berakumulasi air dari hulu sungainya. Kawasan yang rentan terhadap banjir dan genangan adalah Jakarta Utara, khususnya untuk sungai ciliwung gunung sahari karena sungai ciliwung gunung sahari ini melewati beberapa kawasan penting seperti stasiun gambir, Istana Negara, Monas, Balaikota DKI Jakarta, Masjid Istiqlal. Oleh sebab itu di wilayah ini harus mempunyai penanganan khusus, sektor ini sangat vital untuk DKI Jakarta.

Pintu Air Hai Lai Marina yang merupakan pintu air pengontrol drainase aliran Sungai Cilliwung serta sebagai pintu pasang surut (*Tidal Gate*) terletak di hilir aliran kali Cilliwung Gunung Sahari. Pintu Air ini merupakan pemisah antara Sungai Cilliwung dan Laut Utara Jakarta. Sistem kerja Pintu Air Hai Lai Marina ini tergantung perbedaan antara ketinggian muka air laut dengan muka air Sungai Cilliwung Gunung Sahari. Saat muka air laut tinggi pintu air ini ditutup agar air laut tidak masuk ke dalam aliran Sungai Cilliwung gunung sahari dan jika muka air laut lebih rendah maka pintu air dibuka agar aliran dari Sungai Cilliwung bisa masuk ke laut.

Hasil pemodelan untuk kala ulang 5 tahun diperlukan pompa dengan kapasitas total $50\text{m}^3/\text{dtk}$ untuk menurunkan muka air sungai agar tidak meluap, pemodelan untuk kala ulang 10 tahun diperlukan pompa dengan kapasitas total $60\text{m}^3/\text{dtk}$ untuk menurunkan muka air sungai agar tidak meluap, pemodelan untuk kala ulang 25 tahun diperlukan pompa dengan kapasitas total $70\text{m}^3/\text{dtk}$ untuk menurunkan muka air sungai agar tidak meluap.

Kata Kunci : Banjir, Jakarta, Ciliwung.

SUMMARY

Muhammad Hafis Adli Rahman, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universitas of Brawijaya. January 2016, The Analysis of Downstream Ciliwung River Capacity (Gunung Sahari) Toward Flood Discharge and The Mitigation on Marina Catchment Area DKI Jakarta. Academic Supervisor : Ir. Agus Suharyanto, M. Eng., Ph.D and Dr. Eng. Indradi W, ST., M. Eng (Prac.)

DKI Jakarta has an area of 661.52 km² ± area, the city of Jakarta is a lowland area drained by 13 rivers that empties into the north of the island of Java, DKI Jakarta water flow in partially discharged into the sea with a system of gravity and partly by pumping system. Floods occur every year in Jakarta did not escape the influence of the rivers which cross it. Disgorge large rivers in the southern part of Jakarta, namely Bogor area that has a height of more than 200 m above sea level and high rainfall, so the Jakarta naturally be areas where water accumulates on the upstream of the river. The area is prone to flooding and inundation are North Jakarta, especially for mountain Ciliwung river because the river Ciliwung Sahari Sahari this mountain pass some important areas such as Gambir station, the National Palace, the National Monument, the City Hall, the Istiqlal Mosque. Therefore, in these areas must have special handling, this sector is vital to Jakarta.

Floodgates Hai Lai Marina which is a drainage controlling the flow of the Cilliwung as well as the ups and downs (Tidal Gate) located downstream river flows Cilliwung Mount Sahari. Pintu Air is a barrier between the river and the North Sea Cilliwung Jakarta. Working system Sluice Hai Lai Marina depends difference between the height of sea level with the river water level Cilliwung Gunung Sahari. When the sea level high water gate is closed so that sea water does not get into the flow of the mountain Cilliwung Sahari and if the sea level is lower then the floodgates opened so that the flow of the river Cilliwung can get into the sea.

Modeling results for the return period of 5 years needed pumps with a total capacity of 50m³/sec for lower the water level of the river so as not to overflow, modeling for a return period of 10 years the needed a pump with a total capacity 60m³/s for lower the water level of the river so as not to overflow, modeling for 25 year return period needed a pump with a total capacity of 70m³/s for lower the water level of the river so as not to overflow.

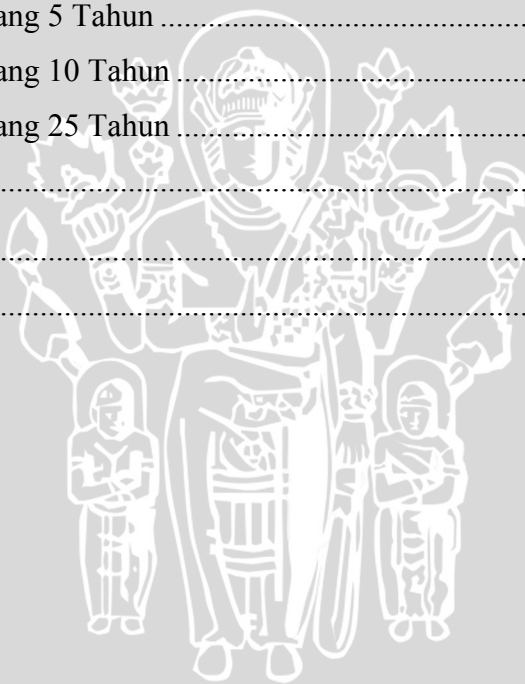
Keywords : Flood, Jakarta, Ciliwung

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
RINGKASAN	iii
SUMMARY	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	xi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1.Latar Belakang.....	1
1.2.Identifikasi Masalah	3
1.3.Rumusan Masalah.....	4
1.4.Batasan Masalah	4
1.5.Tujuan Penelitian.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Hidrologi.....	5
2.2 Polder.....	6
2.3 Curah Hujan Rencana	8
2.3.1 Curah Hujan Wilayah.....	8
2.3.2 Curah Hujan Maksimum Harian Rata-rata.....	12
2.3.3 Uji Konsistensi Data Curah Hujan	12
2.4 Pemilihan Distribusi Sebaran	14
3.1 2.4.1 Pengeplotan Data.....	15
2.4.2 Uji Kecocokan Sebaran.....	16
2.4.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov	16
2.5 Intensitas Curah Hujan	17
2.6 Debit Banjir Rencana	18
2.6.1 Metode Rasional.....	18
2.6.2 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....	22
2.7 Menghitung Pertumbuhan Penduduk	24
2.8 Analisis Kebutuhan Air Bersih.....	26

2.8.1 Analisis Sektor Domestik.....	26
2.8.2 Analisis Sektor Non Domestik.....	27
2.9 Menghitung Debit Buangan.....	28
2.10 Pemodelan Hidrolika.....	29
2.10.1 Simulasi Aliran Tetap (<i>Steady Flow</i>).....	30
2.10.2 Simulasi Aliran Tidak Tetap (<i>Unsteady Flow</i>).....	30
2.10.3 <i>Sediment Transport</i>	30
2.10.4 <i>Water Quality Analysis</i>	31
2.10.5 Konsep Penghitungan Profil Muka Air.....	31
2.10.6 Langkah-langkah memulai HEC-RAS.....	32
BAB III METODOLOGI PENELITIAN.....	35
3.2 Daerah Studi.....	35
3.3 Kondisi Eksisting Pintu Air Hai Lai Marina.....	36
3.4 Pengumpulan Data.....	36
3.5 Prosedur Pengolahan Data.....	37
BAB IV PEMBAHASAN.....	39
4.1 Analisa Debit Curah Hujan.....	39
4.2 Pemilihan Jenis Sebaran.....	41
4.3 Curah Hujan Rancangan Distribusi Gumbel.....	42
4.4 Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov-Kolmogorov.....	45
4.5 Koefisien Pengaliran.....	48
4.6 Distribusi Jam-jaman.....	49
4.6.1 Tadashi-Tanimoto.....	49
4.6.2 Mononobe.....	50
4.7 Perhitungan Intensitas Curah Hujan.....	50
4.7.1 Data Perhitungan Debit Sungai Ciliwung Hilir.....	50
4.8 Perhitungan Debit Banjir Rencana.....	51
4.8.1 Metode Rasional.....	51
4.8.2 Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....	52
4.8.2.1 Perhitungan Hidrograf Satuan Sungai Ciliwung Hilir.....	52
4.8.2.2 Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana.....	55
4.9 Perhitungan Debit Buangan.....	68
4.9.1 Analisis Pertumbuhan Penduduk.....	68

4.9.1.1 Perhitungan Proyeksi Penduduk	68
4.9.2 Analisis Kebutuhan Air Bersih	69
4.9.2.1 Sektor Domestik	70
4.9.2.2 Sektor Non Domestik	72
4.10 Debit Rancangan Total	80
4.11 Pemodelan Menggunakan HEC-RAS	80
4.11.1 <i>Input Data</i>	82
4.11.2 Syarat Batas (<i>Flow Boundary Condition</i>)	84
4.11.2.1 Syarat Batas (<i>Flow Boundary Condition</i>)	85
4.11.3 <i>Running Program</i>	85
4.11.4 Hasil Pemodelan	85
4.11.4.1 Kondisi Profil Muka Air	85
4.11.4.2 Kala Ulang 5 Tahun	87
4.11.4.3 Kala Ulang 10 Tahun	88
4.11.4.4 Kala Ulang 25 Tahun	89
BAB V PENUTUP	90
5.1 Kesimpulan	90
3.6 5.2 Saran	90
DAFTAR PUSTAKA	



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Kandungan Air di Bumi	5
Tabel 2.2	Pemilihan Distribusi Sebaran	12
Tabel 2.3	Nilai Kritis Untuk Uji Kecocokan Smirnov Kolmogorov	16
Tabel 2.4	Koefisien Pengairan (C)	19
Tabel 2.5	Koefisien Aliran Untuk Metode Rasional	20
Tabel 2.6	Kriteria Perencanaan Air Bersih	25
Tabel 2.7	Kebutuhan Air Non Domestik Untuk Kota Kategori I,II,III, IV	26
Tabel 2.8	Kebutuhan Air Non Domestik Untuk Kota Kategori V	26
Tabel 2.9	Kebutuhan Air Non Domestik Untuk Kategori Lain	26
Tabel 3.1	Peta DAS Marina	31
Tabel 3.2	Diagram Alir Penelitian	34
Tabel 4.1	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan	41
Tabel 4.2	Perhitungan Pemilihan Jenis Sebaran	41
Tabel 4.3	Reduced Mean dan Reduced Standar Deviasi	43
Tabel 4.	Reduced Variate	44
Tabel 4.5	Perhitungan Curah Hujan Maksimum Gumbel	44
Tabel 4.6	Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Distribusi Gumbel	45
Tabel 4.7	Nilai Kritis	46
Tabel 4.8	Perhitungan Smirnov-Kolmogorov	47
Tabel 4.9	Distribusi Curah Hujan Jam-jaman Metode Tadashi	49
Tabel 4.10	Perhitungan Distribusi Hujan Metode Tadashi	50
Tabel 4.11	Perhitungan Distribusi Hujan Metode Mononobe	50
Tabel 4.12	Perhitungan Intensitas Curah Hujan Sungai Ciliwung Hilir	51
Tabel 4.13	Debit Banjir Rencana Sungai Ciliwung Hilir	52

Tabel 4.14	Lengkung Hidrograf Nakayasu	53
Tabel 4.15	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Ciliwung Hilir	54
Tabel 4.16	Hidrograf Banjir Rencana Untuk Kala Ulang 5 Tahun.....	55
Tabel 4.17	Hidrograf Banjir Rencana Untuk Kala Ulang 10 Tahun.....	56
Tabel 4.18	Hidrograf Banjir Rencana Untuk Kala Ulang 25 Tahun.....	57
Tabel 4.19	Hidrograf Banjir Rencana Untuk Kala Ulang 50 Tahun.....	58
Tabel 4.20	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Ciliwung Hilir DAS Hulu	62
Tabel 4.21	Hidrograf Banjir Rencana DAS Hulu Untuk Kala Ulang 5 Tahun.....	63
Tabel 4.22	Hidrograf Banjir Rencana DAS Hulu Untuk Kala Ulang 10 Tahun.....	63
Tabel 4.23	Hidrograf Banjir Rencana DAS Hulu Untuk Kala Ulang 25 Tahun.....	64
Tabel 4.24	Hidrograf Banjir Rencana DAS Hulu Untuk Kala Ulang 50 Tahun.....	65
Tabel 4.25	Data Pertumbuhan Penduduk.....	68
Tabel 4.26	Kenaikan Jumlah Penduduk.....	69
Tabel 4.27	Fasilitas Umum Pada Wilayah Studi.....	70
Tabel 4.28	Kebutuhan Air untuk Sambungan Rumah Tangga (SR).....	70
Tabel 4.29	Kebutuhan Air untuk Hidran Umum (HU).....	71
Tabel 4.30	Kebutuhan Air untuk Fasilitas Pendidikan	72
Tabel 4.31	Kebutuhan Air untuk Fasilitas Peribadatan.....	73
Tabel 4.32	Kebutuhan Air untuk Fasilitas Kesehatan.....	74
Tabel 4.33	Kebutuhan Air untuk Fasilitas Mall.....	75
Tabel 4.34	Kebutuhan Air untuk Fasilitas Hotel.....	76
Tabel 4.35	Jumlah Kebutuhan Air Domestik dan Non Domestik di Wilayah Studi.....	78
Tabel 4.36	Kebutuhan Air Bersih FMH dan FMD	79
Tabel 4.37	Hasil Perhitungan Debit Rancangan	80

DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 1.1	Sungai yang Mengaliri DKI Jakarta	2
Gambar 2.1	Sistem Polder	7
Gambar 2.2	Metode Poligon Thiessen	10
Gambar 2.3	Metode Ishoyet	12
Gambar 2.4	Hubungan Curah Hujan Dengan Aliran Permukaan Untuk Durasi Yang Berbeda	19
Gambar 2.5	Tampilan Aplikasi HEC-RAS	29
Gambar 2.6	Penampang Melintang Sungai	32
Gambar 3.1	Peta DAS Marina	35
Gambar 4.1	Lokasi Stasiun Pengamat dan Metode Poligon Thiessen	39
Gambar 4.2	Grafik Hujan Rancangan dengan Distribusi Gumbel	45
Gambar 4.3	Tata Guna Lahan Lokasi Studi	48
Gambar 4.4	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Ciliwung Hilir	55
Gambar 4.5	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Ciliwung Hilir Dengan Kala Ulang	60
Gambar 4.6	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Hulu Dengan Kala Ulang	67
Gambar 4.7	Skema Pemodelan Sungai Ciliwung Gunung Sahari DAS Hilir	81
Gambar 4.8	Profil Potongan Melintang Terkecil Sungai (Potongan 34)	82
Gambar 4.9	Profil Potongan Melintang Terbesar Sungai (Potongan 0,1)	82
Gambar 4.10	Input Geometri Sungai	83
Gambar 4.11	Input Geometri Kapasitas Tampung	83
Gambar 4.12	Input Geometri Pompa Rencana	84
Gambar 4.13	Input <i>Flow Boundary Condition Data</i>	84
Gambar 4.14	Profil Muka Air Memanjang Kala Ulang 5 Tahun	85
Gambar 4.15	Profil Muka Air Melintang Terkecil Sungai dengan Kala Ulang 5 Tahun	86

Gambar 4.16	Profil Muka Air Melintang Terbesar Sungai dengan Kala Ulang 5 Tahun	86
Gambar 4.17	Profil Muka Air Sungai Potongan Melintang Kala Ulang 5 Tahun dengan Kapasitas Pompa 50m ³ /dtk	87
Gambar 4.18	Profil Muka Air Sungai Potongan Memanjang Kala Ulang 5 Tahun dengan Kapasitas Pompa 50m ³ /dtk	87
Gambar 4.19	Profil Muka Air Sungai Potongan Melintang Kala Ulang 10 Tahun dengan Kapasitas Pompa 60m ³ /dtk	88
Gambar 4.20	Profil Muka Air Sungai Potongan Memanjang Kala Ulang 10 Tahun dengan Kapasitas Pompa 60m ³ /dtk	88
Gambar 4.21	Profil Muka Air Sungai Potongan Melintang Kala Ulang 25 Tahun dengan Kapasitas Pompa 70m ³ /dtk	89
Gambar 4.22	Profil Muka Air Sungai Potongan Memanjang Kala Ulang 25 Tahun dengan Kapasitas Pompa 70m ³ /dtk	89



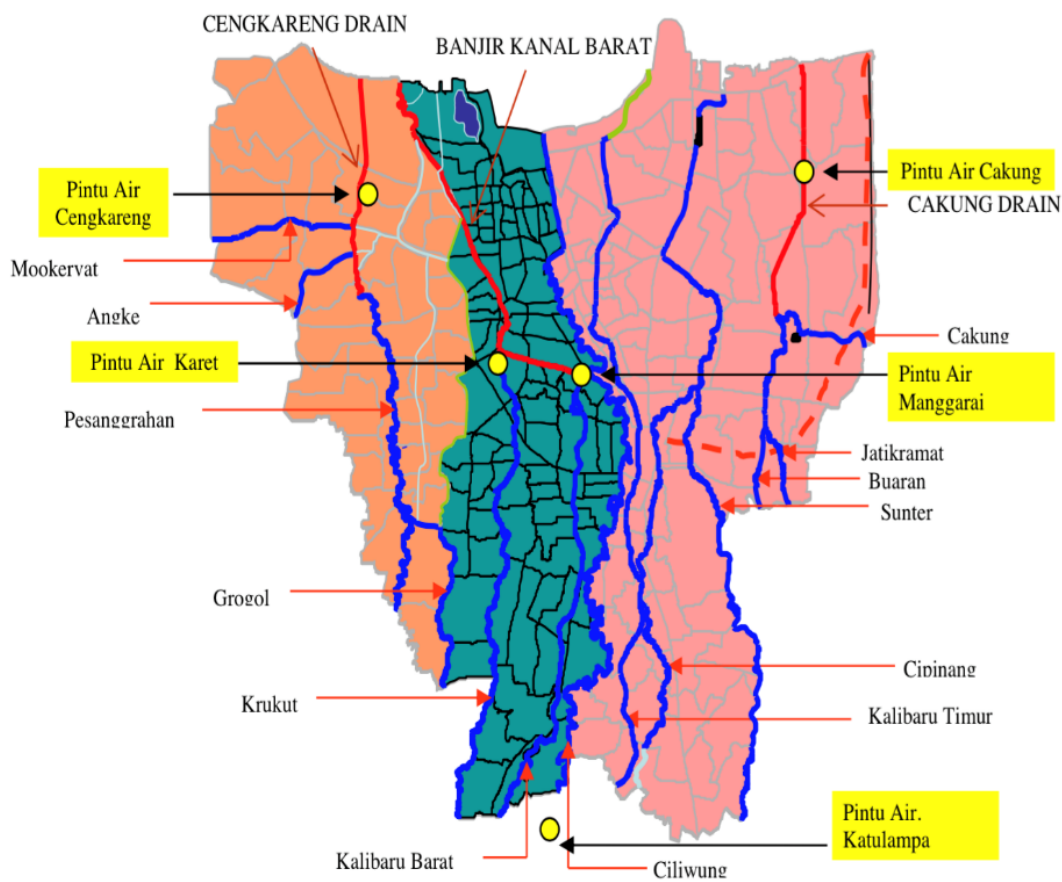
BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Provinsi DKI Jakarta memiliki luas daerah $\pm 661,52 \text{ Km}^2$, kota DKI Jakarta merupakan dataran rendah yang dialiri oleh 13 sungai yang bermuara ke utara pulau Jawa, aliran air di DKI Jakarta sebagian dibuang ke laut dengan sistem gravitasi dan sebagian lagi dengan sistem pompanisasi. Pembangunan di DKI Jakarta sangat pesat karena merupakan pusat dari pemerintahan Indonesia. Dengan pembangunan diberbagai sektor, yang menjadi daya tarik masyarakat dari berbagai daerah untuk menetap dan memperoleh kesejahteraan di kota ini.

Banjir di DKI Jakarta banyak melanda pemukiman. Hujan yang jatuh dan mengalir pada permukaan tanah yang diperkeras sebagai fasilitas pemukiman dan terletak di agak terjal (hulu), landai (tengah) hingga datar (hilir) berpotensi sebagai aliran limpasan (*overland flow*) dan aliran air permukaan (*runoff*) penyumbang terjadinya banjir. Pemukiman dan fasilitasnya sebagai salah satu penyebab arah dan besaran pergerakan aliran air permukaan terhalang atau terhambat untuk menuju tempat yang lebih rendah sehingga pada saat hujan dengan intensitas tinggi dan lama terjadi akumulasi aliran air yang besar. Dalam perjalanan air ini permukaan ke sungai sewaktu hujan lebat dan lama menyebabkan air limpasan permukaan mengumpul dan merendam di bagian yang lebih rendah seperti rawa dan situ dan ke sungai hingga ke laut Jawa (Teluk Jakarta).

Banjir yang setiap tahun yang terjadi di DKI Jakarta tidak lepas dari pengaruh sungai-sungai yang melintasinya. Sungai-sungai besar berhulu di bagian selatan DKI Jakarta yaitu daerah Bogor yang mempunyai ketinggian lebih dari 200 m dpl dan curah hujan tinggi, sehingga DKI Jakarta secara alamiah menjadi daerah tempat berakumulasi air dari hulu sungainya. Bila kapasitas saluran sungai tidak mampu menampung debit maka banjir sudah pasti terjadi. Berdasarkan data lapangan daerah yang menjadi rawan banjir adalah di daerah utara DKI Jakarta.



Gambar 1.1 Sungai yang mengalir di DKI Jakarta.

Sumber : Balai Besar Wilayah Sungai Ciliwung Cisadane Departemen PU.

Melihat gambar 1.1 ini faktanya bahwa Pemerintah Pusat (Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat) dan Pemda DKI Jakarta telah banyak berusaha dan melakukan antisipasi terhadap banjir, namun kenyataannya belum terealisasi dilapangan sepenuhnya. Usaha pengendalian banjir yang telah dilakukan di DKI Jakarta antara lain pembangunan Kanal Banjir dan normalisasi sungai dan saluran. Pengendalian banjir dengan Kanal Banjir Barat (KBB), yakni Cengkareng drain yang menampung air dari Sungai Angke, Sungai Pasanggrahan, Sungai Mookervart. Sistem pengendalian banjir lainnya yaitu Polder Pluit, Kanal Banjir Barat dan Sunter Barat Drain. Kanal Banjir Barat memotong aliran Sungai Krukut, Sungai Kalibaru Barat, dan Sungai Ciliwung. Pada bagian aliran sungai yang terpotong oleh KBB mengalir ke Waduk Pluit dan selanjutnya dipompa dan dialirkan ke Teluk Jakarta. Pengendalian banjir di bagian timur DKI Jakarta, berupa Kanal Banjir Timur (KBT). KBT ini difungsikan untuk menampung air dari Sungai Cipinang, Sungai Sunter, Sungai Buaran,

Sungai Jatikramat, Sungai Cakung, dan Sungai Cakung Timur. Aliran sungai yang terpotong oleh Kanal Banjir Timur ditampung di Sunter Timur Drain dan Cakung Drain yang selanjutnya dialirkan ke Teluk Jakarta (Departemen Pekerjaan Umum, 2007). Namun bila hujan dengan intensitas tinggi di daerah-daerah yang dilalui oleh KBB dan KBT akan menjadi daerah sasaran banjir.

DKI Jakarta pada musim kemarau akan kekurangan air tetapi saat musim penghujan DKI Jakarta harus dihadapi dengan permasalahan dengan banjir dan genangan, seperti yang pernah terjadi musibah besar pada tahun 1996, 1999, 2002 dan 2007.

Banjir tahun 1996 terjadi dua kali yaitu pada 6 januari dan 10 februari. Banjir bulan januari disebabkan limpahan air dari luar Jakarta, sedangkan banjir bulan februari disebabkan gabungan banjir lokal dan air banjir dari luar Jakarta. Awal tahun 1999 banjir besar melanda Jakarta dan sekitarnya, merendam ribuan rumah, 30.000 jiwa mengungsi dan enam orang meninggal dunia. Banjir tahun 2002 merendam Jakarta dan sekitarnya pada 29 januari 2002, menyebabkan 40.000 jiwa mengungsi dan dua orang meninggal dunia. 25% persen wilayah Jakarta terendam saat itu, banjir yang terjadi ini sempat melumpuhkan ibu kota Jakarta dan menyebabkan kerugian Rp 9,2 triliun. Banjir besar terjadi lagi pada awal februari 2007, menggenangi 60% wilayah DKI Jakarta, menyebabkan 400.000 jiwa mengungsi, 1.379 gardu induk tenggelam, dan 420.000 pelanggan listrik terganggu. Ini merupakan banjir terbesar dan terparah dalam sejarah Jakarta, menurut kajian Bappenas dan UNDP, banjir yang terjadi pada februari 2007 itu menewaskan 53 orang dan menyebabkan kerugian Rp 8,8 triliun.

Kawasan yang rentan terhadap banjir dan genangan adalah Jakarta Utara, khususnya untuk sungai ciliwung gunung sahari karena sungai ciliwung gunung sahari ini melewati beberapa kawasan penting seperti stasiun gambir, Istana Negara, Monas, Balaikota DKI Jakarta, Masjid Istiqlal. Oleh sebab itu di wilayah ini harus mempunyai penanganan khusus, sektor ini sangat vital untuk DKI Jakarta. Pemerintah sudah berupaya menanggulangi banjir di kawasan tersebut, dengan mengeruk sampah disungai, mengangkat sedimentasi, menaikkan pinggir sungai, tetapi tetap saja kawasan tersebut tidak terhindar dari banjir, oleh karena itu studi yang dilakukan akan membahas lebih lanjut mengenai penanggulangan banjir di kawasan sungai ciliwung hilir (gunung sahari).

1.2 Identifikasi Masalah

Permasalahan yang ada pada penelitian ini adalah terjadinya genangan dan banjir akibat meluapnya Sungai Gunung Sahari (Ciliwung Hilir) saat musim penghujan.

Perubahan kondisi di muara-muara sungai juga sangat berpengaruh yang mengakibatkan aliran sungai ke muara terhambat, maka dengan kondisi tersebut dibuat penulisan ini untuk menghitung sistem polder pintu air yang dilengkapi dengan pompa.

1.3 Rumusan Masalah

Dalam evaluasi debit banjir sungai ciliwung hilir terhadap DAS marina DKI Jakarta, Permasalahan yang ada dirumuskan sebagai berikut :

1. Berapa debit banjir sungai tersebut?
2. Apakah kapasitas sungai tersebut mampu menampung debit banjir?
3. Apabila kapasitas sungai tidak mencukupi maka berapa jumlah pompa yang dibutuhkan untuk mengatasi debit banjir di DAS Marina?

1.4 Batasan Masalah

Banyak hal yang harus diperhitungkan dalam mengevaluasi debit banjir yang terjadi Seperti curah hujan, kondisi sungai, topografi, sosial masyarakat sebagai faktor non-teknis dll. Untuk itu pada pembahasan masalah ini perlu adanya batasan-batasan, sehingga pembahasan masalah tidak melebar dan lebih fokus tertuju ke pokok permasalahan. Batasan masalah adalah sebagai berikut :

1. Data yang dipakai adalah data sekunder.
2. Tidak membahas konstruksi rumah pompa.
3. Kondisi sungai ciliwung hilir DAS marina dianggap normal.
4. Tidak memperhitungkan pasang surut air laut.

1.5 Tujuan Penelitian

Tujuan dari pembahasan masalah ini adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui jumlah debit banjir sungai tersebut.
2. Mengetahui apakah kapasitas sungai tersebut mampu menampung debit banjir.
3. Mengetahui berapa banyak pompa dan berapa kapasitas pompa yang diperlukan agar dapat mengatasi debit banjir di DAS Marina.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Hidrologi

Hidrologi adalah sesuatu ilmu tentang kehadiran dan gerakan air di alam kita ini menyangkut masalah kualitas dan kuantitasnya. Secara khusus SNI No. 1724-1989-F, hidrologi didefinisikan sebagai ilmu yang mempelajari sistem kejadian air di atas, pada permukaan dan di dalam tanah. Definisi tersebut terbatas pada hidrologi rekayasa. Secara luas hidrologi meliputi pula berbagai bentuk air, termasuk transformasi antara keadaan cair, padat, dan gas dalam atmosfer, diatas dan dibawah permukaan tanah. Di dalamnya tercakup pula air laut yang merupakan sumber dan penyimpanan air yang mengaktifkan kehidupan di planet bumi ini (CD.Soemarto, 1999).

Di dalam siklus hidrologi jumlah air yang ada di muka bumi $1,36 \times 10^3 \text{ m}^3$. Dari jumlah tersebut, sebagian besar merupakan air laut seperti yang terlihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 2.1 Kandungan Air di Bumi

Lokasi	Volume (10^3 km^3)	Presentase total air (%)
Danau air tawar	125	0.0089
Sungai	1,25	0.000089
Lengas tanah	65	0.00465
Air tanah	8250	0.59
Danau air asi & laut mati	105	0.0075
Atmosfer	13	0.00093
Tudung kutub es, sungai es, salju	29.2	2.089
Laut & lautan	1.360.000	97.298

Siklus hidrologi adalah merupakan suatu siklus tentang perjalanan air di bumi yang tidak mempunyai titik awal dan titik akhir. Air yang berada di lautan dan juga di daratan menguap menjadi bagian dari atmosfer, uap air naik ke atas dan melalui proses pengembunan berubah menjadi titik-titik air yang turun sebagai hujan di atas permukaan daratan dan lautan. Air hujan ini ada yang tertangkap oleh tumbuhan, mengalir sebagai limpasan permukaan, meresap ke dalam tanah dan mengalir di dalam alur-alur sungai sebagai aliran permukaan.

Sebagian dari air yang tertangkap tumbuhan dan yang mengalir sebagai aliran permukaan kembali ke atmosfer melalui proses penguapan. Air yang meresap ke dalam tanah dapat menjadi imbuhan simpanan air tanah, yang kemudian muncul sebagai mata air atau rembesan ke alur-alur sungai dan memberikan sumbangan terhadap aliran permukaan berupa aliran dasar dan pada akhirnya mengalir kembali ke lautan atau menguap ke atmosfer dan seterusnya.

Akan tetapi sirkulasi air ini tidak merata karena ada perbedaan besar presipitasi dari tahun ke tahun, dari musim ke musim yang berikutan dan juga wilayah ke wilayah yang lain. Sirkulasi air ini dipengaruhi oleh kondisi meteorologi (suhu, tekanan atmosfer, angin, dll) dan kondisi topografi, sehingga kondisi meteorologi adalah faktor yang menentukan.

Walaupun konsep tentang daur hidrologi terlihat sangat sederhana, akan tetapi fenomena ini sebenarnya sangat rumit. Daur ini tidak hanya terdiri dari satu siklus tunggal besar, akan tetapi terdiri dari banyak siklus yang berlangsung dalam lingkup-lingkup kontinental, region, maupun lokal yang saling berkaitan. Meskipun jumlah volume air dalam siklus ini secara global adalah konstan, tetapi sebenarnya setiap saat dapat berubah, di benua-benua, di satuan-satuan wilayah iklim, maupun DAS-DAS (daerah aliran sungai) yang bersifat lokal.

2.2 Polder

Sistem polder adalah suatu teknologi penanganan banjir dan air laut pasang dengan kelengkapan sarana fisik, yang meliputi sistem drainase, kolam retensi, pintu dan pompa air, dalam Sistem Polder tidak ada aliran permukaan bebas seperti pada daerah tangkapan air alamiah, tetapi dilengkapi dengan sistem pengendali pada pembuangannya dengan pompa untuk mengendalikan air keluar.

Latar belakangnya dikembangkannya sistem polder antara lain :

1. Pengembangan kota-kota pantai di Indonesia seperti Jakarta dan Semarang sering kali didasarkan pada kepentingan pertumbuhan ekonomi.

Pengembangan kawasan dengan tidak memperhatikan keseimbangan pembangunan sehingga menimbulkan banjir.

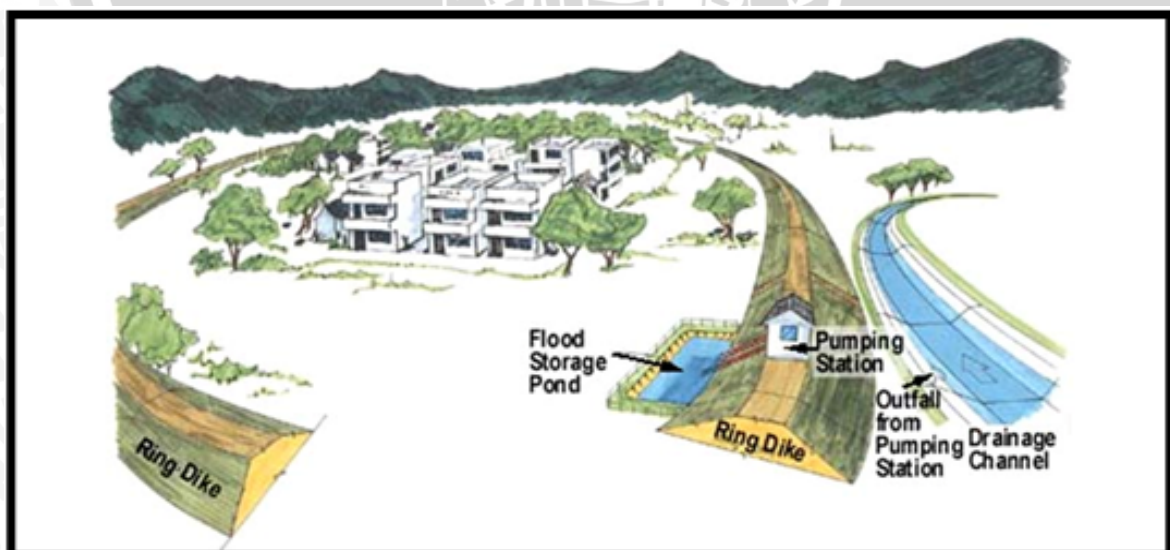
Maka dari itulah perlu upaya peningkatan aspek teknologi dan manajemen untuk pengendali banjir dan ROB di kota-kota pantai di Indonesia.

Fungsi utama polder adalah sebagai pengendali muka air di dalam Sistem Polder tersebut, muka air di dalam sistem dikendalikan supaya tidak terjadi banjir atau genangan. Air di dalam sistem dikendalikan sedemikian rupa sehingga jika ada kelebihan air yang berpotensi dapat menyebabkan banjir, maka kelebihan air itu akan dipompa keluar dari sistem.

Keunggulan Sistem Polder adalah mampu mengendalikan banjir dan genangan akibat aliran di hulu, hujan setempat dan air laut pasang, sedangkan kelemahannya adalah Sistem Polder ini sangat bergantung pada pompa, jika pompa mati maka kawasan akan tergenang, dan biaya pemeliharaan relatif mahal.

Biasanya pompa digunakan pada suatu daerah dengan dataran rendah atau keadaan topografi atau kontur yang cukup datar, sehingga saluran-saluran yang ada tidak mampu mengalir secara gravitasi.

Jumlah dan kapasitas pompa yang disediakan di dalam stasiun pompa harus disesuaikan dengan volume air yang harus dikeluarkan. Pompa yang menggunakan tenaga listrik disebut pompa jenis sentrifugal, sedangkan pompa yang menggunakan tenaga diesel dengan bahan bakar solar adalah submersible.



Gambar 2.1 Sistem Polder

2.3 Curah Hujan Rencana

Dalam memperkirakan curah hujan yang terjadi pada suhu daerah tertentu, pengamatan curah hujan yang dilakukan adalah sangat penting sebagai dasar untuk analisa. Langkah atau tahapan yang sering digunakan untuk menentukan curah hujan rencana pada suatu daerah adalah sebagai berikut.

2.3.1 Curah Hujan Wilayah

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan pembuatan embung. Ketetapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir rencana. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada waktu yang sama. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah dan dinyatakan dalam mm (Sosrodarsono, 2003).

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat atau titik saja (*point rainfall*). Mengingat hujan sangat bervariasi terhadap tempat (*space*), maka untuk kawasan yang luas, satu alat penakar hujan belum dapat menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan hujan area yang diperoleh dari harga rata-rata curah hujan beberapa stasiun penakar hujan yang ada di dalam dan atau di sekitar kawasan tersebut (Suripin, 2004).

Curah hujan wilayah ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Cara-cara perhitungan curah hujan area dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut :

A. Metode Rata-Rata Aljabar

Metode ini adalah perhitungan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran curah hujan di stasiun hujan di dalam area tersebut. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa semua stasiun hujan mempunyai pengaruh yang setara. Metode ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika topografi rata atau datar, stasiun hujan banyak dan tersebar secara merata di area tersebut serta hasil penakaran

masing-masing stasiun hujan tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh stasiun hujan di seluruh area.

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

Dimana:

- R = curah hujan rata-rata DAS (mm)
- R₁, R₂, R₃ R_n = curah hujan pada setiap stasiun pengamat (mm)
- n = jumlah stasiun pengamat

B. Metode Poligon Thiessen

Metode ini berdasarkan rata rata timbang (weighted average).Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh stasiun hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak.Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun hujan yang satu dengan lainnya adalah linear dan stasiun hujannya dianggap dapat mewakili kawasan terdekat (Suripin, 2004).

Metode ini cocok jika stasiun hujan tidak tersebar merata dan jumlahnya terbatas dibanding luasnya.Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien Thiessen. Untuk pemilihan stasiun hujan yang dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun. Besarnya koefisien Thiessen dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$C = \frac{A_i}{A_{total}} \dots\dots\dots (2.2)$$

Dimana :

- C = Koefisien Thiessen
- A_i = Luas daerah pengaruh dari stasiun pengamat i (Km²)
- A_{total} = Luas total dari DAS (Km²)

Prosedur penerapan metode ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut :

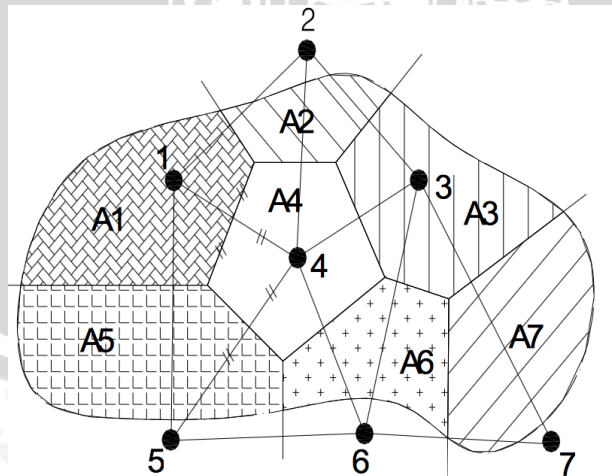


1. Lokasi stasiun hujan di plot pada peta DAS. Antar stasiun dibuat garis lurus penghubung.
2. Tarik garis tegak lurus ditengah-tengah tiap garis penghubung sedemikian rupa, sehingga membentuk polygon Thiessen (Gambar 2.3). Semua titik dalam satu polygon akan mempunyai jarak terdekat dengan stasiun yang ada di dalamnya dibandingkan dengan jarak terhadap stasiun lainnya. Selanjutnya, curah hujan pada stasiun tersebut dianggap representasi hujan pada kawasan dalam polygon yang bersangkutan.
3. Luas area pada tiap-tiap polygon dapat diukur dengan planimeter dan luas total DAS (A) dapat diketahui dengan menjumlahkan luas polygon.
4. Hujan rata-rata DAS dapat dihitung dengan rumus :

$$R = \frac{A_1R_1 + A_2R_2 + \dots + A_nR_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2.3)$$

Dimana :

- R = Curah hujan rata-rata DAS (mm)
- A₁, A₂, ..., A_n = Luas daerah pengaruh dari setiap stasiun hujan (Km²)
- R₁, R₂, ..., R_n = Curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)
- n = Banyaknya stasiun hujan



Gambar 2.2 Poligon Thiessen

C. Metode Rata-Rata Isohyet

Metode ini memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap-tiap stasiun hujan dengan kata lain asumsi metode Thiessen yang menganggap bahwa tiap-tiap stasiun hujan mencatat kedalaman yang sama untuk daerah sekitarnya dapat dikoreksi. Metode ini cocok untuk daerah berbukit dan tidak teratur (Suripin, 2004).

Prosedur penerapan metode ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut :

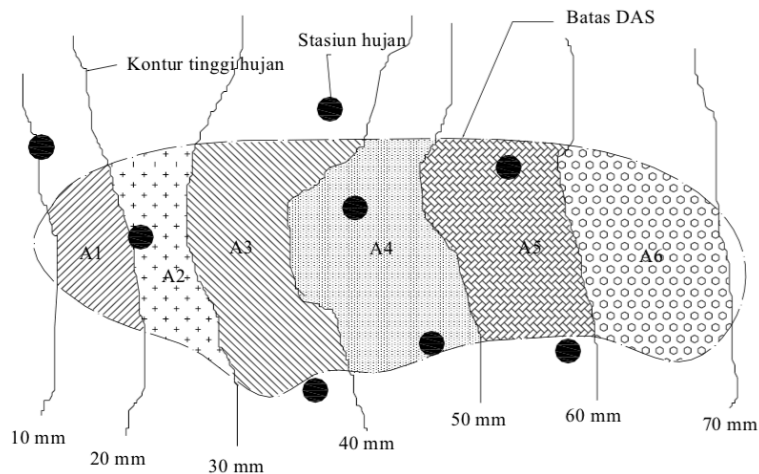
1. Plot data kedalaman air hujan untuk tiap stasiun hujan pada peta.
2. Gambar kontur kedalaman air hujan dengan menghubungkan titik-titik yang mempunyai kedalaman air yang sama. Interval isohyet yang umum dipakai adalah 10 mm.
3. Hitung luas area antara dua garis isohyet yang berdekatan dengan menggunakan planimeter. Kalikan masing-masing luas areal dengan rata-rata hujan antara dua isohyet yang berdekatan.
4. Hitung hujan rata-rata DAS dengan rumus :

$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1+R_2}{2}A_1 + \frac{R_3+R_4}{2}A_2 + \dots + \frac{R_n+R_{n-1}}{2}A_n}{A_1+A_2+\dots+A_n} \quad (2.4)$$

Dimana :

- R = curah hujan rata-rata (mm)
 R₁, R₂, ... R_n = curah hujan di garis isohyet (mm)
 A₁, A₂, ... A_n = luas bagian yang dibatasi oleh isohyet-isohyet (Km²)

Cara ini adalah cara yang paling teliti untuk mendapatkan hujan areal rata-rata jika stasiun hujannya relatif lebih padat yang memungkinkan untuk membuat garis isohyet. Peta isohyet harus mencantumkan sungai-sungai utamanya dan garis-garis kontur yang cukup. Pada pembuatan peta isohyet harus turut mempertimbangkan topografi, arah angin, dan lain-lain di daerah bersangkutan. Jadi untuk membuat peta isohyet yang baik, diperlukan pengetahuan, keahlian dan pengalaman yang cukup (Sosrodarsono, 2003).



Gambar 2.3 Metode Isohyet

2.3.2 Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata

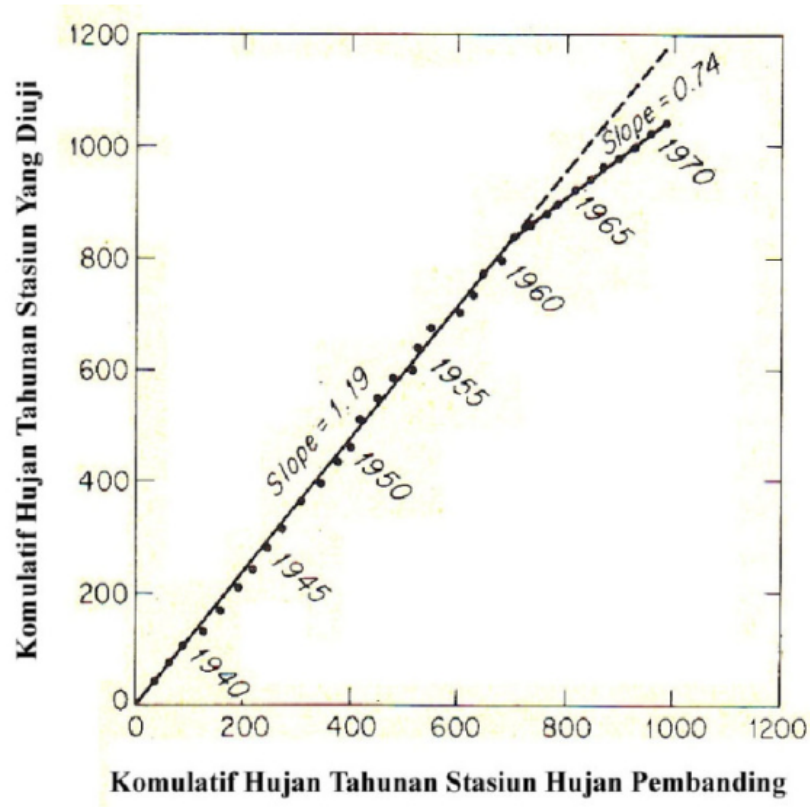
Cara yang ditempuh untuk mendapatkan hujan maksimum harian rata-rata DAS adalah sebagai berikut :

1. Tentukan hujan maksimum harian pada tahun tertentu di salah satu pos hujan.
2. Cari besarnya curah hujan pada tanggal-bulan-tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
3. Hitung hujan DAS dengan salah satu cara yang dipilih.
4. Tentukan hujan maksimum harian (seperti langkah 1) pada tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
5. Ulangi langkah 2 dan 3 setiap tahun.

Dari hasil rata-rata yang diperoleh (sesuai dengan jumlah pos hujan) dipilih yang tertinggi setiap tahun. Data hujan yang terpilih setiap tahun merupakan hujan maksimum harian DAS untuk tahun yang bersangkutan (Suripin, 2004).

2.3.3 Uji Konsistensi Data Curah Hujan

Setelah memiliki data curah hujan dan memiliki data masing-masing stasiun curah hujan di daerah studi langkah selanjutnya menguji dengan uji konsistensi. Pengujian ini bertujuan untuk mengetahui apakah data curah hujan yang didapat ini memenuhi syarat dan layak dipakai atau tidak. Cara menguji konsistensi data yaitu dengan Lengkung Massa Ganda (*Double Mass Curve*).



Untuk melakukan uji konsistensi data ini adalah menggunakan analisa kurva massa ganda sebagai berikut :

1. Menghitung hujan tahunan untuk masing-masing stasiun.
2. Menghitung rata-rata hujan tahunan untuk stasiun pembanding.
3. Menghitung komulatif hujan tahunan untuk stasiun yang akan diuji.
4. Menghitung komulatif hujan tahunan untuk stasiun pembanding.
5. Melakukan penggambaran dalam bentuk diagram pencar (*scatter diagram*) antara stasiun yang akan diuji dan stasiun pembanding, Stasiun yang akan diuji pada sumbu Y dan stasiun pembanding pada sumbu X.
6. Melakukan analisa terhadap konsistensi data hujan dengan cara membuat garis lurus pada diagram pencar dan melakukan analisa menentukan apakah ada perubahan slope atau tidak pada garis lurus yang dibuat pada diagram pencar, jika terjadi perubahan *slope* , maka pada titik setelah mengalami perubahan perlu adanya koreksi terhadap pencatatan data hujan dengan cara mengalikan dengan koefisien (K) yang dihitung berdasarkan perbandingan *slope* setelah mengalami perubahan (S_2) dan Slope sebelum mengalami perubahan (S_1) atau $K = S_2/S_1$.

Pengujian dengan metode ini akan memberikan hasil yang baik, jika dalam suatu DAS terdapat banyak stasiun hujan, karena dengan jumlah stasiun hujan yang banyak akan memberikan nilai rata-rata hujan tahunan sebagai pembanding terhadap stasiun yang di uji lebih dapat mewakili secara baik. Oleh karena itu jumlah minimal stasiun hujan untuk pengujian ini adalah 3 stasiun hujan dan jika hanya terdapat 2 stasiun hujan atau bahkan 1 stasiun hujan, maka tidak dapat dilakukan pengujian konsistensi data hujan dan oleh karenanya kita asumsikan bahwa data yang ada adalah konsisten.

2.4 Pemilihan Distribusi Sebaran

Dalam analisis frekuensi data hidrologi baik data hujan maupun data debit sungai terbukti bahwa sangat jarang dijumpai seri data yang sesuai dengan sebaran normal. Sebaliknya, sebagian besar data hidrologi sesuai dengan sebaran yang lainnya.

Masing-masing sebaran memiliki sifat-sifat khas sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistic masing-masing sebaran tersebut. Pemilihan sebaran yang tidak benar dapat mengundang kesalah perkiraan yang cukup besar. Dengan demikian pengambilan salah satu sebaran secara sembarang untuk analisis tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan.

Analisis frekuensi atas data hidrologi menuntut syarat tertentu untuk data yang bersangkutan, yaitu harus seragam (*homogeneous*), *independent* dan mewakili (*representative*). (Haan, 1977).

Data yang seragam berarti bahwa data tersebut harus berasal dari populasi yang sama. Dalam arti lain, stasiun pengumpul data yang bersangkutan, baik stasiun hujan maupun stasiun hidrometri harus tidak pindah, DAS tidak berubah menjadi DAS perkotaan (*urban catchment*), maupun tidak ada gangguan-gangguan lain yang menyebabkan data yang terkumpul menjadi lain sifatnya. Batasan '*independence*' disini berarti bahwa besaran data ekstrim tidak terjadi lebih dari sekali. Syarat lain adalah bahwa data harus mewakili untuk perkiraan kejadian yang akan datang, misalnya tidak akan terjadi perubahan akibat ulah tangan manusia secara besar-besaran, tidak dibangun kontruksi yang mengganggu pengukuran, seperti bangunan sadap, perubahan tata guna tanah. Pengujian statistic dapat dilakukan untuk masing-masing syarat tersebut (Sri Harto, 1993).

Tabel 2.2 Pemilihan Distribusi Sebaran

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$C_s = 0$ $C_k = 3$
Gumbel Tipe I	$C_s \leq 1,1396$ $C_k \leq 5,4002$
Log Pearson Tipe III	$C_s \neq 0$
Log Normal	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$ $C_k = 5,383$

Sumber : CD. Soemarto, 1999

2.4.1 Pengeplotan Data

Pengeplotan data distribusi frekuensi dalam kertas probabilitas bertujuan untuk mencocokkan rangkaian data dengan jenis sebaran yang dipilih, dimana kecocokan dapat dilihat dengan persamaan garis yang membentuk garis lurus. Hasil pengeplotan juga dapat digunakan untuk menaksir nilai tertentu dari data baru yang kita peroleh (Soewarno, 1995).

Ada dua cara untuk mengetahui ketepatan distribusi probabilitas data hidrologi yaitu data yang diplot pada kertas probabilitas yang sudah didesain khusus atau menggunakan skala plot yang melinierkan fungsi distribusi. Posisi pengeplotan data merupakan nilai probabilitas yang dimiliki oleh masing-masing data yang diplot. Banyak metode yang telah dikembangkan untuk menentukan posisi ini, data hidrologi yang telah ditabelkan diurutkan dari besar ke kecil (berdasarkan peringkat m), dimulai dengan $m=1$ untuk data dengan nilai tertinggi dan $m = n$ (n adalah jumlah data) untuk data dengan nilai terkecil. Periode ulang T_r dapat dihitung dengan beberapa persamaan yang telah terkenal yaitu Weibull, California, Hazen, Gringorten, Cunname, Blom dan Turkey. Data yang telah diurutkan dan periode ulangnya telah dihitung dengan salah satu persamaan diatas diplot di atas kertas probabilitas sehingga diperoleh garis T_r vs Q yang berupa garis lurus (Suripin, 2004).

Perkiraan kasar periode ulang atau curah hujan yang mungkin, lebih mudah dilakukan dengan menggunakan kemungkinan. Kertas kemungkinan normal (*normal probability paper*) digunakan untuk curah hujan tahunan yang mempunyai distribusi yang hampir sama dengan distribusi normal, dan kertas kemungkinan logaritmis normal (*logarithmic-normal probability paper*) digunakan untuk curah hujan harian maksimum dalam setahun yang mempunyai distribusi normal logaritmis.

Dalam hal ini harus dipilih kertas kemungkinan yang sesuai dengan distribusi data secara teoritis maupun empiris dan bentuk distribusi ditentukan dengan menggambarannya. (Sosrodarsono dan Tominaga, 1985).

Penggambaran posisi (*plotting positions*) yang dipakai adalah cara yang dikembangkan oleh Weibull dan Gumbel, yaitu :

$$P(X_m) = \frac{m}{n+1} \cdot 100\% \dots\dots\dots (2.5)$$

Dimana:

$P(X_m)$ = Data yang telah direnking dari besar ke kecil

m = Nomer urut

n = Jumlah data

2.4.2 Uji Kecocokan Sebaran

Uji kecocokan sebaran dilakukan untuk mengetahui jenis sebaran yang paling sesuai dengan data hujan. Uji sebaran dilakukan dengan uji kecocokan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan sebaran peluang yang telah dipilih dapat menggambarkan atau mewakili dari sebaran statistic sample data yang dianalisis tersebut (Soemarto, 1999).

2.4.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorof

Uji kecocokan *smirnov-kolmogorof* sering juga disebut uji kecocokan non parameterik (*non parametric test*) karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

Rumus yang dipakai (Soewarno, 1995)

$$\alpha = \frac{P_{max}}{P(x)} - \frac{P(x_i)}{\Delta c} \dots\dots\dots (2.6)$$

Prosedur uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* adalah :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya nilai masing-masing data tersebut :

$$X_1 \rightarrow P(X_1)$$



$$X_2 \rightarrow P(X_2)$$

$$X_m \rightarrow P(X_m)$$

$$X_n \rightarrow P(X_n)$$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

$$X_1 \rightarrow P'(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P'(X_2)$$

$$X_m \rightarrow P'(X_m)$$

$$X_n \rightarrow P'(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

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

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirno – Kolmogorof test*), ditentukan harga D0

Tabel 2.3 Nilai D0 Kritis Untuk Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogrof

Jumlah data	α derajat kepercayaan			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n>50	1.07/n	1.22/n	1.36/n	1.63/n

Sumber : Soewarno, 1995

2.5 Intesitas Curah Hujan

Intesitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intesitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intesitasnya. Hubungan antara intesitas, lama hujan dan frekuensi hujan biasanya dinyatakan dalam lengkung intesitas – durasi – frekuensi (*IDF = Intensity – Duration – Frequency Curve*). Diperlukan data hujan jangka pendek, misalnya 5 menit, 10 menit, 30 menit, 60 menit dan jam-jaman untuk

membentuk lengkung IDF. Data hujan jenis ini hanya dapat diperoleh dari pos penangkar hujan otomatis. Selanjutnya berdasarkan data hujan jangka pendek tersebut lengkung IDF dapat dibuat. (Suripin, 2004).

Untuk menentukan debit banjir rencana (*design flood*) perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan terutama bila digunakan metoda rasional. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu di mana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau (Loebis, 1987). Untuk menghitung intensitas curah hujan dapat digunakan beberapa rumus empiris sebagai berikut :

1. Mononobe

Seandainya data curah hujan yang ada hanya curah hujan harian, maka intensitas curah hujannya dapat dirumuskan (Loebis, 1987) :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left[\frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots (2.7)$$

Dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (jam)
- R₂₄ = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

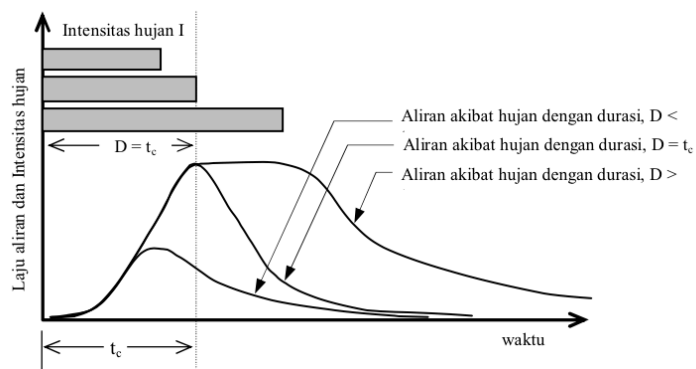
2.6 Debit Banjir Rencana

Pada studi ini digunakan 2 metode menghitung debit banjir rencana, yaitu metode rasional dan metode hidrograf satuan sintetik nakayasu.

2.6.1 Metode Rasional

Metode untuk memperkirakan laju aliran permukaan puncak yang umum dipakai adalah metode Rasional USSCS (1973). Metode ini sangat sederhana dan mudah penggunaannya, namun pemakaiannya terbatas untuk DAS-DAS dengan ukuran kecil yaitu kurang dari 300ha (Goldman et al., 1986).

Metode Rasional dikembangkan berdasarkan asumsi bahwa hujan yang terjadi mempunyai intensitas seragam dan merata di seluruh DAS selama paling sedikit sama dengan waktu konsentrasi (t_c) DAS.



Gambar 2.4 Hubungan curah hujan dengan aliran permukaan untuk durasi hujan yang berbeda

Gambar diatas menunjukkan bahwa hujan dengan intensitas seragam dan merata seluruh DAS berdurasi sama dengan waktu konsentrasi (t_c). Jika hujan yang terjadi lamanya kurang dari t_c maka debit puncak yang terjadi lebih kecil dari Q_p , karena seluruh DAS tidak dapat memberikan kontribusi aliran secara bersama pada titik control (*outlet*). Sebaliknya jika hujan yang terjadi lebih lama dari t_c , maka debit puncak aliran permukaan akan tetap sama dengan Q_p .

Rumus yang dipakai :

$$Q_p = \frac{C.I.A}{3,6} = 0,278.C.I.A \quad \dots \dots \dots (2.8)$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t_c} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \dots \dots \dots (2.9)$$

Menurut Kirpich :

$$t_c = \left(\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right)^{0,385} \quad \dots \dots \dots (2.10)$$

Dimana :

Q_p = Laju aliran permukaan (debit) puncak (m^3/dtk)

C = Koefisien pengaliran atau limpasan

I = Intesitas hujan

A = Luas daerah aliran sungai (DAS) (km^2)

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

t_c = Waktu konsentrasi (jam)

L = Panjang sungai (km)

S = Kemiringan rata-rata sungai (mm)



Koefisien aliran permukaan (C) didefinisikan sebagai nisbah antara puncak aliran permukaan terhadap intensitas hujan. Faktor ini merupakan variable yang paling memerlukan hasil perhitungan debit banjir. Pemilihan harga C yang tepat memerlukan pengalaman hidrologi yang luas. Faktor utama yang mempengaruhi C adalah laju infiltrasi tanah atau prosentase lahan kedap air, kemiringan lahan, tanaman penutup tanah dan intensitas hujan.

Koefisien limpasan juga tergantung pada sifat dan kondisi tanah. Laju infiltrasi menurun pada hujan yang terus menerus dan juga dipengaruhi oleh kondisi kejenuhan air sebelumnya. Faktor lain yang mempengaruhi nilai C adalah air tanah, derajat kepadatan tanah, porositas tanah, dan simpanan depresi. Harga C untuk berbagai tipe tanah dan penggunaan lahan disajikan dalam tabel 2.6.

Harga C yang ditampilkan dalam tabel 2.6 belum memberikan rincian masing-masing faktor yang berpengaruh terhadap besarnya nilai C. Oleh karena itu, Hasing (1995) menyajikan cara penentuan faktor C yang mengintegrasikan nilai yang merepresentasikan beberapa faktor yang mempengaruhi hubungan antara hujan dan aliran, yaitu topografi, permeabilitas tanah, penutup lahan dan tata guna tanah. Nilai koefisien C merupakan kombinasi dari beberapa faktor yang dapat dihitung berdasarkan tabel 2.6.

Tabel 2.4 Koefisien pengairan (C)

	Tipe Daerah Aliran	Harga C
Halaman	Tanah berpasir, datar 2%	0,05-0,10
	Tanah berpasir, rata-rata 2-7%	0,10-0,15
	Tanah berpasir, curam 7%	0,15-0,20
	Tanah berat, datar 2%	0,13-0,17
	Tanah berat, rata-rata 7%	0,18-0,22
	Tanah berat, curam 7%	0,25-0,35
Business	Perkotaan	0,70-0,95
	Pinggiran	0,50-0,70
	Rumah tunggal	0,30-0,50
Perumahan	Multiunit, terpisah	0,40-0,60
	Multiunit, tergabung	0,60-0,75
	Perkampungan	0,25-0,40
Industri	Apartemen	0,50-0,70
	Ringan	0,50-0,80

	Berat	0,60-0,90
	Datar, 0-5%	0,10-0,40
Hutan	Bergelombang, 5-10%	0,25-0,50
	Berbukit, 10-30%	0,30-0,60
	Atap	0,75-0,95
Lain-lain	Taman, Perkuburan	0,10=0,25
	Tempat taman bermain	0,20-0,35
	Halaman kereta api	0,10-0,35

Sumber : McGuen, 1989

Tabel 2.5 Koefisien aliran untuk metode rasional

Koefisien aliran $C = C_t + C_s + C_v$

Topografi, C_t		Tanah, C_s		Vegetasi, C_v	
Datar	(<1%	Pasir dan gravel	Hutan		
0,03		0,04	0,04		
Bergelombang	(1-10%)	Lempung berpasir	Pertanian		
0,08		0,08	0,11		
Perbukitan	(10-20%)	Lempung dan lanau	Padang rumput		
0,16		0,16	0,21		
Pegunungan	(>20%)	Lapisan batu	Tanpa tanaman		
0,26		0,26	0,28		

Sumber : Hassing, 1995

Cara lain penggunaan rumus rasional untuk DAS dengan tata guna lahan tidak homogen adalah sebagai berikut ini :

$$Q_p = 0,002778 \sum_{i=1}^n C_i A_i \dots\dots\dots (2.11)$$

Waktu konsentari (t_c) suatu DAS adalah waktu yang diperlukan oleh air hujan untuk jatuh untuk mengalir dari titik terjauh sampai ke tempat keluaran DAS (titik kontrol) setelah tanah menjadi jenuh dan depresi-depresi kecil terpenuhni. Dalam hal ini diasumsikan bahwa jika durasi hujan sama dengan waktu konsentrasi, maka setiap DAS

secara serentak telah menyumbangkan aliran terhadap titik kontrol. Salah satu metode untuk memperkirakan waktu konsentrasi adalah rumus yang dikembangkan oleh Kirpich (1940), yang dapat ditulis sebagai berikut :

$$t_c = \left(\frac{0,87xL^2}{1000xS} \right)^{0,385} \dots\dots\dots (2.12)$$

dimana t_c adalah waktu konsentrasi dalam jam, L panjang saluran utama dari hulu sampai penguras dalam km, dan S kemiringan rata-rata saluran utama dalam mm.

Intesitas hujan (I) untuk t_c tertentu dapat dihitung dengan rumus Mononobe.

Metode rasional juga dapat dipergunakan untuk DAS yang tidak seragam (homogen), dimana DAS dapat dibagi-bagi menjadi beberapa sub DAS yang seragam atau pada DAS dengan sistem saluran yang bercabang-cabang. Metode rasional dipergunakan untuk menghitung debit dari masing-masing sub DAS.

Perhitungan dilakukan dengan menggunakan dua aturan berikut :

1. Metode rasional dipergunakan untuk menghitung debit puncak pada tiap-tiap daerah masukan (inlet area) pada ujung hulu sub DAS.
2. Pada lokasi dimana drainase bersasal dari dua lebih daerah masukan, maka waktu konsentrasi terpanjang yang dipakai untuk intesitas hujan rencana, koefisien dipakai C_{DAS} dan total area drainase dari daerah masukan.

Asumsi-asumsi metode ini (Chow dkk, 1988 ; Loebis, 1984) :

1. Curah hujan mempunyai intesitas yang merata di seluruh daerah aliran untuk durasi tersebut
2. Debit yang terjadi (debit puncak) bukan hasil dari intesitas hujan yang lebih tinggi dengan durasi yang lebih pendek dimana hal ini berlangsung hanya pada sebagian DAS yang berkontribusi debit puncak tersebut.
3. Lamanya curah hujan = waktu konsentrasi dari daerah aliran. Dengan kata lain waktu konsentrasi merupakan waktu terjadinya run off dan mengalir dari jarak antara titik terjauh dari DAS ke titik inflow yang ditinjau.
4. Puncak banjir dan intesitas curah hujan mempunyai tahun berulang yang sama.

2.6.2 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Nakayatsu yang berasal dari Jepang telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Hidrograf satuan sintetik ini banyak digunakan dalam perencanaan bendungan, akan tetapi hidrograf satuan ini juga terdapat penyimpangan yang cukup besar jika dibandingkan dengan hidrograf satuan terukur (Sri Harto, 1993). Rumus yang dihasilkan adalah sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{C.A.R_o}{3,6(0,3.T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dimana :

Q_p = debit puncak banjir (m^3/det)

R_o = Hujan satuan (mm)

T_p = Tenggang waktu (time lag) dari permulaan hujan hingga puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak

1. Rumus Kurva Menaik pada hidrograf

$$Q_d = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

dimana:

Q_d = debit banjir sebelum debit puncak

t = waktu (jam)

2. Kurva menurun

a. $Q_d > 0,3 Q_p$: $Q_d = Q_p * 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}}$

b. $0,3 Q_p > Q_d > 0,32 Q_p$: $Q_d = Q_p * 0,3^{\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}}$

c. $0,32 Q_p > Q_d$: $Q_d = Q_p * 0,3^{\frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}}$

3. $T_p = t_g + 0,8 t_r$

Untuk :

$L < 15 \text{ km}$ $t_g = 0,21 L^{0,7}$

$L > 15 \text{ km}$ $t_g = 0,4 + 0,058 L$



Dimana:

L = Panjang sungai/aliran (km)

tg = Waktu konsentrasi (jam)

tr = 0,5 tg sampai tg (jam)

T_{0,3} = αtg (jam)

4. Dengan besarnya α
 - a. Daerah pengaliran biasa α = 2
 - b. Bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat α = 1,5
 - c. Bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat α = 3
5. Asumsi yang dipergunakan dalam perhitungan ini adalah :
 - a. Panjang sungai
 - b. Luas catchment area
 - c. Koefisien pengaliran

2.7 Menghitung Pertumbuhan Penduduk

Pertumbuhan jumlah penduduk sangat terkait dengan sistem penyediaan air bersih dalam suatu daerah. Pertumbuhan penduduk juga sangat menentukan banyaknya kebutuhan air bersih di masa yang akan datang. Berikut metode menghitung pertumbuhan penduduk :

- Metode Aritmatika

Metode perhitungan dengan cara aritmatika didasarkan pada kenaikan rata-rata jumlah penduduk dengan menggunakan data terakhir dan rata-rata sebelumnya. Dengan cara ini perkembangan dan penambahan penduduk akan bersifat linier. Perhitungan ini menggunakan persamaan berikut :

$$P_n = P_t + I(n) \text{ dan } I = \frac{P_o - P_t}{t} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana :

P_n = Jumlah penduduk tahun ke n

P_t = Jumlah penduduk yang diketahui pada tahun ke I

P_o = Jumlah penduduk yang diketahui pada tahun terakhir



t = Jumlah tahun yang diketahui

n = Jumlah interval

- Metode Geometrik

Perhitungan perkembangan populasi berdasarkan pada angka kenaikan penduduk rata-rata pertahun. Persentase pertumbuhan penduduk rata-rata dapat dihitung dari data sensus tahun sebelumnya. Persamaan yang digunakan untuk metode Geometrik ini adalah :

$$P_n = P_0 (1 + r)^n \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana :

P_n = Jumlah penduduk pada tahun ke n

P_0 = Jumlah penduduk pada tahun dasar

r = laju pertumbuhan penduduk

n = Jumlah interval

- Metode Least – Square

Metode ini umumnya digunakan pada daerah yang tingkat pertambahan penduduk cukup tinggi. Perhitungan pertambahan jumlah penduduk dengan metode ini didasarkan pada tahun-tahun sebelumnya dengan menganggap bahwa pertambahan jumlah penduduk suatu daerah disebabkan oleh kematian, kelahiran, dan imigrasi. Persamaan untuk metode ini adalah :

$$\hat{Y} = a.X + b \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

Dimana :

\hat{Y} = Nilai variable berdasarkan garis regresi

X = Variabel independen

a = Konstanta

b = Koefisien arah regresi linear

- Menentukan metode yang digunakan



Untuk menentukan metode yang digunakan, kita bisa menggunakan persamaan ini untuk mendapat koefisien korelasi

$$r = \frac{n(\sum XY) - (\sum X)(\sum Y)}{\left\{ \left[n(\sum Y^2) - (\sum Y)^2 \right] \left[n(\sum X^2) - (\sum X)^2 \right] \right\}^{0.5}} \dots\dots (2.17)$$

Dari hasil perhitungan koefisien korelasi untuk masing-masing metode maka dipilih nilai yang paling mendekati 1.

2.8 Analisis Kebutuhan Air Bersih

Analisis kebutuhan air bersih untuk masa yang akan datang menggunakan perhitungan yang telah ditetapkan, dengan adanya analisis kebutuhan air bersih ini ditargetkan kebutuhan masyarakat terhadap air bersih dapat dipenuhi di masa yang akan datang.

2.8.1 Analisis Sektor Domestik

Analisis sektor domestik merupakan aspek penting dalam menganalisis kebutuhan penyediaan di masa yang akan datang. Analisis sektor domestik untuk masa yang akan datang dilaksanakan dengan dasar analisis pertumbuhan penduduk pada wilayah studi.

Beberapa kategori kebutuhan air domestik untuk kota :

- Kota kategori I (Metropolitan)
- Kota kategori II (Kota Besar)
- Kota kategori III (Kota Sedang)
- Kota kategori IV (Kota Kecil)
- Kota kategori V (Desa)

Untuk mengetahui kriteria perencanaan air bersih pada tiap-tiap kategori dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 2.6 Kriteria Perencanaan Air Bersih

URAIAN	KATEGORI KOTA BERDASARKAN JUMLAH PENDUDUK (JIWA)				
	> 1.000.000	500.000 s/d 1.000.000	100.000 s/d 500.00	20.000 s/d 100.000	<20.000
	Kota Metropolitan	Kota besar	Kota Sedang	Kota Kecil	Desa
1	2	3	4	5	6
1. Konsumsi Unit Sambungan rumah (SR) (liter/org/hari)	>150	150-120	90-120	80-120	60-80
2. Konsumsi Unit Hidran (HU) (liter/org/hari)	20-40	20-40	20-40	20-40	20-40
3. Konsumsi unit non domestik					
a. Niaga Kecil (liter/org/hari)	600-900	600-900		600	
b. Niaga Besar (liter/org/hari)	1000-5000	1000-5000		1500	
c. Industri Besar (liter/org/ha)	0.2 - 0.8	0.2 - 0.8		0.2 - 0.8	
d. Pariwisata (liter/org/ha)	0.1 - 0.3	0.1 - 0.3		0.1 - 0.3	
4. Kehilangan Air (%)	20-30	20-30	20-30	20-30	20-30
5. Faktor Hari Maksimum	1.15 - 1.25	1.15 - 1.25	1.15 - 1.25	1.15 - 1.25	1.15 - 1.25
	*harian	*harian	*harian	*harian	*harian
6. Faktor Jam Puncak	1.75 - 2.0	1.75 - 2.0	1.75 - 2.0	1.75	1.75
	*hari maks	*hari maks	*hari maks	*hari maks	*hari maks
7. Jumlah Jiwa Per RS (Jiwa)	5	5	5	5	5
8. Jumlah Jiwa Per HU (Jiwa)	100	100	100	100-200	200
9. Sisa Tekan Di penyediaan Distribusi (Meter)	10	10	10	10	10
10. Jam Operasi	24	24	24	24	24
11. Volume Reservoir (% Max Day Demand)	15-25	15-25	15-25	15-25	15-25
	50 : 50	50 : 50			
12. SR : HU	s/d	s/d	80 : 20	80 : 20	80 : 20
	80 : 20	80 : 20			
13. Cakupan Pelayanan (%)	90	90	90	90	70

Sumber : Kriteria Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU, 1996.

2.8.2 Analisis Sektor Non Domestik

Analisis sektor non domestik dilaksanakan dengan mengacu pada analisis data pertumbuhan terakhir fasilitas-fasilitas social ekonomi yang ada pada wilayah studi. Kebutuhan air non domestik menurut kriteria perencanaan pada Dinas PU dapat dilihat berikut ini :

Tabel 2.7 Kebutuhan Air Non Domestik Untuk Kota Kategori I, II, III, IV

Sektor	Nilai	Satuan
Sekolah	10	liter/murid/hari
Rumah Sakit	200	liter/bed/hari
Puskesmas	2000	liter/unit/hari
Masjid	3000	liter/unit/hari
Kantor	10	liter/pegawai/hari
Pasar	12000	liter/herktar/hari

Hotel	150	liter/bed/hari
Rumah Makan	100	liter/tempat duduk/hari
Komplek Militer	60	liter/orang/hari
Kawasan Industri	0,2 – 0,8	liter/detik/hari
Kawasan Pariwisata	0,1 – 0,3	liter/detik/hari

Sumber : Kriteria Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU, 1996.

Tabel 2.8 Kebutuhan Air Non Domestik Untuk Kategori V (Desa)

Sektor	Nilai	Satuan
Sekolah	5	liter/murid/hari
Rumah Sakit	200	liter/bed/hari
Puskesmas	1200	liter/unit/hari
Masjid	3000	liter/unit/hari
Mushola	2000	liter/unit/hari
Pasar	12000	liter/hektar/hari
Komersial/Industri	10	liter/hari

Sumber : Kriteria Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU, 1996.

Tabel 2.9 Kebutuhan Air Non Domestik Untuk Kategori lain

Sektor	Nilai	Satuan
Lapangan Terbang	10	liter/orang/hari
Pelabuhan	50	liter/orang/hari
Stasiun KA dan Terminal	10	liter/orang/hari
Bus		
Kawasan Industri	0,75	liter/detik/hektar

Sumber : Kriteria Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU, 1996.

2.9 Menghitung Debit Buangan

Debit buangan pada studi ini adalah air buangan dari sektor domestik dan sektor non domestik. Air buangan diperhitungkan berdasarkan penyediaan air bersih. Untuk perhitungan air buangan yang masuk ke dalam saluran air buangan diperkirakan 70%-90% dari kebutuhan air bersih. (Suharjono,1984)

Menghitung debit buangan dapat dihitung dengan cara :

$$Q_{md} = P_n \times q \dots\dots\dots (2.18)$$

$$Q_{ad} = n \times Q_{md} \dots\dots\dots (2.19)$$

Dimana :

Q_{md} = Kebutuhan air bersih (liter/hari)

P_n = Jumlah penduduk

q = Konsumsi air (liter/orang/hari)

Q_{ad} = Debit buangan (liter/hari)

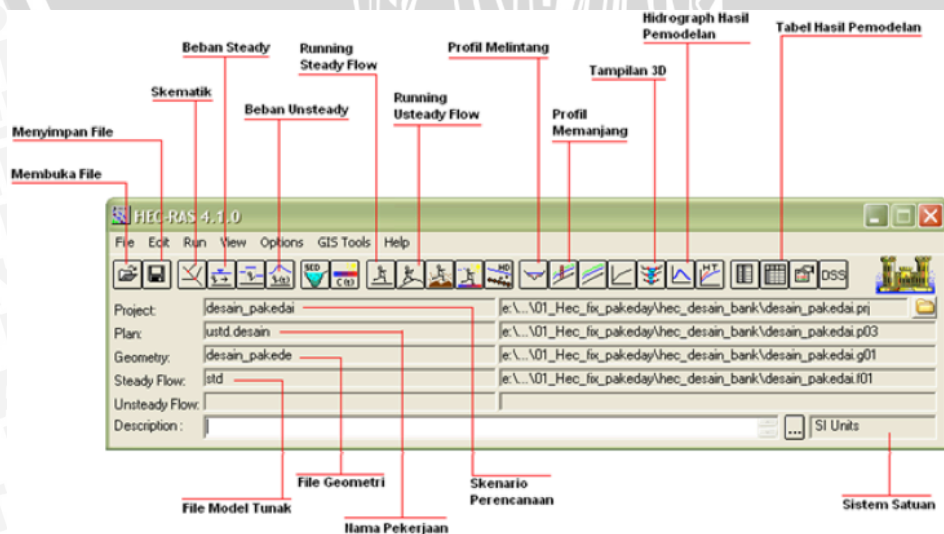
n = Presentase (70%-80%)

2.10 Pemodelan Hidrolika

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System) merupakan program aplikasi untuk pemodelan aliran saluran terbuka seperti drainase, sungai dan saluran terbuka lainnya. *HEC-RAS* sendiri mempunyai empat komponen model satu dimensi yaitu :

1. Menghitung profil muka air aliran tetap
2. Menghitung profil muka air aliran tidak tetap
3. Menghitung angkutan sedimen
4. Menghitung kualitas air

dalam pemodelan input *HEC-RAS* untuk pemodelan keempat komponen tersebut dapat memakai data geometri yang sama, *routine* hitungan hidraulika yang sama, dan beberapa fitur desain hidraulik yang dapat diakses setelah hitungan profil muka air dilakukan.



Gambar 2.5 Tampilan Aplikasi HEC-RAS

Data-data yang diperlukan untuk menggunakan *HEC-RAS* adalah sebagai berikut :

1. Penampang memanjang sungai
2. Potongan melintang sungai
3. Data debit yang melalui sungai

2.10.1 Simulasi Aliran Tetap (*Steady Flow*)

Dalam bagian ini *HEC-RAS* memodelkan suatu sungai dengan aliran *steady* berubah. Sistem ini dapat mensimulasikan aliran pada seluruh jaringan saluran ataupun pada saluran tunggal tanpa percabangan, baik itu aliran kritis, subkritis, superkritis ataupun campuran sehingga didapat profil muka air yang diinginkan. Konsep dasar dari perhitungan adalah menggunakan persamaan energi dan persamaan momentum. Kehilangan energi juga di perhitungkan dalam simulasi ini dengan menggunakan prinsip gesekan pada saluran, belokan serta perubahan penampang, baik akibat adanya jembatan, gorong-gorong ataupun bendung pada saluran atau sungai yang ditinjau.

2.10.2 Simulasi Aliran Tidak Tetap (*Unsteady Flow*)

Pada sistem pemodelan ini, *HEC-RAS* mensimulasikan aliran tidak tetap (*unsteady*) pada jaringan saluran terbuka. Awalnya aliran tidak tetap (*unsteady*) hanya di disain untuk memodelkan aliran subkritis, tetapi versi terbaru dari *HEC-RAS* yaitu versi 4.0 dapat juga untuk memodelkan aliran superkritis, kritis, subkritis ataupun campuran, serta loncatan hidrolis. Selain itu penghitungan kehilangan energi pada gesekan saluran, belokan serta perubahan penampang juga diperhitungkan.

2.10.3 Sediment Transport

Pada sistem pemodelan ini, dapat disimulasikan perubahan dasar sungai akibat deposisi dalam waktu yang cukup panjang. Simulasi ini dirancang untuk mensimulasikan jangka panjang deposisi yang diakibatkan oleh perubahan frekuensi, durasi debit atau muka air, dan perubahan geometri sungai.

2.10.4 Water Quality Analysis

Pada sistem pemodelan ini, dapat disimulasikan untuk melakukan analisis kualitas air di sungai. *HEC-RAS* versi 4.0 saat ini baru dapat digunakan untuk melakukan analisis temperature air.

2.10.5 Konsep Penghitungan Profil Muka Air

Dalam *HEC-RAS* penampang sungai atau saluran terbuka ditentukan terlebih dahulu, kemudian luas penampang akan dihitung. Untuk mendukung fungsi saluran sebagai penghantar aliran maka penampang saluran dibagi beberapa bagian. Pendekatan yang dilakukan *HEC-RAS* adalah membagi area penampang berdasarkan dari nilai n (koefisien kekasaran manning) sebagai dasar pembagian penampang.

Setiap aliran yang terjadi pada bagian dihitung dengan menggunakan rumus :

$$Q = K \cdot Sf^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

$$K = \frac{1,486}{n} AR^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana :

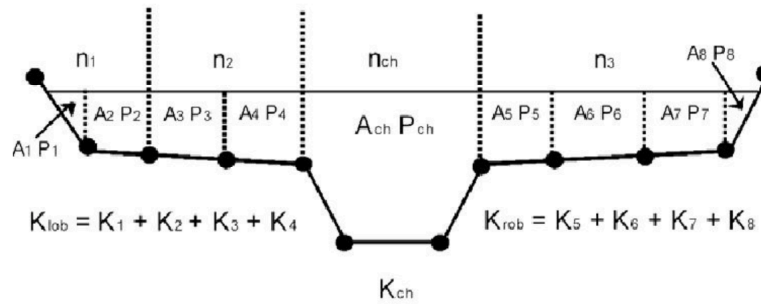
K = Nilai pengantar aliran pada unit

n = Koefisien kekasaran manning

A = Luas bagian penampang

R = Jari-jari hidrolis

Perhitungan nilai K dapat dihitung berdasarkan kekasaran manning yang dimiliki oleh bagian penampang tersebut seperti pada gambar 2.7



Gambar 2.6 Penampang Melintang Sungai

Setelah penampang ditentukan maka HEC-RAS akan menghitung profil muka air. Konsep penghitungan profil permukaan air berdasarkan persamaan energi yaitu :

$$Y_2 + Z_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (2.22)$$

Dimana :

Y_1, Y_2 = Tinggi kedalaman pada *cross-section* 1 dan 2 (m)

Z_1, Z_2 = Elevasi dasar saluran pada *cross-section* 1 dan 2 (m)

V = Kecepatan aliran

α = Koefisien kecepatan

h_e = Energy head loss

2.10.6 Langkah-langkah memulai HEC-RAS

- langkah pertama memulai pemodelan dengan menggunakan HEC-RAS adalah membuat judul dan menyimpan pekerjaan baru dengan cara buka *file* menu pada jendela utama HEC-RAS dan pilih *New Project*.

- Setelah itu selanjutnya adalah memasukan data geometri, data geometri dimasukan dengan cara memilih *Geometric Data* pada menu *Edit* jendela utama terdiri : skema sistem sungai, *cross section*, data bangunan hidrolika (jembatan, gorong-gorong, pintu air, dsb). Langkah pertama dalam memasukan *geometric data* adalah menggambar skema sungai, dilakukan dengan menggambar garis demi garis dengan menekan tombol *River Reach* dan kemudian menggambar dari hulu ke hilir. Setelah alur digambar, masukan nama sungai dan ruas (*reach*). Jika terdapat pertemuan antara ruas sungai maka masukan pula nama titik pertemuan itu (*junction*).
- Setelah skema sistem sungai tergambar, selanjutnya memasukan data *cross section* dan data bangunan hidrolika. Tekan tombol *cross section* akan memunculkan *editor cross section*. Langkah-langkah dalam memasukkan data *cross section* adalah sebagai berikut :
 - a. Pilih sungai dan ruas sungai yang akan dimasukan data *Cross Section*-nya dengan cara menekan panah pada kotak *River* dan *Reach*.
 - b. Pilih *Add a New Cross Section* pada menu *Options*.
 - c. Masukan semua data yang diperlukan. Data-data yang diperlukan data yang terdapat pada layar *Editor Cross Section*.
 - d. Masukan informasi tambahan (seperti : pintu air, bendungan, gorong-gorong, dsb) melalui menu *Options*.
 - e. Tekan tombol *Apply Data* setelah semua data geometri dimasukan dan simpanlah dengan cara tekan tombol *Save Geometric Data As* pada menu *File* di jendela utama *Editor Geometric Data*.
- Setelah semua data geometri dimasukan, langkah selanjutnya adalah aliran *Steady Flow* atau *Unsteady Flow* dari jendela utama *HEC-RAS*.
 - a. Langkah pertama adalah memasukkan jumlah profil yang akan dihitung dan kemudian data alirannya. Data aliran dimasukan langsung ke dalam tabel. Data aliran dimasukan dari hulu ke hilir. Setelah semua data aliran dimasukan ke dalam tabel, langkah selanjutnya adalah menentukan kondisi batas yang mungkin dibutuhkan. Untuk memasukkan data kondisi batas, tekan tombol *Boundary Conditions*. Kondisi batas diperlukan untuk menentukan permukaan air mula-mula di ujung-ujung sistem sungai (hulu dan hilir). Muka air awal dibutuhkan oleh program untuk memulai perhitungan. Untuk memasukkan kondisi batas, pilih lokasi pada tabel yang

diinginkan. Kemudian pilih kondisi batas dari empat tipe yang tersedia, yaitu :

- *Know Water Surface Elevations*. Untuk kondisi ini pengguna harus memasukkan muka air yang diketahui pada setiap profil.
- *Normal Depth*. Pada tipe ini pengguna diminta untuk memasukkan kemiringan energy yang ingin dipergunakan dalam perhitungan kedalaman normal (persamaan *Manning*). Kedalaman normal akan dihitung untuk tiap profil didasarkan pada kemiringan yang telah dimasukkan. Jika kemiringan energy tidak diketahui, pengguna harus memperkirakannya dengan memasukan salah satu dari kemiringan muka air dan kemiringan dasar saluran.
- *Rating Curve*. Ketika memilih tipe ini pengguna diminta untuk memasukan kurva elevasi debit. Untuk setiap profil, elevasi ditambahkan dari kurva.
- *Set Boundary for One Profile at a Time*. Ketika option ini dipilih tabel akan menyediakan baris bagi tiap profil pada setiap lokasi. Pengguna selanjutnya dapat memilih lokasi dan profil yang diinginkan untuk diubah tipe kondisi batasnya.

Setelah semua data kondisi batas dimasukkan, tekan *Ok* untuk kembali ke *Editor Data Steady Flow* selanjutnya tekan tombol *Apply Data* agar data diterima. Langkah terakhir adalah menyimpan informasi yang sudah dibuat dengan menekan tombol *Save Flow Data As* dari menu *File* pada *editor data steady flow*.

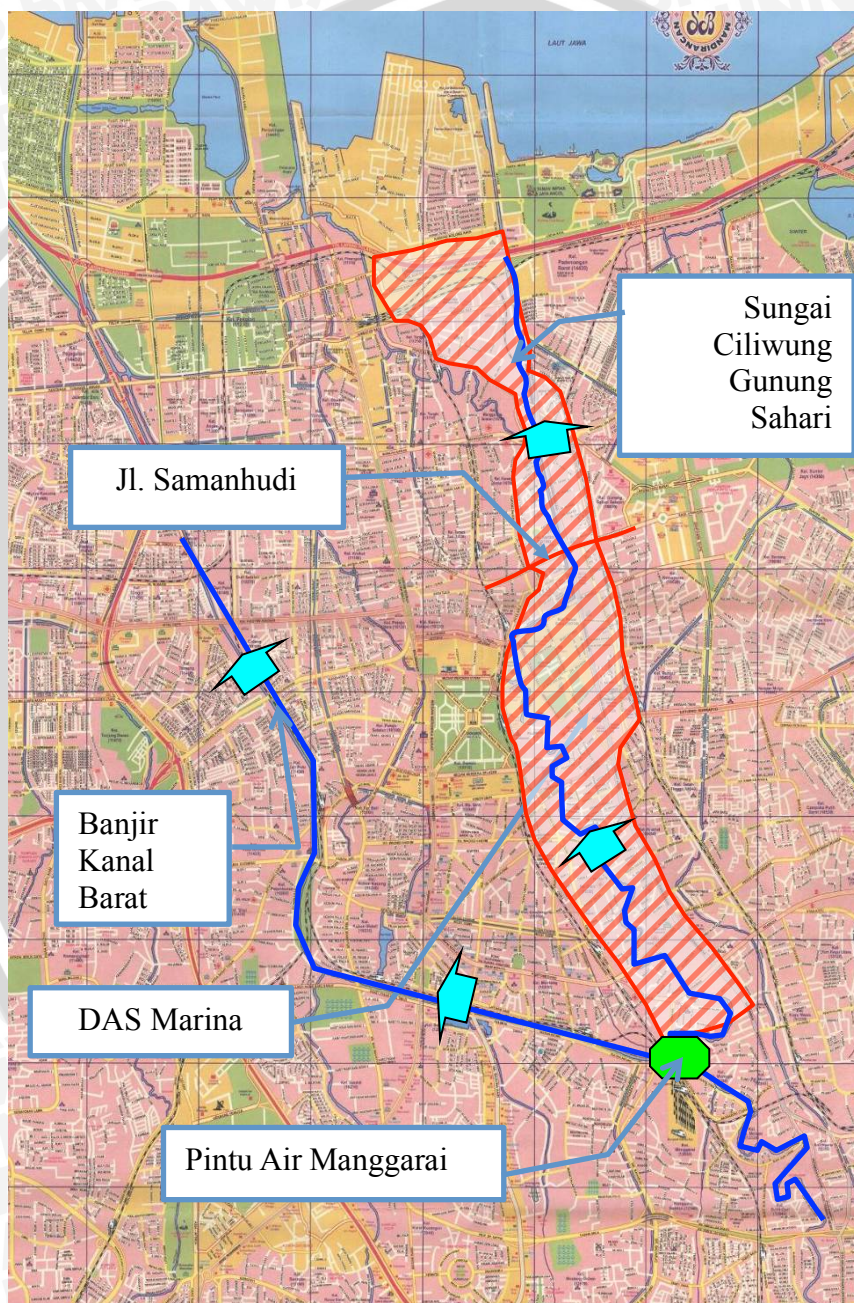
- Setelah semua data geometri dan data aliran dimasukkan, pengguna dapat memulai perhitungan profil muka air, untuk melakukan simulasi pilih *Steady Flow Analysis* atau *Unsteady Flow Analysis* pada jendela utama *HEC-RAS*. Setelah perhitungan model diselesaikan, pengguna dapat memulai menampilkan hasil. Beberapa fitur untuk menampilkan hasil tersedia pada menu *View* dari jendela utama, yang terdiri dari :
 - *Plot Cross Section*
 - *Plot Profil*
 - *Plot Rating Curve*
 - *Plot Prespektif X-Y-Z*
 - *Plot Hidrograf* (perhitungan menggunakan *Unsteady Flow*)

BAB III

METODE PENELITIAN

3.1 Daerah Studi

DAS Marina mempunyai luas 1078,9 ha yang mempunyai panjang sungai 13,9 km, dapat dilihat pada gambar 3.1



Gambar 3.1 Peta DAS Marina

Lokasi Pintu Air Hai Lai Marina ini berada di kawasan utara Jakarta, tepat sebelum jembatan pintu masuk Ancol Barat. Daerah ini merupakan daerah sedikit lahan hijau karena daerah ini dipadati pemukiman, kawasan komersial dan kawasan industry. Hal ini yang menyebabkan koefisien limpasan yang digunakan diperhitungan debit DAS pintu air Hai Lai Marina menjadi sangat besar. Secara keseluruhan batasan area tangkapan Polder Pintu Air Hai Lai Marina yaitu :

- Utara : Karang Bolong Raya
- Timur : Pangeran Jayakarta, Gunung Sahari Timur, Kramat Raya, Salemba Raya, Matraman
- Barat : Panataran, Cikini, Ridwan Rais, Medan Merdeka Timur, Pintu Air 1, Krekot Bunder, Karanganyar, Pangeran Jayakarta, Kunir.
- Selatan: Kesatriaan

3.2.1 Kondisi Eksisting Pintu Air Hai Lai Marina

Pintu Air Hai Lai Marina yang merupakan pintu air pengontrol drainase aliran Sungai Cilliwung serta sebagai pintu pasang surut (*Tidal Gate*) terletak di hilir aliran kali Cilliwung Gunung Sahari. Pintu Air ini merupakan pemisah antara Sungai Cilliwung dan Laut Utara Jakarta.

Sistem kerja Pintu Air Hai Lai Marina ini tergantung perbedaan antara ketinggian muka air laut dengan muka air Sungai Cilliwung Gunung Sahari. Saat muka air laut tinggi pintu air ini ditutup agar air laut tidak masuk ke dalam aliran Sungai Cilliwung gunung sahari dan jika muka air laut lebih rendah maka pintu air dibuka agar aliran dari Sungai Cilliwung bisa masuk ke laut.

Pintu Air yang terletak sebelum jembatan pintu masuk barat kawasan Ancol ini mempunyai dengan 5 daun pintu dengan lebar 9,30 m.

3.2 Pengumpulan Data

Dalam penelitian ini diperlukan beberapa data-data untuk menganalisis debit banjir DAS Marina, data-data yang dibutuhkan bisa didapatkan dari instansi maupun data-data sekunder yang sudah ada, beberapa data yang diperlukan adalah sebagai berikut :

1. Peta topografi
2. Peta tata guna lahan

3. Data curah hujan
4. Data jumlah penduduk
5. Data fisik sungai

3.3 Prosedur Pengolahan Data

berikut tahapan penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Peta topografi

Dari peta topografi akan dianalisis batas DAS dan luas DAS wilayah penelitian.

2. Peta tata guna lahan

Peta tata guna lahan akan digunakan untuk menghitung nilai koefisien aliran permukaan (C).

3. Data curah hujan

Data curah hujan digunakan untuk menghitung curah hujan maksimum rata-rata dan menghitung curah hujan dengan kala ulang.

4. Menghitung debit aliran permukaan

Dari data batas DAS & luas DAS, nilai koefisien aliran permukaan (C), curah hujan maksimum rata-rata, dan curah hujan dengan kala ulang akan dihitung debit aliran permukaan.

5. Data jumlah penduduk

Dari data jumlah penduduk akan dianalisis jumlah debit air kotor domestik.

6. Data fisik sungai

Data fisik sungai digunakan untuk menghitung kapasitas sungai.

7. Menghitung debit total yang masuk ke sungai

Dari data debit aliran permukaan dan data debit air kotor domestik akan dilakukan perhitungan debit total yang masuk ke sungai

8. Menghitung kapasitas sungai terhadap debit total yang masuk ke sungai

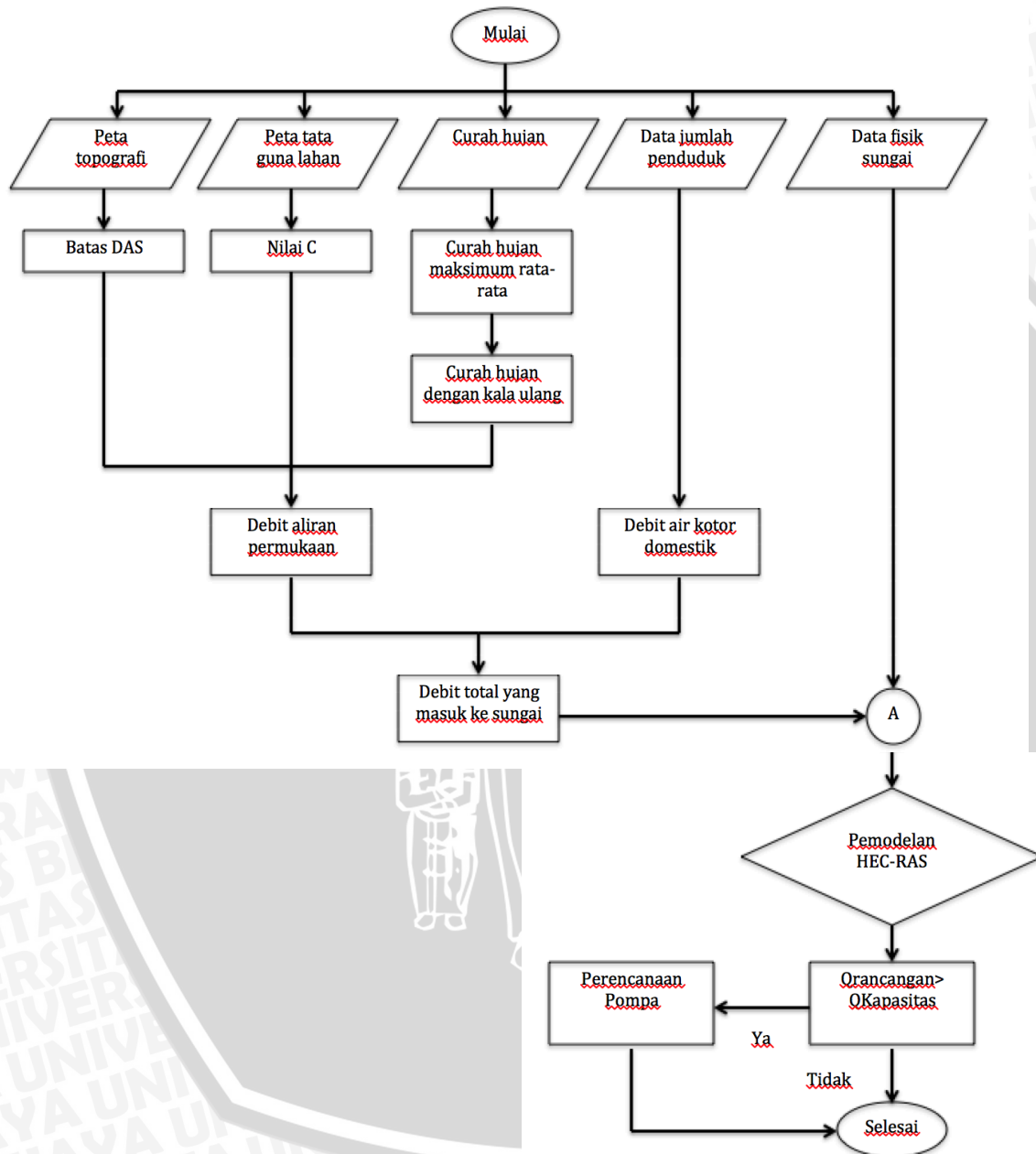
Dari data kapasitas sungai dan total debit yang masuk ke sungai, dapat diperhitungkan apakah kapasitas sungai cukup untuk menampung debit total yang masuk ke dalam sungai

9. Menghitung besarnya kelebihan debit

Jika kapasitas sungai tidak cukup untuk menampung debit total yang masuk ke sungai maka selanjutnya diperhitungkan besarnya kelebihan debitnya

10. Menghitung perencanaan pompa

Setelah menghitung besarnya kelebihan debit langkah selanjutnya adalah menghitung perencanaan pompa, untuk mengetahui kapasitas pompa dan jumlah pompa yang diperlukan.



Gambar 3.2 Diagram Alir Penelitian

BAB IV

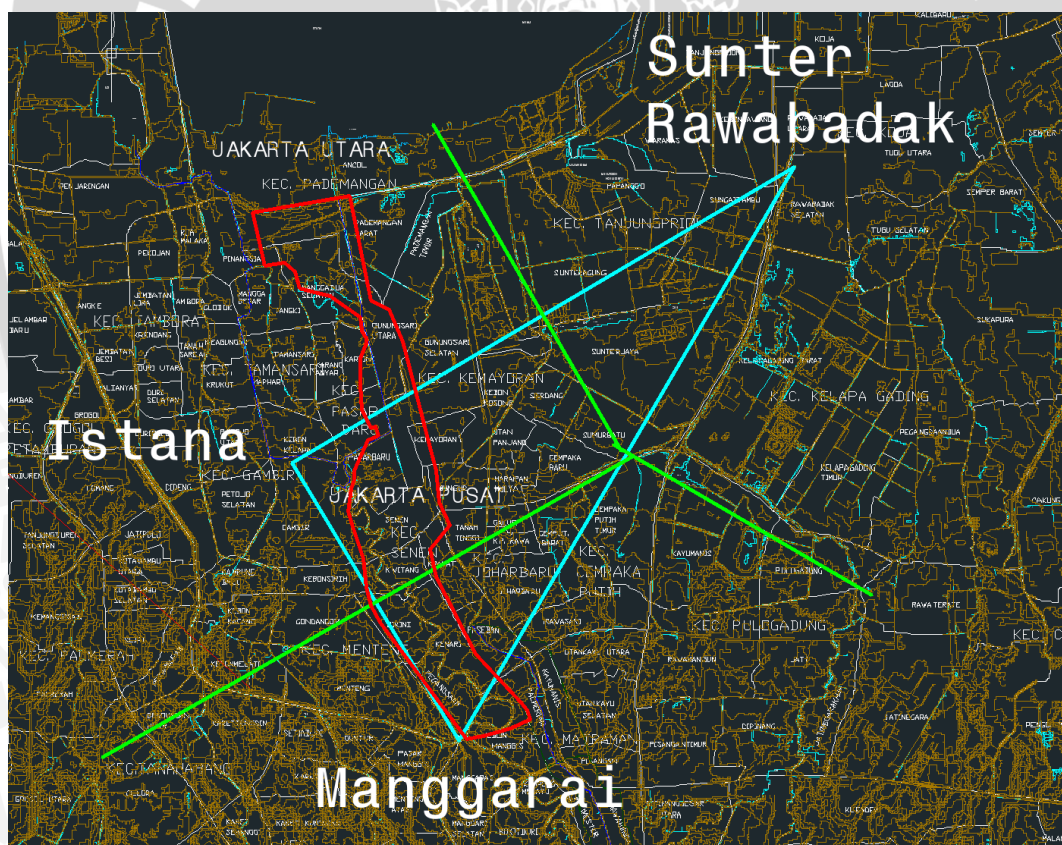
PEMBAHASAN

4.1 Analisa Debit Curah Hujan

Untuk menganalisa debit curah hujan lokasi studidata hujan yang dipakai berasal dari 3 stasiun pengamat terdekat disekitar lokasi, yaitu :

1. Sta. Manggarai
2. Sta. Istana
3. Sta. Sunter Rawabadak

Setelah mengetahui lokasi stasiun terdekat selanjutnya mengecek apakah data curah hujan 3 stasiun pengamat berpengaruh terhadap daerah studi, gambar 4.1 menunjukkan hasil penggambaran Metode Poligon Thiessen terhadap stasiun pengamat.



Gambar 4.1 Lokasi Stasiun Pengamat Dan Metode Poligon Thiessen

Setelah mengecek dengan Poligon Thiessen hanya 2 stasiun pengamat yang data hujannya berpengaruh untuk lokasi studi, yaitu :

1. Sta.Manggarai
2. Sta. Istana

Dari hasil diatas dipilih perhitungan menggunakan metode aljabar dengan cara mengambil data curah hujan maksimum setiap tahunnya di masing-masing stasiun pengamat dan dirata-ratakan,data yang digunakan adalah data curah hujan 10 tahun terakhir. Data curah hujan harian maksimum dari 2 stasiun pengamat tersebut dapat dilihat pada tabel 4.1.

Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Tahunan

Tahun	Manggarai (mm)	Istana (mm)	Rata2 (mm)
2005	130	119	125
2006	105	98	102
2007	175	122	149
2008	182.5	150	166.25
2009	92	140	116
2010	114	105	110
2011	97	85	91
2012	90	102	96
2013	153	218	186
2014	138	153	146

4.2 Pemilihan Jenis Sebaran

Beberapa pemilihan jenis sebaran yang biasa digunakan dalam pengolahan data hidrologi diantaranya adalah :

1. Distribusi Normal
2. Distribusi Log Normal
3. Distribusi Log Pearson III
4. Distribusi Gumbel

Dari sekian banyak jenis sebaran perlu dihitung dan dipilih salah satu jenis sebaran, dan perhitungan pemilihan jenis sebaran dapat dilihat pada tabel 4.2

Tabel 4.2 Perhitungan Pemilihan Jenis Sebaran

Tahun	Hujan Max (Xi)	Xi - X	(Xi - X) ²	(Xi - X) ³	(Xi - X) ⁴
2005	124.5000	-3.3991	11.5542	-39.2745	133.4998
2006	101.5000	-26.3991	696.9151	-18397.9641	485690.5902
2007	148.5000	20.6009	424.3951	8742.8998	180111.1789
2008	160.9915	33.0923	1095.1029	36239.5143	1199250.2677
2009	116.0000	-11.8991	141.5897	-1684.7974	20047.6544
2010	109.5000	-18.3991	338.5287	-6228.6394	114601.6625
2011	91.0000	-36.8991	1361.5472	-50239.9317	1853810.7102
2012	96.0000	-31.8991	1017.5557	-32459.1602	1035419.5784
2013	185.5000	57.6009	3317.8581	191111.4493	11008182.1721
2014	145.5000	17.6009	309.7900	5452.5671	95969.8232
Jumlah	1278.9915	0.0000	8714.8365	132496.6633	15993217.1374
n	10				
Rata-rata	127.8991				

Dari data perhitungan jenis sebaran diatas dapat menghitung persamaan-persamaan yang digunakan untuk mencari koefisien distribusi.

$$\bar{X} = \frac{\sum x}{n} = \frac{1278.9915}{10} = 127,8991$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x-\bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{8714,8365}{9}} = 31.1178$$

$$Cv = \frac{S}{x} = \frac{31.1178}{127.8991} = 0.2433$$

$$Cs = \frac{n \cdot \sum(x-\bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{10.132496,6633}{9.8.31,1178^3} = 0,6107$$

$$Ck = \frac{n^2 \cdot \sum(x-\bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = \frac{10^2.15993217,1374}{9.8.7.31,1178^4} = 3,3843$$

Dari hasil pengamatan yang didapat, maka disimpulkan bahwa distribusi yang digunakan adalah Distribusi Gumbel.

4.3 Curah Hujan Rancangan Distribusi Gumbel

$$X_T = \bar{X} + SK$$

Dimana :

X_T = Curah hujan rencana

\bar{X} = Harga rata-rata sampel data curah hujan

S = Standar deviasi

K = Faktor frekuensi

Faktor probabilitas K untuk harga-harga ekstrim gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan :

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

Dimana :

Y_n = Reduced mean

Y_t = Reduced variate

S_n = Reduced standar deviasi

Berikut langkah-langkah perhitungannya :

1. Menghitung nilai rata-rata (\bar{X})

$$\begin{aligned}\bar{X} &= \frac{\sum Xi}{n} \\ &= \frac{1280.3505}{10} = 128.035\end{aligned}$$

2. Menghitung Standar Deviasi (S)

$$\begin{aligned}S &= \left[\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{(n-1)} \right]^{0,5} \\ &= \left[\frac{8949,6260}{10-9} \right]^{0,5} \\ &= 31,5342\end{aligned}$$

3. Menghitung Faktor Frekuensi (K) dan Hujan Rencana (Xt)

Dengan jumlah $n = 10$ maka didapat :

$$S_n = 0,9496 \text{ (tabel 4.3)}$$

$$Y_n = 0,4952 \text{ (tabel 4.3)}$$

$$Y_t = 2,2502 \text{ (tabel 4.4)}$$

Tabel 4.3 Reduced Mean dan Reduced Standar Deviasi

n	Yn	Sn	n	Yn	Sn
5	0.4588	0.7928	26	0.532	10,961
6	0.4690	0.8388	27	0.5332	11,004
7	0.4774	0.8749	28	0.5343	11,047
8	0.4843	0.9043	29	0.5353	11,086
9	0.4902	0.9288	30	0.5362	11,124
10	0.4952	0.9496	31	0.5371	11,159
11	0.4996	0.4996	32	0.538	11,193
12	0.5053	0.9833	33	0.5388	11,226
13	0.507	0.9972	34	0.5396	11,255
14	0.51	10,095	35	0.5403	11,285
15	0.5128	10,206	36	0.541	11,313
16	0.5157	10,316	37	0.5418	11,339
17	0.5181	10,411	38	0.5424	11,388
18	0.5202	10,493	39	0.5436	11,413
19	0.522	10,566	40	0.5436	11,413
20	0.5235	10,629	41	0.5442	11,436
21	0.5252	10,696	42	0.5448	11,458
22	0.5268	10,754	43	0.5453	1,148
23	0.5283	10,811	72	0.5552	11,873
24	0.5296	10,864	74	0.5557	11,889
25	0.5309	10,914	76	0.5561	11,906
44	0.5258	1,159	78	0.5565	11,923
45	0.5463	11,518	80	0.5568	11,934
46	0.5468	11,538	82	0.5572	11,953
47	0.5473	11,557	84	0.5576	11,967
48	0.5447	11,574	88	0.558	1,198
50	0.5485	1,159	90	0.5586	12,007
51	0.5489	11,607	92	0.5589	1,202
52	0.5493	11,638	94	0.5592	12,032
53	0.5497	11,653	96	0.5595	12,044
54	0.5501	11,667	98	0.5698	12,055
55	0.5504	11,667	100	0.56	12,065
56	0.5508	11,696	150	0.5646	12,253
57	0.5511	11,708	200	0.5672	1,236
58	0.5515	11,721	250	0.5688	12,429
59	0.5518	11,734	300	0.5699	12,479
60	0.5521	11,747	400	0.5714	12,545
62	0.5527	1,177	500	0.5724	12,588
64	0.5533	11,793	750	0.5738	12,651
66	0.5538	11,814	1000	0.5745	12,685
68	0.5543	11,834			

70 0.5548 11,854

Tabel 4.4 Reduced Variate

Return Period t (tahun)	Reduced Variate Yt
1	-2.0000
2	0.3665
5	1.4999
10	2.2502
20	2.9702
25	3.1985
50	3.9019
100	4.6001
200	5.2958
1000	6.9190

Hasil perhitungan curah hujan maksimum dengan Distribusi Gumbel dapat dilihat pada tabel 4.5

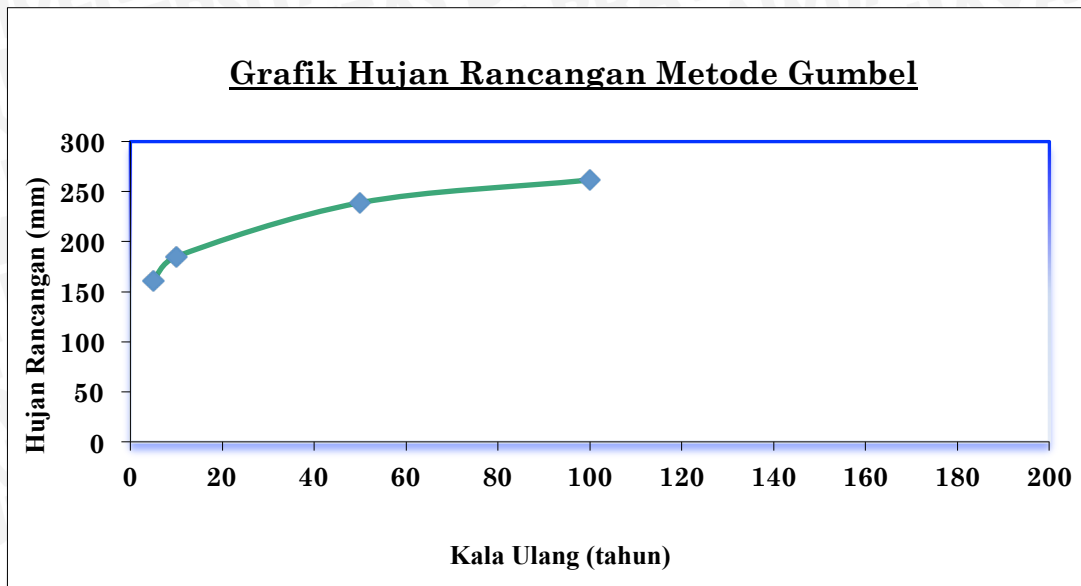
Tabel 4.5 Perhitungan Curah Hujan Maksimum Gumbel

Tahun	Hujan Max. (Xi)	Xi - X	(Xi - X) ²
2005	124.5000	-3.399	11.554
2006	101.5000	-26.399	696.915
2007	148.5000	20.601	424.395
2008	160.9915	33.092	1095.103
2009	116.0000	-11.899	141.590
2010	109.5000	-18.399	338.529
2011	91.0000	-36.899	1361.547
2012	96.0000	-31.899	1017.556
2013	185.5000	57.601	3317.858
2014	145.5000	17.601	309.790
Jumlah	1278.9915	0.000	8714.8365

Hasil perhitungan curah hujan rencana dengan Distribusi Gumbel dapat dilihat pada tabel 4.6

Tabel 4.6 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Distribusi Gumbel

No	Tr	Yt	K	Xt
1	5	1.4999	1.0338	160.0698
2	10	2.2504	1.8094	184.2034
3	25	3.1985	2.7893	214.6962
4	50	3.9019	3.5163	237.3175
5	100	4.6001	4.2379	259.7717



Gambar 4.2 Grafik Hujan Rancangan dengan Distribusi Gumbel

Curah hujan rencana (X_t) yang dihasilkan dapat digunakan untuk perhitungan selanjutnya dalam menentukan debit banjir.

4.4 Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov - Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan secara horizontal antara distribusi empiris dengan teoritis. Langkah-langkah pengujian distribusi adalah sebagai berikut :

- a. Menyusun data curah hujan maksimum dari yang terbesar hingga terkecil atau sebaliknya
- b. Menghitung peluang empiris : $P_E = \frac{m}{n+1}$
- c. Menghitung nilai G dengan interpolasi sesuai dengan peluangnya, untuk $C_s = 0,869$. Untuk lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.5.
- d. Menghitung nilai P_T dengan menginterpolasi nilai G.
- e. Menghitung selisih absolut antara P_T dan P_E , $\Delta = |P_E - P_T|$
- f. Bandingkan Δ Maks dengan Δ kritis, jika $\Delta_{maks} < \Delta_{kritis}$ maka distribusi yang kita lakukan sudah sesuai, jika tidak maka harus digunakan distribusi data lainnya.

Tabel 4.7 Nilai Δ Kritis

Jumlah data	α derajat kepercayaan			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n>50	1.07/n	1.22/n	1.36/n	1.63/n

Tabel nilai Δ kritis dapat dilihat pada Tabel 4.7

Dengan n = 10

tingkat kesalahan $\alpha = 0,05$

Δ kritis = 0,41

Hasil perhitungan Smirnov-Kolmogorov dapat dilihat pada Tabel 4.8 didapat :

Δ maks = 12,83210 % = 0,128

Δ maks < Δ kritis = 0,128 < 0,410

Sehingga sebaran data dapat diterima dengan Distribusi Gumbel.

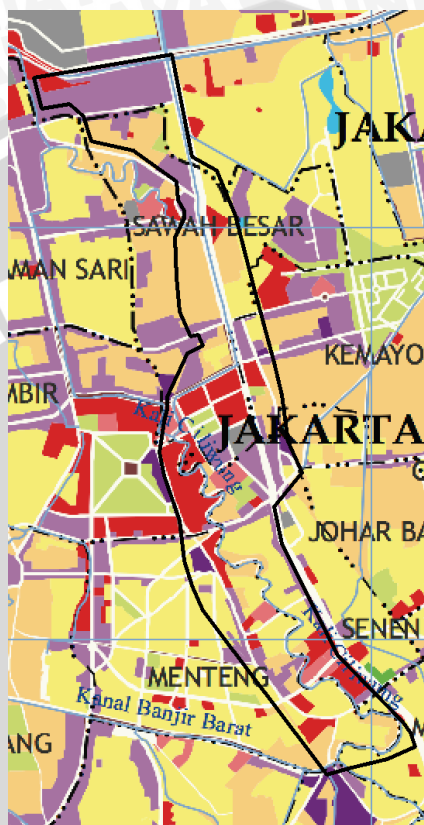
Tabel 4.8 Perhitungan Smirnov-Kolmogorov

No.urut (m)	Curah Hujan Harian Maks (Xi)	Log Xi	Log Xi-Log X	(Log Xi-Log X)^2	(Log Xi-Log X)^3	Peluang Empiris $P_E(^3X) = m/(n+1)$	Koefisien Frekuensi G	Peluang Teoritis P_T	$\Delta = P_E - P_T $
1	183.8250	2.26440	0.16863	0.02844	0.00480	9.09091	1.60575	6.55901	2.53190
2	148.3670	2.17134	0.07556	0.00571	0.00043	18.1818 2	0.71954	16.66877	1.51305
3	165.7925	2.21956	0.12379	0.01532	0.00190	27.2727 3	1.17877	12.63075	14.64198
4	144.6000	2.16017	0.06439	0.00415	0.00027	36.3636 4	0.61318	27.41914	-8.94450
5	126.7040	2.10279	0.00702	0.00005	0.00000	45.4545 5	0.06681	46.31851	0.86397
6	114.8680	2.06020	-0.03558	0.00127	-0.00005	54.5454 5	-0.33876	56.94823	2.40278
7	109.0560	2.03765	-0.05812	0.00338	-0.00020	63.6363 6	-0.55348	61.93573	1.70064
8	95.3820	1.97947	-0.11631	0.01353	-0.00157	72.7272 7	-1.10752	74.80467	-2.07740
9	101.0730	2.00464	-0.09114	0.00831	-0.00076	81.8181 8	-0.86785	69.23785	12.58033
10	90.6830	1.95753	-0.13825	0.01911	-0.00264	90.9090 9	-1.31644	79.65748	11.25161
Jumlah	1280.35050	20.95774	0.00000	0.09926	0.00218				
Rata-rata	128.03505	2.09577							
S	0.10502								

Dari perhitungan diatas disimpulkan bahwa uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov dapat diterima.

4.6 Koefisien Pengaliran






Menghitung nilai koefisien pengaliran (C) dengan cara menghitung rata-rata dari koefisien berdasarkan luas daerah tata guna lahan pada lokasi studi.



Gambar 4.3 Tata Guna Lahan Lokasi Studi

Sumber : Peraturan Daerah Provinsi DKI Jakarta No.1 Tahun 2012 Tentang Rencana Tata Ruang Wilayah 2030

Keterangan :

1.  : Ruang Terbuka
2.  : Perkantoran/Perdagangan/Jasa
3.  : Kawasan Pemerintahan
4.  : Pemukiman
5.  : Batas DAS

Luas DAS	(A)	=	10.7890	km ²
Panjang sungai	(L)	=	13.9	km

Koefisien Run Off(C) :	Ruang Terbuka (Ca)	=	0.25
	Perkantoran/Perdagangan/Jasa (Cb)	=	0.8
	Kawasan Pemerintahan (Cc)	=	0.95
	Pemukiman (Cd)	=	0.4

Luas untuk daerah :	Ruang Terbuka (Aa)	=	1.0288	km ²
	Perkantoran/Perdagangan/Jasa (Ab)	=	3.0814	km ²
	Kawasan Pemerintahan (Ac)	=	1.9707	km ²
	Pemukiman (Ad)	=	4.7081	km ²

$$C = \frac{(Aa \times Ca) + (Ab \times Cb) + \dots + (An \times Cn)}{A_{total}}$$

$$= \frac{(0.25 \times 1.0288) + (0.8 \times 3.0814) + (0.95 \times 1.2667) + (0.4 \times 4.0041)}{10.7890}$$

$$= 0.60$$

4.7 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Untuk analisis debit banjir rencana dengan metode hidrograf diperlukan hujan jam-jaman. Metode yang digunakan untuk menentukan distribusi curah hujan pada studi ini, adalah metode Tadashi Tanimoro dan metode Mononobe.

4.7.1 Tadashi Tanimoto

Tabel 4.9 Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman Metode Tadashi

Waktu	1	2	3	4	5	6	7	8
Proses Distribusi	26%	24%	17%	13%	7%	5.5%	4%	3.5%
Proses Distribusi Komulatif	26%	50%	67%	80%	87%	92.5%	96.5%	100%

Untuk hasil perhitungan metode tadashi dapat dilihat pada tabel 4.10

Tabel 4.10 Perhitungan Distribusi Hujan Metode Tadashi

Jam	Distribusi	Kala Ulang (T)				
	%	5	10	25	50	100
1	26%	41.6182	47.8929	55.8210	61.7025	67.5407
2	24%	38.4168	44.2088	51.5271	56.9562	62.3452
3	17%	27.2119	31.3146	36.4983	40.3440	44.1612
4	13%	20.8091	23.9464	27.9105	30.8513	33.7703
5	7%	11.2049	12.8942	15.0287	16.6122	18.1840
6	5.5%	8.8038	10.1312	11.8083	13.0525	14.2874
7	4%	6.4028	7.3681	8.5878	9.4927	10.3909
8	3.5%	5.6024	6.4471	7.5144	8.3061	9.0920
Curah Hujan Rencana		160.0698	184.2034	214.6962	237.3175	259.7717

4.7.2 Mononobe

$$\begin{aligned}
 \text{Contoh jam pertama : } I &= \frac{R_{24}}{24} \cdot \left[\frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}} \\
 &= \frac{160.0698}{24} \cdot \left[\frac{24}{1} \right]^{\frac{2}{3}} \\
 &= 55,4931 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan keseluruhan metode mononobe dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.11 Perhitungan Distribusi Hujan Metode Mononobe

Jam	Kala Ulang (T)				
	5	10	25	50	100
1	55.4931	63.8597	74.4310	82.2734	90.0578
2	34.9585	40.2291	46.8886	51.8290	56.7329
3	26.6783	30.7006	35.7827	39.5529	43.2953
4	22.0225	25.3428	29.5380	32.6502	35.7395
5	18.9784	21.8397	25.4550	28.1371	30.7993
6	16.8063	19.3401	22.5417	24.9168	27.2743

4.8 Perhitungan Intensitas Curah Hujan

Perhitungan intensitas curah hujan diperlukan untuk menghitung curah hujan rencana dengan menggunakan metode rasional.

4.8.1 Data Perhitungan Debit Sungai Ciliwung Hilir

$$\begin{aligned}
 L &= 13,9 \text{ km} \\
 H &= 102,5 \text{ m} = 0,1025 \text{ km} \\
 R_{24} &= 160,0698
 \end{aligned}$$

Perhitungan :

T = 5 tahunan

Menentukan kecepatan aliran (V), dengan persamaan :

$$V = 72 \left[\frac{H}{L} \right]^{0.6}$$
$$= 72 \left[\frac{0,1025}{13,9} \right]^{0.6} = 3,7841 \text{ km/jam}$$

Menentukan waktu konsentrasi (tc), dengan persamaan :

$$t = \frac{L}{V} = \frac{13,9}{3,7841} = 3,6733 \text{ jam}$$

Menentukan intensitas curah hujan (I), dengan persamaan :

$$I = \frac{Xt}{24} \left[\frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}}$$
$$= \frac{160,6362}{24} \left[\frac{24}{3,6733} \right]^{\frac{2}{3}} = 23,3921 \text{ mm/jam}$$

Selanjutnya untuk kala ulang 10, 25, 50, 100 dan 200 tahunan dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.12 Perhitungan Intensitas Curah Hujan Sungai Ciliwung Hilir

Tahun	L (km)	V (km/jam)	t (jam)	Xt (mm)	I (mm/jam)
5	13.9	3.7841	3.6733	160.0698	23.3096
10	13.9	3.7841	3.6733	184.2034	26.8239
25	13.9	3.7841	3.6733	214.6962	31.2643
50	13.9	3.7841	3.6733	237.3175	34.5585

4.9 Perhitungan Debit Banjir Rencana

4.9.1 Metode Rasional

$$Q_r = 0,278.C.I.A$$

$$C = 0,60$$

$$I = \text{Dilihat di tabel 4.12}$$

$$A = 10,7890$$

Untuk hasil perhitungan debit banjir rencana sungai ciliwung hilir dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.13 Debit Banjir Rencana Sungai Ciliwung Hilir

Tr	C	I (mm/jam)	A (km ²)	Qr (m ³ /det)
5	0.60	23.3096	10.7890	41.9762
10	0.60	26.8239	10.7890	48.3049
25	0.60	31.2643	10.7890	56.3012
50	0.60	34.5585	10.7890	62.2334

4.9.2 Metode Hidrograf Satuan Sintentik Nakayasu

4.9.2.1 Perhitungan Hidrograf Satuan Sungai Ciliwung Hilir

1. Luas DAS (A) = 10,7890 km²
2. Panjang Sungai Utama (L) = 13,9 km
3. Koefisien Pengaliran (C) = 0,60
4. Parameter Alfa (a) = 2

Parameter Bentuk Hidrograf

Menghitung waktu antara hujan samapi debit puncak banjir (*tg*)

$$tg = 0,21 \cdot L^{0,7} = 1,325 \text{ jam}$$

Menghitung waktu untuk mencapai puncak (*Tp*)

$$tr \text{ (nilai berkisar } 0,5 \cdot tg \text{ sampai } tg) = 1 \text{ jam}$$

$$Tp = tg + (0,8 \cdot tr) = 2,125 \text{ jam}$$

$$= 2 \text{ jam}$$

Menghitung besarnya *T_{0,3}*

$$T_{0,3} = a \cdot tg = 2,651 \text{ jam}$$

$$= 3 \text{ jam}$$

$$1,5 \cdot T_{0,3} = 3,97 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4 \text{ jam} \\
 2 * T_{0,3} &= 5,30 \text{ jam} \\
 &= 5 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

Menghitung debit maksimum hidrograf satuan

$$Q_p = (CA * R_o) / (3,6 * ((0,3 * T_p) + T_{0,3})) = 0,5472 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan besarnya (Qb)

$$D = 1,2883$$

$$Q_b (0,4751 A_{0,6444} D_{0,943}) = 2,7932 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tabel 4.14 Lengkung Hidrograf Nakayasu

Karakteristik	Notasi	Persamaan
Lengkung Naik	Qa	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$
Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p)/T_{0,3}]}$
Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p+0,5T_{0,3})/1,5T_{0,3}]}$
Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p+1,5T_{0,3})/2T_{0,3}]}$

Hasil perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Ciliwung Hilir (Gunung Sahari) dapat dilihat pada tabel 4.15

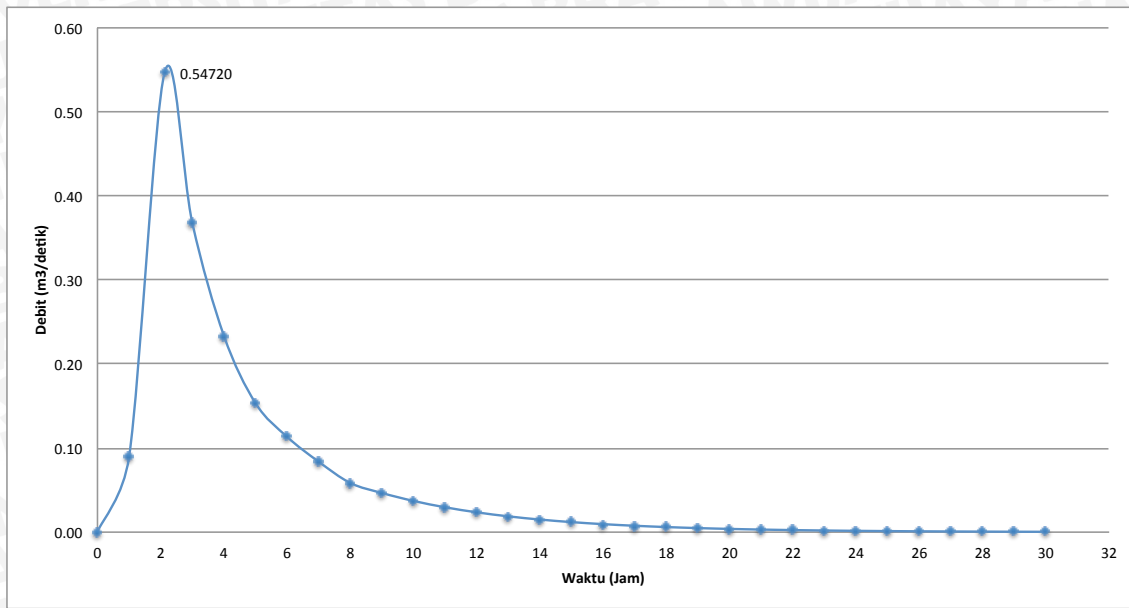
Tabel 4.15 Hidrograf Satuan Sintetik Nakasyu Sungai Ciliwung Hilir

t (jam)	Q (m3/dtk/mm)	Keterangan
0.00	0.0000	Qa



0.15	0.0009	
0.30	0.0050	
0.45	0.0132	
1.00	0.0896	
1.15	0.1253	
1.30	0.1682	
1.45	0.2186	
2.00	0.4729	
2.125	0.5472	Qp
2.30	0.1673	
2.45	0.1396	Qd1
2.65	0.1097	
3.00	0.0097	
3.15	0.0081	
3.30	0.0068	Qd2
3.45	0.0057	
3.97	0.0030	
4.00	0.0001	
4.15	0.0001	
4.30	0.0001	
4.45	0.0001	
5.00	0.0000	
5.15	0.0000	
5.30	0.0000	
5.45	0.0000	
6.00	0.0000	
7.00	0.0000	
8.00	0.0000	
9.00	0.0000	
10.00	0.0000	
11.00	0.0000	Qd3
12.00	0.0000	
13.00	0.0000	
14.00	0.0000	
15.00	0.0000	
16.00	0.0000	
17.00	0.0000	
18.00	0.0000	
19.00	0.0000	
20.00	0.0000	
21.00	0.0000	
22.00	0.0000	
23.00	0.0000	
24.00	0.0000	

Berikut gambar grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Ciliwung Hilir



Gambar 4.4 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Ciliwung Hilir

4.9.2.1 Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana

Setelah mendapatkan hidrograf satuannya langkah selanjutnya membuat hidrograf banjir rencana untuk masing-masing kala ulang, dapat dilihat pada tabel 4.16 – 4.19

Tabel 4.16 Hidrograf Banjir Rencana Untuk Kala Ulang 5 Tahun

t (jam)	Q (m3/dtk/mm)	55.5	35.0	26.7	22.0	19.0	16.8	Qb	QT
0.00	0.000	0.000	-	-	-	-	-	2.793	2.793
0.15	0.001	0.052	0.000	-	-	-	-	2.793	2.846
0.30	0.005	0.276	0.033	0.000	-	-	-	2.793	3.103
0.45	0.013	0.732	0.174	0.025	0.000	-	-	2.793	3.724
1.00	0.090	4.972	0.461	0.133	0.021	0.000	-	2.793	8.380
1.15	0.125	6.954	3.132	0.352	0.110	0.018	0.000	2.793	13.359
1.30	0.168	9.333	4.381	2.390	0.290	0.095	0.016	2.793	19.298
1.45	0.219	12.129	5.879	3.343	1.973	0.250	0.084	2.793	26.452
2.00	0.473	26.244	7.641	4.487	2.760	1.701	0.222	2.793	45.847
2.125	0.547	30.366	16.533	5.831	3.704	2.378	1.506	2.793	63.111
2.30	0.167	9.283	19.129	12.617	4.814	3.192	2.106	2.793	53.934
2.45	0.140	7.750	5.848	14.599	10.415	4.148	2.827	2.793	48.379
2.65	0.110	6.086	4.882	4.463	12.051	8.975	3.673	2.793	42.924
3.00	0.010	0.540	3.834	3.726	3.684	10.385	7.948	2.793	32.910
3.15	0.008	0.451	0.340	2.926	3.075	3.175	9.196	2.793	21.957
3.30	0.007	0.376	0.284	0.260	2.415	2.650	2.812	2.793	11.591
3.45	0.006	0.314	0.237	0.217	0.214	2.081	2.347	2.793	8.204
3.98	0.003	0.167	0.198	0.181	0.179	0.185	1.843	2.793	5.546
4.00	0.000	0.005	0.105	0.151	0.149	0.154	0.164	2.793	3.522
4.15	0.000	0.004	0.003	0.080	0.125	0.129	0.137	2.793	3.271
4.30	0.000	0.003	0.003	0.002	0.066	0.107	0.114	2.793	3.089
t	Q	55.5	35.0	26.7	22.0	19.0	16.8	Qb	QT

(jam)	(m3/dtk/mm)								
5.00	0.000	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.051	2.793	2.852
5.15	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	2.793	2.801
5.30	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.799
5.45	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.798
6.00	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.001	0.001	2.793	2.797
7.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.796
8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.795
9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.795
10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
14.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793

Tabel 4.17 Hidrograf Banjir Rencana Untuk Kala Ulang 10 Tahun

t (jam)	Q (m3/dtk/mm)	63.9	40.2	30.7	25.3	21.8	19.3	Qb	QT
0.00	0.000	0.000	-	-	-	-	-	2.793	2.793
0.15	0.001	0.060	0.000	-	-	-	-	2.793	2.854
0.30	0.005	0.318	0.038	0.000	-	-	-	2.793	3.149
0.45	0.013	0.842	0.200	0.029	0.000	-	-	2.793	3.865
1.00	0.090	5.722	0.530	0.153	0.024	0.000	-	2.793	9.222
1.15	0.125	8.002	3.605	0.405	0.126	0.021	0.000	2.793	14.952
1.30	0.168	10.740	5.041	2.751	0.334	0.109	0.018	2.793	21.787
1.45	0.219	13.958	6.766	3.847	2.271	0.288	0.096	2.793	30.019
2.00	0.473	30.201	8.793	5.163	3.176	1.957	0.255	2.793	52.338
2.125	0.547	34.944	19.025	6.710	4.262	2.737	1.733	2.793	72.205
2.30	0.167	10.683	22.014	14.519	5.539	3.673	2.424	2.793	61.645
2.45	0.140	8.918	6.730	16.800	11.985	4.774	3.253	2.793	55.252
2.65	0.110	7.004	5.618	5.136	13.868	10.329	4.227	2.793	48.974
3.00	0.010	0.622	4.412	4.287	4.240	11.951	9.146	2.793	37.451
3.15	0.008	0.519	0.392	3.367	3.539	3.654	10.583	2.793	24.847
3.30	0.007	0.433	0.327	0.299	2.779	3.050	3.235	2.793	12.917
3.45	0.006	0.362	0.273	0.250	0.247	2.395	2.701	2.793	9.020
3.98	0.003	0.192	0.228	0.208	0.206	0.213	2.121	2.793	5.961
4.00	0.000	0.006	0.121	0.174	0.172	0.177	0.188	2.793	3.632
4.15	0.000	0.005	0.004	0.092	0.144	0.148	0.157	2.793	3.343
4.30	0.000	0.004	0.003	0.003	0.076	0.124	0.131	2.793	3.134
4.45	0.000	0.003	0.003	0.002	0.002	0.066	0.110	2.793	2.979
t	Q	63.9	40.2	30.7	25.3	21.8	19.3	Qb	QT

(jam)	(m3/dtk/mm)								
5.15	0.000	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	2.793	2.802
5.30	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.800
5.45	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.799
6.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.797
7.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	2.793	2.796
8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.795
9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.795
10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
14.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793

Tabel 4.18 Hidrograf Banjir Rencana Untuk Kala Ulang 25 Tahun

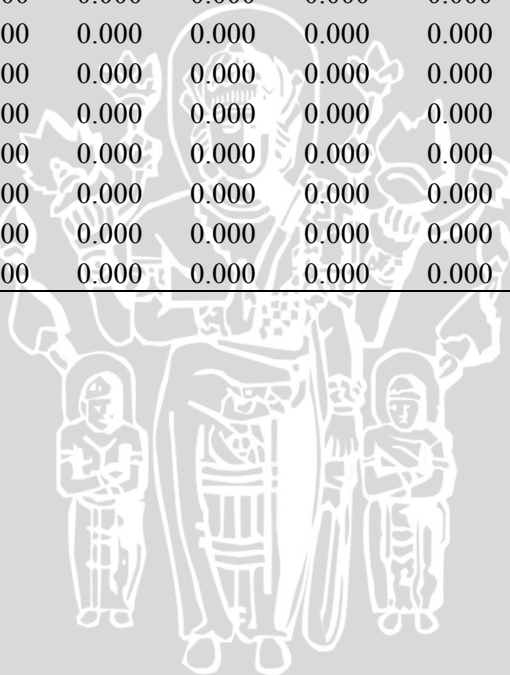
t (jam)	Q (m3/dtk/mm)	74.4	46.9	35.8	29.5	25.5	22.5	Qb	QT
0.00	0.000	0.000	-	-	-	-	-	2.793	2.793
0.15	0.001	0.070	0.000	-	-	-	-	2.793	2.863
0.30	0.005	0.371	0.044	0.000	-	-	-	2.793	3.208
0.45	0.013	0.981	0.234	0.034	0.000	-	-	2.793	4.042
1.00	0.090	6.669	0.618	0.178	0.028	0.000	-	2.793	10.287
1.15	0.125	9.327	4.201	0.472	0.147	0.024	0.000	2.793	16.965
1.30	0.168	12.518	5.876	3.206	0.389	0.127	0.021	2.793	24.931
1.45	0.219	16.269	7.886	4.484	2.647	0.336	0.112	2.793	34.526
2.00	0.473	35.200	10.249	6.018	3.701	2.281	0.297	2.793	60.540
2.125	0.547	40.729	22.175	7.821	4.968	3.190	2.020	2.793	83.696
2.30	0.167	12.452	25.658	16.922	6.456	4.281	2.825	2.793	71.387
2.45	0.140	10.394	7.844	19.580	13.969	5.564	3.791	2.793	63.936
2.65	0.110	8.163	6.548	5.986	16.163	12.038	4.927	2.793	56.619
3.00	0.010	0.725	5.142	4.997	4.941	13.929	10.660	2.793	43.188
3.15	0.008	0.605	0.456	3.924	4.125	4.258	12.335	2.793	28.497
3.30	0.007	0.505	0.381	0.348	3.240	3.555	3.771	2.793	14.593
3.45	0.006	0.422	0.318	0.291	0.288	2.792	3.148	2.793	10.051
3.976	0.003	0.224	0.266	0.243	0.240	0.248	2.472	2.793	6.485
4.00	0.000	0.007	0.141	0.203	0.200	0.207	0.219	2.793	3.770
4.15	0.000	0.006	0.004	0.108	0.167	0.173	0.183	2.793	3.434
4.30	0.000	0.005	0.004	0.003	0.089	0.144	0.153	2.793	3.191
4.45	0.000	0.004	0.003	0.003	0.003	0.077	0.128	2.793	3.010
5.00	0.000	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.068	2.793	2.872
t	Q	74.4	46.9	35.8	29.5	25.5	22.5	Qb	QT

(jam)	(m3/dtk/mm)								
5.30	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	2.793	2.802
5.45	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.800
6.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.798
7.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.796
8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	2.793	2.796
9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.795
10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.795
11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
14.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793

Tabel 4.19 Hidrograf Banjir Rencana Untuk Kala Ulang 50 Tahun

t (jam)	Q (m3/dtk/mm)	82.3	51.8	39.6	32.7	28.1	24.9	Qb	QT
0.00	0.000	0.000						2.793	2.793
0.15	0.001	0.078	0.000					2.793	2.871
0.30	0.005	0.410	0.049	0.000				2.793	3.252
0.45	0.013	1.085	0.258	0.037	0.000			2.793	4.173
1.00	0.090	7.372	0.683	0.197	0.031	0.000		2.793	11.076
1.15	0.125	10.310	4.644	0.521	0.163	0.027	0.000	2.793	18.458
1.30	0.168	13.837	6.495	3.544	0.430	0.140	0.024	2.793	27.263
1.45	0.219	17.983	8.717	4.956	2.926	0.371	0.124	2.793	37.870
2.00	0.473	38.909	11.329	6.652	4.091	2.521	0.328	2.793	66.624
2.125	0.547	45.020	24.511	8.645	5.491	3.526	2.233	2.793	92.220
2.30	0.167	13.763	28.361	18.705	7.137	4.732	3.122	2.793	78.614
2.45	0.140	11.489	8.670	21.644	15.441	6.150	4.191	2.793	70.378
2.65	0.110	9.023	7.238	6.617	17.866	13.307	5.446	2.793	62.290
3.00	0.010	0.801	5.684	5.524	5.462	15.397	11.784	2.793	47.444
3.15	0.008	0.669	0.505	4.338	4.560	4.707	13.635	2.793	31.206
3.30	0.007	0.558	0.421	0.385	3.581	3.929	4.168	2.793	15.836
3.45	0.006	0.466	0.352	0.321	0.318	3.086	3.480	2.793	10.816
3.98	0.003	0.247	0.294	0.268	0.265	0.274	2.733	2.793	6.874
4.00	0.000	0.007	0.156	0.224	0.222	0.229	0.243	2.793	3.873
4.15	0.000	0.006	0.005	0.119	0.185	0.191	0.203	2.793	3.501
4.30	0.000	0.005	0.004	0.004	0.098	0.159	0.169	2.793	3.232
t	Q	82.3	51.8	39.6	32.7	28.1	24.9	Qb	QT

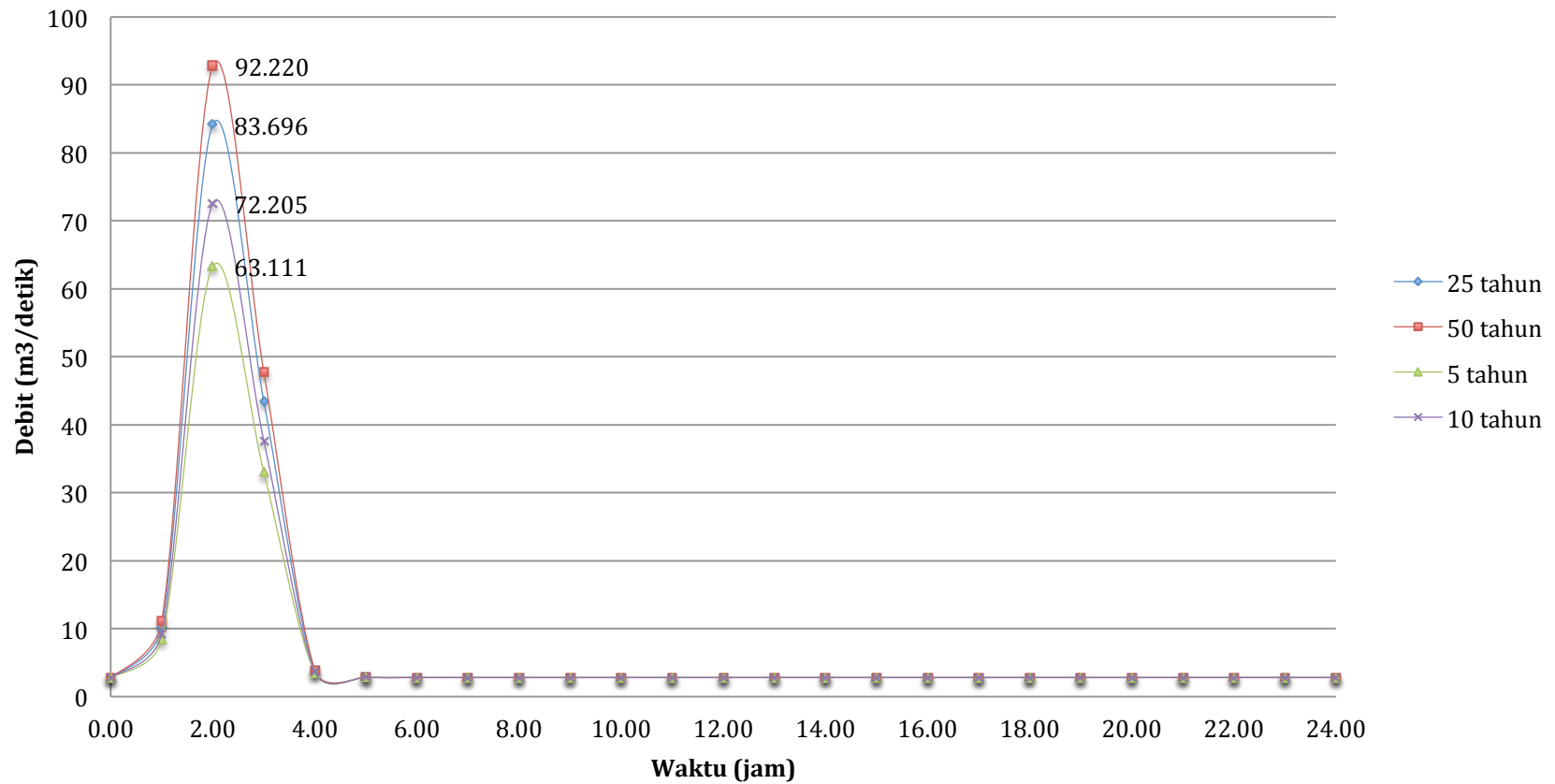
(jam)	(m3/dtk/mm)								
5.00	0.000	0.002	0.003	0.002	0.002	0.003	0.075	2.793	2.881
5.15	0.000	0.002	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	2.793	2.805
5.30	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	2.793	2.802
5.45	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	2.793	2.800
6.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.798
7.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	2.793	2.797
8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	2.793	2.796
9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.795
10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.795
11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
14.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793





Berikut grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Ciliwung Hilir

Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu dengan Kala Ulang

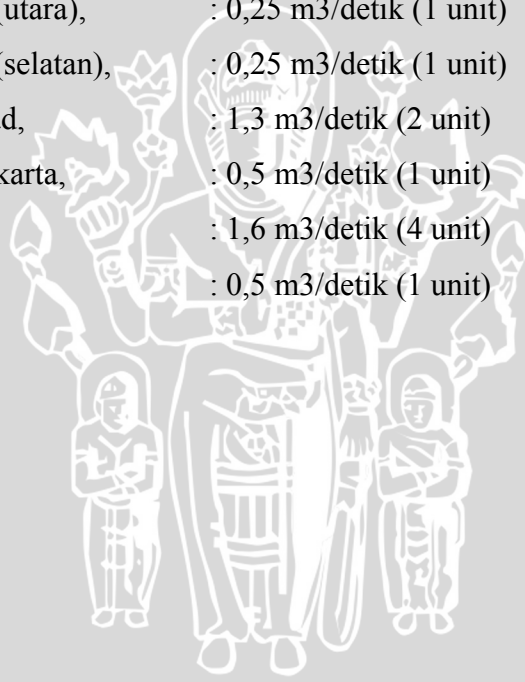


Untuk mempermudah pemodelan dilakukan perhitungan dengan membagi DAS Marina menjadi 2 bagian yaitu :

1. DAS Hulu (Pintu Air Istiqlal – Jalan Samanhudi)
2. DAS Hilir (Jalan Samanhudi – Pintu Air Marina)

Untuk DAS hulu luas daerah yang dilayani sebesar 708,6 Ha, panjang sungai 10,154 Km, Sedangkan untuk daerah tangkapan sebelah hilir (Jalan Samanhudi-Pintu Air Marina), pengaliran air menuju sungai ciliwung hilir dari daerah tangkapan melewati pompa-pompa drainase eksisting, yaitu :

1. Rencana Pompa Kampung Bandan, : 1 m³/detik (3 unit)
2. Pompa Viaduct Pademangan, : 0,5 m³/detik (1 unit)
: 0,3 m³/detik (1 unit)
3. Pompa Pademangan Nalo, : 0,25 m³/detik (1 unit)
4. Pompa Mangga Dua (utara), : 0,25 m³/detik (1 unit)
5. Pompa Mangga Dua (selatan), : 0,25 m³/detik (1 unit)
6. Pompa Mangga Abdad, : 1,3 m³/detik (2 unit)
7. Rencana Pompa Jayakarta, : 0,5 m³/detik (1 unit)
8. Pompa Industri, : 1,6 m³/detik (4 unit)
9. Pompa Kartini V, : 0,5 m³/detik (1 unit)



Hasil perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Ciliwung Hilir DAS Hulu dapat dilihat pada tabel 4.20

Tabel 4.20 Hidrograf Satuan Sintetik Nakasyu Sungai Ciliwung Hilir DAS Hulu

t (jam)	Q (m ³ /dtk/mm)	Keterangan
0.00	0.0000	
0.15	0.0010	
0.30	0.0054	
0.45	0.0144	
1.00	0.0980	Qa
1.15	0.1371	
1.30	0.1839	
1.45	0.2391	
1.87	0.4386	Qp
2.00	0.1751	
2.13	0.1490	Qd1
2.15	0.0270	
2.30	0.0225	
2.45	0.0188	Qd2
3.00	0.0097	
3.15	0.0081	
3.20	0.0076	
4.00	0.0002	
5.00	0.0001	
6.00	0.0000	
7.00	0.0000	
8.00	0.0000	
9.00	0.0000	
10.00	0.0000	
11.00	0.0000	
12.00	0.0000	
13.00	0.0000	
14.00	0.0000	Qd3
15.00	0.0000	
16.00	0.0000	
17.00	0.0000	
18.00	0.0000	
19.00	0.0000	
20.00	0.0000	
21.00	0.0000	
22.00	0.0000	
23.00	0.0000	
24.00	0.0000	

4.9.2 Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana DAS Hulu

Setelah mendapatkan hidrograf satuannya langkah selanjutnya membuat hidrograf banjir rencana untuk masing-masing kala ulang, dapat dilihat pada tabel 4.21 – 4.24

Tabel 4.21 Hidrograf Banjir Rencana DAS HULU Untuk Kala Ulang 5 Tahun

t (jam)	Q (m ³ /dtk/mm)	Q							Qb	QT
		55.5	35.0	26.7	22.0	19.0	16.8			
0.00	0.000	0.000						2.793	2.793	
0.15	0.001	0.057	0.000					2.793	2.851	
0.30	0.005	0.302	0.036	0.000				2.793	3.132	
0.45	0.014	0.800	0.190	0.028	0.000			2.793	3.811	
1.00	0.098	5.438	0.504	0.145	0.023	0.000		2.793	13.904	
1.15	0.137	7.605	3.426	0.385	0.120	0.020	0.000	2.793	14.349	
1.30	0.184	10.207	4.791	2.614	0.318	0.103	0.017	2.793	20.844	
1.45	0.239	13.266	6.430	3.656	2.158	0.274	0.092	2.793	28.669	
1.87	0.439	24.339	8.357	4.907	3.018	1.860	0.242	2.793	45.516	
2.00	0.175	9.718	15.332	6.378	4.051	2.601	1.647	2.793	52.520	
2.13	0.149	8.267	6.122	11.701	5.265	3.491	2.303	2.793	39.941	
2.15	0.027	1.496	5.208	4.672	9.659	4.537	3.091	2.793	31.456	
2.30	0.023	1.249	0.943	3.974	3.857	8.324	4.018	2.793	25.157	
2.45	0.019	1.043	0.787	0.719	3.281	3.324	7.371	2.793	19.318	
3.00	0.010	0.538	0.657	0.601	0.594	2.827	2.943	2.793	25.953	
3.15	0.008	0.449	0.339	0.501	0.496	0.512	2.504	2.793	7.593	
3.20	0.008	0.422	0.283	0.259	0.414	0.427	0.453	2.793	5.051	
4.00	0.000	0.009	0.266	0.216	0.213	0.357	0.378	2.793	24.232	
5.00	0.000	0.003	0.006	0.203	0.178	0.184	0.316	2.793	28.683	
6.00	0.000	0.001	0.002	0.004	0.167	0.154	0.163	2.793	33.284	
7.00	0.000	0.000	0.001	0.001	0.004	0.144	0.136	2.793	38.079	
8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.128	2.793	42.926	
9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	2.793	47.798	
10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	2.793	52.795	
11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	52.794	
12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	52.793	
13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	52.793	
14.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	52.793	
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	47.793	
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	42.793	
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	37.793	
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	32.793	
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	27.793	
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	22.793	
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	17.793	
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	12.793	
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	7.793	
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793	

Tabel 4.22 Hidrograf Banjir Rencana DAS HULU Untuk Kala Ulang 10 Tahun

t (jam)	Q (m ³ /dtk/mm)	Q						Qb	QT
		63.9	40.2	30.7	25.3	21.8	19.3		
0.00	0.000	0.000						2.793	2.793
0.15	0.001	0.066	0.000					2.793	2.859
0.30	0.005	0.348	0.042	0.000				2.793	3.183
0.45	0.014	0.921	0.219	0.032	0.000			2.793	3.965
1.00	0.098	6.258	0.580	0.167	0.026	0.000		2.793	14.825
1.15	0.137	8.752	3.942	0.443	0.138	0.023	0.000	2.793	16.091
1.30	0.184	11.746	5.513	3.009	0.365	0.119	0.020	2.793	23.566
1.45	0.239	15.266	7.400	4.208	2.483	0.315	0.105	2.793	32.570
1.87	0.439	28.008	9.617	5.647	3.473	2.140	0.279	2.793	51.958
2.00	0.175	11.183	17.644	7.339	4.662	2.993	1.895	2.793	58.510
2.13	0.149	9.513	7.045	13.465	6.058	4.017	2.651	2.793	45.542
2.15	0.027	1.72	5.993	5.376	11.115	5.221	3.557	2.793	35.778
2.30	0.023	1.437	1.085	4.573	4.438	9.579	4.623	2.793	28.529
2.45	0.019	1.200	0.906	0.828	3.775	3.825	8.482	2.793	21.809
3.00	0.010	0.619	0.756	0.691	0.683	3.253	3.387	2.793	32.183
3.15	0.008	0.517	0.390	0.577	0.570	0.589	2.881	2.793	8.317
3.20	0.008	0.486	0.325	0.298	0.476	0.492	0.522	2.793	5.391
4.00	0.000	0.011	0.306	0.248	0.246	0.410	0.435	2.793	24.449
5.00	0.000	0.003	0.007	0.233	0.205	0.212	0.363	2.793	28.817
6.00	0.000	0.001	0.002	0.005	0.193	0.177	0.187	2.793	33.358
7.00	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.166	0.156	2.793	38.122
8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.004	0.147	2.793	42.946
9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	2.793	47.798
10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	2.793	52.795
11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	52.794
12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	52.793
13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	52.793
14.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	52.793
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	47.793
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	42.793
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	37.793
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	32.793
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	27.793
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	22.793
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	17.793
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	12.793
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	7.793
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793

Tabel 4.23 Hidrograf Banjir Rencana DAS HULU Untuk Kala Ulang 25 Tahun

t (jam)	Q (m ³ /dtk/mm)	Q						Qb	QT
		74.4	46.9	35.8	29.5	25.5	22.5		
0.00	0.000	0.000	-	-	-	-	-	2.793	2.793
0.15	0.001	0.077	0.000	-	-	-	-	2.793	2.870
0.30	0.005	0.406	0.048	0.000	-	-	-	2.793	3.247
0.45	0.014	1.073	0.255	0.037	0.000	-	-	2.793	4.159
1.00	0.098	7.294	0.676	0.195	0.030	0.000	-	2.793	10.989

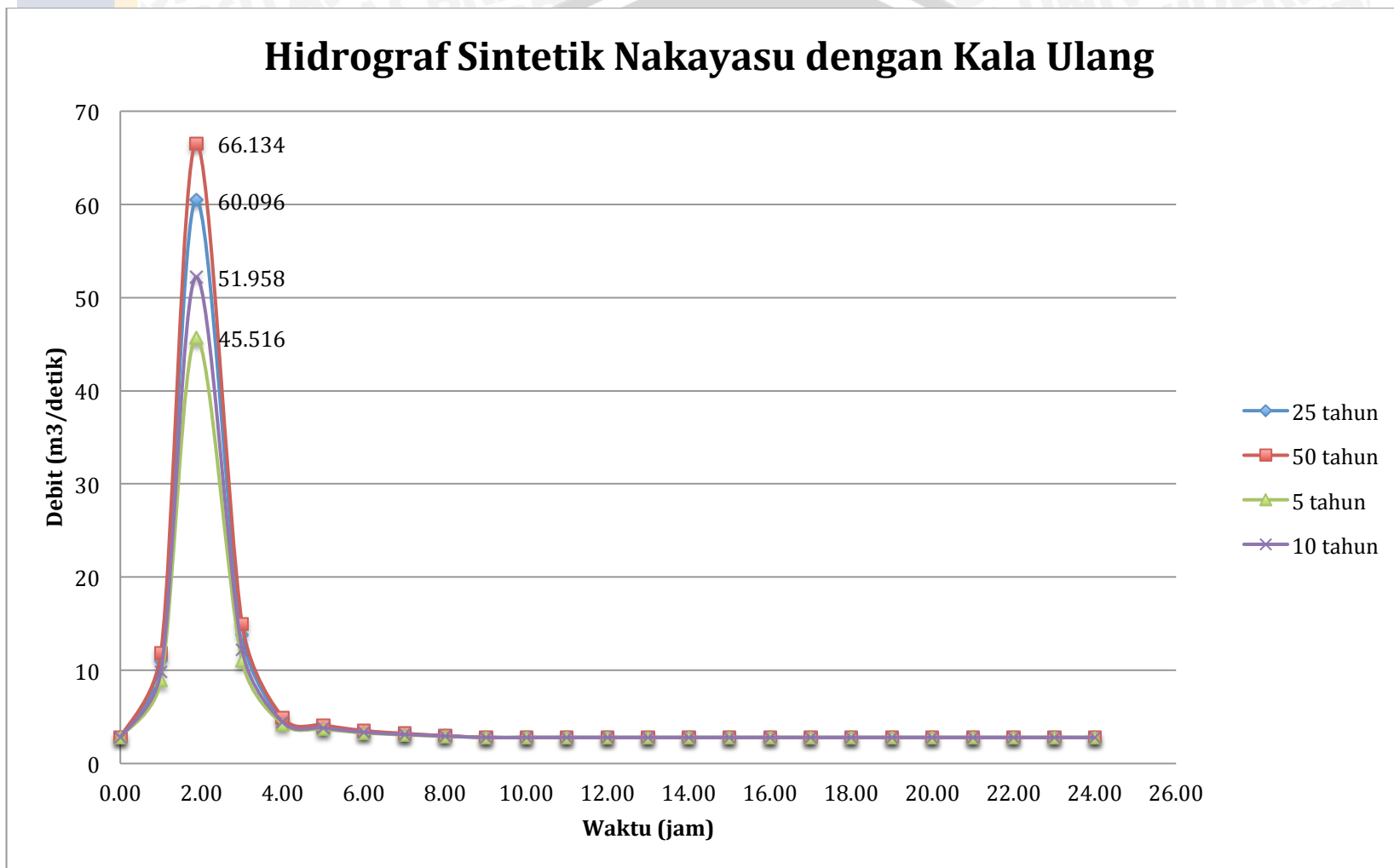
t (jam)	Q (m3/dtk/mm)	Q						Qb	QT
		74.4	46.9	35.8	29.5	25.5	22.5		
1.30	0.184	13.691	6.426	3.507	0.426	0.139	0.023	2.793	27.005
1.45	0.239	17.793	8.625	4.904	2.895	0.367	0.123	2.793	37.499
1.867	0.439	32.645	11.209	6.582	4.048	2.495	0.325	2.793	60.096
2.00	0.175	13.035	20.565	8.554	5.433	3.489	2.209	2.793	56.078
2.134	0.149	11.088	8.211	15.694	7.061	4.682	3.089	2.793	52.619
2.15	0.027	2.007	6.985	6.266	12.955	6.085	4.146	2.793	41.238
2.30	0.023	1.675	1.264	5.330	5.173	11.164	5.389	2.793	32.789
2.45	0.019	1.399	1.055	0.965	4.400	4.458	9.887	2.793	24.957
3.00	0.010	0.721	0.881	0.805	0.797	3.792	3.948	2.793	13.737
3.15	0.008	0.602	0.454	0.672	0.665	0.686	3.358	2.793	9.231
3.20	0.008	0.566	0.379	0.347	0.555	0.573	0.608	2.793	5.821
4.00	0.000	0.012	0.356	0.289	0.286	0.478	0.507	2.793	4.724
5.00	0.000	0.004	0.008	0.272	0.239	0.247	0.424	2.793	3.986
6.00	0.000	0.001	0.002	0.006	0.225	0.206	0.218	2.793	3.452
7.00	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.194	0.182	2.793	3.177
8.00	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.004	0.171	2.793	2.971
9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.004	2.793	2.799
10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	2.793	2.795
11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.794
12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
14.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.793	2.793

Tabel 4.24 Hidrograf Banjir Rencana DAS HULU Untuk Kala Ulang 50 Tahun

t (jam)	Q (m3/dtk/mm)	Q						Qb	QT
		82.8	52.2	39.8	32.9	28.3	25.1		
0.00	0.000	0.000	-	-	-	-	-	2.7932	2.7932
0.15	0.001	0.086	0.000	-	-	-	-	2.7932	2.8787
0.30	0.005	0.451	0.054	0.000	-	-	-	2.7932	3.2984
0.45	0.014	1.194	0.284	0.041	0.000	-	-	2.7932	4.3129
1.00	0.098	8.117	0.752	0.217	0.034	0.000	-	2.7932	11.9133
1.15	0.137	11.352	5.113	0.574	0.179	0.029	0.000	2.7932	20.0408
1.30	0.184	15.235	7.151	3.902	0.474	0.154	0.026	2.7932	29.7361
1.45	0.239	19.800	9.598	5.457	3.221	0.408	0.137	2.7932	41.4148
1.87	0.439	36.328	12.473	7.324	4.505	2.776	0.362	2.7932	66.5612
2.00	0.175	14.505	22.885	9.519	6.046	3.882	2.458	2.7932	62.0889
2.13	0.149	12.339	9.138	17.464	7.858	5.210	3.438	2.7932	58.2399

t (jam)	Q (m ³ /dtk/mm)	82.8	52.2	39.8	32.9	28.3	25.1	Qb	QT
2.30	0.023	1.864	1.407	5.932	5.756	12.424	5.997	2.7932	36.1733
2.45	0.019	1.556	1.175	1.074	4.897	4.961	11.002	2.7932	27.4571
3.00	0.010	0.803	0.980	0.896	0.886	4.220	4.393	2.7932	14.9718
3.15	0.008	0.670	0.506	0.748	0.740	0.764	3.737	2.7932	9.9577
3.20	0.008	0.630	0.422	0.386	0.618	0.638	0.676	2.7932	6.1627
4.00	0.000	0.014	0.397	0.322	0.319	0.532	0.565	2.7932	4.9414
5.00	0.000	0.004	0.009	0.303	0.266	0.275	0.471	2.7932	4.1206
6.00	0.000	0.001	0.003	0.007	0.250	0.229	0.243	2.7932	3.5259
7.00	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.215	0.203	2.7932	3.2202
8.00	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.005	0.191	2.7932	2.9913
9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.004	2.7932	2.7996
10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	2.7932	2.7952
11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7938
12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7934
13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7933
14.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7933
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.7932	2.7932

Berikut grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Sungai Ciliwung Hilir DAS Hulu



Gambar 4.6 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Hulu

4.10 Perhitungan Debit Buangan

4.10.1 Analisis Pertumbuhan Penduduk

Pertumbuhan penduduk sangat berkaitan dengan perencanaan banjir rencana karena untuk memprediksi debit buangan terjadi. Data jumlah penduduk 10 tahun terakhir di wilayah bidang studi dapat dilihat ditabel berikut ini.

Tabel 4.25 Data Pertumbuhan Penduduk

No	Tahun	Penduduk(jiwa)
1	2005	1480573
2	2006	1497192
3	2007	1513997
4	2008	1530991
5	2009	1548176
6	2010	1565554
7	2011	1583127
8	2012	1600896
9	2013	1618866
10	2014	1637037

4.10.1.1 Perhitungan Proyeksi Penduduk

A. Metode Geometrik

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

$$r = 1,122\%$$

$$= 0,011$$

Didapat persamaan :

$$P_n = 1637037(1 + 0.011)^n$$

B. Metode Aritmatik

$$P_n = P_0 + nr$$

$$r = \frac{(P_0 - P_t)}{t}$$

$$= \frac{(1637037 - 1480573)}{(2014 - 2005)}$$

$$= 17384,888$$

Didapat persamaan :

$$P_n = P_0 + nr$$

$$P_n = 1637037 + 17384,888 n$$

Dipilih metode Geometri karena menghasilkan koefisien korelasi mendekati 1 dibanding metode yang lainnya. Hasil kenaikan jumlah penduduk dapat dilihat ditabel berikut ini.

Tabel 4.26 Kenaikan Jumlah Penduduk

No	Tahun	n	Penduduk (jiwa)
1	2014	0	1637037
2	2019	5	1730998
3	2024	10	1830352
4	2029	15	1935409
5	2034	20	2046496
6	2039	25	2163959
7	2044	30	2288164
8	2049	35	2419498
9	2054	40	2558370
10	2059	45	2705213
11	2064	50	2860485
12	2069	55	3024668
13	2074	60	3198276
14	2079	65	3381847
15	2084	70	3575956
16	2089	75	3781205
17	2094	80	3998235
18	2099	85	4227722
19	2104	90	4470381
20	2109	95	4726968
21	2114	100	4998283

4.10.2 Analisis Kebutuhan Air Bersih

Debit domestik dan non domestik adalah kebutuhan air bersih yang digunakan penduduk didalam suatu wilayah, fasilitas umum yang ada pada wilayah studi pada tabel 4.27

Tabel 4.27 Fasilitas Umum Pada Wilayah Studi

No	Fasilitas	Total
1	Sekolah	119
2	Masjid	50
3	Mall	23
4	Rumah Sakit	11
5	Hotel	65

4.10.2.1 Sektor Domestik

1. Sambungan Rumah Tangga (SR)

Sambungan rumah adalah jenis sambungan pelanggan yang menyediakan air langsung ke rumah-rumah dengan menggunakan sambungan pipa-pipa distribusi air melalui water meter dan instalasi pipa yang di pasang di dalam rumah. Golongan masyarakat ini akan sanggup membayar untuk mendapatkan air bersih demi kesehatan, biasanya adalah golongan ekonomi kelas menengah atas.

Tabel 4.28 Kebutuhan Air untuk Sambungan Rumah Tangga (SR)

No	Tahun	Jumlah Penduduk	Tingkat Layanan (%)	Jumlah Terlayani (jiwa)	Konsumsi Air (lt/jiwa/hari)	Jumlah Pemakaian (lt/hari)	Jumlah Kebutuhan Air (lt/dt)
a	b	c	d	e	f	g	h
1	2014	1637037	80	1309630	150	196444440.0000	2273.6625
2	2019	1730998	80	1384799	150	207719781.4354	2404.1641
3	2024	1830352	80	1464282	150	219642294.7861	2542.1562
4	2029	1935409	80	1548328	150	232249125.8442	2688.0686
5	2034	2046496	80	1637197	150	245579552.4624	2842.3559
6	2039	2163959	80	1731167	150	259675106.9284	3005.4989
7	2044	2288164	80	1830531	150	274579705.3630	3178.0058
8	2049	2419498	80	1935599	150	290339784.5447	3360.4142
9	2054	2558370	80	2046696	150	307004446.5887	3553.2922
10	2059	2705213	80	2164171	150	324625611.9293	3757.2409
11	2064	2860485	80	2288388	150	343258181.0831	3972.8956
12	2069	3024668	80	2419735	150	362960205.6974	4200.9283
13	2074	3198276	80	2558620	150	383793069.4156	4442.0494
14	2079	3381847	80	2705478	150	405821679.1243	4697.0102
15	2084	3575956	80	2860764	150	429114667.1774	4966.6049
16	2089	3781205	80	3024964	150	453744605.2269	5251.6737
17	2094	3998235	80	3198588	150	479788230.3273	5553.1045
18	2099	4227722	80	3382178	150	507326684.0175	5871.8366
19	2104	4470381	80	3576305	150	536445765.1256	6208.8630
20	2109	4726968	80	3781575	150	567236197.0838	6565.2338
21	2114	4998283	80	3998626	150	599793910.5861	6942.0592

Keterangan : a = Nomer urut

b = Tahun Perencanaan

c = Hasil Perhitungan Proyeksi

d = Tabel 2.8 no. 12 kolom 2 (kota metropolitan)

e = c x d

$f =$ Kriteria perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU

$g = e \times f$

$h = g / (24 \times 60 \times 60)$

2. Hidran Umum (HU)

Hidran umum adalah jenis sambungan yang menyediakan air melalui kran yang dipasang di suatu tempat tertentu agar mudah digunakan oleh masyarakat umum untuk mencukupi kebutuhan sehari-hari seperti mandi, minum dan mencuci. Pelayanan air minum ini biasanya ditunjukkan untuk masyarakat dengan golongan ekonomi menengah kebawah atau masyarakat yang menempati rumah non permanen yaitu rumah yang terbuat dari bambu atau kayu.

Tabel 4.29 Kebutuhan Air untuk Hidran Umum (HU)

No	Tahun	Jumlah Penduduk	Tingkat Layanan (%)	Jumlah Terlayani (jiwa)	Konsumsi Air (lt/jiwa/hari)	Jumlah Pemakaian (lt/hari)	Jumlah Kebutuhan Air (lt/dt)
a	b	c	d	e	f	g	h
1	2014	1637037	20	327407	40	13096296.0000	151.5775
2	2019	1730998	20	346200	40	13847985.4290	160.2776
3	2024	1830352	20	366070	40	14642819.6524	169.4771
4	2029	1935409	20	387082	40	15483275.0563	179.2046
5	2034	2046496	20	409299	40	16371970.1642	189.4904
6	2039	2163959	20	432792	40	17311673.7952	200.3666
7	2044	2288164	20	457633	40	18305313.6909	211.8671
8	2049	2419498	20	483900	40	19355985.6363	224.0276
9	2054	2558370	20	511674	40	20466963.1059	236.8861
10	2059	2705213	20	541043	40	21641707.4620	250.4827
11	2064	2860485	20	572097	40	22883878.7389	264.8597
12	2069	3024668	20	604934	40	24197347.0465	280.0619
13	2074	3198276	20	639655	40	25586204.6277	296.1366
14	2079	3381847	20	676369	40	27054778.6083	313.1340
15	2084	3575956	20	715191	40	28607644.4785	331.1070
16	2089	3781205	20	756241	40	30249640.3485	350.1116
17	2094	3998235	20	799647	40	31985882.0218	370.2070
18	2099	4227722	20	845544	40	33821778.9345	391.4558
19	2104	4470381	20	894076	40	35763051.0084	413.9242
20	2109	4726968	20	945394	40	37815746.4723	437.6823
21	2114	4998283	20	999657	40	39986260.7057	462.8039

Keterangan : a = Nomer urut

b = Tahun Perencanaan

c = Hasil Perhitungan Proyeksi

d = Tabel 2.8 no. 12 kolom 2 (kota metropolitan)

e = $c \times d$

f = Kriteria perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU

g = $e \times f$

h = $g / (24 \times 60 \times 60)$

4.10.2.2 Sektor Non Domestik

1. Fasilitas Pendidikan

Fasilitas pendidikan berfungsi untuk melayani masyarakat sehingga pertumbuhan pelajar diasumsikan sama dengan pertumbuhan penduduk. Dari peraturan Ditjen Cipta Karya PU faktor yang diperhitungkan adalah 10 liter/orang/hari. Berikut tabel perhitungan kebutuhan air bersih untuk fasilitas pendidikan untuk daerah lokasi studi.

Tabel 4.30 Kebutuhan Air untuk Fasilitas Pendidikan

No	Tahun	Jumlah Pelajar	Konsumsi Air Rata-Rata (lt/org/hari)	Jumlah Pemakaian (lt/hari)	Kebutuhan Air (ltr/dtk)
a	b	c	d	e	f
1	2014	95200	10	952000	11.019
2	2019	105261	10	1052605.31	12.183
3	2024	111302	10	1113021.803	12.882
4	2029	117691	10	1176906.028	13.622
5	2034	124446	10	1244457.023	14.403
6	2039	131589	10	1315885.249	15.230
7	2044	139141	10	1391413.248	16.104
8	2049	147128	10	1471276.335	17.029
9	2054	155572	10	1555723.332	18.006
10	2059	164502	10	1645017.342	19.040
11	2064	173944	10	1739436.569	20.132
12	2069	183928	10	1839275.186	21.288
13	2074	194484	10	1944844.251	22.510
14	2079	205647	10	2056472.673	23.802
15	2084	217451	10	2174508.244	25.168
16	2089	229932	10	2299318.714	26.612
17	2094	243129	10	2431292.943	28.140
18	2099	257084	10	2570842.11	29.755
19	2104	271840	10	2718400.996	31.463
20	2109	287443	10	2874429.333	33.269
21	2114	303941	10	3039413.245	35.178

Keterangan : a = Nomer urut

b = Tahun Perencanaan

c = Jumlah Pelajar Berdasarkan Jumlah Tempat Pendidikan di Lokasi Studi.

d = Tabel 2.9

e = c x d = lt/hari

f = e / (24x60x60) = lt/dtk

2. Fasilitas Peribadatan

Fasilitas peribadatan digunakan masyarakat sebagai sarana menjalankan ibadah, Menurut data Kementerian Agama pertumbuhan masjid di Indonesia dari tahun 1997-2004 adalah sebesar 64% dan diasumsikan pertumbuhan masjid pada lokasi studi adalah 5 tahun bertambah 1 masjid. Pada peraturan yang ditetapkan Ditjen Cipta Karya PU untuk kebutuhan air bersih untuk masjid sebesar 3000/liter/unit/hari. Berikut tabel perhitungan kebutuhan air bersih untuk fasilitas beribadatan untuk daerah lokasi studi.

Tabel 4.31 Kebutuhan Air Untuk Tempat Peribadatan

No	Tahun	Jumlah (unit)	Konsumsi Air Rata-Rata (lt/unit/hari)	Jumlah Pemakaian (lt/hari)	Kebutuhan Air (Lt/detik)
a	b	c	d	e	f
1	2014	50	3000	150000	1.736
2	2019	51	3000	153000	1.771
3	2024	52	3000	156000	1.806
4	2029	53	3000	159000	1.840
5	2034	54	3000	162000	1.875
6	2039	55	3000	165000	1.910
7	2044	56	3000	168000	1.944
8	2049	57	3000	171000	1.979
9	2054	58	3000	174000	2.014
10	2059	59	3000	177000	2.049
11	2064	60	3000	180000	2.083
12	2069	61	3000	183000	2.118
13	2074	62	3000	186000	2.153
14	2079	63	3000	189000	2.188
15	2084	64	3000	192000	2.222
16	2089	65	3000	195000	2.257
17	2094	66	3000	198000	2.292
18	2099	67	3000	201000	2.326
19	2104	68	3000	204000	2.361
20	2109	69	3000	207000	2.396
21	2114	70	3000	210000	2.431

Keterangan : a = Nomer urut

b = Tahun Perencanaan

c = Jumlah Masjid Berdasarkan Lokasi Studi.

d = Tabel 2.9

e = c x d

f = e / (24x60x60)

3. Fasilitas Kesehatan

Fasilitas kesehatan digunakan masyarakat sebagai sarana untuk menunjang kesehatan jasmani, saat ini pertumbuhan rumah sakit di Indonesia mencapai 10% setiap tahunnya, dan diasumsikan pertumbuhan rumah sakit pada daerah studi adalah 5 tahun bertambah 1 rumah sakit. Pada peraturan yang ditetapkan Ditjen Cipta Karya PU untuk kebutuhan air bersih untuk rumah sakit sebesar 200liter/bed/hari. Berikut tabel perhitungan kebutuhan air bersih untuk fasilitas kesehatan untuk daerah lokasi studi.

Tabel 4.32 Kebutuhan Air Untuk Tempat Fasilitas Kesehatan

Tahun	Jumlah (Unit)	Kasur	Konsumsi Air Rata-Rata (lt/kasur/hari)	Jumlah Pemakaian (lt/hari)	Kebutuhan Air (Lt/detik)
b	c	d	e	f	g
2014	11	550	200	1210000	14.005
2019	12	600	200	1440000	16.667
2024	13	650	200	1690000	19.560
2029	14	700	200	1960000	22.685
2034	15	750	200	2250000	26.042
2039	16	800	200	2560000	29.630
2044	17	850	200	2890000	33.449
2049	18	900	200	3240000	37.500
2054	19	950	200	3610000	41.782
2059	20	1000	200	4000000	46.296
2064	21	1050	200	4410000	51.042
2069	22	1100	200	4840000	56.019
2074	23	1150	200	5290000	61.227
2079	24	1200	200	5760000	66.667
2084	25	1250	200	6250000	72.338
2089	26	1300	200	6760000	78.241
2094	27	1350	200	7290000	84.375
2099	28	1400	200	7840000	90.741
2104	29	1450	200	8410000	97.338
2109	30	1500	200	9000000	104.167
2114	31	1550	200	9610000	111.227

Keterangan : a = Nomer urut

b = Tahun Perencanaan

c = Jumlah Rumah Sakit Berdasarkan Lokasi Studi.

d = Jumlah Kasur dari Total Rumah Sakit Berdasarkan Lokasi Studi

e = Tabel 2.9

f = c x d x e

g = f / (24x60x60)

4. Fasilitas Mall

Fasilitas perbelanjaan/mall digunakan masyarakat sebagai sarana berbelanja. Saat ini jumlah mall di DKI Jakarta mencapai 173 unit, oleh karena itu DKI Jakarta termasuk dalam kota dengan mall terbanyak di dunia dan sementara ini Pemprov DKI Jakarta sendiri telah memberhentikan pembangunan mall dikarenakan kondisi lahan yang terbatas dan mengakibatkan hilangnya taman-taman kota, pada studi ini diasumsikan 10 tahun bertambah 1 mall. Pada peraturan yang ditetapkan Ditjen Cipta Karya PU untuk kebutuhan air bersih untuk mall sebesar 12000liter/hektar/hari. Berikut tabel perhitungan kebutuhan air bersih untuk fasilitas mall untuk daerah lokasi studi.

Tabel 4.33 Kebutuhan Air Untuk Tempat Fasilitas Mall

No	Tahun	Jumlah (unit)	Luas (hektar)	Konsumsi Air Rata-Rata (lt/hektar/hari)	Jumlah Pemakaian (lt/hari)	Kebutuhan Air (lt/dt)
a	b	c	d	e	f	g
1	2014	23	33.5	12000	5547600	64.208
2	2019	23	33.5	12000	5547600	64.208
3	2024	24	33.5	12000	5788800	67.000
4	2029	24	33.5	12000	5788800	67.000
5	2034	25	33.5	12000	6030000	69.792
6	2039	25	33.5	12000	6030000	69.792
7	2044	26	33.5	12000	6271200	72.583
8	2049	26	33.5	12000	6271200	72.583
9	2054	27	33.5	12000	6512400	75.375
10	2059	27	33.5	12000	6512400	75.375
11	2064	28	33.5	12000	6753600	78.167
12	2069	28	33.5	12000	6753600	78.167
13	2074	29	33.5	12000	6994800	80.958
14	2079	29	33.5	12000	6994800	80.958
15	2084	30	33.5	12000	7236000	83.750
16	2089	30	33.5	12000	7236000	83.750
17	2094	31	33.5	12000	7477200	86.542
18	2099	31	33.5	12000	7477200	86.542
19	2104	32	33.5	12000	7718400	89.333
20	2109	32	33.5	12000	7718400	89.333
21	2114	33	33.5	12000	7959600	92.125

Keterangan : a = Nomer urut

b = Tahun Perencanaan

c = Jumlah Mall Berdasarkan Lokasi Studi.

d = Luas Mall

e = Tabel 2.9

f = c x d x e

g = f / (24x60x60)

5. Fasilitas Hotel

Fasilitas Hotel digunakan masyarakat sebagai sarana tempat tinggal sementara selama beberapa waktu yang singkat. Berdasarkan wilayah pembangunan hotel masih didominasi di wilayah Jabodetabek dengan angka 21%, setelah itu disusul dengan Jawa Timur dengan angka 18% dan pembangunan hotel di lokasi studi diasumsikan 5 tahun bertambah 1 hotel dikarenakan kondisi lahan yang terbatas. Pada peraturan yang ditetapkan Ditjen Cipta Karya PU untuk kebutuhan air bersih untuk hotel sebesar 200liter/bed/hari. Berikut tabel perhitungan kebutuhan air bersih untuk fasilitas mall untuk daerah lokasi studi.

Tabel 4.34 Kebutuhan Air Untuk Tempat Fasilitas Hotel

No	Tahun	Jumlah (unit)	Kasur	Konsumsi Air Rata-Rata (lt/kasur/hari)	Jumlah Pemakaian (lt/hari)	Kebutuhan Air (lt/dt)
a	b	c	d	e	f	g
1	2014	65	6500	200	84500000	978.009
2	2019	66	6600	200	87120000	1008.333
3	2024	67	6700	200	89780000	1039.120
4	2029	68	6800	200	92480000	1070.370
5	2034	69	6900	200	95220000	1102.083
6	2039	70	7000	200	98000000	1134.259
7	2044	71	7100	200	100820000	1166.898
8	2049	72	7200	200	103680000	1200.000
9	2054	73	7300	200	106580000	1233.565
10	2059	74	7400	200	109520000	1267.593
11	2064	75	7500	200	112500000	1302.083
12	2069	76	7600	200	115520000	1337.037
13	2074	77	7700	200	118580000	1372.454
14	2079	78	7800	200	121680000	1408.333
15	2084	79	7900	200	124820000	1444.676
16	2089	80	8000	200	128000000	1481.481
17	2094	81	8100	200	131220000	1518.750
18	2099	82	8200	200	134480000	1556.481
19	2104	83	8300	200	137780000	1594.676
20	2109	84	8400	200	141120000	1633.333
21	2114	85	8500	200	144500000	1672.454

Keterangan : a = Nomer urut

b = Tahun Perencanaan

c = Jumlah Hotel Berdasarkan Lokasi Studi.

d = Jumlah Kasur dari Total Hotel Berdasarkan Lokasi Studi

e = Tabel 2.9

f = c x d x e

g = f / (24x60x60)

Selanjutnya jumlah dari perhitungan kebutuhan air bersih domestik dan non domestik dapat dilihat pada tabel 4.35 sedangkan perhitungan total kebutuhan air dengan Faktor Jam Puncak (FJP) dan Faktor Harian Maksimum (FHM) dapat dilihat ditabel 4.36



Tabel 4.35 Jumlah Kebutuhan Air Bersih Domestik dan Non Domestik di Wilayah Studi

Tahun	SR (lt/dt)	HU (lt/dt)	Pendidikan (lt/dt)	Masjid (lt/dt)	Mall (lt/dt)	RS (lt/dt)	Hotel (lt/dt)	Jumlah (lt/dt)	Kebocoran (lt/dtk)	Jumlah Ditambah Kebocoran (lt/dt)	FHM	FJP
											1.25	2
2014	2273.66	151.58	11.02	1.74	64.21	14.00	978.01	3494.22	1048.27	4542.48	5678.10	9084.96
2019	2404.16	160.28	12.18	1.77	64.21	16.67	1008.33	3667.60	1100.28	4767.88	5959.86	9535.77
2024	2542.16	169.48	12.88	1.81	67.00	19.56	1039.12	3852.00	1155.60	5007.60	6259.50	10015.20
2029	2688.07	179.20	13.62	1.84	67.00	22.69	1070.37	4042.79	1212.84	5255.63	6569.53	10511.26
2034	2842.36	189.49	14.40	1.88	69.79	26.04	1102.08	4246.04	1273.81	5519.85	6899.82	11039.71
2039	3005.50	200.37	15.23	1.91	69.79	29.63	1134.26	4456.69	1337.01	5793.69	7242.11	11587.38
2044	3178.01	211.87	16.10	1.94	72.58	33.45	1166.90	4680.85	1404.26	6085.11	7606.38	12170.22
2049	3360.41	224.03	17.03	1.98	72.58	37.50	1200.00	4913.53	1474.06	6387.59	7984.49	12775.19
2054	3553.29	236.89	18.01	2.01	75.38	41.78	1233.56	5160.92	1548.28	6709.20	8386.50	13418.39
2059	3757.24	250.48	19.04	2.05	75.38	46.30	1267.59	5418.08	1625.42	7043.50	8804.37	14087.00
2064	3972.90	264.86	20.13	2.08	78.17	51.04	1302.08	5691.26	1707.38	7398.64	9248.30	14797.28
2069	4200.93	280.06	21.29	2.12	78.17	56.02	1337.04	5975.62	1792.69	7768.30	9710.38	15536.61
2074	4442.05	296.14	22.51	2.15	80.96	61.23	1372.45	6277.49	1883.25	8160.73	10200.92	16321.47
2079	4697.01	313.13	23.80	2.19	80.96	66.67	1408.33	6592.09	1977.63	8569.72	10712.15	17139.44
2084	4966.60	331.11	25.17	2.22	83.75	72.34	1444.68	6925.87	2077.76	9003.63	11254.53	18007.25
2089	5251.67	350.11	26.61	2.26	83.75	78.24	1481.48	7274.13	2182.24	9456.36	11820.46	18912.73
2094	5553.10	370.21	28.14	2.29	86.54	84.38	1518.75	7643.41	2293.02	9936.43	12420.54	19872.87
2099	5871.84	391.46	29.76	2.33	86.54	90.74	1556.48	8029.14	2408.74	10437.88	13047.35	20875.76
2104	6208.86	413.92	31.46	2.36	89.33	97.34	1594.68	8437.96	2531.39	10969.35	13711.68	21938.69
2109	6565.23	437.68	33.27	2.40	89.33	104.17	1633.33	8865.41	2659.62	11525.04	14406.30	23050.08
2114	6942.06	462.80	35.18	2.43	92.13	111.23	1672.45	9318.28	2795.48	12113.76	15142.20	24227.52

Tabel 4.36 Kebutuhan Air Bersih FMH dan FMD

Tahun	Q (m ³ / dt)		
	normal	FHM	FJP
	1	1.25	2
2014	4.5425	5.6781	9.0850
2019	4.7679	5.9599	9.5358
2024	5.0076	6.2595	10.0152
2029	5.2556	6.5695	10.5113
2034	5.5199	6.8998	11.0397
2039	5.7937	7.2421	11.5874
2044	6.0851	7.6064	12.1702
2049	6.3876	7.9845	12.7752
2054	6.7092	8.3865	13.4184
2059	7.0435	8.8044	14.0870
2064	7.3986	9.2483	14.7973
2069	7.7683	9.7104	15.5366
2074	8.1607	10.2009	16.3215
2079	8.5697	10.7121	17.1394
2084	9.0036	11.2545	18.0073
2089	9.4564	11.8205	18.9127
2094	9.9364	12.4205	19.8729
2099	10.4379	13.0473	20.8758
2104	10.9693	13.7117	21.9387
2109	11.5250	14.4063	23.0501
2114	12.1138	15.1422	24.2275

Debit buangan yang digunakan kala ulang 25 tahun dengan Q = 80% (diambil persentase terbesar untuk antisipasi)

$$11.5874 \text{m}^3/\text{dtk} = 9.2699 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

4.11 Debit Rancangan Total

Besarnya debit rancangan total didapat dari penjumlahan antara HSS Nakayasu dan debit buangan. Hasil perhitungan debit rancangan total dapat dilihat pada tabel 4.42

Tabel 4.37 Hasil Perhitungan Debit Rancangan

Kala Ulang	Q (m ³ /dtk)		
	HSS Nakayasu	Debit Buangan	Total
5	52.5201	7.6286	60.1487
10	58.5097	8.0122	66.5218
25	66.0775	9.2699	75.3474
50	71.6918	11.8378	83.5296

4.12 Pemodelan Menggunakan HEC-RAS

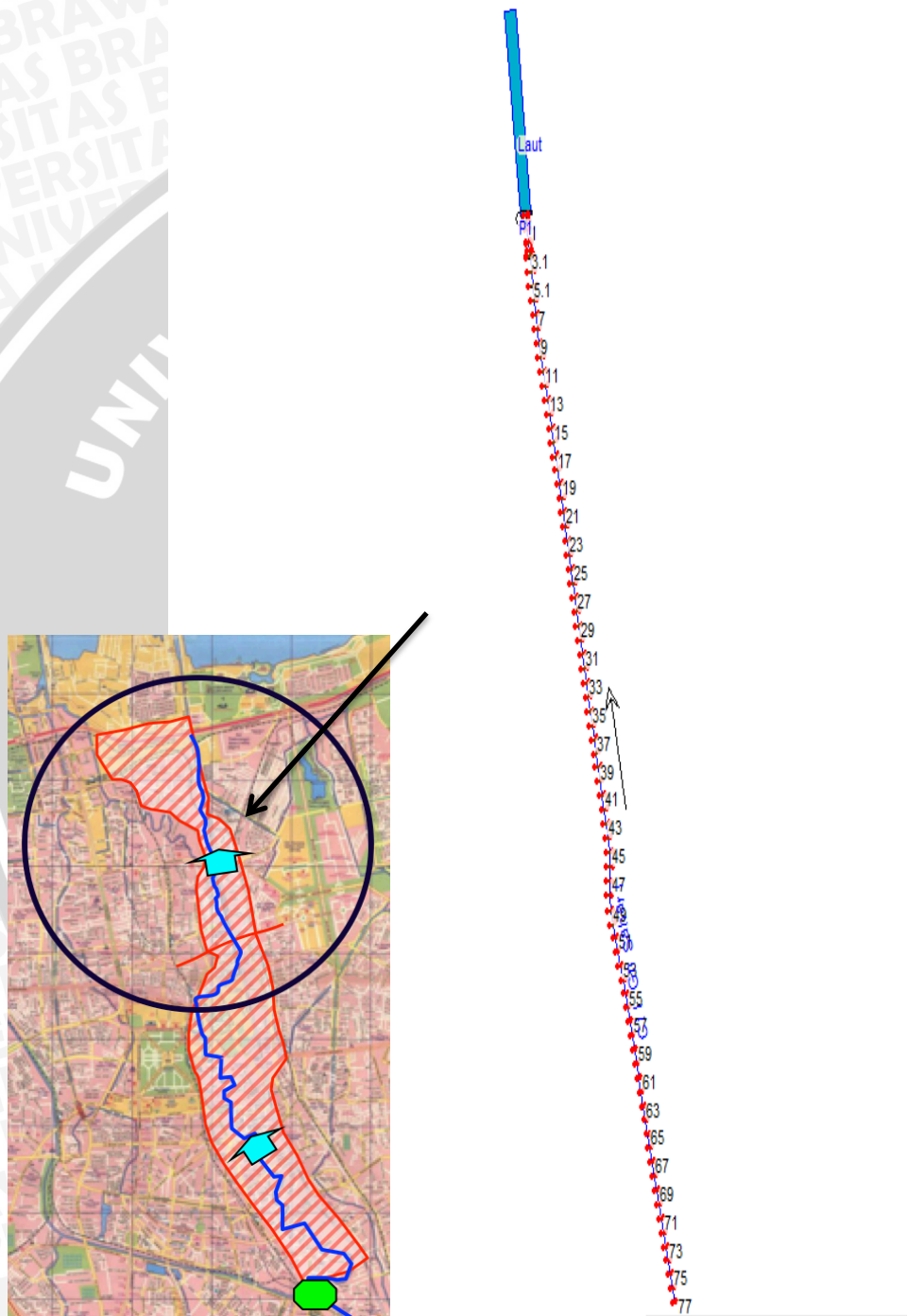
HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center's – River Analysis System*) dirancang untuk membuat simulasi aliran satu dimensi, secara umum perangkat lunak ini menyediakan fungsi-fungsi sebagai berikut :

1. Manajemen File
2. Input dan Edit Data
3. Analisa Hidraulika
4. Hasil

Pada HEC-RAS analisis hidrolika yang disediakan ada dua jenis analisis, yaitu *steadyflow* dan *unsteady flow*. Pada studi ini digunakan analisis *unsteady flow*. Analisa yang dilakukan diantaranya analisa kemampuan eksisting maupun analisa kemampuan rencana. Berikut langkah-langkah pemodelan :

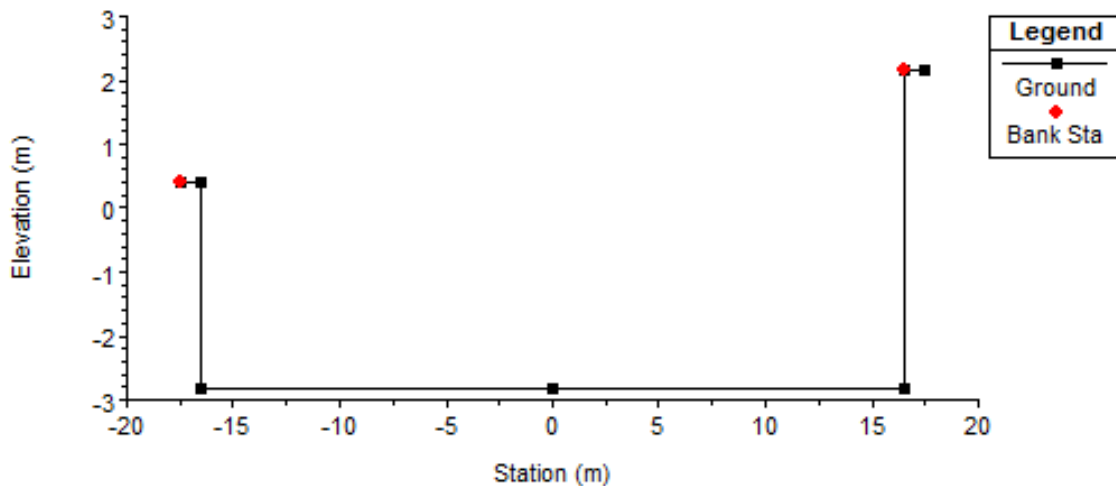
1. Membuat jaringan saluran yang akan dimodelkan berdasarkan pengukuran lapangan.
2. Memasukkan data geometri saluran dan hujan.
3. Mendefinisikan kondisi-kondisi batas yang akan digunakan dalam pemodelan.
4. Menjalankan program.
5. Hasil analisa

Langkah pertama dalam melakukan pemodelan profil muka air adalah membuat skematik sungai yang akan dimodelkan, skematik sungai yang dibuat sesuai dengan kondisi aslinya. Pemodelan dapat dilihat pada gambar 4.11

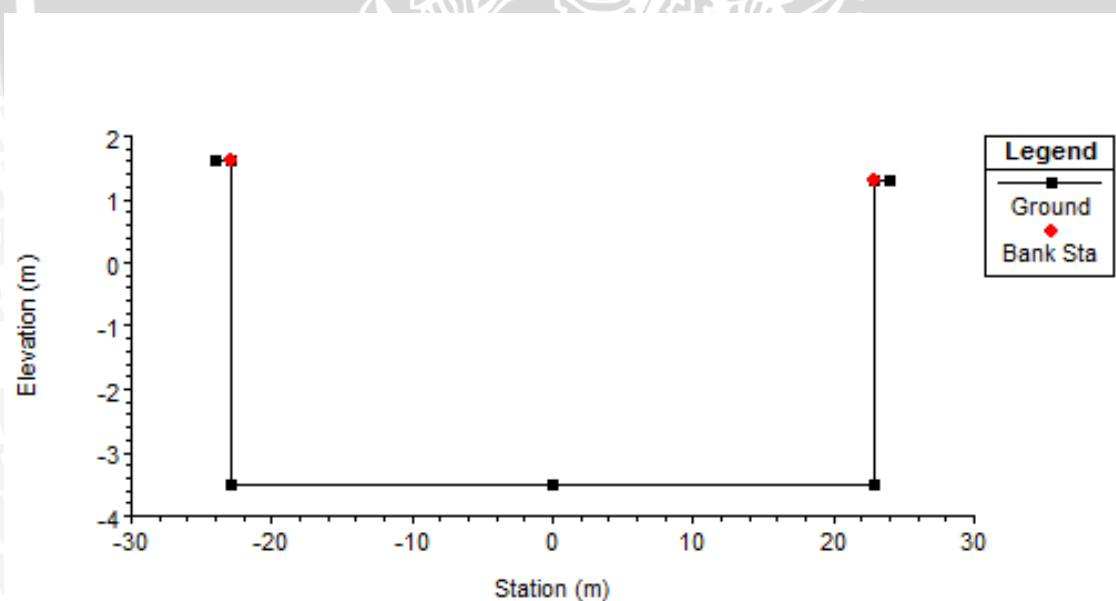


Gambar 4.7 Skema Pemodelan Sungai Ciliwung Gunung Sahari DAS Hilir

Potongan melintang terkecil dan terbesar dari skema pemodelan sungai tersebut dapat dilihat pada gambar 4.12 – 4.13



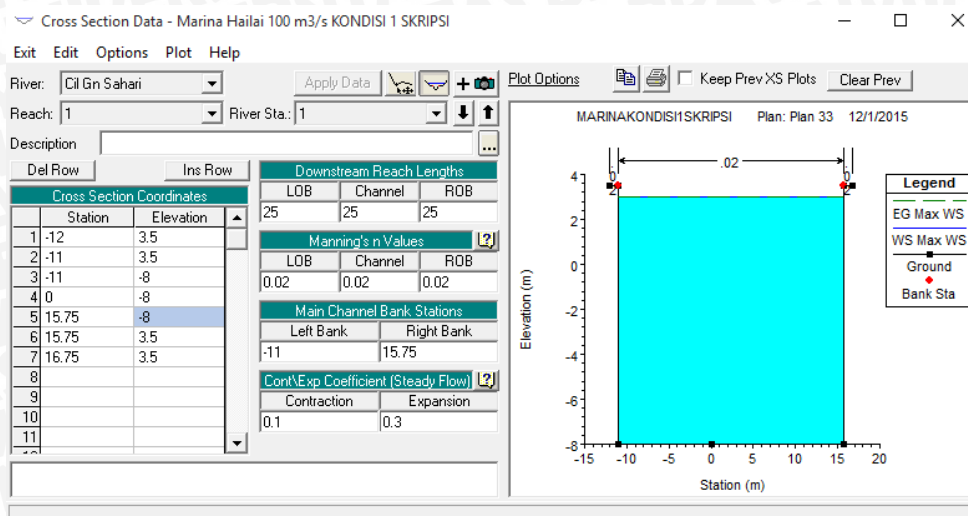
Gambar 4.8 Profil Potongan Melintang Terkecil Sungai (potongan 34)



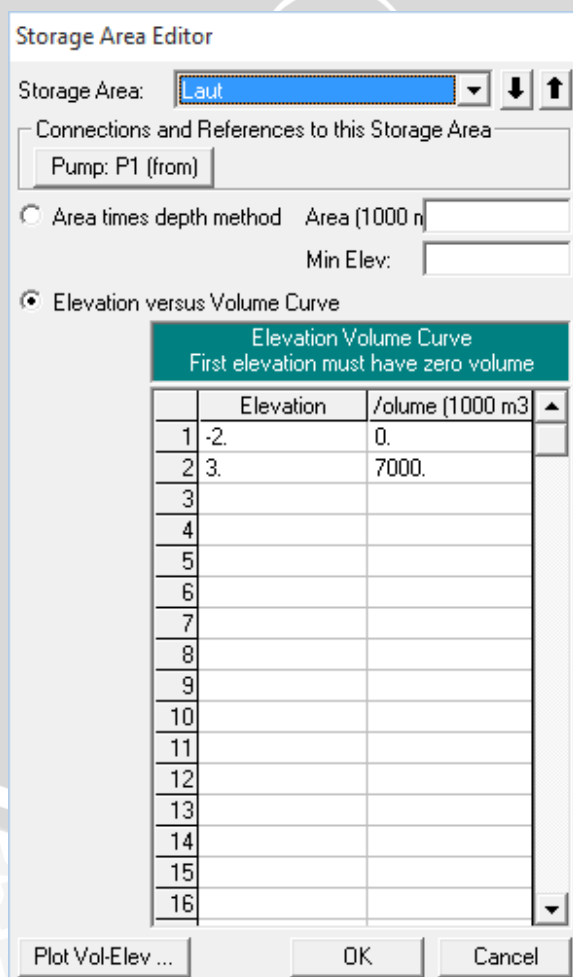
Gambar 4.9 Profil Potongan Melintang Terbesar Sungai (potongan 0,1)

4.12.1 Input Data

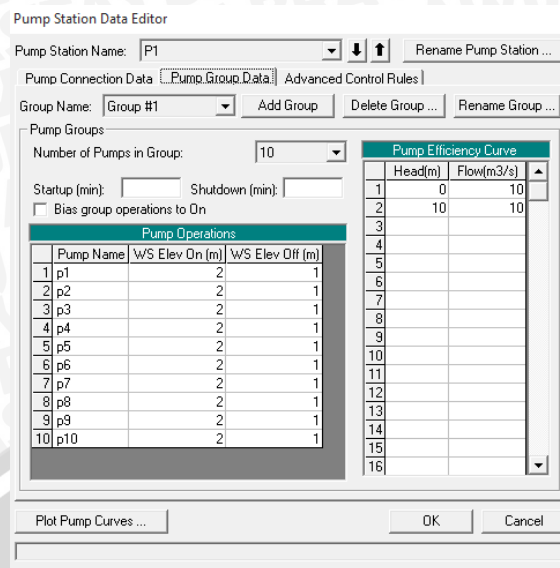
Langkah selanjutnya memasukan data geometri yang diperoleh dari hasil pengukuran lapangan dimasukan melalui data potongan melintang.



Gambar 4.10 Input Geometri Sungai



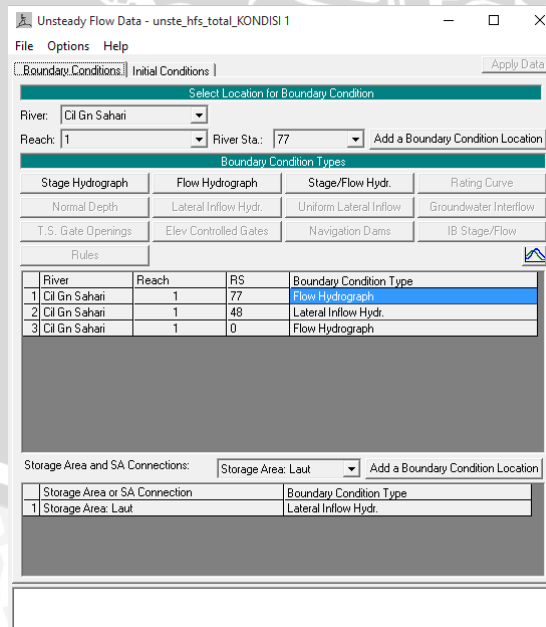
Gambar 4.11 Input Geometri Kapasitas Tampung



Gambar 4.12 Input Geometri Pompa Rencana

4.12.2.1 Syarat Batas (*Flow Boundary Condition*)

Besarnya debit yang dilayani oleh sungai dan kapasitas pompa yang direncanakan akan berlaku sebagai *boundary condition*. Besarnya debit dimodelkan sebagai debit *inflow* maupun *lateral* yang masuk kedalam sungai, pada analisa dalam pemodelan ini digunakan dengan *unsteady flow*.



Gambar 4.13 Input Flow Boundary Condition Data

4.12.3 Running Program

Setelah membuat data-data skematik sungai, kapasitas pompa, data geometri, debit yang masuk, dilanjutkan dengan melakukan *running* pada program, macam-macam kriteria yang harus ditetapkan sebelum *running* program adalah :

1. jangka waktu perhitungan simulasi
2. interval waktu perhitungan
3. interval waktu hasil

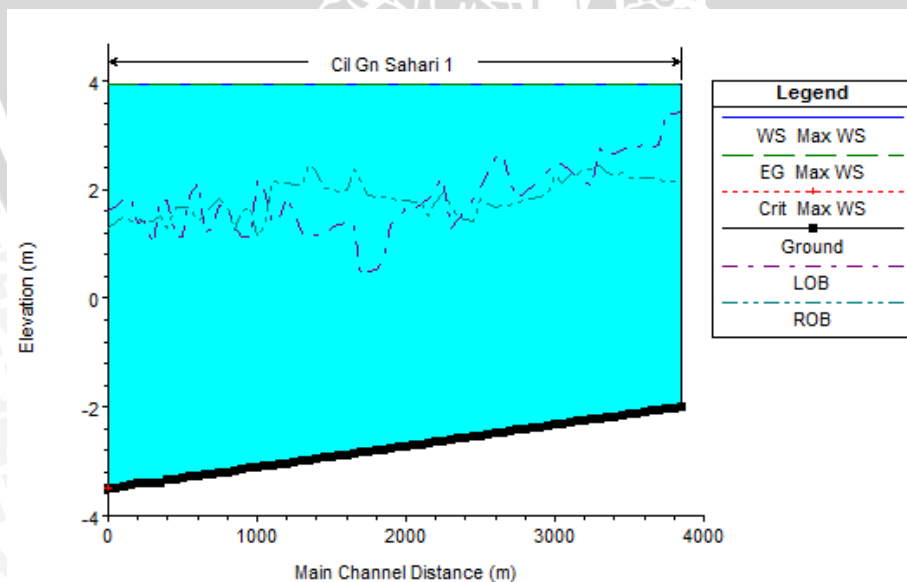
Jika dari awal sampai akhir semua proses dilakukan dengan benar maka akan diperoleh hasil pemodelan berupa profil muka air setiap selang waktu yang telah ditentukan.

4.12.4 Hasil Pemodelan

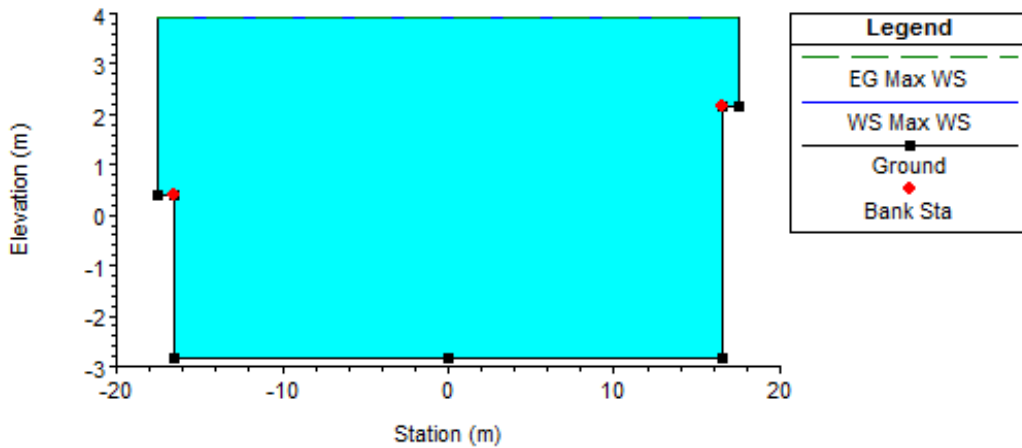
Hasil pemodelan dibagi menjadi 3 kala ulang yaitu : 5, 10, 25 tahun dan dibagi menjadi 2 skenario yaitu : skenario I kondisi dengan Pintu Air Istiqlal dibuka penuh dengan debit banjir $50\text{m}^3/\text{dtk}$, skenario II kondisi dengan Pintu Air Istiqlal dibuka setengah dengan debit banjir $25\text{m}^3/\text{dtk}$.

4.12.4.1 Kondisi Profil Muka Air

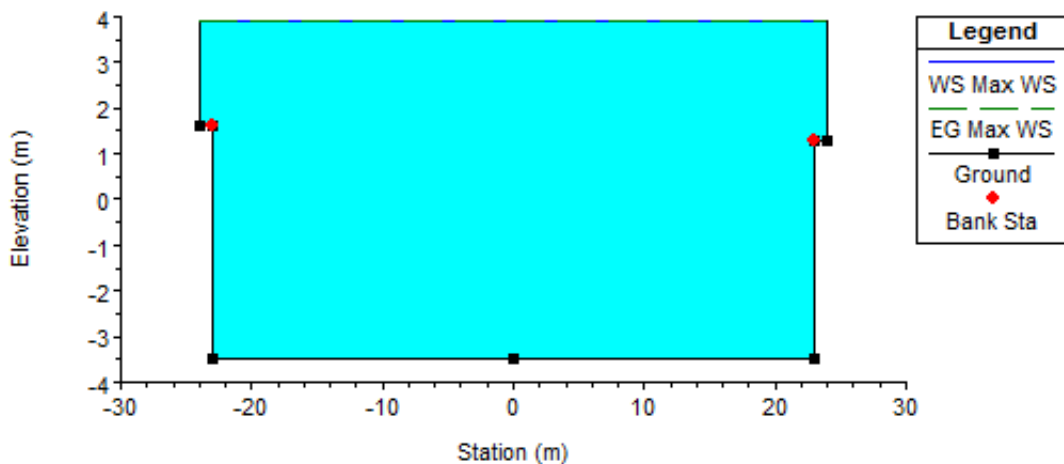
Pada kondisi ini dimasukkan debit kala ulang 5 tahun untuk melihat kapasitas sungai masih mampu atau tidak menampung debit yang masuk, Profil muka air dengan kala ulang 5 tahun dapat dilihat pada gambar 4.14 - 4.16



Gambar 4.14 Profil Muka Air Memanjang dengan Kala Ulang 5 Tahun



Gambar 4.15 Profil Muka Air Melintang Terkecil Sungai dengan Kala Ulang 5 Tahun

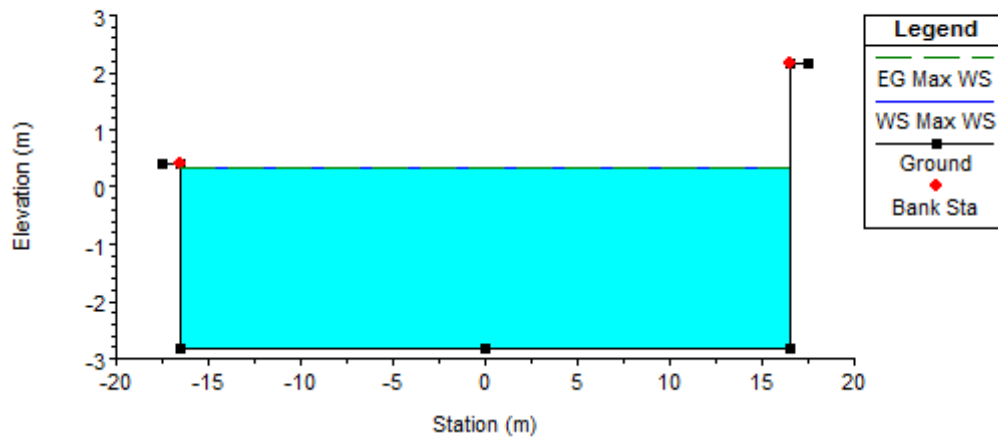


Gambar 4.16 Profil Muka Air Melintang Terbesar Sungai dengan Kala Ulang 5 Tahun

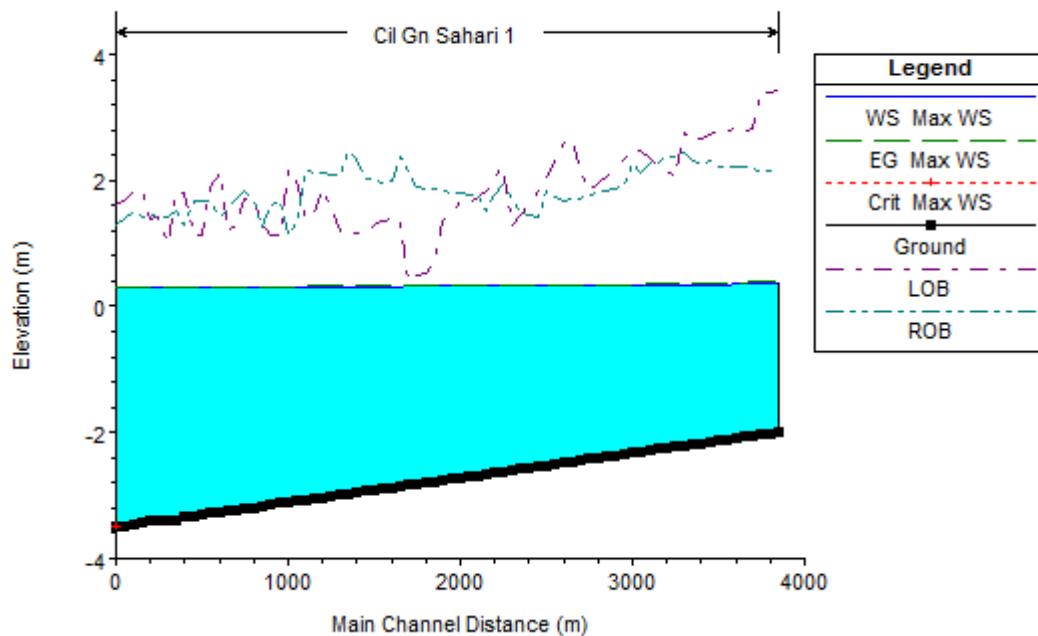
Setelah diketahui dengan debit kala ulang 5 tahun kapasitas sungai sudah tidak mampu menampung debit yang masuk, disimpulkan dengan debit kala ulang 10 dan 25 kapasitas sungai juga tidak mampu menampung debit yang masuk, sehingga diperlukan pompa untuk mengurangi tinggi muka air.

4.12.4.2 Kala Ulang 5 Tahun

Hasil pemodelan untuk kala ulang 5 tahun diperlukan pompa dengan kapasitas total $50\text{m}^3/\text{dtk}$ untuk menurunkan muka air sungai agar tidak meluap dapat dilihat pada gambar 4.17 – 4.18



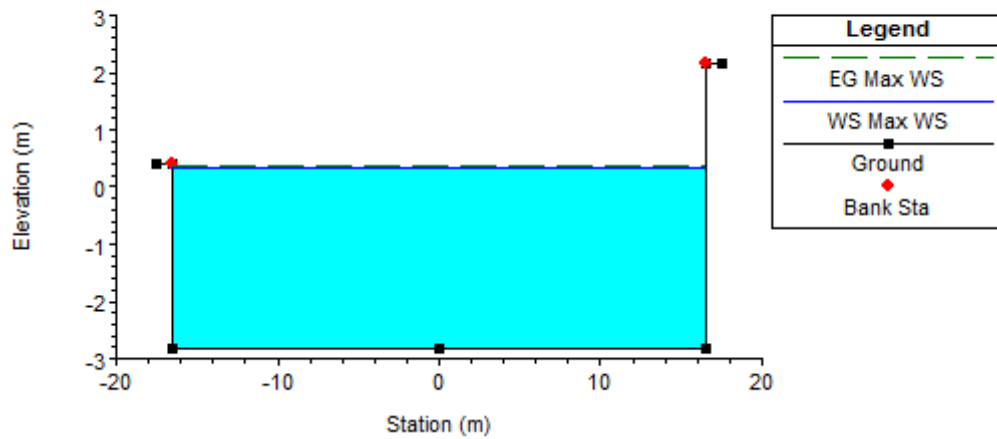
Gambar 4.17 Profil Muka Air Sungai Potongan Melintang Kala Ulang 5 Tahun dengan Kapasitas Pompa $50\text{m}^3/\text{dtk}$



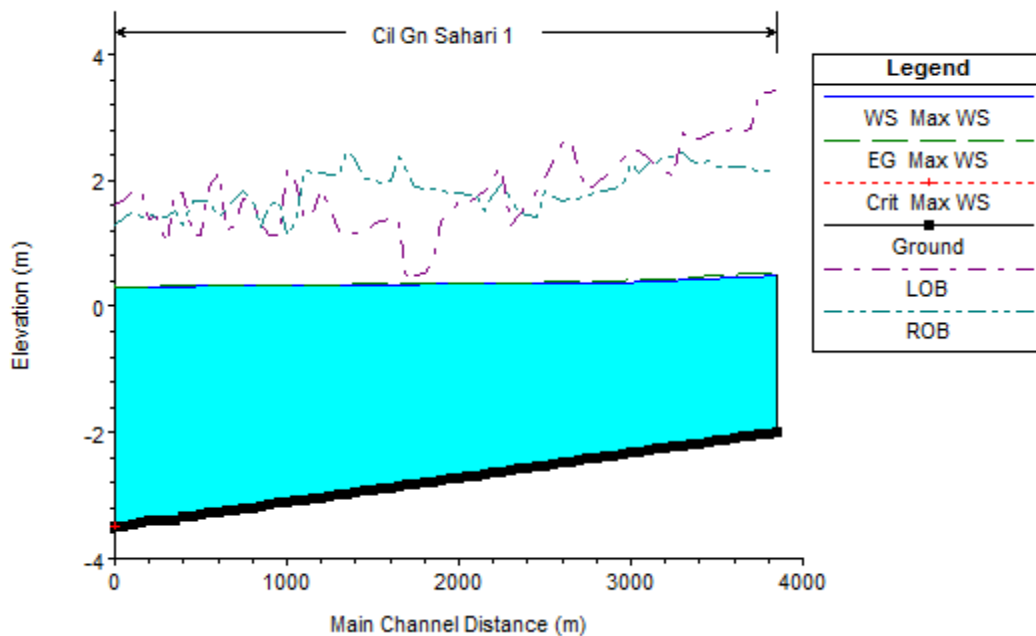
Gambar 4.18 Profil Muka Air Sungai Potongan Melintang Kala Ulang 5 Tahun dengan Kapasitas Pompa $50\text{m}^3/\text{dtk}$

4.12.4.3 Kala Ulang 10 Tahun

Hasil pemodelan untuk kala ulang 10 tahun skenario I diperlukan pompa dengan kapasitas total $60\text{m}^3/\text{dtk}$ untuk menurunkan muka air sungai agar tidak meluap dapat dilihat pada gambar 4.19 – 4.20



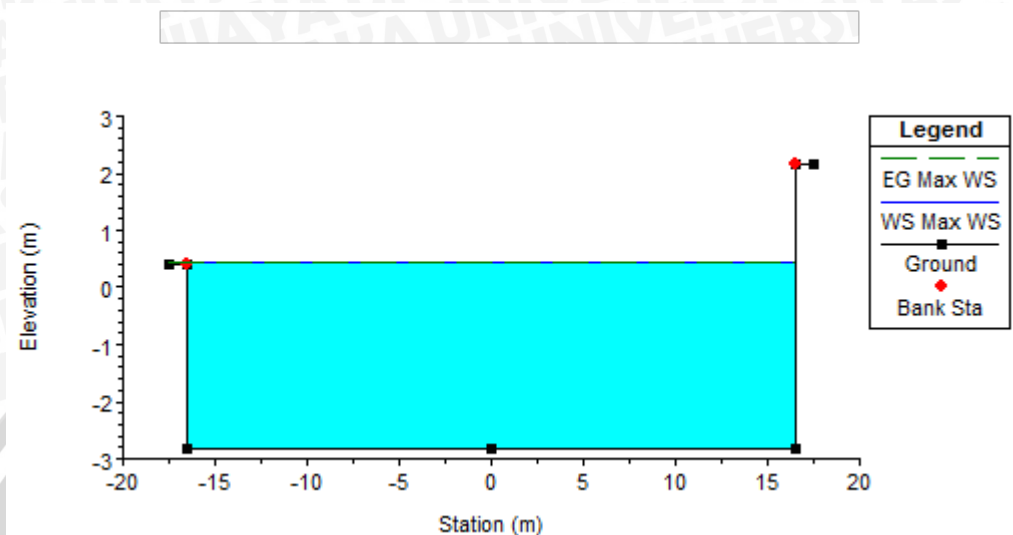
Gambar 4.19 Profil Muka Air Sungai Potongan Melintang Kala Ulang 10 Tahun dengan Kapasitas Pompa $60\text{m}^3/\text{dtk}$



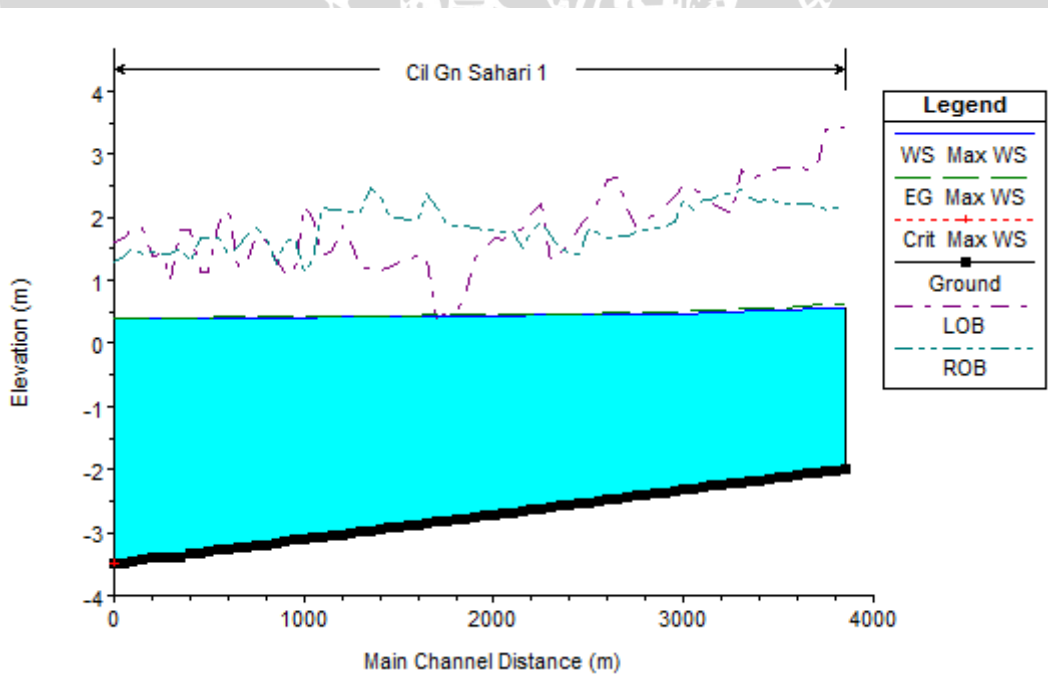
Gambar 4.20 Profil Muka Air Sungai Potongan Memanjang Kala Ulang 10 Tahun dengan Kapasitas Pompa $60\text{m}^3/\text{dtk}$

4.12.4.4 Kala Ulang 25 Tahun

Hasil pemodelan untuk kala ulang 25 tahun diperlukan pompa dengan kapasitas total $70\text{m}^3/\text{dtk}$ untuk menurunkan muka air sungai agar tidak meluap dapat dilihat pada gambar 4.21 – 4.22



Gambar 4.21 Profil Muka Air Sungai Potongan Melintang Kala Ulang 25 Tahun dengan Kapasitas Pompa $70\text{m}^3/\text{dtk}$



Gambar 4.22 Profil Muka Air Sungai Potongan Memanjang Kala Ulang 25 Tahun dengan Kapasitas Pompa $70\text{m}^3/\text{dtk}$

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil dari bab IV maka disimpulkan hal-hal sebagai berikut :

1. Debit total dengan kala ulang dengan masing-masing asumsi adalah
 - a. kala ulang 5 tahun : $60.1487\text{m}^3/\text{dtk}$
 - b. kala ulang 10 tahun : $66.5218\text{m}^3/\text{dtk}$
 - c. kala ulang 25 tahun : $75.3474\text{m}^3/\text{dtk}$
 - d. kala ulang 50 tahun : $83.5296\text{m}^3/\text{dtk}$
2. Kesimpulan yang didapat dari hasil pemodelan kondisi eksisting kapasitas sungai tidak mampu menampung debit banjir, oleh sebab itu dibutuhkan pemasangan pompa untuk menanggulangi banjir di DAS Marina DKI Jakarta.
3. Jumlah dan kapasitas pompa yang diperlukan untuk membantu menanggulangi banjir di DAS Marina DKI Jakarta adalah sebagai berikut :
 1. Kala ulang 5 tahun membutuhkan kapasitas pompa sebesar $50\text{m}^3/\text{dtk}$
 2. Kala ulang 10 tahun membutuhkan kapasitas pompa sebesar $60\text{m}^3/\text{dtk}$
 3. Kala ulang 25 tahun membutuhkan kapasitas pompa sebesar $70\text{m}^3/\text{dtk}$

5.2 Saran

1. Usulan kebutuhan kapasitas pompa rencana yang dibutuhkan agar dapat maksimal mengatasi banjir di lokasi tersebut adalah:
 - Total kapasitas pompa rencana : $105\text{m}^3/\text{dtk}$ (11 unit pompa utama dengan kapasitas masing-masing $10\text{m}^3/\text{dtk}$ dan 2 unit pompa cadangan dengan kapasitas $5\text{m}^3/\text{dtk}$)
2. Agar memaksimalkan hasil simulasi di lapangan diperlukan dukungan dan kesadaran masyarakat dengan tidak membuang sampah sembarangan.