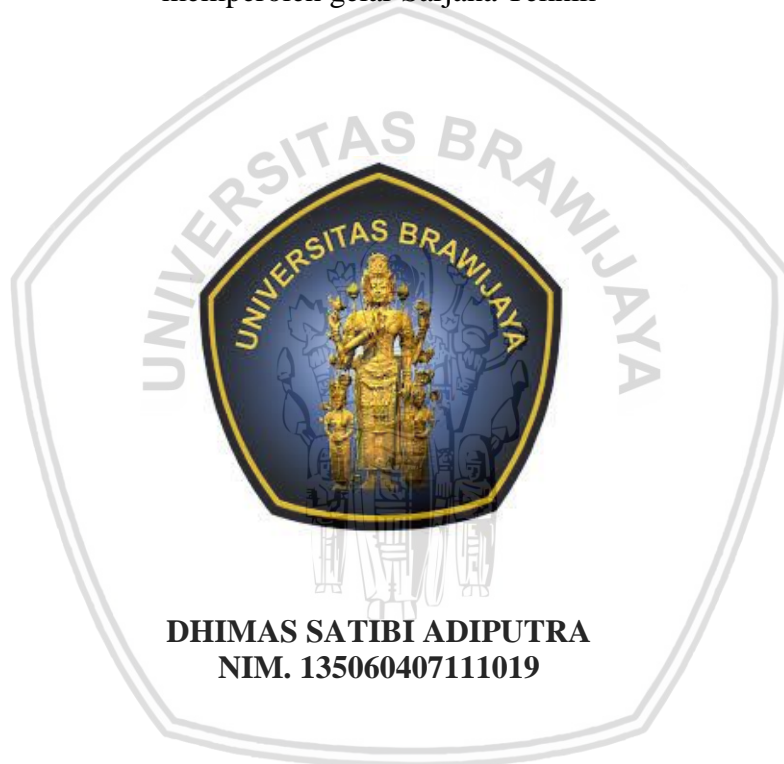


**PERENCANAAN KOLAM RETENSI GUNA PENANGGULANGAN  
BANJIR DI KOTA BALIKPAPAN  
PROVINSI KALIMANTAN TIMUR**

**SKRIPSI**

**TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK  
BANGUNAN AIR**

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan  
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**DHIMAS SATIBI ADIPUTRA  
NIM. 135060407111019**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA**

**FAKULTAS TEKNIK**

**MALANG**

**2018**

**LEMBAR PENGESAHAN**

**PERENCANAAN KOLAM RETENSI GUNA PENANGGULANGAN  
BANJIR DI KOTA BALIKPAPAN  
PROVINSI KALIMANTAN TIMUR**

**SKRIPSI**

**TEKNIK PENGAIRAN  
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan  
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**DHIMAS SATIBI ADIPUTRA**  
NIM. 135060407111019

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing  
Pada Juli 2018

**Dosen Pembimbing I**

**Dosen Pembimbing II**

**Dian Sisingsih, ST., MT., Ph.D.**  
NIP. 19701119 199512 1 001

**Dr. Ir. Lily Montarcih Limantara, M.Sc.**  
NIP. 19620917 198701 2 001

**Mengetahui**  
**Ketua Jurusan Teknik Pengairan**



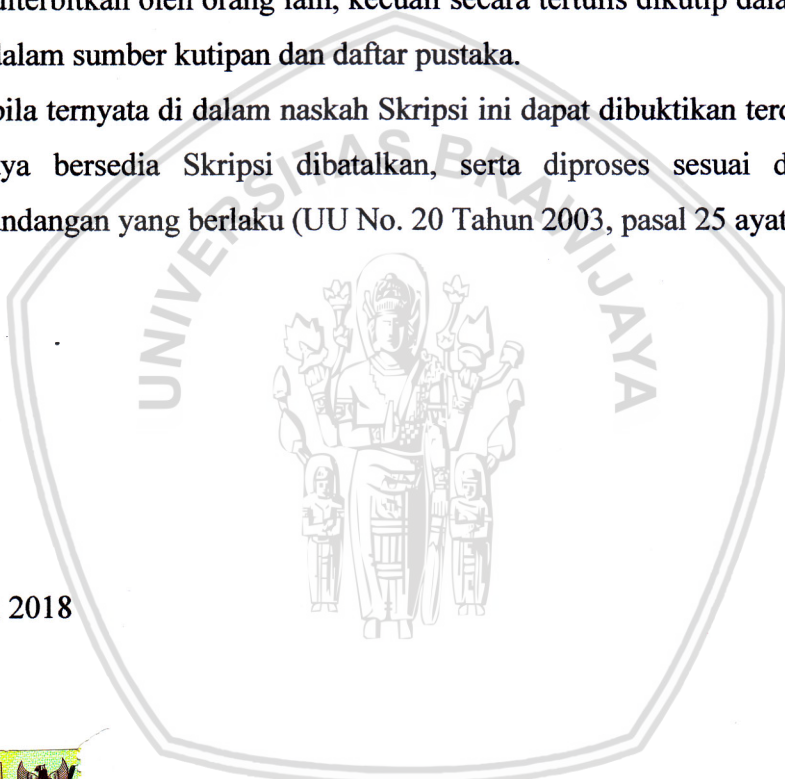
**Dr. Ir. Ussy Andawayanti, MS.**  
NIP. 19610131 198609 2 001



### 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 di 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 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, Juli 2018

Mahasiswa,



Dhimas Satibi Adiputra  
NIM. 135060407111019

# TURNITIN



**UNIVERSITAS BRAWIJAYA  
FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM SARJANA**



## SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 73 /UN10.F07.14.11/TU/2018

Sertifikat ini diberikan kepada :

**DHIMAS SATIBI ADIPUTRA**

Dengan Judul Skripsi :

PERENCANAAN KOLAM RETENSI GUNA PENANGGULANGAN BANJIR DI KOTA  
BALIKPAPAN PROVINSI KALIMANTAN TIMUR

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi  $\leq 20\%$ , dan  
dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 31 Juli 2018



Ketua Jurusan Teknik Pengairan

**Dr. Ir. Ussy Andawayanti, MS**  
NIP. 19610131 198609 2 001

Ketua Program Studi S1 Teknik Pengairan

**Dr. Very Dermawan, ST.,MT**  
NIP. 19730217 199903 1001



*Skripsi ini saya dedikasikan kepada:  
Ayahanda, Ibunda dan Adik-adik serta keluarga saya tercinta  
Sahabat beserta rekan rekan sejawat Teknik Pengairan 2013*

*“Jangan Lupa Untuk Selalu Bersyukur”*

*-Unknown-*

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penyusun panjatkan kepada Allah SWT, yang telah mencurahkan rahmat, taufik serta hidayah-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Usulan Skripsi ini dengan baik.

Usulan Skripsi ini disusun oleh mahasiswa Jurusan Pengairan Fakultas Teknik untuk dapat lebih mengenal dan mengetahui secara langsung tentang instansi sebagai salah satu penerapan disiplin dan pengembangan karier serta sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik.

Dalam kesempatan kali ini penyusun mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Kedua orang tua Ayahanda M. Saed Asj'ari dan Ibunda Kartika Sari serta Adik Dhimas Kaukabi dan Adik Dhinda Aniesa yang telah memberikan doa, semangat, motivasi, arahan, ajaran dan bimbingan kepada penyusun untuk menuntut ilmu dan atas semua dukungan moril baik secara langsung maupun tidak langsung.
2. Bapak Dian Sisinggih, ST., MT. Ph.D. dan Ibu Prof. Dr. Ir. Lily Montarcih Limantara, M.Sc. selaku dosen pembimbing Skripsi ini atas segala kesabaran dan keikhlasan dalam membimbing penyusun dalam penyusunan skripsi ini.
3. Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS. dan Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT. selaku dosen penguji Skripsi ini atas kesediaan waktu dan tenaganya sehingga penyusun dapat menyempurnakan kekurangan dari skripsi ini.
4. Dosen-dosen beserta jajaran Staff Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya atas segala ilmu dan pengalaman yang diberikan selama proses dalam perkuliahan.
5. Keluarga Besar Mahasiswa Teknik (KBMT) atas semua proses yang diberikan selama ini guna menyiapkan penyusun sebagai Mahasiswa Teknik.
6. Keluarga Besar Mahasiswa Pengairan (KBMP) atas rasa kekeluargaan yang diberikan sampai dengan saat ini.
7. Sedulur, Rekan sejawat seperjuangan Teknik Pengairan Angkatan 2013 atas pengalaman, canda dan tawa, serta semangat, motivasi dan solidaritas selama berkuliah di Teknik Pengairan.



8. Serta pihak-pihak lain yang tidak dapat penulis ungkapkan yang telah turut serta membantu baik secara langsung maupun tidak langsung dalam proses penyusunan selama ini.

Akhirnya dengan rendah hati penulis mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun guna perbaikan laporan ini. Semoga laporan ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, Mei 2018

Dhimas Satibi Adiputra



**DAFTAR ISI**

<b>KATA PENGANTAR</b> .....	i
<b>DAFTAR ISI</b> .....	iii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	vi
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	x
<b>DAFTAR LAMPIRAN</b> .....	xv
<b>BAB 1 PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Identifikasi Masalah .....	2
1.3. Rumusan Masalah .....	2
1.4. Batasan Masalah .....	3
1.5. Maksud dan Tujuan .....	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	5
2.1 Pengertian Daerah Aliran Sungai (DAS) .....	5
2.2 Analisis Hidrologi .....	6
2.2.1 Uji Konsistensi .....	6
2.2.1.1 Uji Konsistensi Metode RAPS .....	6
2.2.2 Analisa Curah Hujan Rancangan Maksimum .....	8
2.2.2.1 Penentuan Parameter Statistik .....	8
2.2.2.2 Pemilihan Jenis Sebaran .....	8
2.2.2.3 Analisa Distribusi Frekuensi E.J Gumbel Type I .....	9
2.2.2.4 Analisa Distribusi Frekuensi Log Pearson Type III .....	9
2.2.3 Uji Kesesuaian Distribusi .....	15
2.2.3.1 Uji <i>Smirnov Kolmogorov</i> .....	15
2.2.3.2 Uji <i>Chi-Square</i> .....	16
2.2.4 Analisa Curah Hujan Rancangan .....	18
2.2.4.1 Metode Mononobe .....	18
2.2.5 Analisa Debit Banjir Rancangan .....	19
2.2.5.1 Metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu .....	20
2.2.5.2 Metode Hidrograf Satuan Sintetis Limantara .....	21
2.3 Analisa Hidrolika .....	22
2.4 Sistem Penanggulangan Banjir .....	27
2.4.1 Umum .....	27
2.4.2 Kolam Retensi .....	28
2.4.3 Bangunan Pelengkap Kolam Retensi .....	30
2.4.3.1 Perencanaan Bendung Samping .....	30
2.4.3.2 Bentuk Profil Bendung Samping .....	30
2.4.3.3 Pintu Keluaran (Outlet) .....	32
2.4.3.4 Stasiun Pompa .....	35
2.4.3.4.1 Kehilangan Tinggi Tekan Mayor (Major Losses) .....	38







2.4.3.4.2 Kehilangan Tinggi Tekan Minor (Minor Losses).....	40
2.4.4 Analisa Profil Aliran Menggunakan HEC-RAS .....	44
2.4.4.1 Aliran Tidak Tetap (Unsteady Flow) pada Saluran Terbuka.....	47
2.4.5 Revetment.....	48
<b>BAB III METODE PENELITIAN.....</b>	<b>51</b>
3.1 Deskripsi Daerah Studi.....	51
3.1.1 Kondisi Topografi Daerah Aliran Sungai .....	52
3.1.2 Kondisi Hidrologi.....	53
3.1.3 Kondisi Sungai .....	53
3.2 Data-Data Yang Dibutuhkan.....	55
3.3 Langkah Pengerjaan Studi.....	55
3.4 Sistematika Pekerjaan .....	57
<b>BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>59</b>
4.1 Analisa Hidrologi .....	59
4.1.1 Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan .....	59
4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan .....	60
4.1.3 Uji Homogenitas (Uji Ketidakadaan Trend) .....	63
4.1.4 Uji Stasioner .....	64
4.1.5 Uji Presistensi .....	66
4.1.6 Uji Deteksi Outlier Data Hujan .....	67
4.1.7 Distribusi Frekuensi.....	69
4.1.8 Uji Kesesuaian Distribusi.....	72
4.1.8.1 Uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i> Terhadap Distribusi Log Pearson III.....	72
4.1.8.2 Uji <i>Chi-Square</i> Terhadap Distribusi Log Pearson III...	74
4.1.8.3 Rekapitulasi Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi .....	77
4.1.9 Debit Banjir Rancangan Dengan Metode Hidrograf Satuan Sintetis .....	81
4.1.9.1 Debit Banjir Rancangan Sub DAS Depsos.....	81
4.1.9.1.1 Hujan Efektif Jam-Jaman .....	81
4.1.9.1.2 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu .....	82
4.1.9.1.3 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Limantara .....	98
4.1.9.1.4 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rancangan sub DAS Depsos dengan Beberapa Metode .....	113
4.1.9.2 Debit Banjir Rancangan Sub DAS Straat III.....	113
4.1.9.2.1 Hujan Efektif Jam-Jaman .....	113
4.1.9.2.2 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu .....	114



	4.1.9.2.3 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Limantara .....	130
	4.1.9.2.4 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rancangan sub DAS Straat III dengan Beberapa Metode.....	145
	4.1.9.3 Debit Banjir Rancangan Sub DAS Sumberejo.....	145
	4.1.9.3.1 Hujan Efektif Jam-Jaman .....	145
	4.1.9.3.2 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu .....	146
	4.1.9.3.3 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Limantara.....	156
	4.1.9.3.4 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rancangan sub DAS Sumberejo dengan Beberapa Metode.....	171
	4.1.10 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Maksimum .....	171
4.2	Analisa Hidrolika .....	175
	4.2.1 Perhitungan Rating Curve .....	175
	4.2.1.1 Perhitungan Rating Curve Sungai Depsos .....	175
	4.2.1.2 Perhitungan Rating Curve Sungai Straat III.....	177
	4.2.1.3 Perhitungan Rating Curve Sungai Sumberejo.....	179
	4.2.1.4 Perhitungan Rating Curve Hilir.....	182
	4.2.2 Perencanaan Bendung Samping .....	186
	4.2.2.1 Perencanaan Lebar Bendung Samping Sungai Depsos .....	187
	4.2.2.2 Perencanaan Lebar Bendung Samping Sungai Straat III.....	189
	4.2.2.3 Perencanaan Lebar Bendung Samping Sungai Sumberejo.....	191
	4.2.3 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Lebar Pelimpah.....	194
	4.2.4 Analisa Hidrolika Kolam .....	194
	4.2.4.1 Perhitungan Volume Kolam Retensi .....	194
	4.2.4.2 Rekapitulasi Debit Inflow Kolam Retensi.....	195
	4.2.4.3 Perencanaan Lebar Pintu .....	198
	4.2.4.4 Rekapitulasi Debit Outflow Kolam Retensi.....	199
	4.2.5 Perencanaan Pompa .....	204
	4.2.5.1 Debit Rencana Pompa .....	205
	4.2.5.2 Perhitungan Head Pompa .....	206
	4.2.5.3 Kehilangan Tinggi Mayor (Major Losses) .....	206
	4.2.5.4 Kehilangan Tinggi Tekan Minor (Minor Losses) .....	207
	4.2.5.5 Head Total Pompa.....	208
	4.2.5.5.1 Pemilihan Pompa dan Daya Pompa .....	208
4.3	Penelusuran Banjir Menggunakan Aplikasi HEC RAS 5.0.3.....	213
	4.3.1 Input Data Geometri.....	213
	4.3.1 Data Aliran Tidak Permanen (Unsteady Flow).....	218



4.3.2 Hasil Analisa Program HEC RAS .....	219
4.3.4 Rekapitulasi Hasil Analisa HEC-RAS .....	228
4.4 Stabilitas Lereng Kolam Retensi .....	232
<b>BAB V KESIMPULAN DAN SARAN</b> .....	232
5.1 Kesimpulan.....	232
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	



Halaman ini sengaja di kosongkan

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai $Q/n_{0.5}$ dan $R/n_{0.5}$ .....	8
Tabel 2.2	Nilai $K_n$ untuk Uji Outliers.....	10
Tabel 2.3	Hubungan $n$ (Besar Sampel) Dengan $Y_n$ .....	12
Tabel 2.4	Hubungan $n$ (Besar Sampel) Dengan $S_n$ .....	13
Tabel 2.5	Faktor Frekuensi Log Pearson Tipe III Koefisien Asimetri $C_s$ .....	14
Tabel 2.6	Nilai Kritis $D_0$ Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov .....	16
Tabel 2.7	Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat.....	17
Tabel 2.8	Data Perhitungan Intensitas Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe .....	19
Tabel 2.9	Pemilihan Kala Ulang .....	20
Tabel 2.10	Nilai Koefisien Kekasaran Manning.....	24
Tabel 2.11	Pompa yang Sesuai Untuk Kondisi Pemakaian Tertentu.....	35
Tabel 2.12	Data yang Diperlukan Untuk Pemilihan Pompa.....	37
Tabel 2.13	Koefisien Kekasaran Pipa Hazen-Williams ( $C_{hw}$ ).....	39
Tabel 2.14	Nilai Koefisien Kontraksi $K$ akibat Pengecilan Tiba-Tiba.....	41
Tabel 2.15	Nilai Koefisien Kontraksi $K$ berdasarkan Sudut Pengecilan .....	41
Tabel 2.16	Nilai Koefisien Kontraksi $K$ berdasarkan Sudut Pembesaran .....	43
Tabel 2.17	Nilai Koefisien Kontraksi $K$ sebagai fungsi Sudut Belokan.....	44
Tabel 2.18	Koefisien $K$ sebagai fungsi $R/D$ .....	44
Tabel 3.1	Kondisi Saluran Pada Lokasi Studi.....	54
Tabel 3.2.	Data-Data Yang Di Butuhkan, Sumber, Dan Keterangan .....	55
Tabel 4.1	Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Stasiun Sepinggan.....	59
Tabel 4.2	Perhitungan Uji Konsistensi Metode Rescaled Adjusted Partial Sums (RAPS).....	60
Tabel 4.3	Hasil Uji Konsistensi Metode Rescaled Adjusted Partial Sums (RAPS) .	62
Tabel 4.4	Interpolasi Nilai $Q/n$ Dengan Nilai $n$ .....	62
Tabel 4.5	Uji Ketidakadaan Trend Tahunan dengan Korelasi Peringkat Metode Spearman Stasiun Sepinggan Balikpapan.....	63
Tabel 4.6	Uji Stasioner Stasiun Hujan Sepinggan Balikpapan.....	64
Tabel 4.7	Uji Presistensi Stasiun Hujan Sepinggan Balikpapan.....	66
Tabel 4.8	Perhitungan Uji Outlier Metode Grubbs and Beck.....	67
Tabel 4.9	Data Persiapan Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.....	69
Tabel 4.10	Data Perhitungan Nilai Koefisien $K$ Distribusi Log Pearson Tipe III.....	71
Tabel 4.11	Hasil Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.....	71
Tabel 4.12	Hasil Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Terhadap Distribusi Pearson Tipe III .....	74
Tabel 4.13	Perhitungan Uji Chi-Square Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III...	74
Tabel 4.14	Batas Kelas Dalam Uji Chi-Square Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III.....	76
Tabel 4.15	Nilai Chi-Square Hitung Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III.....	76
Tabel 4.16	Rekapitulasi Hasil Uji Smirnov-Kolmogorof .....	77
Tabel 4.17	Curah Hujan Rancangan Efektif .....	77
Tabel 4.18	Intensitas Curah Hujan Rancangan Efektif Jam-Jaman.....	81
Tabel 4.19	Ordinat Nakayasu Sub DAS Depsos.....	82
Tabel 4.20	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 1 tahun.....	84

Tabel 4.21	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun .....	86
Tabel 4.22	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun .....	87
Tabel 4.23	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 tahun .....	88
Tabel 4.24	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 tahun .....	89
Tabel 4.25	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun .....	91
Tabel 4.26	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 tahun .....	92
Tabel 4.27	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 tahun .....	93
Tabel 4.28	Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Depsos .....	94
Tabel 4.29	Ordinat HSS Limantara Sub DAS Depsos .....	98
Tabel 4.30	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun .....	100
Tabel 4.31	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun .....	101
Tabel 4.32	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun .....	103
Tabel 4.33	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun .....	104
Tabel 4.34	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun .....	105
Tabel 4.35	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun .....	106
Tabel 4.36	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun .....	108
Tabel 4.37	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun .....	109
Tabel 4.38	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Depsos	110
Tabel 4.39	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Sub DAS Depsos .....	113
Tabel 4.40	Intensitas Curah Hujan Rancangan Efektif Jam-Jaman .....	113
Tabel 4.41	Ordinat Nakayasu Sub DAS Straat III .....	114
Tabel 4.42	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 1 tahun .....	116
Tabel 4.43	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun .....	117
Tabel 4.44	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun .....	119
Tabel 4.45	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 tahun .....	120
Tabel 4.46	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 tahun .....	121
Tabel 4.47	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun .....	123
Tabel 4.48	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 tahun .....	124



Tabel 4.49	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 tahun.....	125
Tabel 4.50	Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Straat III.....	126
Tabel 4.51	Ordinat HSS Limantara Sub DAS Straat III.....	130
Tabel 4.52	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun.....	132
Tabel 4.53	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun.....	133
Tabel 4.54	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun.....	135
Tabel 4.55	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun.....	136
Tabel 4.56	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun.....	137
Tabel 4.57	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun.....	138
Tabel 4.58	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun.....	140
Tabel 4.59	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun.....	141
Tabel 4.60	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Straat III	142
Tabel 4.61	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Sub DAS Straat III .....	145
Tabel 4.62	Intensitas Curah Hujan Rancangan Efektif Jam-Jaman.....	145
Tabel 4.63	Ordinat Nakayasu Sub DAS Sumberejo .....	146
Tabel 4.64	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 1 tahun.....	148
Tabel 4.65	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun.....	148
Tabel 4.66	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun.....	149
Tabel 4.67	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 tahun.....	150
Tabel 4.68	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 tahun.....	150
Tabel 4.69	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun.....	151
Tabel 4.70	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 tahun.....	152
Tabel 4.71	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 tahun.....	152
Tabel 4.72	Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Straat III.....	153
Tabel 4.73	Ordinat HSS Limantara Sub DAS Sumberejo .....	156
Tabel 4.74	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun.....	158
Tabel 4.75	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun.....	159
Tabel 4.76	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun.....	161
Tabel 4.77	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun.....	162



Tabel 4.78	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun .....	163
Tabel 4.79	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun .....	164
Tabel 4.80	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun .....	166
Tabel 4.81	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun .....	167
Tabel 4.82	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Sumberejo .....	167
Tabel 4.83	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Sub DAS Sumberejo.....	168
Tabel 4.84	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Hulu Sungai Ampal .....	171
Tabel 4.85	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Hilir Sungai Ampal Metode Nakayasu .....	171
Tabel 4.8	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Hilir Sungai Ampal Metode Limantara .....	171
Tabel 4.8	Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Depsos Bawah.....	176
Tabel 4.88	Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Straat III .....	178
Tabel 4.89	Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Sumberejo .....	181
Tabel 4.90	Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Hilir Section 3 .....	181
Tabel 4.91	Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Hilir Section 6 .....	183
Tabel 4.92	Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Hilir Section 9 .....	184
Tabel 4.93	Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Hilir Section 12 .....	185
Tabel 4.94	Tabel Pelimpah Samping Sungai Depsos Bawah (Metode De'Marchi)...	189
Tabel 4.95	Tabel Pelimpah Samping Sungai Straat III (Metode De'Marchi).....	191
Tabel 4.96	Tabel Pelimpah Samping Sungai Sumberejo (Metode De'Marchi).....	193
Tabel 4.97	Tabel Rekapitulasi Pelimpah Samping Menggunakan Metode De'Marchi	194
Tabel 4.98	Tabel Perhitungan Volume Kolam .....	194
Tabel 4.99	Tabel Skema Inflow kedalam Kolam.....	196
Tabel 4.100	Tabel Perhitungan Bukaan Pintu dengan Tinggi air .....	199
Tabel 4.101	Tabel Skema Outflow keluar Kolam dengan Pintu.....	201
Tabel 4.102	Tabel Perbandingan Kondisi Aliran setelah dilakukannya perencanaan pada section 10 jam ke 1.5 .....	229
Tabel 4.103	Data-data yang digunakan.....	233
Tabel 4.104	Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Kosong Pada Keadaan Normal .....	233
Tabel 4.105	Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Muka Air Penuh Pada Keadaan Normal .....	235
Tabel 4.106	Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Rapid Rawdown Pada Keadaan Normal .....	237
Tabel 4.107	Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Kosong Pada Keadaan Gempa .....	239
Tabel 4.108	Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Muka Air Penuh Pada Keadaan Gempa.....	241
Tabel 4.109	Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Rapid Rawdown Pada Keadaan Gempa.....	241
Tabel 5.1	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Hilir Sungai Ampal Metode HSS Nakayasu dan metode HSS Limantara.....	247
Tabel 5.2	Tabel Rekapitulasi Pelimpah Samping Menggunakan Metode De'Marchi	248
Tabel 5.3	Tabel Perencanaan Bukaan Pintu .....	248





## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Sketsa Saluran Dengan Pelimpah Samping .....	31
Gambar 2.2	Aliran Di Bawah Pintu Sorong Dengan Dasar Horizontal.....	33
Gambar 2.3	Koefisien K oleh Schmidt .....	33
Gambar 2.4	Koefisien $\mu$ untuk permukaan pintu datar atau lengkung.....	34
Gambar 2.5	Mekanisme Kerja Pompa .....	36
Gambar 2.6	Pengecilan Pipa .....	40
Gambar 2.7	Pengecilan Pipa Secara Berangsur-Angsur .....	41
Gambar 2.8	Pembesaran Pipa .....	42
Gambar 2.9	Pembesaran Pipa Secara Berangsur-Angsur .....	43
Gambar 2.10	Belokan pada Pipa.....	43
Gambar 2.11	Belokan pada Pipa dengan Sudut $90^\circ$ .....	44
Gambar 2.12	Tampilan Utama Program HEC-RAS .....	45
Gambar 2.13	Tampilan Menu Geomatic Data.....	45
Gambar 2.14	Tampilan Input Data Penampang Melintang .....	46
Gambar 2.15	Tampilan Menu Input Data Aliran Tetap.....	46
Gambar 2.16	Tampilan Menu Input Data Kondisi Batas .....	47
Gambar 2.17	Kontinuitas Aliran Tidak Tetap.....	47
Gambar 2.18	Perkuatan Lereng.....	48
Gambar 3.1	Peta Administrasi Kota Balikpapan .....	51
Gambar 3.2	Rencana Lokasi Pekerjaan .....	52
Gambar 3.3	Diagram Alur Pengerjaan Skripsi .....	57
Gambar 3.4	Diagram Alur Pengerjaan Hec-Ras .....	58
Gambar 4.1	Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	<b>Error! Bookmark not de</b>
Gambar 4.2	Grafik Perbandingan Hasil Perhitungan Debit Banjir HSS Nakayasu	<b>Error! Bookmark not d</b>
Gambar 4.3	Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Limantara	<b>Error! Bookmark not de</b>
Gambar 4.4	Grafik Perbandingan Hasil Perhitungan Debit Banjir HSS Limantara	<b>Error! Bookmark not c</b>
Gambar 4.5	Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	<b>Error! Bookmark not de</b>
Gambar 4.6	Grafik Perbandingan Hasil Perhitungan Debit Banjir HSS Nakayasu	<b>Error! Bookmark not d</b>
Gambar 4.7	Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Limantara	<b>Error! Bookmark not de</b>
Gambar 4.8	Grafik Perbandingan Hasil Perhitungan Debit Banjir HSS Limantara	<b>Error! Bookmark not c</b>
Gambar 4.9	Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	<b>Error! Bookmark not de</b>



Gambar 4.10	Grafik Perbandingan Hasil Perhitungan Debit Banjir HSS Nakayasu	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.11	Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Limantara	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.12	Grafik Perbandingan Hasil Perhitungan Debit Banjir HSS Limantara	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.13	Rekapitulasi Hidrograf Banjir Metode HSS Nakayasu	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.14	Rekapitulasi Hidrograf Banjir Metode HSS Limantara	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.15	Skema Lokasi Studi .....	187
Gambar 4.16	Grafik Rating Curve Saluran Depsos.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.17	Grafik Rating Curve Saluran Straat III .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.18	Grafik Rating Curve Saluran Sumberejo ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.19	Grafik Rating Curve Saluran Hilir Section 6	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.20	Grafik Rating Curve Saluran Hilir Section 9	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.21	Grafik Rating Curve Saluran Hilir Section 12	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.22	Hubungan Antara Volume Dengan Tinggi Air Dan Luas Penampang ..	206
Gambar 4.23	Hubungan Antara Tinggi Bukaan Pintu Dengan Tinggi Muka Air Hulu	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Gambar 4.24	Mekanisme Kerja Pompa.....	216
Gambar 4.25	Data Teknis Pompa.....	219
Gambar 4.26	Kurva Power Pompa.....	219
Gambar 4.27	Skema Lokasi Penempatan Kolam Retensi, Inlet Kolam, Outlet Kolam Dan Pompa .....	221
Gambar 4.28	Skema Sistem Sungai Ampal Hulu (Kondisi I).....	223
Gambar 4.29	Skema Sistem Sungai Ampal Hulu (Kondisi II) .....	224
Gambar 4.30	Cross Section Saluran .....	225
Gambar 4.31	Input Data Inlet .....	226
Gambar 4.32	Input data Outlet .....	227
Gambar 4.33	Proses Memasukan Data Debit.....	228
Gambar 4.34	Long Section Saluran Sumberejo Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Sebelum Ada Kolam) .....	229
Gambar 4.35	Long Section Saluran Sumberejo Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Setelah Ada Kolam) .....	230
Gambar 4.36	Long Section Saluran Depsos Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Sebelum Ada Kolam) .....	231
Gambar 4.37	Long Section Saluran Depsos Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Setelah Ada Kolam) .....	232
Gambar 4.38	Long Section Saluran Straat III Menuju Hilir Dengan Debit	



	Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Sebelum Ada Kolam).....	233
Gambar 4.39	Long Section Saluran Straat III Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Setelah Ada Kolam).....	234
Gambar 4.40	Cross Section Saluran Hilir Section 10 Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Sebelum Ada Kolam) .....	235
Gambar 4.41	Cross Section Saluran Hilir Section 10 Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Setelah Ada Kolam) .....	236





Halaman ini sengaja di kosongkan

**DAFTAR LAMPIRAN**

Gambar Perencanaan ..... 251



## RINGKASAN

**Dhimas Satibi Adiputra**, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Mei 2018, *Perencanaan Kolam Retensi Guna Mereduksi Banjir di Kota Balikpapan Kalimantan Timur*. Dosen Pembimbing: Dian Sisinggih, ST., MT.,Ph.D. dan Prof. Dr.Ir. Lily Montarcih Limantara, M.Sc

Perkembangan Kota Balikpapan yang begitu cepat belum diimbangi dengan kondisi infrastruktur yang memadai, sehingga pada beberapa tahun terakhir ini Kota Balikpapan sering dilanda banjir. Maka dari itu dibutuhkan pembangunan sarana dan prasarana sumber daya air untuk menyelesaikan masalah yang terjadi dan dijadikan sebagai alternatif pemecahan masalah berupa kolam Retensi mengingat kondisi yang dipaparkan diatas guna mereduksi banjir yang terjadi

Dalam perencanaan Kolam retensi ini dilakukan berbagai macam metode. Berawal dari analisa curah hujan menghasilkan curah hujan maksimum dilakukan Uji Konsistensi data menggunakan satu buah stasiun hujan maka dapat dilakukan uji konsistensi menggunakan metode statistik RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Setelah data curah hujan lolos dari uji statistik dilakukan Metode Distribusi Log Pearson Type III setelah itu dilakukan pengujian kesesuaian distribusi menggunakan Uji *Smirnov Kolmogorov* dan Uji *ChiSquare*. Selanjutnya dilakukan analisa debit dengan metode HSS Nakayasu dan HSS Limantara. Setelah tahap tersebut dilakukan perencanaan dimensi inlet dengan menggunakan analisa hidraulika bendung samping (Side Weir) menggunakan data debit banjir rencana dan karakteristik saluran pada section rencana. Setelah semua analisa perencanaan dan pendekatan selesai selanjutnya dilakukan modeling data sesuai dengan perencanaan dengan menggunakan aplikasi HEC- RAS 5.0.3.

Berdasarkan hasil perencanaan kolam retensi dalam studi ini pada saat jam ke 1.5 untuk kondisi sebelum adanya kolam tinggi muka air pada hilir sungai memiliki ketinggian 3.76 meter dan hasil dari peredaman setelah adanya ketinggian di hilir menjadi 2.97 m. Meninjau hasil analisa tersebut maka peredaman yang terjadi sebesar 21%.

**Kata kunci** : Sungai, Banjir, Kolam Retensi, Pelimpah Samping, HEC-RAS, Pompa.



## SUMMARY

**Dhimas Satibi Adiputra**, Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, May 2018. Study Of Retarding Basin Planning As Effort To Reduce Flood in Balikpapan City East Kalimantan., Academic Supervisor: Dian Sisingsih, ST., MT. Ph.D and Prof. Dr.Ir. Lily Montarcih Limantara, M.Sc

*The city of Balikpapan is located on the southern of East Kalimantan Province, with an area of about 503.30 Km<sup>2</sup>. Current conditions indicate that the city of Balikpapan continues to grow and these developments move from downstream to upstream. But unfortunately the rapid development of this city has not been matched by infrastructure conditions, so that in recent years the city of Balikpapan is often hit by flooding.*

*It takes an effort to control the flood and retention pond is considered as the best problem solving to reduce the flood that occurred. In this study, a hydrological analysis was conducted to obtain the design flood discharge at the study site. Further hydraulics analysis was conducted to determine the condition of existing with flooding when 5 years to find out how big the impact of flooding by using the program assistance HEC-RAS 5.0.3. Planning of inlet buildings are planned side and outlet outlets in the form of pump discharge and installation doors. The last calculate the effectiveness to find out the effectiveness of the damping based on the result of retention pool that is planned by comparing the height of the result before and after the retention pond.*

*The result of the planning based on the comparison of condition analysis prior to the existence of a high water pond in the river downstream has a height of 3.76 meters and the result of damping after the altitude downstream to 2.97 m. Reviewing the results of the analysis then the damping that occurred by 21%.*

**Keywords:** Flood, HEC-RAS, Retention pond, Side Weir



## BAB I PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Kota Balikpapan terletak di pantai selatan Propinsi Kalimantan Timur, dengan luas sekitar 503,30 Km<sup>2</sup>. Kondisi saat ini menunjukkan bahwa kota Balikpapan terus berkembang dan perkembangan tersebut bergerak dari daerah pantai (hilir) menuju ke daerah bukit (hulu). Namun disayangkan perkembangan kota yang begitu cepat ini belum diimbangi dengan kondisi infrastruktur yang memadai, sehingga pada beberapa tahun terakhir ini Kota Balikpapan sering kali dilanda banjir.

Untuk menanggulangi masalah banjir tersebut disusunlah sebuah konsep penanganan banjir Kota Balikpapan secara menyeluruh yang dituangkan dalam bentuk Master Plan Drainase Kota Balikpapan. Dan selanjutnya Master Plan tersebut digunakan sebagai pedoman dan acuan dalam perencanaan, pelaksanaan dan operasional serta pemeliharaan semua fasilitas sistem drainase yang ada di Kota Balikpapan.

Dalam Master Plan Drainase Kota Balikpapan disimpulkan bahwa harus adanya pembangunan 7 buah bendungan pengendali di daerah hulu Kota Balikpapan guna mengendalikan debit yang melintas di bagian hilir Kota Balikpapan. Namun dikarenakan pesatnya pertumbuhan yang terjadi lahan untuk pembangunan bendungan pengendali ini tidak tersedia. Ditambah dengan permasalahan mengenai kapasitas sungai yang kurang memadai karena terkena dampak dari pembangunan. Dari kondisi yang dipaparkan diatas mengakibatkan banjir yang mudah terjadi di Kota Balikpapan ketika terjadi hujan hal ini diakibatkan oleh melimpasnya aliran Sungai Ampal.

Maka dari itu dibutuhkan pembangunan sarana dan prasarana sumber daya air untuk menyelesaikan masalah yang terjadi dan dijadikan sebagai alternatif pemecahan masalah Master Plan Drainase Kota Balikpapan yang tidak dapat dijalankan. Pembangunan sarana dan prasarana tersebut memiliki tujuan untuk mengurangi kemungkinan terjadinya banjir yang terjadi. Terdapat berbagai macam sarana dan prasarana sumber daya air, diantaranya bendungan pengendali, waduk, embung, dan kolam retensi.

Kolam Retensi dirasa sebagai pemecahan masalah terbaik mengingat kondisi yang sudah dipaparkan diatas. Sehubungan dengan hasil pemaparan di atas, maka perlu dilakukannya kajian untuk merencanakan pembangunan Kolam Retensi. Salah satunya



yaitu dengan melakukan kajian Perencanaan Kolam Retensi guna menanggulangi banjir yang terjadi di Kota Balikpapan.

Menurut Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, Kolam Retensi adalah kolam atau waduk penampungan air dalam jangka waktu tertentu. Fungsinya untuk memotong debit puncak banjir yang terjadi dalam badan air atau sungai.

## 1.2 Identifikasi Masalah

Permasalahan yang terjadi di Kota Balikpapan adalah banjir akibat luapan Sungai Ampal.

Berdasarkan kondisi di atas dapat dilakukan identifikasi secara umum mengenai permasalahan yang dihadapi adalah tingginya curah hujan dan kurangnya kapasitas penampang sungai yang menjadi salah faktor terjadinya luapan Sungai Ampal. Intensitas hujan tinggi selama sehari-hari akan menyebabkan volume air meningkat dan tidak tertampung oleh sungai.

Banjir pada Sungai Ampal ini harus segera diatasi karena memiliki efek negatif yang cukup besar pada daerah di sekitarnya. Beberapa akibat yang ditimbulkan karena adanya permasalahan banjir pada Sungai Ampal antara lain:

1. Terhambatnya berbagai kegiatan penduduk Kota Balikpapan seperti perdagangan, pendidikan, dan lain sebagainya.
2. Terganggunya jalur transportasi akibat genangan air yang terjadi. Terutama pada jalan-jalan utama di Kota Balikpapan.
3. Munculnya kerugian material akibat rusaknya bangunan dan barang.
4. Munculnya penyakit akibat genangan yang terjadi pada pemukiman warga.

Sebagai salah satu jalan keluar dari permasalahan banjir yang terjadi, kolam retensi mempunyai peran yang sangat penting sebagai pemotong debit banjir yang ada pada hidrograf banjir tersebut. Oleh sebab itu perencanaan kolam retensi harus direncanakan dengan mempertimbangkan berbagai aspek teknis yang ada. Ada beberapa pertimbangan teknis yang perlu diperhatikan, yaitu posisi lokasi yang memadai, kondisi geologi yang mendukung, dan efektifitas dari hasil pembangunan.

## 1.3 Rumusan Masalah

Dalam studi ini memiliki beberapa permasalahan yang dapat dirumuskan antara lain sebagai berikut

1. Berapa besar debit banjir rancangan dari masing-masing sub-Daerah Aliran Sungai (DAS) yang menjadi hulu dari Sungai Ampal ?
2. Berapa besar kemampuan kapasitas eksisting dari Sungai Ampal ?

3. Bagaimana sistem kolam retensi yang paling sesuai berdasarkan tinjauan teknis ?

#### **1.4 Batasan Masalah**

Pembahasan dalam studi ini diutamakan pada perencanaan dimensi kolam retensi. Oleh karena itu dalam studi ini dilakukan berbagai macam studi antara lain

1. Alternatif kegiatan pengendalian banjir yang diusulkan adalah perencanaan kolam retensi dan normalisasi jika diperlukan perpindahan alur sungai.
2. Membahas perencanaan kolam retensi meliputi pelimpah samping sebagai inlet, volume tampungan kolam retensi, dan pola operasi pintu dan pompa sebagai outlet.
3. Tidak membahas Transportasi Sedimen, Analisa Mengenai Dampak Lingkungan (AMDAL), dan Analisa Ekonomi.

#### **1.5 Maksud dan Tujuan**

Maksud dari studi ini bertujuan untuk merencanakan kolam retensi yang sesuai dan memenuhi syarat perencanaan secara teknis, dan mendapatkan dimensi bangunan yang paling efektif dan sesuai serta menganalisa nilai efektifitas dari hasil perencanaan bangunan ini guna menanggulangi banjir.

Manfaat dari studi ini dapat menerapkan ilmu dan teori-teori yang telah didapat dalam perkuliahan secara langsung pada sebuah permasalahan nyata di lapangan dan dari studi ini diharapkan dapat digunakan sebagai gambaran atau masukan bagi pihak-pihak yang terkait, dalam hal ini yaitu pemerintah, perencana, maupun pelaksana.

Secara pribadi manfaat dari studi ini ada untuk melatih diri untuk berpikir secara kritis dalam segala situasi dan manajemen pelaksanaan dari suatu kegiatan. Serta memberikan motivasi diri untuk kegiatan perencanaan dan pelaksanaan suatu kegiatan kedepannya, dalam hal ini pelaksanaan pembangunan bangunan air.

Tujuan dari studi yang dilakukan adalah mengetahui debit banjir rancangan dari masing-masing sub-Daerah Aliran Sungai (DAS) hulu dari Sungai Ampal, mengetahui kemampuan kapasitas eksisting dari Sungai Ampal, dan mengetahui sistem kolam retensi yang paling sesuai berdasarkan tinjauan teknis.



**(Halaman ini sengaja dikosongkan)**



## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Pengertian Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah Aliran Sungai (DAS) dapat didefinisikan sebagai suatu wilayah daratan yang merupakan satu kesatuan dengan sungai dan anak-anak sungainya, yang berfungsi menampung, menyimpan dan mengalirkan air yang berasal dari curah hujan ke danau atau ke laut secara alami, yang batas di darat merupakan pemisah topografis dan batas di laut sampai dengan daerah perairan yang masih terpengaruh aktifitas daratan. Daerah Aliran Sungai (DAS) juga dapat didefinisikan sebagai suatu wilayah daratan yang secara topografik dibatasi oleh punggung-punggung gunung yang menampung dan menyimpan air hujan untuk kemudian menyalurkannya ke laut melalui sungai utama (Asdak, 1995, p. 4).

Air Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah air yang mengalir pada suatu kawasan yang dibatasi oleh titik-titik tinggi dimana air tersebut berasal dari air hujan yang jatuh dan terkumpul dalam sistem tersebut. Air pada DAS merupakan aliran air yang mengalami siklus hidrologi secara alamiah. Selama berlangsungnya daur hidrologi, yaitu perjalanan air dari permukaan laut ke atmosfer kemudian ke permukaan tanah dan kembali lagi ke laut yang tidak pernah berhenti tersebut, air tersebut akan tertahan sementara di sungai, di danau atau waduk, dan dalam tanah sehingga dapat dimanfaatkan oleh manusia atau makhluk hidup.

Air hujan yang dapat mencapai permukaan tanah, sebagian akan masuk terserap ke dalam tanah (infiltrasi), sedangkan air yang tidak terserap ke dalam tanah akan tertampung sementara dalam cekungan-cekungan permukaan tanah (*surface detention*) dan kemudian mengalir di atas permukaan tanah ke tempat yang lebih rendah (*run-off*) untuk selanjutnya masuk ke aliran sungai. Air infiltrasi akan tertahan di dalam tanah oleh gaya kapiler yang selanjutnya akan membentuk kelembaban tanah. Apabila tingkat kelembaban air tanah telah cukup jenuh maka air hujan yang masuk ke dalam tanah akan bergerak secara lateral (*horizontal*) untuk selanjutnya pada tempat tertentu akan keluar lagi ke permukaan tanah (*subsurface flow*) dan kemudian akan mengalir ke sungai.

Daerah Aliran Sungai merupakan sebuah ekosistem, dimana unsur organisme dan lingkungan biofisik serta unsur kimia berinteraksi secara dinamis dan di dalamnya

terdapat keseimbangan inflow dan outflow dari material dan energi. Selain itu pengelolaan DAS dapat disebutkan merupakan suatu bentuk pengembangan wilayah yang menempatkan DAS sebagai suatu unit pengelolaan sumber daya alam (SDA) yang secara umum untuk mencapai tujuan peningkatan produksi pertanian dan kehutanan yang optimum dan berkelanjutan (lestari) dengan upaya menekan kerusakan seminimum mungkin agar distribusi aliran air sungai yang berasal dari DAS dapat merata sepanjang tahun.

Sedangkan subdas merupakan bagian dari DAS yang menerima air hujan dan mengalirkannya melalui anak sungai menuju ke sungai utama. Dari beberapa cabang subdas tersebut kemudian membentuk bagian wilayah DAS.

## 2.2 Analisa Hidrologi

Pada dasarnya, proses analisa hidrologi merupakan proses yang penting dalam suatu perencanaan khususnya bidang sipil maupun pengairan. Proses analisa hidrologi mencakup proses pengolahan data curah hujan, intensitas curah hujan, koefisien pengaliran, data luas area pengaliran (*catchment area*) serta debit banjir rencana.

### 2.2.1 Uji Konsistensi (*consistency test*)

Uji konsistensi berarti menguji kebenaran data lapangan yang tidak dipengaruhi oleh kesalahan pada saat pengiriman atau saat pengukuran, data tersebut harus betul-betul menggambarkan fenomena hidrologi seperti keadaan sebenarnya dilapangan. Dengan kata lain data hidrologi disebut tidak konsisten apabila terdapat perbedaan antara nilai pengukuran dan nilai sebenarnya (Soewarno, 1995,p. 23).

#### 2.2.1.1 Uji Konsistensi Metode RAPS

Uji konsistensi pada analisa ini akan menggunakan metode statistik RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Pengujian konsistensi dengan menggunakan data dari stasiun itu sendiri yaitu pengujian dengan komulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata dibagi dengan akar komulatif rerata penyimpangan kuadrat terhadap nilai reratanya. Satu seri data hujan untuk satu stasiun tertentu, dimungkinkan sifatnya tidak konsisten. Data semacam ini tidak dapat langsung digunakan sebagai bahan suatu kajian. Data tidak konsisten dapat disebabkan oleh beberapa hal sebagai berikut

1. Alat ukur yang diganti dengan spesifikasi yang berbeda, atau alat yang sama akan tetapi dipasang dengan tata cara yang berbeda.
2. Terjadi pemindahan lokasi alat ukur ke lokasi yang kurang memenuhi persyaratan. Misalnya saja alat ukur diletakkan pada jarak yang relatif dekat dengan bangunan.

Berdasarkan uraian di atas, maka sebelum data digunakan sebagai dasar kajian hidrologi perlu dilakukan uji konsistensi. Pemeriksaan secara statistik data hujan menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Jika terdapat data curah hujan tahunan dengan jangka waktu pengamatan yang panjang, maka RAPS dapat digunakan untuk memeriksa kehomogenitasan data yang ada.

Cara ini dilakukan dengan cara menghitung nilai kumulatif penyimpangannya terhadap nilai rata-rata (*mean*) dengan persamaan berikut

$$S_0^* = 0 \dots\dots\dots (2-1)$$

$$S_k^* = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}) \dots\dots\dots (2-2)$$

$$S_k^{**} = \frac{S_k^*}{Dy} \dots\dots\dots (2-3)$$

dengan

K = 1,2,3, ... n

$S_0^*$  = Simpangan awal

$S_k^*$  = Simpangan mutlak

$S_k^{**}$  = Nilai konsistensi data

n = Jumlah data

Dy = Simpangan rata-rata

Q = Nilai statistik Q untuk  $0 \leq k \leq n$

R = Nilai statistik (*Range*)

Pengujian dengan menggunakan data dari stasiun itu sendiri yaitu pengujian dengan komulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata dibagi dengan akar komulatif rerata penyimpangan kuadrat terhadap nilai reratanya, lebih jelas lagi bisa dilihat pada rumus, nilai statistik Q dan R.

$$Q = \max | S_k^{**} | (0 \leq k \leq n) \dots\dots\dots (2-4)$$

$$R = | S_{k^{**} \text{ maks}} | - | S_{k^{**} \text{ min}} | \dots\dots\dots (2-5)$$

dengan

Q = Nilai statistik Q untuk  $0 \leq K \leq n$

R = Nilai statistik (*Range*)

Dengan melihat nilai statistik diatas maka dapat dicari nilai  $Q/\sqrt{n}$  dan  $R/\sqrt{n}$ . Hasil yang didapat dibandingkan dengan nilai  $Q/\sqrt{n}$  syarat dan  $R/\sqrt{n}$  syarat, jika lebih kecil maka data masih dalam batasan konsisten dan selanjutnya data dapat digunakan untuk melakukan analisa hidrologi.

Tabel 2.1  
 Nilai  $Q/n^{0.5}$  dan  $R/n^{0.5}$

n	$Q/n^{0.5}$			$R/n^{0.5}$		
	0,9	0,95	0,99	0,9	0,95	0,99
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,31	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85

Sumber: Harto (1993,p. 59)

## 2.2.2 Penyaringan Data Hujan

### 2.2.2.1 Uji Ketidakadaan Trend

Uji ketidakadaan trend dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui ada tidaknya trend atau variasi dalam data. Apabila ada trend maka data tidak disarankan dalam analisis hidrologi. Data yang baik adalah data yang homogen, artinya data berasal dari populasi yang sama jenis.

Uji ketiadaan trend dapat dilakukan dengan beberapa metode, antara lain Uji Korelasi Peringkat (Kp) dengan Metode Spearman, Uji Mann dan Whitney, dan Uji Tanda dengan Metode Cox dan Stuart. Pada umumnya uji ketiadaan trend menggunakan Uji Korelasi Peringkat dengan Metode Spearman. Persamaan yang dilakukan dalam pengujian adalah sebagai berikut

$$Kp = 1 - \frac{6 \times \text{Jumlah}}{n^3 - n} \dots\dots\dots (2-6)$$

$$t_{\text{hitung}} = \frac{n-2}{(1-Kp^2)^{0,5 \times Kp}} \dots\dots\dots (2-7)$$

dengan

$Kp$  = koefisien korelasi peringkat Spearman

$n$  = jumlah data

$Dt$  = selisih  $R_t$  dengan  $T_t$

$T_t$  = peringkat dari waktu

$R_t$  = peringkat dari variabel hidrologi dalam deret berkala.

$t$  = nilai hitung uji t

### 2.2.2.2 Uji Stasioner

Hipotesis statistik dirumuskan untuk dapat dengan mudah menolak atau menerima dugaan yang dibuat. Pengujian hipotesis dapat dilakukan dengan dua cara yaitu pengujian dua sisi dan pengujian satu sisi. Beberapa uji statistik metode parametrik yang sering digunakan untuk analisa hidrologi antara lain (Soewarno, 1995, p. 7).



- Uji Distribusi Normal
- Uji-T (*Tee-test*),  $t$
- Uji-Chi Kuadrat
- Uji-F (*Alf-test*),  $F$

Deret berkala disebut stasioner apabila nilai dari parameter statistiknya (rata – rata dan varian) relatif tidak berubah dari setiap bagian ke bagian yang lain dalam rangkaian data runtut waktu tersebut, sedangkan apabila salah satu parameter statistiknya berubah untuk setiap bagian rangkaian data tersebut, maka deret berkala itu disebut tidak stasioner. Deret berkala tidak stasioner menunjukkan bahwa datanya tidak homogen atau tidak sama jenis (Soewarno, 1995, p. 84).

### 2.3.3 Uji Persistensi

Anggapan bahwa data berasal dari sampel acak harus diuji, yang umumnya merupakan persyaratan dalam analisis distribusi peluang. Persistensi (*Persistence*) adalah ketidak tergantungan dari setiap nilai dalam deret berkala. Untuk melaksanakan pengujian persistensi harus dihitung besarnya koefisien korelasi serial. Metode untuk menentukan koefisien korelasi serial adalah dengan metode Spearman.

Koefisien korelasi serial metode Spearman dapat dirumuskan sebagai berikut (Soewarno, 1995, p. 99).

$$K_s = 1 - \frac{6 \times \text{Jumlah}}{m^3 - m} \dots\dots\dots (2-8)$$

$$t_{\text{hitung}} = \frac{m-2}{(1-K_s^2)^{0,5 \times K_s}} \dots\dots\dots (2-9)$$

dengan

$K_s$  = koefisien korelasi serial

$m$  =  $n - 1$

$n$  = jumlah data

$D_i$  = perbedaan nilai antara peringkat data ke  $X_i$  dan ke  $X_i + 1$

$t$  = nilai dari distribusi-t pada derajat kebebasan  $m-2$  dan derajat kepercayaan tertentu (umumnya 5% ditolak, atau 95% diterima)

### 2.3.4 Uji Inlier-Outlier Data

Uji ini digunakan untuk mrengetahui apakah data maksimum dan minimum dari rangkaian data yang ada layak digunakan atau tidak. Uji yang digunakan adalah uji *inlier-outlier*, di mana data yang menyimpang dari dua batas ambang, yaitu ambang bawah ( $X_L$ )

dan ambang atas ( $X_H$ ) akan dihilangkan. Rumus untuk mencari kedua ambang tersebut adalah sebagai berikut (U.S. Water Resources Council, 1981,p.17)

$$X_H = \text{Exp} \cdot \bar{X} + kn \cdot S \dots\dots\dots (2-10)$$

$$X_L = \text{Exp} \cdot \bar{X} - kn \cdot S \dots\dots\dots (2-11)$$

dengan

$X_H$  = nilai ambang atas

$X_L$  = nilai ambang bawah

$\bar{X}$  = nilai rata-rata

$S$  = simpangan baku dari terhadap sampel data

$Kn$  = besaran yang tergantung pada jumlah sampel data

Tabel 2.2  
Nilai  $K_n$  untuk Uji Outliers

Jumlah Data	$K_n$	Jumlah Data	$K_n$	Jumlah Data	$K_n$	Jumlah Data	$K_n$
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.468	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.681	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.717	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.618	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Sumber: Ven Te Chow (1998,p. 404)

### 2.2.5 Analisa Curah Hujan Rancangan Maksimum

Analisa curah hujan rancangan maksimum ini dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan rancangan yang ditetapkan berdasarkan acuan guna perencanaan tertentu. Untuk keperluan analisa ditetapkan curah hujan dengan periode ulang 5, 10, 20, 25, 50, 100 tahun.

Untuk mengetahui curah hujan rancangan dalam perhitungannya, dapat dilakukan dengan menggunakan metode Analisis Distribusi Frekuensi sebagai berikut

- EJ. Gumbel Type 1,
- Metode Log Pearson Type III,
- Metode Log Normal
- Metode Normal.

Secara sistematis perhitungan hujan rancangan ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut

1. Penentuan Parameter Statistik

2. Pemilihan Jenis Sebaran
3. Perhitungan Hujan Rancangan

**2.2.5.1 Penentuan Parameter Statistik**

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata ( $\bar{X}$ ), simpangan baku ( $S_d$ ), koefisien variasi ( $C_v$ ) koefisien kemiringan ( $C_s$ ) dan koefisien kurtosis ( $C_k$ ). Perhitungan parameter tersebut didasarkan pada data catatan tinggi hujan harian maksimum tahun-tahun terakhir dan untuk memudahkan perhitungan maka dalam proses analisisnya dapat dilakukan secara matriks dengan menggunakan tabel.

**2.2.5.2 Pemilihan Jenis Sebaran**

Penentuan jenis sebaran akan digunakan untuk analisis frekuensi dilakukan dengan beberapa asumsi sebagai berikut

- Jenis sebaran Normal, apabila  $C_s = 0$  dan  $C_k = 3$
- Jenis sebaran Log Normal, apabila  $C_s (\ln x) = 0$  dan  $C_k (\ln x) = 3$
- Jenis sebaran Pearson type III, apabila  $C_s > 0$  dan  $C_k = 1,5 C_s^2 + 3$
- Jenis sebaran Log Pearson type III, apabila  $C_s (\ln x) > 0$  dan  $C_k (\ln x) = 1\frac{1}{2}(C_s (\ln x))^2 + 3$
- Jenis sebaran Gumbel, apabila  $C_s = 1,14$  dan  $C_k = 5,40$

Dari parameter statistik yang ada, apabila tidak dapat memenuhi kondisi untuk kelima jenis agihan atau sebaran seperti tersebut di atas maka selanjutnya dipilih yang paling mendekati.

**2.2.5.3 Analisa Distribusi Frekuensi E.J Gumbel Type I**

Metode E.J. Gumbel Type I dengan persamaan sebagai berikut

$$X = \bar{x} + \frac{y_T - y_n}{s_n} \sigma_n \dots \dots \dots (2-12)$$

dengan

$X$  = Nilai ekstrim

$\bar{x}$  = Nilai rata-rata

$y_T$  = *Reduced variate*, merupakan fungsi dari probabilitas atau persamaan

$$= -\ln[\ln(\frac{T_r}{T_r - 1})] \dots \dots \dots (2-13)$$

$y_n$  = *Reduced variate mean*, rata-rata  $y_T$ , merupakan fungsi dari pengamatan dari tabel Gumbel

$s_n$  = *Reduced variate standard deviation*, merupakan koreksi dari penyimpangan (fungsi dari pengamatan) dari tabel Gumbel

$\sigma_n$  = Simpangan baku (standar deviasi) = Sd

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i + \bar{x})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2-14)$$

Persamaan koefisien kepengcengan (Cs) dan koefisien puncak (Ck) adalah

$$Cs = \frac{n \Sigma(x + \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (2-15)$$

$$Ck = \frac{n^2 \Sigma(x + \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \dots\dots\dots (2-16)$$

dengan

Cs = *Skewness* / kepengcengan

Ck = *Kurtosis* / koefisien puncak

S = Simpangan baku

n = Jumlah data

Tabel 2.3  
Hubungan n (Jumlah Sampel) Dengan Yn

n	Yn	n	Yn	N	Yn	n	Yn	n	Yn
10	0,4952	29	0,5353	48	0,5477	67	0,5538	86	0,558
11	0,4996	30	0,5362	49	0,5481	68	0,554	87	0,5581
12	0,5035	31	0,5371	50	0,5485	69	0,5543	88	0,5583
13	0,5070	32	0,538	51	0,5489	70	0,5545	89	0,5585
14	0,5100	33	0,5388	52	0,5493	71	0,5545	90	0,5586
15	0,5128	34	0,5396	53	0,5497	72	0,5548	91	0,5587
16	0,5157	35	0,5402	54	0,5501	73	0,555	92	0,5589
17	0,5181	36	0,541	55	0,5504	74	0,5552	93	0,5591
18	0,5202	37	0,5418	56	0,5508	75	0,5559	94	0,5592
19	0,5220	38	0,5424	57	0,5511	76	0,5561	95	0,5593
20	0,5236	39	0,543	58	0,5515	77	0,5563	96	0,5595
21	0,5252	40	0,5436	59	0,5518	78	0,5565	97	0,5596
22	0,5268	41	0,5442	60	0,5521	79	0,5567	98	0,5598
23	0,5283	42	0,5448	61	0,5524	80	0,5569	99	0,5599
24	0,5296	43	0,5453	62	0,5527	81	0,557	100	0,56
25	0,5309	44	0,5458	63	0,5527	82	0,5572		
26	0,5320	45	0,5463	64	0,553	83	0,5574		
27	0,5332	46	0,5468	65	0,5533	84	0,5576		
28	0,5343	47	0,5473	66	0,5535	85	0,5578		

Sumber : Soemarto (1986,p. 236)

Tabel 2.4  
 Hubungan n (Jumlah Sampel) Dengan Sn

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
10	0,9496	29	1,1086	48	1,1574	67	1,1824	86	1,198
11	0,9676	30	1,1124	49	1,159	68	1,1834	87	1,1987
12	0,9833	31	1,1159	50	1,1607	69	1,1844	88	1,1994
13	0,9971	32	1,1193	51	1,1623	70	1,1854	89	1,2001
14	1,0095	33	1,1226	52	1,1638	71	1,1863	90	1,2007
15	1,0206	34	1,1255	53	1,1658	72	1,1873	91	1,2013
16	1,0316	35	1,1285	54	1,1667	73	1,1881	92	1,202
17	1,0411	36	1,1313	55	1,1681	74	1,189	93	1,2026
18	1,0493	37	1,1339	56	1,1696	75	1,1898	94	1,2032
19	1,0565	38	1,1363	57	1,1708	76	1,1906	95	1,2038
20	1,0628	39	1,1388	58	1,1721	77	1,1915	96	1,2044
21	1,0696	40	1,1413	59	1,1734	78	1,1923	97	1,2049
22	1,0754	41	1,1436	60	1,1747	79	1,193	98	1,2055
23	1,0811	42	1,1458	61	1,1759	80	1,1938	99	1,206
24	1,0864	43	1,148	62	1,17	81	1,1945	100	1,2065
25	1,0915	44	1,1499	63	1,1782	82	1,1953		
26	1,0961	45	1,1519	64	1,1793	83	1,1959		
27	1,1004	46	1,1538	65	1,1803	84	1,1967		
28	1,1047	47	1,1557	66	1,1814	85	1,1973		

Sumber : Soemarto (1986,p. 237)

**2.2.5.4 Analisa Distribusi Frekuensi Log Pearson Type III**

Terdapat 12 buah distribusi Pearson, tapi hanya distriusi Log Pearson III yang digunakan dalam analisa hidrologi. Tidak ada syarat khusus untuk ditribusi ini, disebut Log Pearson III karena memperhitungkan 3 parameter statistik. Ketiga parameter tersebut adalah

- i. harga rata-rata (*mean*)
- ii. penyimpangan baku (*standard deviation*)
- iii. koefisien kepengangan (*skewness*).

Prosedur perhitungan menggunakan Distribusi Log Pearson III

a) Mengubah data hujan sebanyak n buah (X<sub>1</sub>, X<sub>2</sub>, ... X<sub>n</sub>) menjadi Log X<sub>1</sub>, Log X<sub>2</sub>, ... Log X<sub>n</sub>,

b) Menghitung harga rata-rata

$$\overline{\text{Log} X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log} X_i}{n} \dots\dots\dots (2-17)$$

c) Menghitung harga simpangan baku (dalam log)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log} X_i - \overline{\text{Log} X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2-18)$$

d) Menghitung koefisien kepengangan (dalam log)

$$C_s = \frac{n\Sigma(\text{Log } X + \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (2-19)$$

- e) Menghitung nilai ekstrim dengan persamaan  $\overline{\text{Log } X} = \text{Log } X + G * S$ ,  
 G = lihat tabel 2.5 , fungsi dari Cs dan probabilitas (kala ulang)
- f) Mencari antilog dari LogX untuk mendapatkan hujan (debit banjir) rancangan yang dikehendaki.

Tabel 2.5  
 Faktor Frekuensi Log Pearson Type III Koefisien Asimetri Cs

(Cs)	1,01	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
	99,000	50,000	20,000	10,000	5,000	4,000	2,000	1,000	0,500	0,100
3,0	-0,667	-0,396	0,420	1,180	1,912	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,9	-0,690	-0,390	0,440	1,195	1,916	2,277	3,134	4,013	4,909	
2,8	-0,714	-0,385	0,460	1,210	1,920	2,275	3,114	3,973	4,847	
2,7	-0,740	-0,376	0,479	1,224	1,923	2,272	3,097	3,932	4,783	
2,6	-0,769	-0,368	0,499	1,238	1,924	2,267	3,071	3,889	4,718	
2,5	-0,799	-0,360	0,518	1,250	1,925	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,4	-0,832	-0,351	0,537	1,262	1,925	2,256	3,023	3,800	4,584	
2,3	-0,867	-0,341	0,555	1,274	1,923	2,248	2,997	3,753	4,515	
2,2	-0,905	-0,330	0,574	1,284	1,921	2,240	2,970	3,705	4,454	6,200
2,1	-0,946	-0,319	0,592	1,294	1,918	2,230	2,942	3,656	4,372	
2,0	-0,990	-0,307	0,609	1,302	1,913	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,9	-1,037	-0,294	0,627	1,310	1,908	2,207	2,881	3,553	4,223	
1,8	-1,087	-0,282	0,643	1,318	1,901	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,7	-1,140	-0,268	0,660	1,324	1,894	2,179	2,815	3,444	4,069	
1,6	-1,197	-0,254	0,675	1,329	1,885	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,5	-1,256	-0,240	0,690	1,333	1,875	2,146	2,743	3,330	3,910	
1,4	-1,318	-0,225	0,705	1,337	1,864	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,3	-1,388	-0,210	0,719	1,339	1,852	2,108	2,666	3,211	3,745	
1,2	-1,449	-0,195	0,732	1,340	1,838	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,1	-1,518	-0,180	0,745	1,341	1,824	2,066	2,585	3,087	3,575	
1,0	-1,588	-0,164	0,758	1,340	1,809	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-1,660	-0,148	0,769	1,339	1,792	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-1,733	-0,123	0,780	1,336	1,774	1,993	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-1,806	-0,166	0,790	1,333	1,756	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-1,880	-0,099	0,800	1,328	1,735	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-1,955	-0,083	0,808	1,323	1,714	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-2,029	-0,066	0,816	1,317	1,692	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-2,104	-0,050	0,824	1,309	1,669	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-2,175	-0,033	0,830	1,301	1,646	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-2,252	-0,017	0,836	1,292	1,621	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	-2,326	0,000	0,842	1,282	1,571	1,715	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	-2,400	0,017	0,846	1,270	1,567	1,716	2,000	2,252	2,484	3,950
-0,2	-2,472	0,033	0,850	1,258	1,539	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	-2,544	0,050	0,853	1,245	1,510	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	-2,615	0,066	0,855	1,231	1,481	1,606	1,834	2,029	2,207	2,540
-0,5	-2,686	0,083	0,856	1,216	1,450	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	-2,755	0,099	0,857	1,200	1,419	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	-2,824	0,116	0,857	1,183	1,386	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	-2,891	0,132	0,856	1,166	1,354	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	-2,957	0,148	0,854	1,147	1,320	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	-3,022	0,164	0,852	1,128	1,287	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800

Sumber: Soemarto (1986,p. 245)

Lanjutan Tabel 2.5  
Faktor Frekuensi Log Pearson Type III Koefisien Asimetri Cs

(Cs)	1,01	2	5	10	20	25	50	100	200	1000
-1,1	-3,087	0,180	0,848	1,107	1,252	1,324	1,435	1,518	1,581	
-1,2	-3,149	0,195	0,844	1,086	1,217	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,3	-3,211	0,210	0,838	1,064	1,181	1,240	1,340	1,383	1,424	
-1,4	-3,271	0,225	0,832	1,041	1,146	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,5	-3,330	0,240	0,823	1,018	1,111	1,157	1,217	1,256	1,282	
-1,6	-3,388	0,254	0,817	0,994	1,075	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,7	-3,440	0,268	0,808	0,980	1,041	1,072	1,116	1,140	1,155	
-1,8	-3,499	0,282	0,799	0,945	1,005	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-1,9	-3,553	0,294	0,788	0,920	0,969	0,993	1,023	1,037	1,044	
-2,0	-3,605	0,307	0,777	0,895	0,938	0,959	0,980	0,990	0,995	1,000
-2,1	-3,656	0,319	0,765	0,869	0,905	0,923	0,939	0,946	0,949	
-2,2	-3,705	0,330	0,752	0,844	0,873	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,3	-3,753	0,341	0,739	0,819	0,843	0,855	0,864	0,867	0,869	
-2,4	-3,800	0,351	0,750	0,795	0,814	0,823	0,830	0,832	0,833	
-2,5	-3,845	0,360	0,711	0,771	0,786	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-2,6	-3,889	0,368	0,696	0,747	0,758	0,764	0,768	0,769	0,769	
-2,7	-3,932	0,760	0,681	0,724	0,733	0,738	0,740	0,740	0,741	
-2,8	-3,973	0,840	0,666	0,702	0,709	0,712	0,714	0,714	0,714	
-2,9	-4,013	0,330	0,651	0,681	0,682	0,683	0,689	0,690	0,690	
-3,0	-4,051	0,390	0,636	0,660	0,664	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber: Soemarto (1986,p. 245)

## 2.2.6 Uji Kesesuaian Distribusi

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang diperoleh secara teoritis
2. Kebenaran hipotesa diterima atau ditolak

Untuk menguji diterima atau tidaknya distribusi, maka dilakukan pengujian simpangan vertikal yakni uji *Chi – Square* dan pengujian simpangan horizontal, yakni *Smirnov – Kormogorov*.

### 2.2.6.1 Metode Smirnov Kolmogorov

Uji kesesuaian Smirnov Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Soewarno (1995,p. 198)

Prosedurnya adalah sebagai berikut

1. Mengurutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan juga besarnya peluang dari masing-masing data tersebut
2. Menentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya)

3. Dari kedua nilai peluang ditentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis
4. Berdasarkan tabel nilai kritis *Smirnov Kolmogorov Test*, bisa ditentukan harga  $D_0$   
 Apabila  $D$  lebih kecil dari  $D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila  $D$  lebih besar dari  $D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.6  
 Nilai Kritis  $D_0$  Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

n	$\alpha$			
	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	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
$n > 50$	$1,07/(n^{0,5})$	$1,22/(n^{0,5})$	$1,36/(n^{0,5})$	$1,63/(n^{0,5})$

Sumber: Soewarno (1995,p. 198)

### 2.2.6.2 Metode Chi-Square

Pada penggunaan Uji *Smirnov-Kolmogorov*, meskipun menggunakan perhitungan matematis namun kesimpulan hanya berdasarkan bagian tertentu (sebuah variat) yang mempunyai penyimpangan terbesar, sedangkan uji *Chi-Square* menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

Uji *Chi-Square* dapat diturunkan menjadi persamaan sebagai berikut

$$X^2_{hitung} = \sum_{i=1}^k \frac{(F_e - F_t)^2}{F_t} \dots\dots\dots (2-20)$$

Dengan

- $X^2_{hitung}$  = Harga Chi-Square hitung
- $F_e$  = Frekuensi pengamatan, sesuai dengan pembagian kelasnya
- $F_t$  = Frekuensi teoritis



Nilai  $X^2$  yang dihitung ini harus lebih kecil dari harga  $X^2_{cr}$  (dari tabel 2.7).

Derajat kebebasan ini secara umum dapat dihitung dengan

$$Dk = K - (h + 1) \dots\dots\dots (2-21)$$

Dengan

dk = Derajat kebebasan

K = Banyaknya kelas

h = Banyaknya keterikatan atau sama dengan banyaknya parameter, yang untuk sebaran Chi-Kuadrat adalah sama dengan 2 (dua).

Tabel 2.7  
Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	3.93E-05	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.0100	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.0717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

Sumber: Soewarno (1995,p. 198)

### 2.2.7 Analisa Curah Hujan Rancangan

Distribusi hujan jam-jaman ditetapkan dengan cara pengamatan langsung terhadap data pencatatan hujan jam-jaman pada stasiun yang paling berpengaruh pada DAS. Bila tidak ada maka bisa menirukan perilaku hujan jam-jaman yang mirip dengan daerah setempat pada garis lintang yang sama. Distribusi tersebut diperoleh dengan pengelompokan tinggi hujan ke dalam range dengan tinggi tertentu.

Dari data yang telah disusun dalam range tinggi hujan tersebut dipilih distribusi tinggi hujan rancangan berdasarkan hasil analisis frekuensi dan frekuensi kemunculan tertinggi pada distribusi hujan jam-jaman tertentu. Selanjutnya presentase hujan tiap jam terhadap tinggi hujan total pada distribusi hujan ditetapkan.

#### 2.2.7.1 Metode Mononobe

Tujuan analisa curah hujan rancangan adalah untuk memperkirakan persentase dari hujan total yang jatuh dalam tiap jam. Hujan jam-jaman diproses dan dirata-ratakan. Metode yang dapat digunakan misalnya cara Mononobe dengan persamaan sebagai berikut

$$I_T = \frac{R_{24}}{t} \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots (2-22)$$

dengan:

- $I_T$  = Intensitas curah hujan dalam T jam (mm/jam)
- $R_{24}$  = Curah hujan harian (mm)
- T = Waktu hujan dari awal sampai jam ke t (jam)
- t = Lama curah hujan (jam)

Dalam memperkirakan nilai debit banjir rancangan pada perencanaan bangunan memerlukan data hidrograf banjir dengan periode ulang tertentu, dimana dalam upaya untuk memperkirakan debit banjir rancangan dengan metode hidrograf butuh masukan data berupa curah hujan rancangan dengan periode ulang tertentu, yang nantinya akan didistribusikan kedalam hujan jam-jaman untuk selanjutnya dimasukan ke dalam suatu sistem DAS, sehingga perlu didapatkan terlebih dahulu suatu data tentang pola distribusi hujan selama terjadinya hujan (waktu kejadian hujan) yang ditimbulkan oleh hujan efektif. Pada studi ini menggunakan Metode Distribusi Hujan Mononobe untuk menentukan distribusi hujan rancangan seperti yang telah dijelaskan diatas.

Dalam penurunan distribusi hujan menjadi bentuk jam-jaman, perlu diketahui kembali sebelumnya bahwa untuk wilayah Indonesia berdasarkan kesimpulan dari penelitian Hari Indra Prayoga tahun 2004, maka telah ditetapkan bahwa rerata hujan tinggi wilayah

Indonesia memiliki durasi selama 6 jam. Berikut tabel perhitungan intensitas hujan jam-jamannya dengan metode Mononobe.

Tabel 2.8

Data Perhitungan Intensitas Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe

Jam ke- ( $T$ )	Intensitas Distribusi Hujan Jam-Jaman ( $I$ )	Persentase Intensitas ( $RT$ )
T = 1 jam	$I = R_6/6 \times (6/1)^{2/3} = 0,5503 \times R_6$	55,0321%
T = 2 jam	$I = R_6/6 \times (6/2)^{2/3} = 0,3467 \times R_6$	14,3040%
T = 3 jam	$I = R_6/6 \times (6/3)^{2/3} = 0,2646 \times R_6$	10,0339%
T = 4 jam	$I = R_6/6 \times (6/4)^{2/3} = 0,2184 \times R_6$	7,9880%
T = 5 jam	$I = R_6/6 \times (6/5)^{2/3} = 0,1882 \times R_6$	6,7456%
T = 6 jam	$I = R_6/6 \times (6/6)^{2/3} = 0,1667 \times R_6$	5,8964%
Kontroling Persentase Intensitas		100,0000%

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

dengan:

$T$  = Waktu konsentrasi hujan (jam)

$I$  = Intensitas distribusi hujan jam-jaman (mm/jam)

$R_t$  = Presentasi intensitas distribusi hujan jam-jaman (%)

$t$  = Durasi hujan tinggi, diketahui selama 6 jam (jam)

### 2.2.8 Analisa Debit Banjir Rancangan

Analisis debit banjir rancangan mengacu pada SNI 03-3432-1994, Tata Cara Penetapan Banjir Rencana dan Kapasitas Pelimpah untuk Bendungan. Debit banjir rancangan untuk perencanaan banjir dihitung dengan kala ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100, 1000 tahun dan PMF.

Kala ulang (*return period*) merupakan waktu hipotek, yang mana hujan atau debit dengan suatu besaran tertentu akan disamai atau dilampaui sekali dalam waktu jangka tertentu. Jadi, tidak ada pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kalaulang tersebut.

Ada 2 jenis data yang secara umum bisa dipakai untuk menentukan bajir rancangan, yaitu data debit dan data hujan. Masing-masing data digunakan mempunyai spesifikasi baik mengenai input, autput maupun proses yang dipakai. Untuk proses analisa data hujan menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis (HSS).

Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) yang telah dikembangkan oleh para pakar antara lain HSS Snyder, HSS Nakayasu, HSS SCS, HSS Gama I, HSS Limantara dan lain-lain. Hidrograf Satuan Sintetis merupakan suatu cara untuk memperkirakan penggunaan konsep hidrograf satuan dalam suatu perencanaan yang tidak tersedia pengukuran-pengukuran langsung mengenai hidrograf banjir.

Berdasarkan buku panduan tata cara pembuatan kolam retensi dan polder oleh departemen pekerjaan umum dir. Cipta karya kala ulang untuk desain kolam retensi dan polder harus memenuhi kriteria sebagai berikut :

- a. Kala ulang yang dipakai berdasarkan luas daerah pengaliran (*catchment area*), tipologi kota yang akan direncanakan kolam retensi / polder

Tabel 2.9  
Pemilihan Kala Ulang

Tipe Kota	Cathment Area ( Ha )			
	< 10	10 - 100	100 - 500	> 500
Kota Metropolitan	2 thn	2 - 5 thn	5 - 10 thn	10 - 25 thn
Kota Besar	2 thn	2 - 5 thn	2 - 5 thn	5 - 20 thn
Kota Sedang / Kecil	2 thn	2 - 5 thn	2 - 5 thn	5 - 10 thn

Sumber : Panduan Tata Cara Pembuatan Kolam Retensi Dan Polder

- b. Perhitungan curah hujan berdasarkan data hujan paling sedikit 10 tahun yang berurutan.
- c. Bangunan pelengkap dipakai kala ulang yang sama dengan saluran dimana bangunan pelengkap itu berada.

### 2.2.8.1 Metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu, yang asalnya dari Negara Jepang. Parameter yang diperlukan dalam analisa menggunakan HSS Nakayasu antara lain:

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*Time to Peak Magnitude*),  $T_p$
2. Tenggang wktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*Time Long*),  $t_g$
3. Tenggang waktu hidrograf (*Time Base of Hydrograph*),  $T_b$
4. Luas daerah pengaliran (*Cathment Area*),  $A$
5. Panjang alur sungai utama terpanjang (*Length of The Longest Channel*),  $L$
6. Koefisien pengaliran (*Run off Coefficient*),  $C$

Rumus penunjang yang digunakan:

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \dots\dots\dots (2-23)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \dots\dots\dots (2-24)$$

Dengan

$T_p$  = tenggang waktu (*time long*) dari permulaan hujan sampei puncak banjir (jam)

$t_g$  = waktu konsentrasi hujan (jam)

$T_{0,3}$  = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Catatan menentukan tg:

Jika  $L \geq 15$  km, maka  $tg = 0,40 + 0,058 L$

$L < 15$  km, maka  $tg = 0,21 L^{0,7}$

dengan:

$\alpha$  = parameter hidrograf

$t_r$  =  $0,5 \times tg$  sampai  $1 \times tg$

Catatan:

- Daerah pengaliran biasa:  $\alpha = 2$
- Bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat:  $\alpha = 1,5$
- Bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat:  $\alpha = 3$
- Menurut Hadisusanto dan penelitian yang dilakukan, untuk mendapatkan hasil yang akurat dan sesuai dengan kondisi karakteristik DAS di Indonesia, perlu melakukan kalibrasi  $\alpha$  tersebut.

Debit Puncak Banjir:

$$Q_p = \frac{c \cdot A \cdot R_o}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2-25)$$

dengan:

$Q_p$  =  $Q_{maks}$ , merupakan debit puncak banjir ( $m^3 / det$ )

$c$  = Koefisien alliran (=1)

$A$  = Luas DAS (sampai ke *outlet*) ( $km^2$ )

$R_o$  = Hujan satuan (mm)

$T_p$  = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$  = Waktu yang diperlukan untuk penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

### 2.2.8.2 Metode Hidrograf Satuan Sintetis Limantara

Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Limantara, yang asalnya dari Indonesia, ditemukan oleh Prof. Lily Montarjih Limantara, tahun 2006. Parameter DAS yang dipakai ada 5 (lima) antara lain:

- Luas DAS ( $A$ )
- Panjang sungai utama ( $L$ )
- Panjang sungai diukur sampai titik terdekat dengan titik berat DAS ( $L_c$ )

- d. Kemiringan sungai (S)
- e. Koefisien kekasaran (n)

Persamaan yang digunakan oleh HSS Limantara antara lain :

- a. Persamaan Debit Puncak

$$Q_p = 0,042 \cdot A^{0,451} \cdot L^{0,497} \cdot L_c^{0,356} \cdot S^{-0,131} \cdot n^{0,168} \dots\dots\dots (2-26)$$

dengan

- $Q_p$  = Debit puncak banjir hidrograf satuan ( $m^3/dt/mm$ )
- $A$  = Luas DAS ( $km^2$ )
- $L$  = Panjang sungai utama (km)
- $L_c$  = Panjang sungai dari outlet sampai titik terdekat dengan titik berat DAS
- $S$  = Kemiringan sungai utama
- $n$  = Koefisien kekasaran DAS
- 0,042 = Koefisien untuk konfersi satuan ( $m^{0,25}/dt$ )

- b. Persamaan Kurva Naik:

$$Q_n = Q_p \cdot [(t/T_p)]^{1,107} \dots\dots\dots (2-27)$$

dengan

- $Q_n$  = Debit pada persamaan kurva naik ( $m^3/dt/mm$ )
- $Q_p$  = Debit puncak hidrograf satuan ( $m^3/dt/mm$ )
- $t$  = Waktu hidrograf (jam)
- $T_p$  = Waktu naik hidrograf atau waktu mencapai puncak hidrograf (jam)

- c. Persaman Kurva Turun:

$$Q_t = Q_p \cdot 10^{0,175(T_p - t)} \dots\dots\dots (2-28)$$

dengan

- $Q_t$  = Debit pada persamaan kurva turun ( $m^3/dt/mm$ )
- $Q_p$  = Debit puncak hidrograf satuan ( $m^3/dt/mm$ )
- $T_p$  = Waktu naik hidrograf atau waktu mencapai puncak hidrograf (jam)
- $t$  = Waktu hidrograf (jam)
- 0,175 = Koefisien untuk mengubah satuan ( $dt^{-1}$ )

### 2.3 Analisa Hidrolika

Elevasi muka air pada alur sungai perlu dianalisis untuk mengetahui pada sisi mana terjadi luapan pada alur sungai atau juga dapat digunakan untuk mengetahui dimana terjadi hambatan pada alur sungai, Sehingga dapat ditentukan dimensi dari perbaikan sungai.

Analisa hidrolika merupakan bagian yang sangat penting dalam perencanaan bangunan-bangunan air.

Tujuan analisis hidrolika pada pekerjaan ini adalah untuk mengetahui seberapa besar pengaruh debit banjir rencana (*design flood*) terhadap penampang sungai. Salah satu penyebab banjir adalah karena ketidakmampuan penampang dalam menampung debit banjir yang terjadi. Dimana besarnya debit banjir akan digunakan sebagai dasar untuk merencanakan kapasitas penampang sungai, dan perencanaan alternatif pengendali banjir apa yang akan dibangun pada alur suatu sungai. Pada analisis ini dibutuhkan data-data pengukuran melintang sungai (*cross section*) dan hasil analisis banjir rancangan periode ulang 5 tahunan (Q5 th).

$$\begin{aligned} A &= \text{Luas (m}^2\text{)} \\ &= (b + 2 \times H \times z) \times H \dots\dots\dots (2-29) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \text{Perimeter} \\ &= b + 2 \times H \times \sqrt{1 + z^2} \dots\dots\dots (2-30) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \text{Radius Hidrolik} \\ &= \frac{A}{P} \dots\dots\dots (2-31) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \text{Kecepatan} \\ &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times \sqrt{S} \dots\dots\dots (2-32) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= \text{Debit} \\ &= V \times A \dots\dots\dots (2-33) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Fr &= \text{Bilangan Froude} \\ &= \frac{V}{\sqrt{g \times H}} \dots\dots\dots (2-34) \end{aligned}$$

Dengan

$b$  = Lebar dasar saluran (m)

$H$  = Kedalaman (m)

$z$  = Kemiringan talud

$g$  = Percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)

$n$  = Koefisien Manning

$s$  = Slope dasar sungai

Tabel 2.10  
 Nilai Koefisien Kekasaran Manning

<b>Tipe sakuran dan deskripsinya</b>	<b>Minimum</b>	<b>Normal</b>	<b>Maksimum</b>
<b>A.Gorong-gorong Tertutup Terisi Sebagian</b>			
A-1.Logam			
a. Kuningan,halus	0.009	0.01	0.013
b. Baja			
1. Ambang penerus dan dilas	0.01	0.012	0.014
2.Dikeling dan pilin	0.013	0.016	0.017
c. Besi tuang			
1.Dilapis	0.01	0.013	0.014
2.Tidak dilapis	0.011	0.014	0.016
d.Besi tempa			
1.Tidak dilapis	0.012	0.014	0.015
2.Dilapisi seng	0.013	0.016	0.017
e.Logam beralur			
1. Cabang pembuang	0.017	0.019	0.021
2.Pembuang banjir	0.021	0.024	0.03
A-2.Bukan Logam			
a.Lusit	0.008	0.009	0.01
b.Kaca	0.009	0.01	0.013
c.Semen			
1.Acian	0.01	0.011	0.013
2.Adukan	0.011	0.013	0.015
d.Beton			
1.Gorong-gorong, lurus dan bebas kikisan	0.01	0.011	0.013
2. Gorong-gorong dengan lengkungan, sambungan dan sedikit kikisan	0.011	0.013	0.014
3. Dipoles	0.011	0.012	0.014
4.Saluran pembuang dengan bak kontrol, mulut pemasangan dan lain-lain,lurus	0.013	0.015	0.017
5.Tidak dipoles,seperti baja	0.012	0.013	0.014
6.Tidak dipoles,seperti kayu halus	0.012	0.014	0.016
7.Tidak dipoles,seperti kayu kasar	0.015	0.017	0.02
e.Kayu			
1.Dilengkungkan	0.01	0.011	0.013
2.Dilapis,diawetkan	0.015	0.017	0.02
f.Lempung			
1.Saluran pembuang,dengan ubin biasa	0.011	0.013	0.017
2.Saluran pembuang, dipoles	0.011	0.014	0.017
3.Saluran pembuang,dipoles,dengan bak kontrol,mulut pembuangan dan lain-lain	0.013	0.015	0.017
4.Cabang saluran pembuang dengan sambungan terbuka	0.014	0.016	0.018
g.Bata			
1.Diglasir	0.011	0.013	0.015
2.Dilapis adukan semen	0.012	0.015	0.017
h.Pembuangan air kotor dengan saluran lumpur dengan lengkungan dan sambungan	0.012	0.013	0.016
i.Bagian dasar dilapis,saluran pembuang dengan dasar licin	0.016	0.019	0.02
j.Pecahan batu semen	0.018	0.025	0.03



Lanjutan Tabel 2.10  
 Nilai Koefisien Kekasaran Manning

<b>Tipe sakuran dan deskripsinya</b>	<b>Minimum</b>	<b>Normal</b>	<b>Maksimum</b>
<b>B.Saluran,dilapis atau dipoles</b>			
<b>B-1.Logam</b>			
a.Baja dengan permukaan licin			
1.Tidak dicat	0.011	0.012	0.014
2.Dicat	0.012	0.013	0.017
b.Baja dengan permukaan bergelombang	0.021	0.025	0.03
<b>B-2.Bukan logam</b>			
<b>a.Semen</b>			
1.Acian	0.01	0.011	0.013
2.Adukan	0.011	0.013	0.015
<b>b.Kayu</b>			
1.Diserut,tidak diawetkan	0.01	0.012	0.014
2.Diserut,diawetkan dengan creosoted	0.011	0.012	0.015
3.Tidak diserut	0.011	0.013	0.015
4.Papan	0.012	0.015	0.018
5.Dilapis dengan kertas kedap air	0.01	0.014	0.017
<b>c.Beton</b>			
1.Dipoles dengan sendok kayu	0.011	0.013	0.015
2.Dipoles sedikit	0.013	0.015	0.016
3.Dipoles	0.015	0.017	0.02
4.Tidak dipoles	0.014	0.017	0.02
5.Adukan semprot,penampang rata	0.016	0.019	0.023
6.Adukan semprot, penampang bergelombang	0.018	0.022	0.025
7.Pada galian batu yang teratur	0.017	0.02	
8. Pada galian batu yang tak teratur	0.022	0.027	
<b>d.Dasar beton dipoles sedikit dengan tebing dari</b>			
1.Batu teratur dalam adukan	0.015	0.017	0.02
2.Batu tak teratur dalam adukan	0.017	0.02	0.024
3.Adukan batu,semen,diplester	0.016	0.02	0.024
4.Adukan batu dan semen	0.02	0.025	0.03
5.Batu kosong atau rip-rap	0.02	0.03	0.035
<b>e.Dasar kerikil dengan tebing dari</b>			
1.Beton acuan	0.017	0.02	0.025
2.Batu tak teratur dalam adukan	0.02	0.023	0.026
3.Batu kosong atau rip-rap	0.023	0.033	0.036
<b>f.Bata</b>			
1.Diglasir	0.011	0.013	0.015
2.Dalam adukan semen	0.012	0.015	0.018
<b>g.Pasangan batu</b>			
1.Batu pecah disemen	0.017	0.025	0.03
2.Batu kosong	0.023	0.032	0.035
<b>h.Batu potong,diatur</b>			
	0.013	0.015	0.017
<b>i.Aspal</b>			
1.Halus	0.013	0.013	
2.Kasar	0.016	0.016	
<b>j.Lapisan dari tanaman</b>			
	0.03		0.5

Lanjutan Tabel 2.10  
 Nilai Koefisien Kekasaran Manning

<b>Tipe sakuran dan deskripsinya</b>	<b>Minimum</b>	<b>Normal</b>	<b>Maksimum</b>
<b>C.Digali atau dikeruk</b>			
a.Tanah lurus dan seragam			
1.Bersih,baru dibuat	0.016	0.018	0.02
2.Bersih, telah melapuk	0.018	0.022	0.025
3.Kerikil,penampang seragam,bersih	0.022	0.025	0.03
4.Berumput pendek,sedikit tanaman pengganggu	0.022	0.027	0.033
b.Tanah,berkelok-kelok dan tenang			
1.Tanpa tumbuhan	0.023	0.025	0.03
2.Rumput dengan beberapa tanaman pengganggu	0.025	0.03	0.033
3.Banyak tanaman pengganggu atau tanaman air pada saluran yang dalam	0.03	0.035	0.04
4.Dasar tanah dengan tebing dari batu pecah	0.028	0.03	0.035
5.Dasar berbatu dengan tanaman pengganggu pada tebing	0.025	0.035	0.04
6.Dasar berkerakal dengan tebing yang bersih	0.03	0.04	0.05
c.Hasil galian atau kerukan			
1.Tanpa tetumbuhan	0.025	0.028	0.033
2.Semak-semak kecil di tebing	0.035	0.05	0.06
d.Pecahan batu			
1.Halus,seragam	0.025	0.035	0.04
2.Tajam,tidak beraturan	0.035	0.04	0.05
e.Saluran tidak dirawat,dengan tanaman pengganggu dan belukar tidak dipotong			
1.Banyak tanaman pengganggu setinggi air	0.05	0.08	0.12
2.Dasar bersih,belukar di tebing	0.04	0.05	0.08
3.Idem,setinggi muka air tertinggi	0.045	0.07	0.11
4.Banyak belukar setinggi air banjir	0.08	0.1	0.14
<b>D.Saluran Alam</b>			
D-1.Saluran kecil (lebar atas pada taraf banjir < 100 kaki)			
a.Saluran di dataran			
1.Bersih lurus, terisi penuh, tanpa rekahan atau ceruk dalam	0.025	0.030	0.033
2.Seperti di atas, banyak batu - batu,tanaman pengganggu	0.030	0.035	0.040
3.Bersih , berkelok - kelok, berceruk,bertebing	0.033	0.040	0.045
4.Seperti di atas, dengan tanaman pengganggu, batu- batu	0.035	0.045	0.050
5.Seperti di atas, tidak terisi penuh,banyak kemiringan dan penampang yang kurang efektif	0.040	0.048	0.055
6.seperti no.4, berbatulebih banyak	0.045	0.050	0.060
7.Tenang pada bagian lurus, tanaman pengganggu, ceruk dalam	0.050	0.070	0.080
8.Banyak tanaman pengganggu, ceruk dalam atau jalan air penuh kayu dan ranting	0.075	0.100	0.150

Lanjutan Tabel 2.10  
 Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Tipe Saluran dan Deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
b.Saluran di pegunungan , tanpa tetumbuhan di saluran tebing umumnyaterjal, pohon dan semak - semak sepanjang tebing			
1.Dasar : keriki, kerakal dan sedikit batu besar	0.030	0.040	0.050
2.Dasar : kerakal dengan batu besar	0.040	0.050	0.070
D-2.Dataran banjir			
a.Padang rumput tanpa belukar			
1.Rumput pendek	0.025	0.030	0.035
2.Rumput tinggi	0.030	0.035	0.050
b.Daerah pertanian			
1.Tanpa tanaman	0.020	0.030	0.040
2.Tanpa dibariskan	0.025	0.035	0.045
3.Tanaman tidak dibariskan	0.030	0.040	0.050
c.Belukar			
1.Belukar terpecah, banyak tanaman pengganggu	0.035	0.050	0.070
2.Belukar jarang dan pohon, musim dingin	0.035	0.050	0.060
3.Belukar jarang dan pohon, musim semi	0.040	0.060	0.080
4.Belukar sedang sampai rapat, musim dingin	0.045	0.070	0.110
5.Belukar sedang sampai rapat, musim semi	0.070	0.100	0.160
d.Pohon -pohonan			
1.Willow rapat, musim semi, lurus	0.110	0.150	0.200
2.Tanah telah dibersihkan, tunggul kayu tanpa tunas	0.030	0.040	0.050
3.Seperti di atas, dengan tunas - tunas lebat	0.050	0.060	0.080
4.Banyak batang kayu, beberapa tumbang, ranting - ranting, taraf banjir di bawah cabang pohon	0.080	0.100	0.120
5.Seperti di atas taraf bajir mencapai cabang pohon	0.100	0.120	0.160
D-3.Saluran besar (lebar atas pada taraf banjir > 100 kaki). Nilai <i>n</i> lebih kecil dari dari saluran kecil dengan perincian yang sama, sebab tebing memberikan hambatan efektif yang lebih kecil			
a.Penampang beraturan tanpa batu besar atau belukar	0.025	.....	0.060
b.Penampang tidak beraturan dan kasar	0.035	.....	0.100

Sumber : Ven Te Chow (1959, p.109)

Sebagai alat bantu analisa profil muka air digunakan program HEC-RAS versi 5.0.3 untuk kondisi aliran *steady* (tanpa pasang surut) dan *unsteady* (dengan pengaruh pasang surut). Prosedur perhitungan didasarkan pada penyelesaian persamaan aliran satu dimensi melalui saluran terbuka. Aliran satu dimensi ditandai dengan besarnya kecepatan yang sama pada seluruh penampang atau digunakan kecepatan rata-rata.

## 2.4. Sistem Pengendalian Banjir

### 2.4.1. Umum

Banjir merupakan peristiwa alam yang dapat menimbulkan kerugian harta benda penduduk serta dapat pula menimbulkan korban jiwa. Pengurangan kerugian akibat banjir

yang mencakup metode-metode untuk melawan pengaruh air yang berlebihan di dalam sungai disebut pengendalian banjir (*flood control*). Tindakan yang dapat dilakukan untuk mengurangi kerugian banjir adalah :

1. Perbaikan alur sungai (normalisasi sungai) dengan tujuan untuk menurunkan muka air banjir.
2. Pemanfaatan *retarding basin* untuk tampungan banjir sementara.
3. Pembangunan konstruksi tanggul.
4. Pengurangan puncak banjir dengan waduk.
5. Pengaliran air banjir melalui saluran banjir (*floodway*) ke dalam alur sungai lain bahkan ke DAS lain

Selanjutnya harus diingat bahwa penerapan cara-cara kegiatan penanggulangan bencana banjir harus pula disesuaikan dengan lokasi serta sifat dari banjir yang terjadi. Sebagaimana halnya banjir di bagian hulu biasanya arus banjirnya deras, daya gerusnya besar, tetapi durasinya pendek. Sedangkan di bagian hilir arusnya tidak deras (karena landai) tapi durasi banjirnya panjang (Sosrodarsono, 1985, p.348).

Agar penanggulangan bencana banjir dapat dilaksanakan secara efektif maka setiap kondisi banjir di sepanjang sungai haruslah dipelajari secara seksama. Sehingga program penanggulangannya dapat diterapkan secara lebih efisien. Sistem pengendalian banjir dalam studi ini akan dilakukan dengan dua alternatif, yaitu dengan pembangunan *retarding basin*.

#### **2.4.2 Kolam retensi**

Konsep dasar dari kolam retensi adalah menampung volume air ketika debit maksimum di sungai datang, kemudian secara perlahan-lahan mengalirkannya ketika debit di sungai sudah kembali normal. Secara spesifik kolam retensi akan memangkas besarnya puncak banjir yang ada di sungai, sehingga potensi *over topping* yang mengakibatkan kegagalan tanggul dan luapan pada sungai tereduksi.

Selain fungsi utamanya sebagai pengendali banjir, manfaat lain yang bisa diperoleh dari Kolam Retensi adalah:

- a) Sebagai sarana pariwisata air.
- b) Sebagai konservasi air, karena mampu meningkatkan cadangan air tanah setempat.

Terdapat beberapa jenis kolam retensi yang dapat diterapkan, yaitu:

- A. Kolam retensi yang berada di samping badan sungai.

Prinsip yang dipakai dalam pembangunannya harus tersedia lahan yang cukup karena secara parsial berada di luar alur sungai. Syarat yang lain adalah tidak mengganggu sistem aliran sungai yang ada. Kriteria Perencanaan Konstruksi yang dapat dibuat adalah:

1. Tanggul atau dinding pemisah antara sungai dan kolam retensi juga harus dibuat sekuat mungkin, karena akan mendapatkan tekanan yang kuat ketika muka air maksimum terjadi. Kegagalan atau keruntuhan tanggul akan membuat sistem operasi kolam retensi menjadi gagal.
2. Disusulkan untuk membuat ambang yang melintang sungai diantara pintu inlet dan outlet. Tujuannya adalah mengarahkan jalannya air, ketika debit banjir datang dari hulu ke inlet dan mengarahkan air ketika debit banjir rob dari hilir datang ke pintu outlet.
3. Untuk kejadian banjir dari hulu, pola operasi adalah dengan pintu inlet dibuka dan pintu outlet ditutup. Ketika tampungan kolam retensi sudah optimum, maka pintu inlet ditutup. Bila debit yang ada di sungai sudah normal, maka pintu outlet dibuka secara bertahap untuk mengalirkan air dari kolam retensi sedikit demi sedikit ke sungai.
4. Sedangkan untuk penanganan Rob, pola operasinya adalah ketika air rob datang pintu outlet dibuka dan pintu inlet ditutup. Ketika tampungan kolam retensi sudah optimum, pintu outlet ditutup. Bila debit yang ada di sungai sudah normal, maka pintu outlet dibuka secara bertahap untuk mengalirkan air dari kolam retensi sedikit demi sedikit ke sungai.
5. Dapat dilengkapi dengan pelimpah samping untuk faktor keamanan kolam retensi dan saringan sampah atau trash rack.
6. Untuk mempertahankan usia guna, perlu dilakukan pemeliharaan. Secara sederhana dapat dilakukan pengerukan kolam dengan rutin untuk mempertahankan volume optimal kolam.

#### B. Kolam retensi yang berada di dalam badan sungai.

Karena berada di dalam badan sungai sehingga konsepnya menjadi mirip dengan waduk. Penggunaan tipe ini bisa dilakukan jika terkendala dengan lahan, karena memanfaatkan badan sungai itu sendiri. Kriteria Perencanaan Konstruksi yang dapat dibuat adalah:

1. Konstruksi pelimpah mutlak diperlukan untuk menjaga keamanan konstruksi karena kolam retensi berada di badan sungai dimana semua konstruksinya akan menerima gaya yang berat ketika debit banjir datang. Dianjurkan untuk memakai

tipe pelimpah overflow yang dapat menghemat konstruksi karena tidak perlu membuat saluran pelimpah samping jika memakai pelimpah samping.

2. Dapat dibuatkan kolam penangkap sedimen di hulu pintu inlet sekaligus memasang trash rack di pintu inlet.
3. Pola operasi pintu inlet dan outlet ketika banjir dari hulu dan dari hilir datang sama dengan kolam retensi tipe pertama.

Fungsi lain dari kolam retensi adalah untuk menggantikan peran lahan resapan yang dijadikan lahan tertutup/perumahan/perkantoran maka fungsi resapan dapat digantikan dengan kolam retensi. Fungsi kolam ini adalah menampung air hujan langsung dan aliran dari sistem untuk diresapkan ke dalam tanah. Sehingga kolam retensi ini perlu ditempatkan pada bagian yang terendah dari lahan. Jumlah, volume, luas dan kedalaman kolam ini sangat tergantung dari berapa lahan yang dialihfungsikan menjadi kawasan permukiman.

$$V = (Q_t + Q_{t+1}) \cdot (T_t + T_{t+1}) \times 0.5 \times 60 \times 60 \dots\dots\dots (2-35)$$

Dengan :

$Q_t$  = Debit ( $m^3/dt$ )

$T_t$  = Waktu (jam)

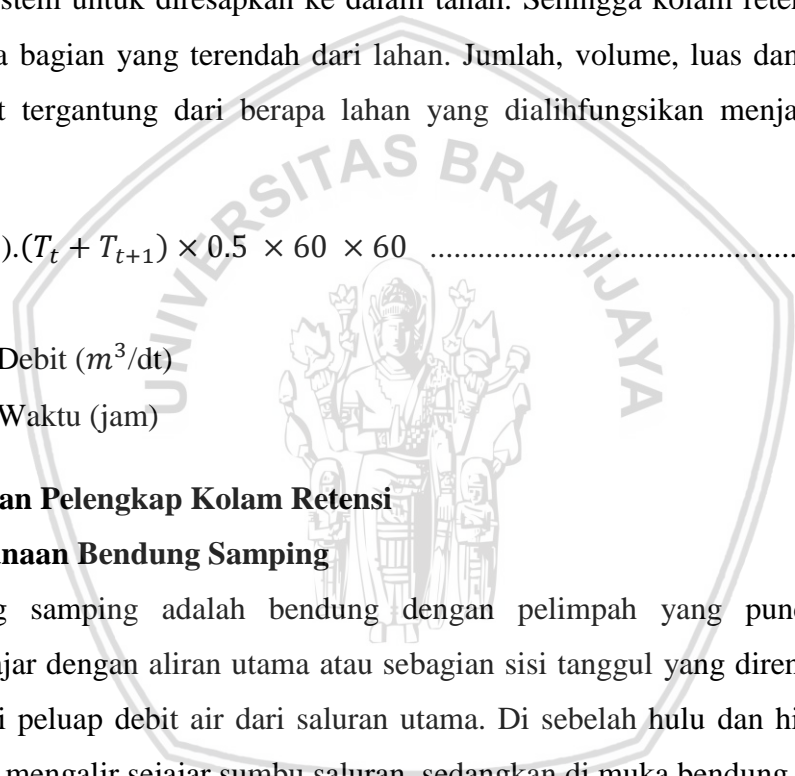
### 2.4.3 Bangunan Pelengkap Kolam Retensi

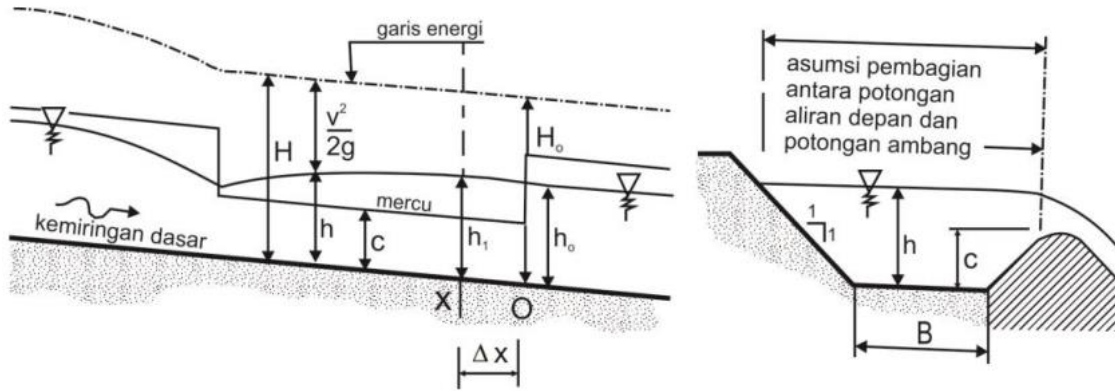
#### 2.4.3.1 Perencanaan Bendung Samping

Bendung samping adalah bendung dengan pelimpah yang puncak elevasi pelimpahnya sejajar dengan aliran utama atau sebagian sisi tanggul yang direndahkan dan berfungsi sebagai peluap debit air dari saluran utama. Di sebelah hulu dan hilir bendung samping air akan mengalir sejajar sumbu saluran, sedangkan di muka bendung sebagian air akan membelok dan mengalir tegak lurus pada sumbu saluran. Dengan demikian kapasitas dari saluran sebelah hulu  $Q_1$  berkurang menjadi  $Q_2$ , debit yang dialirkan keluar melalui bendung sebesar  $Q_w = Q_1 - Q_2$

#### 2.4.3.2 Bentuk Profil Bendung Samping

Metode ini didasarkan pada pemecahan masalah secara analitis yang diberikan oleh *De Marchi*





Gambar 2.1 Sketsa Saluran Dengan Pelimpah Samping

Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum ( 2013, p 176)

Dengan mengandaikan bahwa aliran adalah subkritis, panjang bangunan pelimpah dapat dihitung sebagai berikut:

1. Di dekat ujung bangunan pelimpah, kedalaman aliran  $h_0$  dan debit  $Q_0$  sama dengan kedalaman dan debit potongan saluran di belakang pelimpah. Tinggi energi di ujung pelimpah dapat dihitung dengan :

$$H_0 = h_0 + v_0^2/2g \dots\dots\dots (2-36)$$

2. Pada jarak  $\Delta x$  di ujung hulu dan hilir bangunan pelimpah tinggi energi juga  $H_0$ , karena sudah diandaikan bahwa tinggi energi di sepanjang pelimpah adalah konstan.

$$H_x = h_x + V_x^2/2g = h_x + Q_x^2 / 2g A_x^2 \dots\dots\dots (2-37)$$

Jika nilai  $h_0 = h_x$  menghasilkan

$$q_x = \mu \Delta x \sqrt{2g} (h_0 - c)^{3/2} \dots\dots\dots (2-38)$$

Koefisien debit  $\mu$  untuk mercu pelimpah harus diambil 5% lebih kecil daripada koefisien serupa untuk mercu yang tegak lurus terhadap aliran.

3. Setelah  $H_x$  dan  $Q_x$  ditentukan, kedalaman air  $h_{2x}$  dan debit  $Q_{2x}$  akan dihitung untuk suatu potongan pada jarak  $2\Delta x$  di depan ujung pelimpah dengan cara yang sama seperti yang dijelaskan pada no (2).  $Q_0$  dan  $h_0$  harus digantikan dengan  $Q_x$  dan  $h_x$  ; dalam langkah kedua ini  $Q_x$  dan  $h_x$  menjadi  $Q_{2x}$ ,  $q_{2x}$  dan  $h_{2x}$ .

Perhitungan-perhitungan ini harus diteruskan sampai  $Q_{nx}$  sama dengan debit banjir rencana potongan saluran dibagian hulu bangunan pelimpah samping. Panjang pelimpah adalah  $n\Delta x$  dan jumlah air lebih yang akan dilimpahkan adalah  $Q_{nx} - Q_0$ .



### 2.4.3.3 Pintu Keluaran (Outlet)

Pintu keluaran merupakan pintu yang berfungsi sebagai pengatur debit outflow yang keluar untuk mengeluarkan debit menuju saluran lain maupun kembali ke saluran utama ketika banjir telah mengalami penurunan (surut).

Pintu keluaran pada tampungan retarding basin umumnya menggunakan pintu tipe sluice gate dan pintu klep otomatis.

#### A. Pintu Air Sluice

Pintu air Sluice Gate terdiri dari dua jenis yaitu pintu air manual dan elektromekanik. Pintu air manual digunakan pada aliran bertekanan kecil dan untuk mengatur aliran air dengan membuka dan menutup pintu dilakukan dengan tenaga manusia.

Sedangkan pintu air elektro mekanik digunakan pada aliran air bertekanan lebih besar sehingga ukurannya lebih besar dan bahan yang digunakan umumnya berupa bahan yang kuat seperti baja. Pengoperasian pintu air elektromekanik dilakukan dengan bantuan tenaga mesin.

Berikut merupakan pertimbangan berdasarkan kelebihan dan kekurangan untuk pemilihan pintu sorong sebagai pintu keluaran debit outflow dari retarding basin. Adapun kelebihan dari pintu sorong adalah sebagai berikut.

1. Tinggi muka air di hulu dapat dikontrol dengan tepat,
2. Pintu bilas kuat dan sederhana, dan
3. Sedimen yang terangkut dapat melewati pintu bilas

Sedangkan beberapa kelemahan dari pintu sorong adalah potensi adanya bendabenda yang hanyut seperti sampah dapat tersangkut pada pintu yang dapat mengganggu kelancaran pengoperasian pintu. Namun hal ini dapat dihindari dengan pemeliharaan yang baik.

Berikut merupakan rumus perhitungan besarnya debit lepasan pada retarding basin dengan menggunakan sluice gate.

$$Q = k \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2gh_1} \dots\dots\dots (2-39)$$

Dengan:

Q = debit pelepasan (m<sup>3</sup>/dt)

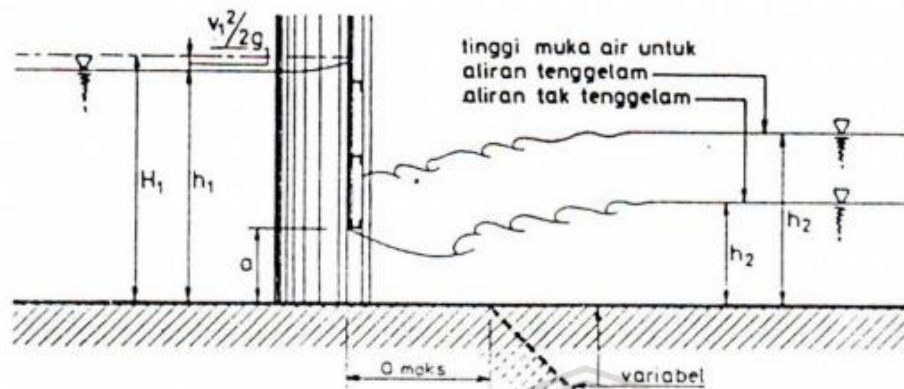
K = faktor aliran tenggelam (0,7)

μ = koefisien debit (0,9 – 1,3) dianggap aliran pada pintu merupakan aliran subkritis.

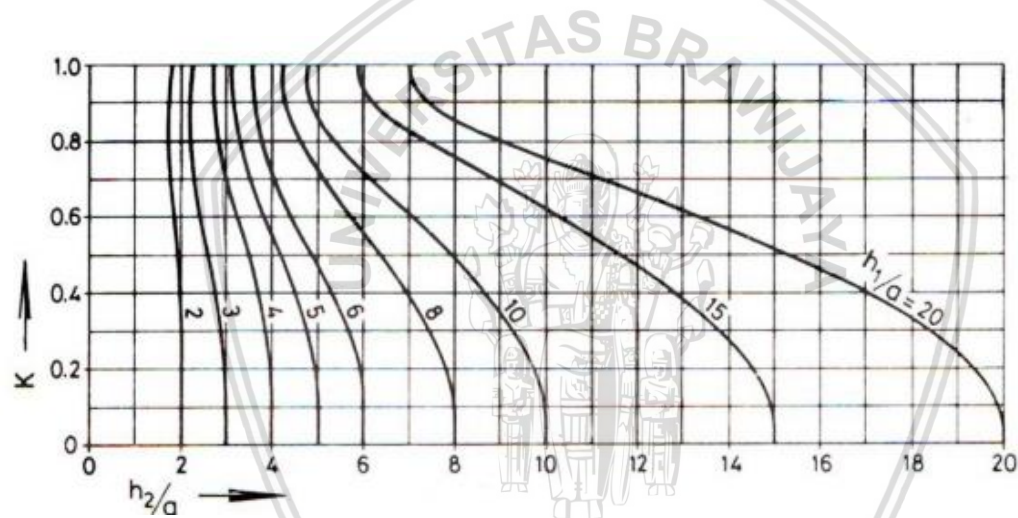
a = bukaan pintu (m)



- $b$  = lebar pintu (m)  
 $g$  = percepatan gravitasi ( $m/dt^2$ )  
 $h^1$  = tinggi muka air di hulu pintu di atas ambang (m)

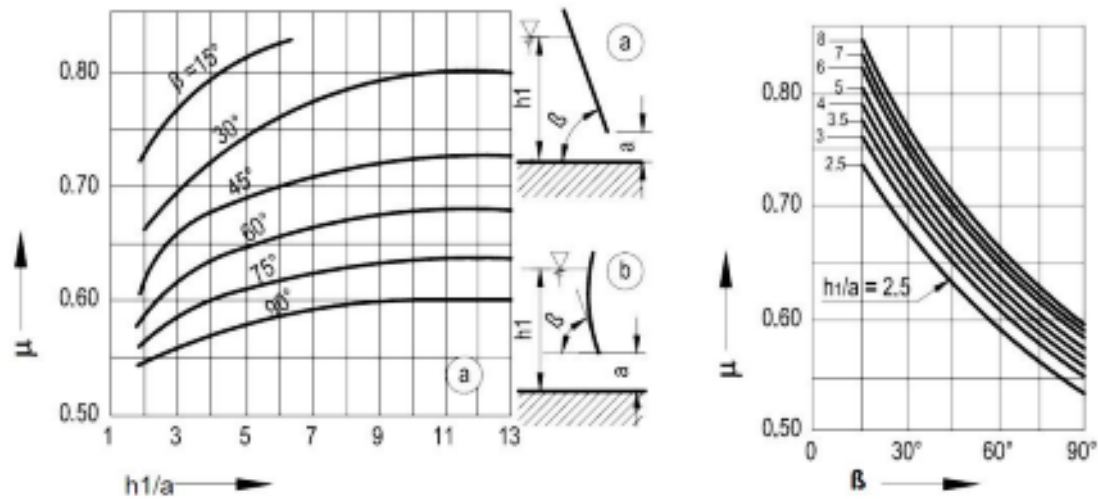


Gambar 2.2 Aliran Di Bawah Pintu Sorong Dengan Dasar Horizontal  
 Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum ( 2013, p 55)



Gambar 2.3 Koefisien K oleh Schmidt  
 Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum ( 2013, p 55).

Pintu sorong dan pintu radial dapat dihitung dengan menggunakan rumus (2-39) dengan koefisien diberikan pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Koefisien  $\mu$  untuk permukaan pintu datar atau lengkung  
 Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum (2013, p 56)

### B. Pintu Klep Otomatis

Pintu klep merupakan pintu air yang pengoperasiannya dilakukan secara otomatis dengan membuka dan menutupnya pintu pada setiap perubahan muka air baik di hulu maupun di hilir. Fungsi utama dari pintu air ini antara lain adalah sebagai berikut.

1. Dapat menahan aliran balik atau backwater
2. Mampu bekerja pada tinggi muka air (*head*) yang rendah.
3. Menunjang sistem tata air satu arah.
4. Pembuatan dan kontrol mutu seperti fabrikasi, pemasangan, operasional, dan pemeliharaan yang praktis dan efisien.

Pada umumnya bahan dari pintu klep otomatis ini menggunakan fiber resin. Berikut merupakan kelebihan pintu klep dari bahan fiber resin.

1. Tahan terhadap korosi
2. Bobot pintu (berat jenis yang relatif lebih kecil dibandingkan dari bahan lain).
3. Lebih tahan terhadap keretakan dibandingkan dengan bahan kayu.
4. Pembuatan dan control mutu lebih terjamin.
5. Mobilisasi dan transportasi relatif lebih rendah.
6. Pemasangan dan pengoperasian lebih mudah.
7. Kebocoran yang terjadi lebih kecil, sehingga mengurangi biaya pemeliharaan (*maintenance*)
8. Telah didukung oleh penguian di laboratorium dengan uji model fisik dan kekuatan bahan.

Sedangkan kekurangan kekurangan pintu klep dari bahan fiber resin antara lain sebagai berikut.

1. Dari segi kekuatan tekan, pintu dari bahan beton lebih kuat dibandingkan dengan pintu dari bahan fiber resin.
2. Dari segi harga pabrikasi, bahan fiber resin lebih mahal dari pada bahan kayu ataupun beton, terutama untuk produksi jumlah sedikit.

#### 2.4.3.4 Stasiun Pompa

Pompa adalah suatu peralatan mekanik yang memiliki fungsi untuk mengangkat atau mengalirkan zat cair dari tempat yang rendah ke tempat yang lebih tinggi. Pompa merupakan alat yang paling utama dalam proses pendistribusian air bersih. Oleh karena itu, pemilihan jenis pompa harus dilakukan sesuai dengan kondisi pemakaian guna memperlancar pendistribusian air bersih. Ada dua jenis pompa yang bisa di pilih, yaitu pompa poros mendatar dan poros tegak. Pemilihan dua jenis pompa tersebut didasarkan atas pertimbangan berikut ini (Haruo, 2000, p. 51) :

1. Jika tidak ada pembatasan-pembatasan pada kondisi pengisapan dan operasi pompa kecil atau sedang maka pompa berporos mendatar adalah lebih ekonomis.
2. Jika head isap statis cukup besar, atau pompa harus bekerja otomatis, maka pompa berporos tegak adalah lebih sesuai.
3. Jika pompa harus sering dibongkar pasang karena mutu air yang buruk atau sebab lain maka pompa berporos mendatar lebih menguntungkan.

Dalam merencanakan instalasi pompa, pemilihan jenis-jenis pompa juga harus dipertimbangkan berdasarkan kondisi instalasi dan akan ditampilkan pada Tabel 2.11 berikut ini.

Tabel 2.11

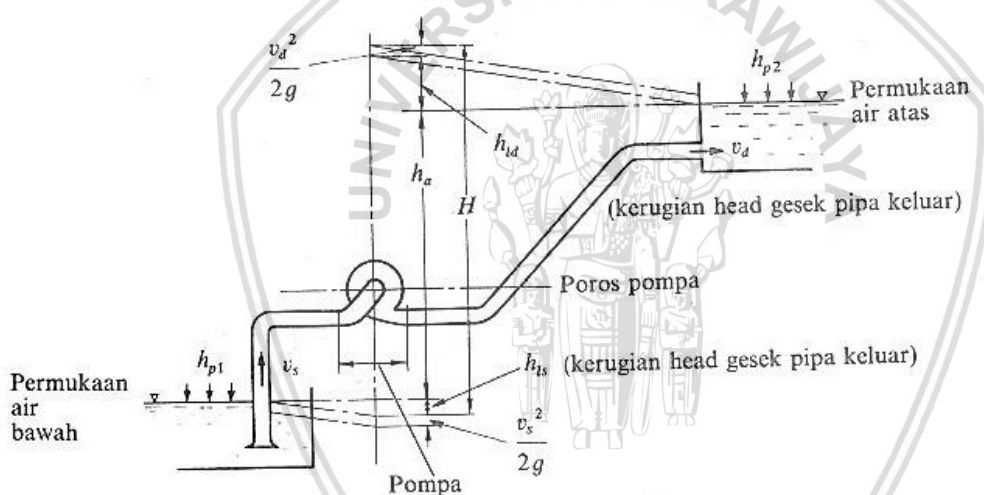
#### Pompa yang Sesuai Untuk Kondisi Pemakaian Tertentu

Kondisi pemakaian	Pompa yang sesuai
Untuk luas ruangan yang terbatas	Pompa tegak
Untuk sumur dalam	Pompa tegak jenis sumur dalam (deep well), dengan motor di atas atau di bawah pompa (submersible-motor)
Untuk fluktuasi yang besar pada air isap	Pompa tegak
Untuk ruang pompa yang dapat terendam air (terkena banjir)	Pompa tegak dengan rantai ganda

Lanjutan Tabel 2.11  
 Pompa yang Sesuai Untuk Kondisi Pemakaian Tertentu

Kondisi pemakaian	Pompa yang sesuai
Untuk memompa air limbah dan berlumpur. Untuk penguat (booster)	Pompa volut tegak jenis sumuran kering (dry pit). Pompa dengan laluan masuk dan keluar terletak sesumbu (inline), untuk ukuran kecil
untuk mencegah pengotoran air yang dipompa oleh minyak pelumas atau gemuk	Pompa volut mendatar atau pompa tegak dengan pelumas air
Untuk mengurangi kebisingan	Pompa dengan motor terendam, pompa tegak jenis tromol sumuran (untuk penguat)
Bila kebocoran ke luar pompa tidak diizinkan	pompa motor berselubung

Sumber : Haruo, (2000, p 51)



Gambar 2.5 Mekanisme Kerja Pompa

Sumber: Sularso (2000, p 27)

Untuk mengetahui total kehilangan tinggi pada pompa dapat menggunakan persamaan berikut ini:

$$H = h_a + \Delta h_p + h_1 + \frac{v_d^2}{2g} \dots \dots \dots (2-40)$$

dengan:

- H = Head total pompa (m)
- $h_a$  = Head statis total (m) atau perbedaan tinggi antara head isap dan head keluar
- $\Delta h_p$  = Perbedaan tekanan yang bekerja pada kedua permukaan air (m)
- $h_1$  = Kerugian head di pipa, katup, belokan, sambungan, dll.

Dalam pemilihan suatu pompa, terlebih dahulu harus diketahui kapasitas aliran serta head yang diperlukan untuk mengalirkan zat cair yang akan dipompa. Selain itu, agar pompa dapat bekerja tanpa mengalami kavitasi, kita perlu mengetahui tekanan minimum yang tersedia pada sisi masuk pompa yang terpasang. Data yang diperlukan dalam pemilihan pompa terdapat pada Tabel 2.12. berikut ini:

Tabel 2.12  
Data yang Diperlukan Untuk Pemilihan Pompa

No.	Data yang diperlukan	Keterangan
1	Kapasitas	Diperlukan juga keterangan mengenai kapasitas maksimum dan minimum.
2	Kondisi isap	Tinggi isap dari permukaan air isap ke level pompa. Tinggi fluktuasi permukaan air isap. Tekanan yang bekerja pada permukaan air isap. Kondisi pipa isap.
3	Kondisi keluar	Tinggi permukaan air keluar ke level pompa. Tinggi fluktuasi permukaan air keluar. Besarnya tekanan pada permukaan air keluar. Kondisi pipa keluar.
4	Head total pompa	Harus ditentukan berdasarkan kondisi-kondisi diatas.
5	Jenis zat cair	Air tawar, air laut, minyak, zat cair khusus (zat kimia), temperatur, berat jenis, viskositas, kandungan zat padat, dll.
6	Jumlah pompa	
7	Kondisi kerja	Kerja terus-menerus, terputus-putus, jumlah jam kerja seluruhnya dalam setahun.
8	Penggerak	Motor listrik, motor bakar torak, turbin uap.
9	Poros tegak atau mendatar	hal ini kadang-kadang ditentukan oleh pabrik pompa yang bersangkutan berdasarkan instalasinya.
10	Tempat instalasi	Pembatasan-pembatasan pada ruang instalasi, ketinggian di atas permukaan laut, di luar atau di dalam gedung, fluktuasi temperatur.
11	Lain-lain	

Sumber : Haruo, (2000, p. 51)

#### 2.4.3.4.1 Kehilangan Tinggi Tekan Mayor (*Major Losses*)

Tegangan geser yang terjadi pada dinding pipa merupakan penyebab utama menurunnya garis energi pada suatu aliran (*major losses*). Selain itu bergantung juga pada jenis pipa. Ada beberapa teori dan formula untuk menghitung besarnya kehilangan tinggi tekan mayor ini yaitu dengan *Hazen-Williams*, *Darcy-Weisbach*, *Manning*, *Chezy*, *Colebrook-White* dan *Swamme-Jain*. Adapun besarnya kehilangan tinggi tekan mayor dalam kajian ini dihitung dengan persamaan *Hazen-Williams* (Priyantoro, 1991, p.21):

$$Q = 0,85 \cdot C_{hw} \cdot A \cdot R^{0,63} \cdot S^{0,54} \dots\dots\dots (2-41)$$

$$V = 0,85 \cdot C_{hw} \cdot R^{0,63} \cdot S^{0,54} \dots\dots\dots (2-42)$$

dengan:

V = kecepatan aliran pada pipa (m/det)

$C_{hw}$  = koefisien kekasaran pipa menurut *Hazen-Williams* (Tabel 2.13)

A = luas penampang aliran (m<sup>2</sup>)

Q = debit aliran pada pipa (m<sup>3</sup>/det)

S = kemiringan hidraulik

$$= h_f / L$$

R = jari-jari hidraulik (m)

$$= \frac{A}{P}$$

Untuk  $Q = V / A$ , didapatkan persamaan kehilangan tinggi tekan mayor menurut *Hazen-Williams* sebesar

$$h_f = k \cdot Q^{1,85} \dots\dots\dots (2-43)$$

$$k = \frac{10,7 L}{C_{hw}^{1,85} \cdot D^{4,87}} \dots\dots\dots (2-44)$$

dengan:

$h_f$  = kehilangan tinggi tekan mayor (m)

D = diameter pipa (m)

k = koefisien karakteristik pipa (m)

L = panjang pipa (m)

Q = debit aliran pada pipa (m<sup>3</sup>/det)

$C_{hw}$  = koefisien kekasaran *Hazen-Williams*

Tabel 2.13  
Koefisien Kekasaran Pipa *Hazen-Williams* ( $C_{hw}$ )

<i>Pipe Materials</i>	$C_{hw}$
<i>Asbestos Cement</i>	140
<i>Brass</i>	130-140
<i>Brick sewer</i>	100
<i>Cast Iron</i>	
<i>New Unlined</i>	130
<i>10 years old</i>	107-113
<i>20 years old</i>	89-100
<i>30 years old</i>	75-90
<i>40 years old</i>	64-83
<i>Concrete or concrete line</i>	
<i>Steel forms</i>	140
<i>Wooden forms</i>	120
<i>Centrifugally spun</i>	135
<i>Copper</i>	130-140
<i>Galvanized iron</i>	120
<i>Glass</i>	140
<i>Lead</i>	130-140
<i>Plastic (PVC)</i>	140-150
<i>Steel</i>	
<i>Coal-tarenamel lined</i>	145-150
<i>New unlined</i>	140-150
<i>Riveted</i>	110
<i>Tin</i>	130
<i>Virified clay</i>	110-140
<i>Wood stave</i>	120

Sumber: Priyantoro (1991, p. 20)

Adapun penggunaan metode *Hazen-Williams* ini disebabkan karena metode *Hazen-Williams* ini adalah metode yang paling sering digunakan oleh para teknisi dalam merencanakan sistem perpipaan (Priyantoro 1991, p.20). Selain itu, penentuan nilai koefisien kekasaran pada masing-masing bahan pipa juga lebih mudah karena tidak dalam

bentuk grafik seperti pada metode lainnya sehingga kesalahan dalam penentuan angka kekasaran dapat diminimalisir.

#### 2.4.3.4.2 Kehilangan Tinggi Tekan Minor (*Minor Losses*)

Faktor lain yang juga ikut menambah besarnya kehilangan tinggi tekan pada suatu aliran adalah kehilangan tinggi tekan minor. Kehilangan energi minor diakibatkan oleh perubahan penampang pipa sambungan, belokan, dan katup. Kehilangan tenaga akibat gesekan pada pipa panjang biasanya jauh lebih besar daripada kehilangan tenaga sekunder, sehingga pada keadaan tersebut biasanya kehilangan tenaga sekunder diabaikan. Pada pipa pendek kehilangan tenaga harus diperhitungkan. Apabila kehilangan tenaga sekunder kurang dari 5% dari kehilangan tenaga akibat gesekan maka kehilangan tersebut dapat diabaikan (Joko, 2010, p.29). Besarnya nilai koefisien  $K$  sangat beragam, tergantung dari bentuk fisik pengecilan, pembesaran, belokan, dan katup. Namun nilai  $K$  ini masih merupakan pendekatan karena dipengaruhi bahan, kehalusan sambungan, dan unsur sambungan dari pipa.

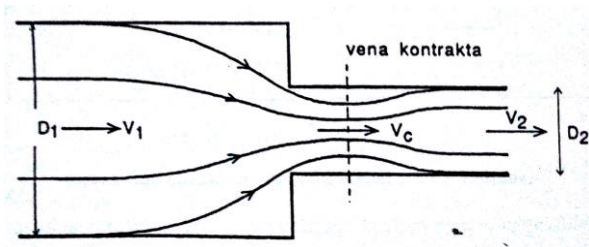
##### a. Kehilangan Tinggi akibat Pengecilan Tiba-Tiba

Persamaan umum untuk menghitung besarnya kehilangan tinggi tekan minor dikarenakan pengecilan tiba-tiba dapat ditulis dengan persamaan dibawah ini (Priyantoro, 1991, p. 27):

$$h_{Lm} = K \cdot \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (2-45)$$

dengan:

- $h_{lm}$  = kehilangan tinggi tekan minor (m)
- $K$  = koefisien kontraksi
- $v$  = kecepatan rata-rata pada pipa (m/det)
- $g$  = percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)



Gambar 2.6 Pengecilan Pipa  
Sumber: Triatmodjo (2003, p. 61)



Tabel 2.14  
 Nilai Koefisien Kontraksi K akibat Pengecilan Tiba-Tiba

Velocity in Smaller Pipe V (m/detik)	Ratio of Smaller to Larger Pipe Diameters, $D_2 / D_1$									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1	0,49	0,49	0,48	0,45	0,42	0,38	0,28	0,18	0,07	0,03
2	0,48	0,48	0,47	0,44	0,41	0,37	0,28	0,18	0,09	0,04
3	0,47	0,46	0,45	0,43	0,40	0,36	0,28	0,18	0,10	0,04
6	0,44	0,43	0,42	0,40	0,37	0,33	0,27	0,19	0,11	0,05
12	0,38	0,36	0,35	0,33	0,31	0,29	0,25	0,20	0,13	0,06

Sumber: Priyantoro (1991, p. 27)

b. Kehilangan Tinggi akibat Pengecilan Berangsur-Angsur

Perubahan antar pipa dihubungkan oleh sebuah pipa transisi seperti halnya pipa *confuser*. Sehingga persamaan kehilangan tinggi pada saat tersebut dapat dirumuskan sebagai berikut (Priyantoro, 1991, p. 28):

$$h_{Lm} = \frac{K}{2g} (v_1^2 - v_2^2) \dots \dots \dots (2-46)$$

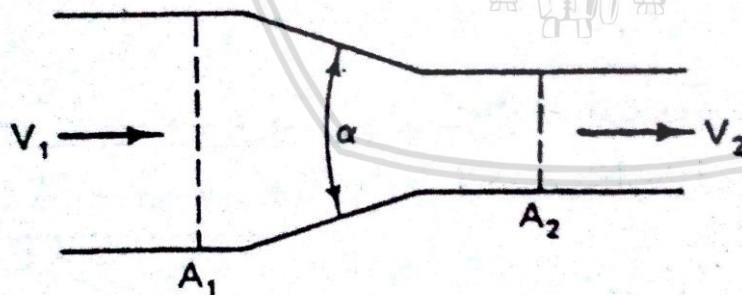
dengan:

$h_{Lm}$  = kehilangan tinggi tekan minor (m)

K = koefisien kontraksi

v = kecepatan rata-rata pada pipa (m/det)

g = percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)



Gambar 2.7 Pengecilan Pipa Secara Berangsur-Angsur

Sumber: Triatmodjo (2003, p. 63)

Nilai K untuk pengecilan di atas yang berdasarkan sudut adalah sebagai berikut:

Tabel 2.15  
 Nilai Koefisien Kontraksi K berdasarkan Sudut Pengecilan

$\alpha$	10°	20°	30°	40°
K	0,20	0,28	0,32	0,35

Sumber: Priyantoro (1991, p. 28)

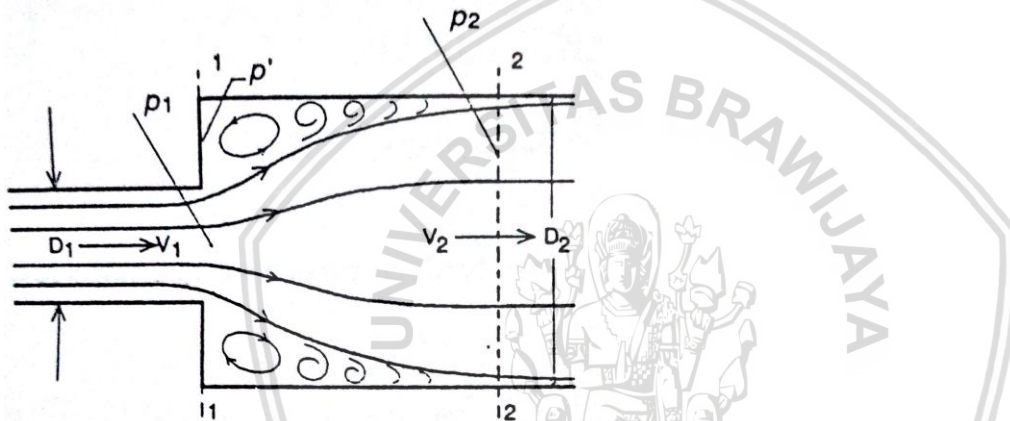
c. Kehilangan Tinggi akibat Pembesaran Tiba-Tiba

Dalam kasus ini terjadi perubahan pada diameter pipa dari lebih kecil menjadi lebih besar secara langsung. Perhitungan kehilangan tinggi tekannya dapat dituliskan sebagai berikut (Priyantoro, 1991, p. 29):

$$h_{Lm} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \dots\dots\dots (2-47)$$

dengan:

- $h_{Lm}$  = kehilangan tinggi tekan minor (m)
- $v$  = kecepatan rata-rata pada pipa (m/det)
- $g$  = percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)



Gambar 2.8 Pembesaran Pipa  
 Sumber: Triatmodjo (2003, p. 59)

d. Kehilangan Tinggi akibat Pembesaran Berangsur-Angsur

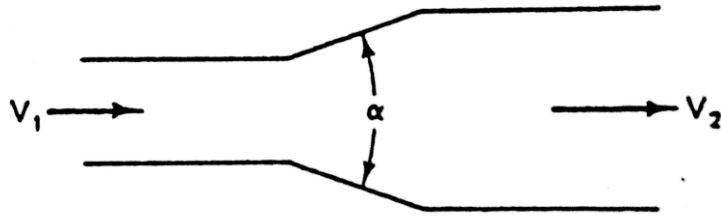
Perubahan dalam pipa ini dihubungkan dengan bagian transmisi seperti halnya pipa confusor. Persamaan yang dipakai adalah sebagai berikut (Priyantoro, 1991, p. 30):

$$h_{Lm} = K \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2g} \dots\dots\dots (2-48)$$

dengan:

- $h_{Lm}$  = kehilangan tinggi tekan minor (m)
- $K$  = koefisien kontraksi
- $v$  = kecepatan rata-rata pada pipa (m/det)
- $g$  = percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)





Gambar 2.9 Pembesaran Pipa Secara Berangsur-Angsur  
Sumber: Triatmodjo (2003, p.61)

Nilai  $K$  untuk pembesaran di atas yang berdasarkan sudut adalah sebagai berikut:

Tabel 2.16

Nilai Koefisien Kontraksi  $K$  berdasarkan Sudut Pembesaran

$\alpha$	10°	20°	30°	40°
$K$	0,39	0,80	1,00	1,06

Sumber: Priyantoro (1991, p. 30)

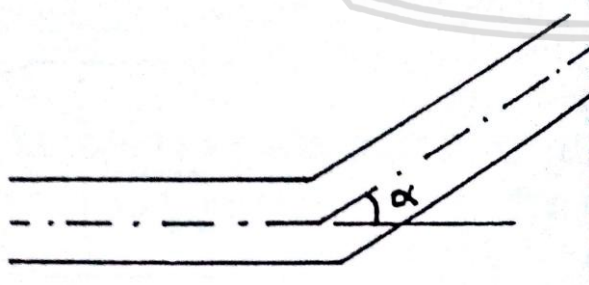
e. Kehilangan Tinggi akibat Belokan

Kehilangan tinggi pada belokan tergantung pada sudut belokan pipa. Rumus kehilangan tinggi yang dipakai dalam belokan adalah serupa dengan rumus pada perubahan penampang (Priyantoro, 1991, p. 27):

$$h_{Lm} = K \cdot \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2-49)$$

dengan:

- $h_{Lm}$  = kehilangan tinggi tekan minor (m)
- $K$  = koefisien kontraksi
- $v$  = kecepatan rata-rata pada pipa (m/det)
- $g$  = percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)



Gambar 2.10 Belokan pada Pipa  
Sumber: Triatmodjo (2003, p. 64)

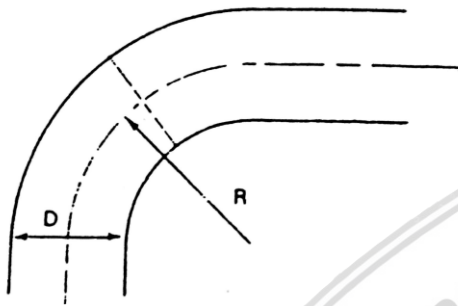
Nilai  $K$  pada rumus di atas bergantung pada besaran sudut yang dipakai.

Tabel 2.17  
 Nilai Koefisien Kontraksi  $K$  sebagai fungsi Sudut Belokan

$\alpha$	20°	40°	60°	80°	90°
$K$	0,05	0,14	0,36	0,74	0,98

Sumber: Triatmodjo (2003, p. 64)

Untuk sudut belokan 90° dan dengan belokan halus (berangsur-angsur), kehilangan tenaga bergantung pada perbandingan antara jari-jari belokan dan diameter pipa. Nilai  $K$  untuk berbagai nilai  $R/D$  adalah:



Gambar 2.11 Belokan pada Pipa dengan Sudut 90°

Sumber: Triatmodjo (2003, p. 64)

Tabel 2.18  
 Koefisien  $K$  sebagai fungsi  $R/D$

$R/D$	1	2	4	6	10	16	20
$K$	0,35	0,19	0,17	0,22	0,32	0,38	0,42

Sumber: Triatmodjo (2003, p. 64)

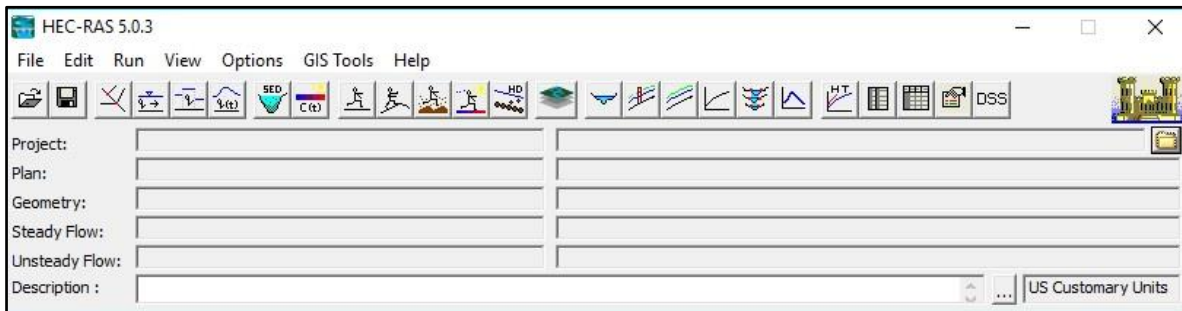
#### 2.4.4 Analisa Profil Aliran Menggunakan HEC-RAS

Elevasi muka air pada sungai perlu dianalisis untuk mengetahui sisi mana yang terjadi luapan dan hambatan pada alur sungai, sehingga dapat ditentukan dimensi dari perbaikan sungai. Analisa Hidrolika pada studi ini dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak HEC-RAS 5.0, perangkat lunak ini merupakan salah satu program yang digunakan untuk menentukan profil aliran sungai berdasarkan debit rancangan dengan periode ulang tertentu atau yang direncanakan. HEC-RAS adalah perangkat lunak yang dikembangkan oleh Bill S. Eichert dari *The Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers*. Input Data, ada 2 bagian input data yaitu :

- Data geometri, yaitu trase sungai dan potongan melintang sungai.
- Data aliran adalah data debit yang dihitung berdasarkan analisa hidrologi.

Tampilan utama menu Program HEC-RAS yang berbasis windows memberikan fasilitas input, proses dan output data. Fasilitas input terdiri dari atas 3 (tiga) bagian yaitu *Geometri data, Steady Flow Data dan Unsteady Flow Data*, sedangkan output terbagi

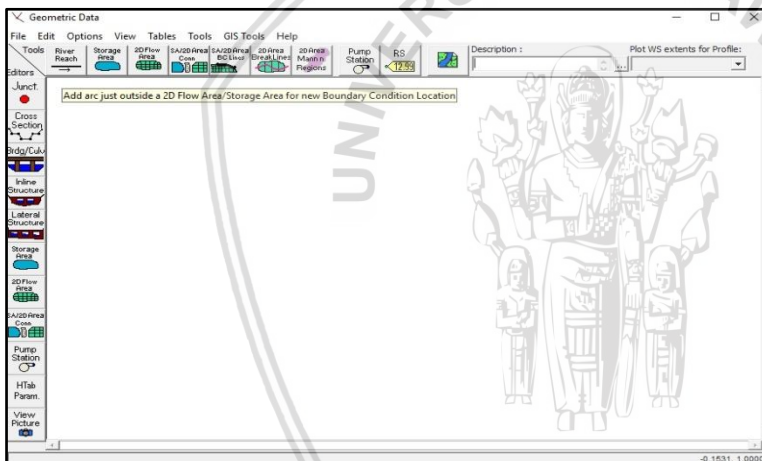
menjadi beberapa bagian *View Cross Section, View Profil, Rating Curve View, 3D Multiple Cross Section dan Profile Table*.



Gambar 2.12 Tampilan Utama Program HEC-RAS

Sumber : Program Hec-Ras 5.0.3

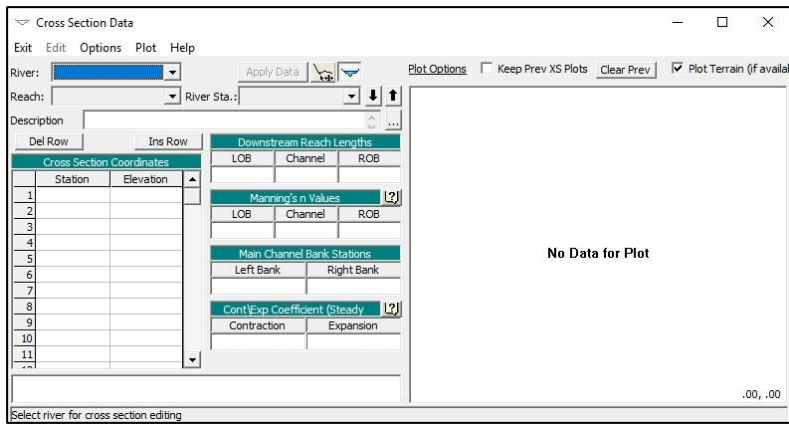
Untuk memasukan data geometri dapat dilakukan secara langsung menggambar dalam tampilan menu Geometrik data atau dengan memasukan data koordinat x,y setiap section trase sungai. Sungai dapat dibagi menjadi beberapa ruas sungai yang dihubungkan dengan Junction.



Gambar 2.13 Tampilan Menu Geomatic Data

Sumber : Program Hec-Ras 5.0.3

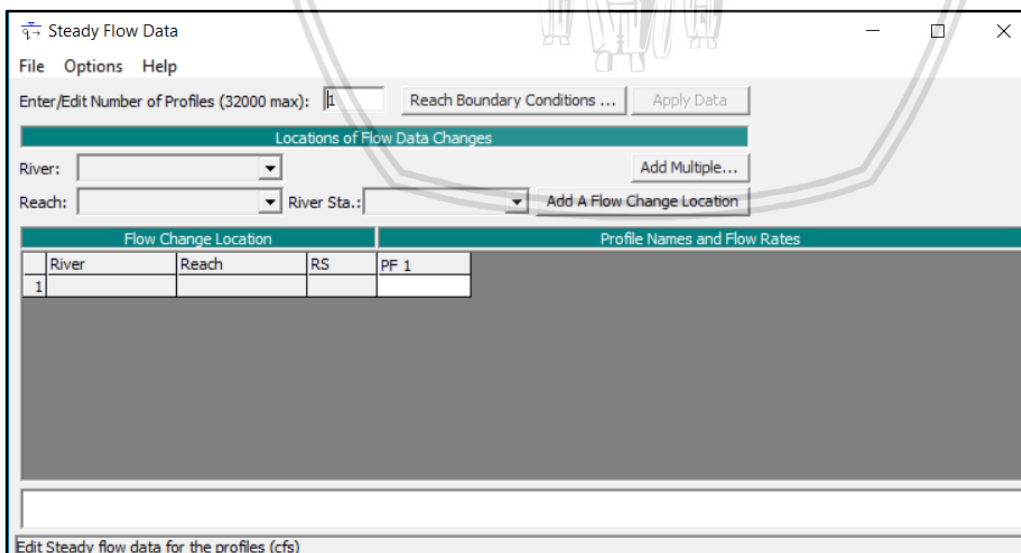
Penampang sungai dibagi menjadi 3 (tiga) daerah utama yaitu *tanggul kiri (Left of Bank, LOB), Sungai (Channel), dan Tanggul kanan (Right of Bank, ROB)*. Data karakteristik penampang adalah jarak antar penampang dan koefisien Manning, karakteristik lain yang perlu dimasukan adalah batas kanan – kiri sungai, koefisien kontraksi dan koefisien ekspansi. Tampilan input data penampang melintang (*cross section*) dapat dilihat pada Gambar 2.14



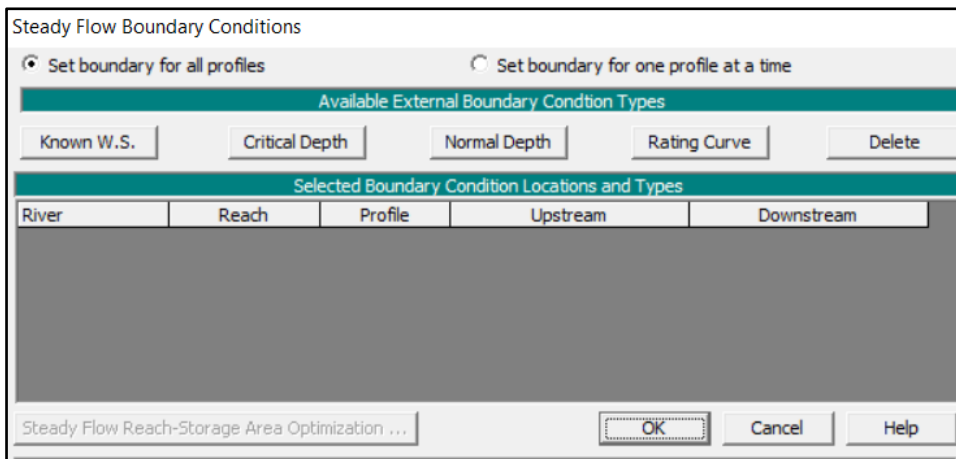
Gambar 2.14 Tampilan Input Data Penampang Melintang  
Sumber : Program Hec-Ras 5.0.3

Untuk memasukan data debit pada kondisi aliran tidak tetap (*unsteady flow*) dapat dilakukan dengan menggunakan tampilan menu *unsteady flow data*. Data yang perlu dimasukan dalam menu ini adalah nama-nama sungai beserta ruasnya (*reach*), letak posisi station yang berfungsi sebagai Junction, dan data debit masing-masing ruas sungai.

Karakteristik dari *Boundary Conditions* dimasukan melalui menu *Boundary Conditions* (Gambar 2.17) yang ditampilkan dengan cara klik pada tombol *Reach Boundary Condition*. Pada menu ini terdapat fasilitas untuk memasukan hubungan antara Junction setiap sungai, juga terdapat kondisi batas dibagian hilir. Ada beberapa pilihan kondisi batas yaitu : kondisi muka air pada salah satu section, kedalaman kritis, kedalaman normal, dan *rating curve*.



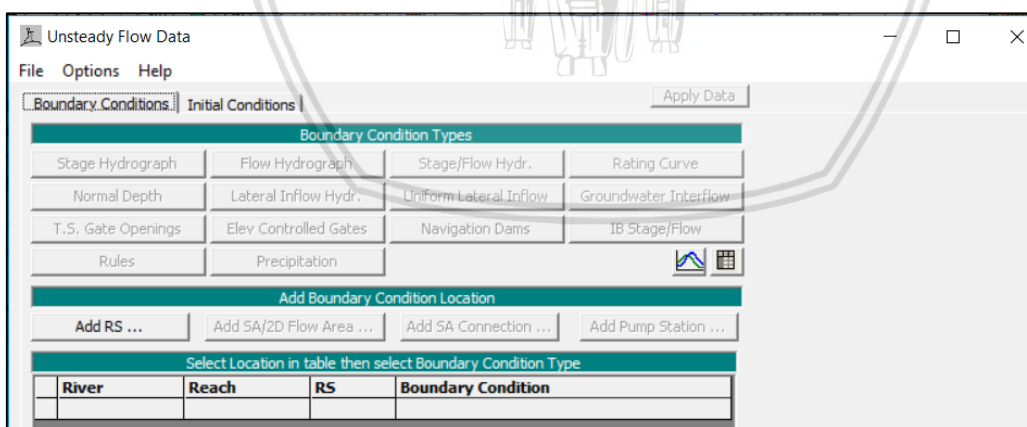
Gambar 2.15 Tampilan Menu Input Data Aliran Tetap  
Sumber : Program Hec-Ras 5.0.3



Gambar 2.16 Tampilan Menu Input Data Kondisi Batas  
Sumber : Program Hec-Ras 5.0.3

#### 2.4.4.1 Aliran Tidak Tetap (*Unsteady Flow*) pada Saluran Terbuka

Aliran tidak tetap digolongkan kedalam dua jenis, yakni aliran tidak tetap berubah lambat laun (*gradually varied unsteady flow*) dan berubah tiba-tiba (*rapidly varied unsteady flow*). Pada jenis aliran yang pertama terdapat kurva yang menggambarkan profil gelombang translator, yaitu gelombang gravitasi yang merambat pada saluran terbuka dan menyebabkan gerak butir-butir air sejajar arah aliran di sepanjang jarak tertentu, besarnya menengah dan perubahan kedalaman berlangsung secara perlahan-lahan. Dan pada aliran yang jenis kedua, terdapat kurva yang menggambarkan profil gelombang sangat besar dan pada permukaan profilnya benar-benar diskontinyu.



Gambar 2.17 Tampilan Menu Input Data Aliran Tetap  
Sumber : Program Hec-Ras 5.0.3

Persamaan kontinuitas aliran tidak tetap dapat disusun berdasarkan konservasi massa pada suatu ruang kecil diantara dua buah penampang pada saluran. Berikut persamaan kontinuitas untuk aliran tidak tetap (*unsteady flow*).

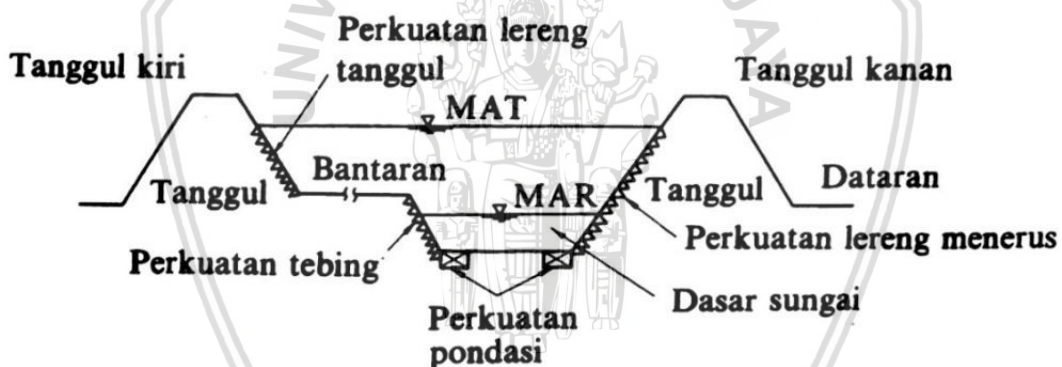
$$\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + T dx \left(\frac{\partial y}{\partial t}\right) dt = \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + dx \left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dt = 0 \dots \dots \dots (2-50)$$

Dengan :

- $\frac{\partial Q}{\partial x}$  = perubahan debit terhadap jarak ( $m^3/dt$ )  
 $\frac{\partial y}{\partial t}$  = perubahan kedalaman terhadap waktu (m)  
 $dt$  = perubahan debit yang melalui ruang dalam waktu  
 $T dx$  = perubahan simpanan saaluran pada ruang dalam waktu

### 2.4.5 Revetment

Perkuatan lereng (*revetment*) adalah bangunan yang ditempatkan pada permukaan suatu lereng guna melindungi suatu tebing alur sungai atau permukaan lereng tanggul dan secara keseluruhan berperan meningkatkan stabilitas alur sungai atau tubuh tanggul yang dilindunginya.



Gambar 2.18 Perkuatan Lereng  
 Sumber: Sosrodarsono (1985, p. 121)

Ada pula klasifikasi dan konstruksi untuk perkuatan lereng:

- Klasifikasi berdasarkan lokasi

Perkuatan lereng dapat dibedakan dalam 3 jenis, yaitu perkuatan lereng tanggul (*Levee Revetment*), perkuatan tebing sungai (*low water reventment*) dan perkuatan lereng menerus (*high water revetment*)

- a. Perkuatan Lereng Tanggul

Dibangun pada permukaan lereng tanggul guna melindunginya terhadap gerusan arus sungai dan konstruksi yang kuat perlu dibuat pada tanggul-tanggul yang sangat dekat dengan tebis alur sungai apabila diperkirakan terjadi pukulan air (*Water Hammer*).



b. Perkuatan Tebing Sungai

Perkuatan semacam ini diadakan pada tebing alur sungai, guna melindungi tebing tersebut terhadap gerusan arus sungai dan mencegah proses meander pada alur sungai

c. Perkuatan Lereng Menerus

Perkuatan lereng menerus dibangun pada lereng tanggul dan tebing sungai secara menerus (pada bagian sungai yang tidak ada bantarannya).

Pada permukaan tanah yang tidak horizontal, komponen gravitasi cenderung untuk menggerakkan tanah ke bawah. Jika komponen gravitasi sedemikian besar sehingga perlawanan terhadap geseran yang dapat dikerahkan oleh tanah pada bidang longsornya terlampaui, maka akan terjadi kelongsoran lereng. Analisis stabilitas lereng pada permukaan tanah yang miring disebut analisis stabilitas lereng. Kelongsoran lereng alam dapat terjadi dari hal-hal sebagai berikut

1. Penambahan beban pada lereng. Tambahan beban lereng dapat berupa bangunan baru, tambahan beban oleh air yang masuk ke pori-pori tanah maupun yang meggenang di permukaan tanah dan beban dinamis oleh tumbuh-tumbuhan yang tertiuip angin dan lain-lain
2. Penggalian atau pemotongan tanah pada kaki lereng
3. Penggalian yang mempertajam kemiringan lereng
4. Perubahan posisi muka air secara cepat (*rapid drawdown*)
5. Kenaikan tekanan lateral oleh air (air yang mengisi retakan akan mendorong tanah kearah lateral)
6. Gempa bumi
7. Penurunan tahanan geser tanah pembentuk lereng akibat kenaikan kadar air, kenaikan tekanan air pori, tekanan rembesan oleh genangan air di dalam tanah, tanah pada lereng mengandung lempung yang mudah kembang susut dan lain-lain.



Halaman ini sengaja dikosongkan



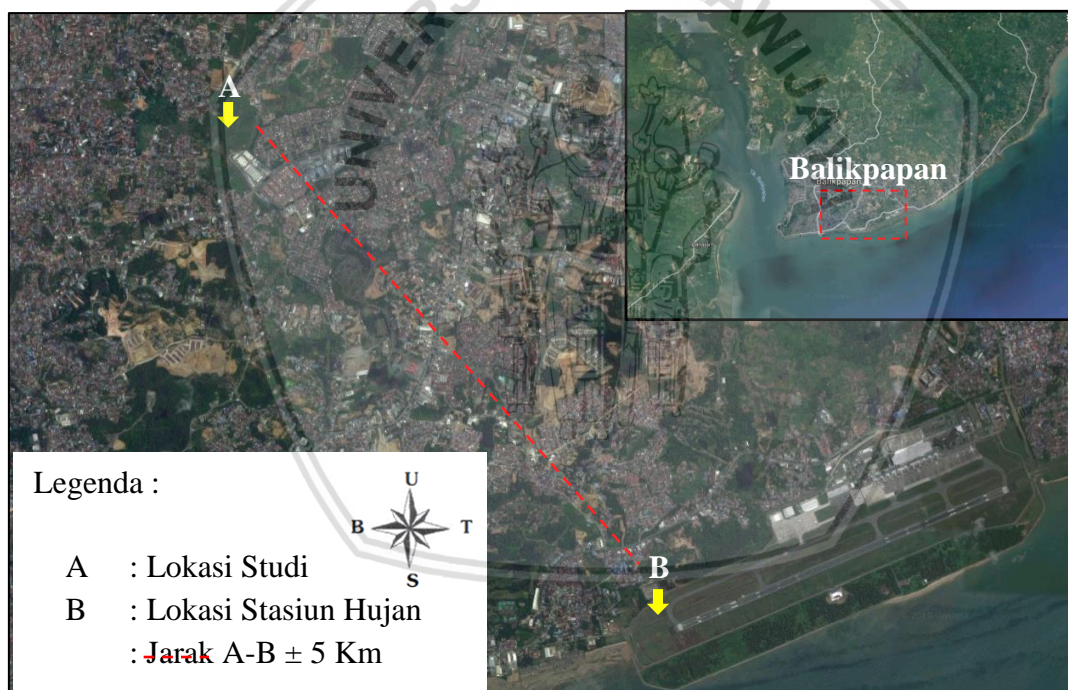
## BAB III

### METEDOLOGI PERENCANAAN

#### 3.1. Deskripsi Daerah Studi

Kota Balikpapan dengan luas 503,30 Km<sup>2</sup> menurut letak geografinya berada pada posisi 1° LS - 11° LS dan diantara 116° 50' BT - 117° 5' BT, dengan batas-batas sebagai berikut :

- Sebelah utara berbatasan dengan Kabupaten Kutai Kertanegara
- Sebelah selatan berbatasan dengan Selat Makasar
- Sebelah timur berbatasan dengan Kabupaten Kutai Kertanegara
- Sebelah barat berbatasan dengan Kabupaten Penajam Paser Utara

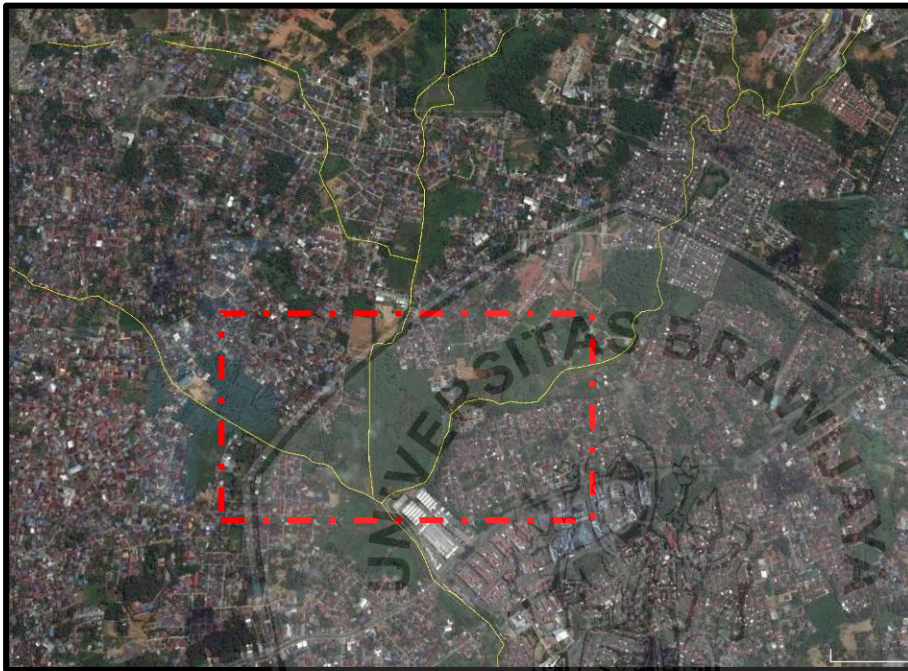


Gambar 3.1 Denah Lokasi Studi dan Lokasi Stasiun Hujan

Kota Balikpapan terdiri atas 6 (enam) kecamatan dan 34 kelurahan. Enam kecamatan tersebut adalah Balikpapan Selatan, Balikpapan Timur, Balikpapan Utara, Balikpapan Tengah, Balikpapan Barat dan Balikpapan Kota. Rencana pembangunan terletak di percabangan Sungai Ampal yang berada di dekat Pasar Segar, Kecamatan Balikpapan Utara.

Kecamatan Balikpapan Utara memiliki luas wilayah 132,16 Km<sup>2</sup>, dengan batas-batas sebagai berikut :

- Sebelah utara berbatasan dengan Kabupaten Kutai Kertanegara
- Sebelah selatan berbatasan dengan Kecamatan Balikpapan Tengah
- Sebelah timur berbatasan dengan Kecamatan Balikpapan Timur
- Sebelah barat berbatasan dengan Kecamatan Balikpapan Barat



Gambar 3.2 Rencana Lokasi Pekerjaan

Kecamatan Balikpapan Utara memiliki wilayah darat seluas 132,1662 km<sup>2</sup> dan tidak memiliki wilayah perairan. Kecamatan ini memiliki 6 (enam) kelurahan yaitu Kelurahan Gunung Samarinda, Kelurahan Muara Rapak, Kelurahan Batu Ampar, Kelurahan Karang Joang, Kelurahan Gunung Samarinda Baru, Kelurahan Graha Indah.

### 3.1.1. Kondisi Topografi Daerah Aliran Sungai

Berdasarkan kemiringan dan ketinggian dari permukaan laut, kondisi topografi Kota Balikpapan sangat beragam, terdiri dari wilayah pantai pada ketinggian 0 meter dan wilayah berbukit dengan ketinggian sampai 100 meter di atas permukaan laut. Sebagian besar wilayah Kota Balikpapan yaitu 30.565 Ha mempunyai kelas kemiringan antara 15% sampai 40%.

Ditinjau dari ketinggian, Kota Balikpapan berada pada ketinggian 0 – 100 m yang dapat dikelompokkan menjadi tiga kelompok ketinggian yaitu : ketinggian antara 0 – 7 m seluas 14,2 %, antara 7 – 25 m seluas 32,3 %, dan ketinggian lebih besar dari 25 – 100 m seluas 53,5 %.

Dilihat dari topografinya, kemiringan dan ketinggian permukaan tanah dari permukaan air laut sangat beragam. Mulai yang terendah dari wilayah pantai dengan ketinggian 0 m sampai dengan wilayah berbukit dengan ketinggian 100 m dpl. Dominasi wilayah berbukit membuat sebagian besar wilayah 42,33% mempunyai kelas kemiringan antara 15% sampai dengan 40% yang rawan tanah longsor.

### **3.1.2. Kondisi Hidrologi**

Potensi hidrologi yang terdapat di Kota Balikpapan meliputi air tanah dan air permukaan (sungai). Potensi air tanah di Kota Balikpapan termasuk dalam klasifikasi cukup baik. Sesuai dengan kondisi topografi dan fisiografi wilayah yang berbukit, menyebabkan pola aliran air tanah yang terbentuk mengalir dari arah wilayah bagian utara menuju ke arah wilayah bagian selatan kota.

Pada perencanaan dalam studi ini menggunakan stasiun hujan BMKG yang berada pada Bandar Udara Sepinggian dengan jarak lebih kurang 5 kilometer dari lokasi studi. Hal ini dilakukan dikarenakan stasiun hujan tersebut memiliki kelengkapan data yang mencukupi. Perkembangan permukiman ke daerah hulu pada bantaran sungai menyebabkan berkurangnya lahan yang berfungsi sebagai daerah resapan, dan sebagai dampaknya timbul masalah banjir seperti yang terjadi di Sungai Ampal.



### **3.1.3. Kondisi Sungai**

Kondisi umum saluran/sungai yang ada di Balikpapan adalah sebagai berikut

1. Sungai-sungai yang ada di wilayah Kota Balikpapan difungsikan sebagai pembuangan akhir sistem drainase, sebagai saluran primer atau saluran sekunder.
2. Secara umum dapat dikatakan bahwa sistem drainase kota belum memadai ditinjau dari segi jumlah (panjang) saluran yang dibutuhkan, kapasitas saluran dan kondisi salurannya. Berikut adalah pemaparan dari saluran yang berada pada lokasi studi :

Tabel 3.1

Kondisi saluran pada lokasi studi

Nama Saluran	Dokumentasi	Keterangan	Nilai n (Manning)
Saluran Depsos Bawah		Kondisi eksisting saluran masih berupa saluran alam sehingga terdapat sedimentasi yang cukup banyak dalam perencanaan akan dilakukan normalisasi saluran dan direncanakan menggunakan beton sebagai dinding saluran.	0.02
Saluran Straat III		Kondisi eksisting saluran masih berupa saluran alam sehingga terdapat sedimentasi dan vegetasi yang cukup banyak dalam perencanaan akan dilakukan normalisasi saluran dan direncanakan menggunakan beton sebagai dinding saluran.	0.02
Saluran Sumberejo		Kondisi eksisting saluran berupa saluran yang di lapisi pada bagian dinding dalam perencanaan akan dilakukan normalisasi saluran.	0.02
Saluran Hilir		Kondisi eksisting saluran berupa saluran yang di lapisi pada bagian dinding terdapat sedimentasi yang cukup banyak dalam perencanaan akan dilakukan pengerukan sedimen.	0.02

### 3.2 Data-Data yang Dibutuhkan

Dalam studi perencanaan ini diperlukan data-data pendukung yang dibutuhkan untuk melakukan perhitungan dan analisa. Berikut adalah data-data penunjang yang diperlukan dalam perhitungan dan analisa

Tabel 3.2

Data-data yang di butuhkan, sumber, dan keterangan

No	Data Yang Dibutuhkan	Sumber Data	Keterangan
1	Data Curah Hujan Harian	Stasiun Hujan Meteorologi Sepinggang Balikpapan	Digunakan untuk menganalisa kondisi hidrologi
2	Peta Topografi	PT Wahana Adya – <i>Water Resources Engineering Consultant</i>	Digunakan untuk mengetahui kondisi morfometri sungai (Luas DAS, Panjang dan Lebar Sungai)
3	Data Karakteristik Geologi Sungai	PT Wahana Adya – <i>Water Resources Engineering Consultant</i>	Digunakan untuk mengetahui karakteristik gerakan limpasan aliran, Profil aliran dan kapasitasnya
4	Data Mekanika Tanah	PT Wahana Adya – <i>Water Resources Engineering Consultant</i>	Digunakan untuk menganalisa stabilitas bangunan Kolam Retensi

### 3.3. Langkah Pengerjaan Studi

Dalam perencanaan Kolam retensi ini dilakukan berbagai macam metode yang dapat menghasilkan sebuah hasil perencanaan yang dianggap sesuai guna terciptanya bangunan yang optimal dan efektif, berikut adalah uraian tahapan perencanaan kolam retensi guna mereduksi banjir yang terjadi pada Kota Balikpapan Kalimantan Timur.

Berawal dari analisa curah hujan yang didapat dari data curah hujan harian yang berada di Lapangan Udara Sepinggang Kota Balikpapan Kalimantan Timur dilakukan analisa perhitungan sehingga menghasilkan curah hujan maksimum pada lokasi studi, selanjutnya dari data curah hujan maksimum dilakukan Uji Konsistensi data untuk mengetahui apakah data yang digunakan layak dipakai atau tidak, karena dalam perencanaan ini hanya menggunakan satu buah stasiun hujan maka dapat dilakukan uji konsistensi menggunakan metode statistik RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*).

Setelah data curah hujan lolos dari uji statistik RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*) dilakukan Metode Distribusi Log Pearson Type III. Analisa Distribusi ini dilakukan guna mendapatkan nilai curah hujan rancangan. Dalam pengerjaan Analisa distribusi tidak dapat lepas dari pengujian kesesuaian ditribusi agar dapat diketahui distribusi yang dilakukan dapat diterima atau tidak. Uji kesesuaian distribusi ini menggunakan Uji *Smirnov Kolmogorov* dan Uji *ChiSquare*. Setelah data curah hujan rancangan dinyatakan

lolos dari Uji kesesuaian distribusi dilakukan perhitungan atau analisa curah hujan jam jaman menggunakan metode Mononobe guna mengetahui sifat atau pola intensitas hujan yang terjadi. Analisa selanjutnya setelah diketahui sifat atau pola intensitas hujan yang terjadi adalah analisa debit banjir rancangan menggunakan metode HSS Nakayasu dan HSS Limantara, dari dua metode Hidrograf satuan sitetis yang dilakukan didapat besarnya nilai debit banjir rancangan dengan kala ulang yang disesuaikan dengan kebutuhan perencanaan, dalam perencanaan ini menggunakan kala ulang 5 Tahunan.

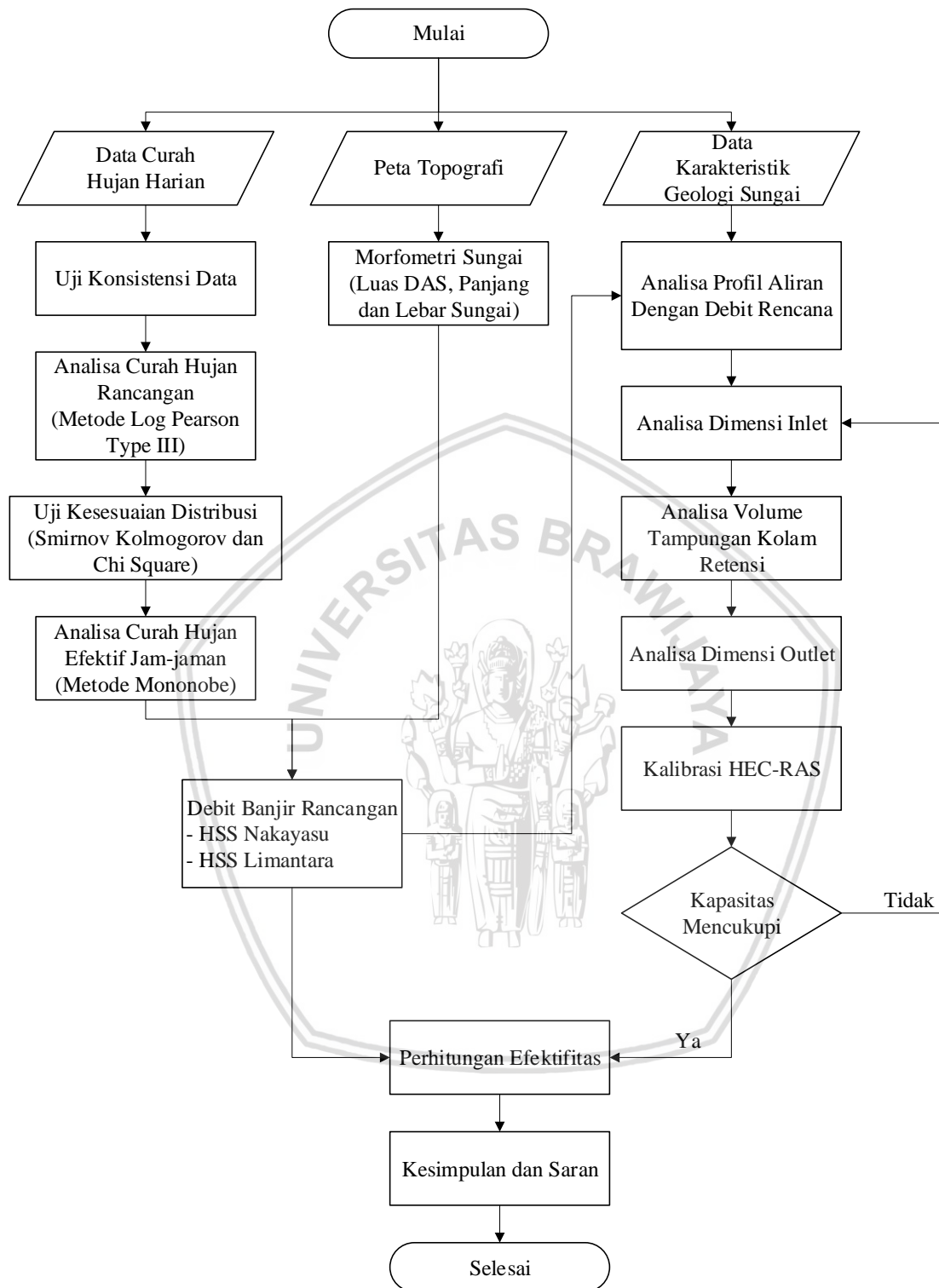
Dari besar nilai Debit banjir rancangan dan dari data karakteristik sungai dilakukan analisa profil aliran menggunakan debit banjir rencana untuk mengetahui ketinggian muka air dengan debit kala ulang 5 tahun menggunakan pendekatan liku debit atau *Rating curve*. Setelah tahap tersebut dilakukan rencana penanggulangan banjir yang paling efektif adalah dengan menggunakan kolam retensi dikarenakan ketersediaan lahan dan kondisi topografi setelah itu perencanaan dimensi inlet dengan menggunakan analisa hidraulika bendung samping (*Side Weir*) menggunakan data debit banjir rencana dan karakteristik saluran pada section rencana.

Dalam perencanaan kolam retensi untuk mengetahui dan merencanakan kapasitas tampungan dilakukan analisa volume tampungan dengan melakukan analisa perhitungan data topografi dan data teknis bangunan inlet. Kolam retensi sebaiknya tidak melimpas dan juga harus segera di kosongkan maka dari itu diperlukan outlet. Untuk outlet digunakan pintu, analisa perencanaan dimensi outlet menggunakan analisa perhitungan pintu dan pola operasi pintu untuk mendapatkan dimensi outlet yang optimal. Untuk menaikan air dari kolam atau menguras kolam dilakukan perencanaan pompa dan operasi pompa yang sesuai.

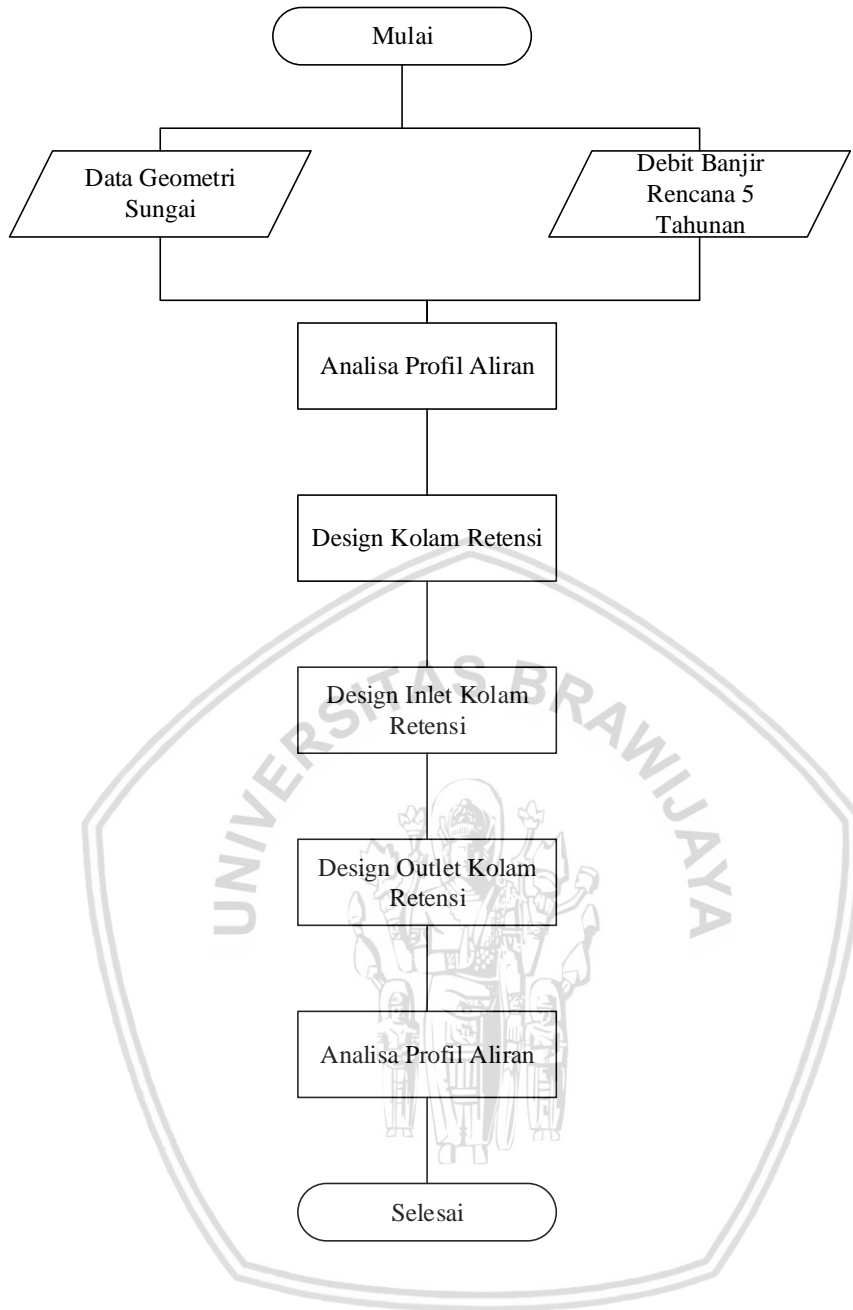
Setelah semua analisa perencanaan dan pendekatan selesai selanjutnya dilakukan modeling data sesuai dengan perencanaan dengan menggunakan aplikasi HEC- RAS, dan dilakukan analisa pengamatan hasil dari running HEC-RAS guna mengetahui gambaran yang terjadi pada bagian bagian yang ingin ditinjau. Tahap terakhir adalah melakukan perhitungan efektifitas untuk mengetahui besar efektifitas peredaman berdasarkan hasil kolam retensi yang di rencanakan dengan membandingkan ketinggian hasil sebelum dan sesudah adanya kolam retensi.



### 3.4. Sistematika Pekerjaan



Gambar 3.3 Diagram Alir Pengerjaan Skripsi



Gambar 3.4 Diagram Alir Pengerjaan Hec-Ras

## BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi merupakan analisa awal yang dilakukan untuk mendapatkan data-data hidrologi berupa data curah hujan rerata, data distribusi frekuensi, dan data intensitas hujan jam-jaman yang nantinya digunakan sebagai input dalam pengerjaan simulasi aliran serta profil hidraulika aliran. Hasil analisa yang diharapkan dapat digunakan untuk menunjang perencanaan yaitu untuk penetapan besaran nilai rancangan untuk hujan, banjir, maupun unsur hidrologi lainnya. Permasalahan yang sering kali dijumpai di lapangan adalah data dan informasi yang diperlukan tidak memadai, sehingga sulit untuk mencapai hasil perencanaan yang memuaskan. Solusi yang dilakukan adalah dengan menggunakan metode-metode statistik dan perhitungan empiris untuk memperoleh gambaran kondisi yang sesuai dengan kondisi di lapangan.

#### 4.1.1 Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

Untuk menghitung Hidrograf Banjir Rancangan pada Sungai Depsos, Sungai Straat III, Sungai Sumberejo yang merupakan anak sungai dari Sungai Ampal analisa curah hujan harian maksimum dapat ditinjau dan didapatkan dari data curah hujan harian dalam kurun waktu lima belas tahun dimulai dari tahun 2002 hingga 2016 pada 1 stasiun hujan dengan melakukan analisa curah hujan maksimum yang terjadi dalam setiap tahunnya.

Tabel 4.1

Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Stasiun Sepinggan

No.	Tahun	Curah Hujan Max (mm)
1	2002	223,00
2	2003	181,60
3	2004	100,40
4	2005	107,50
5	2006	133,40
6	2007	154,20
7	2008	164,80
8	2009	132,00
9	2010	119,70

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Lanjutan Tabel 4.1  
Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Stasiun Sepinggan

No.	Tahun	Curah Hujan Max (mm)
10	2011	119,60
11	2012	148,00
12	2013	94,00
13	2014	102,50
14	2015	108,10
15	2016	538,40
Rerata (X)		161,81
Standar Deviasi (Sd)		109,93
Koef. Kemencengan (Cs)		3,25
Koef. Kurtosis (Ck)		11,43
Koef. Variasi (Cv)		0,68

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

#### 4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Data curah hujan harian maksimum tahunan pada Tabel 4.1 hanya berasal dari satu stasiun, maka data tersebut dapat diuji terhadap dirinya sendiri. Metode uji konsistensi yang dapat digunakan untuk kondisi demikian adalah metode *Rescaled Adjusted Partial Sums (RAPS)*.

Tabel 4.2  
Perhitungan Uji Konsistensi Metode *Rescaled Adjusted Partial Sums (RAPS)*

No	Tahun	CH maks tahunan (mm)	Sk*	[Sk*]	Dy <sup>2</sup>	Sk**	Sk**
1	2002	223,00	61,19	61,19	249,59	0,58	0,58
2	2003	181,60	19,79	19,79	26,10	0,19	0,19
3	2004	100,40	-61,41	61,41	251,44	0,58	0,58
4	2005	107,50	-54,31	54,31	196,66	0,51	0,51
5	2006	133,40	-28,41	28,41	53,82	0,27	0,27
6	2007	154,20	-7,61	7,61	3,86	0,07	0,07
7	2008	164,80	2,99	2,99	0,59	0,03	0,03
8	2009	132,00	-29,81	29,81	59,26	0,28	0,28
9	2010	119,70	-42,11	42,11	118,24	0,40	0,40
10	2011	119,60	-42,21	42,21	118,80	0,40	0,40
11	2012	148,00	-13,81	13,81	12,72	0,13	0,13
12	2013	94,00	-67,81	67,81	306,58	0,64	0,64
13	2014	102,50	-59,31	59,31	234,54	0,56	0,56
14	2015	108,10	-53,71	53,71	192,34	0,51	0,51
15	2016	538,40	376,59	376,59	9454,50	3,55	3,55
Rerata =		161,81			751,94	3,55	3,55
Jumlah =		2427,20			11279,04	0,03	0,03

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

$$\begin{aligned}
 n \text{ (Jumlah Data)} &= 15 \\
 Dy &= 106,20 \\
 |Sk^{**} \text{ Maksimal}| &= 3,55 \\
 |Sk^{**} \text{ Minimal}| &= 0,03 \\
 Q &= 3,55 \\
 R &= 3,52
 \end{aligned}$$

dengan:

$n$  = Jumlah data curah hujan

$Sk^*$  = Simpangan mutlak curah hujan (mm)

$Sk^{**}$  = Nilai konsistensi curah hujan (mm)

$Dy$  = Simpangan rata-rata data curah hujan (mm)

$Q$  = Nilai statistik Q untuk  $0 \leq K \leq n$   $|Sk^{**} \text{ Maksimal}|$  (mm)

$R$  = Nilai statistik (*range*)  $|Sk^{**} \text{ Maksimal}| - |Sk^{**} \text{ Minimal}|$  (mm)

Hipotesa dalam uji konsistensi dengan metode *RAPS* ini memiliki ketentuan dalam pengambilan keputusannya, hipotesanya yaitu bila nilai  $Q/(n^{0,5})_{\text{hitung}} < Q/(n^{0,5})_{\text{kritis}}$  dan nilai  $R/(n^{0,5})_{\text{hitung}} < R/(n^{0,5})_{\text{kritis}}$  pada batas konsistensi 90%, 95%, 99% dengan nilai  $n$  sebagai jumlah data terobservasi, maka data teruji adalah bersifat konsisten.

Berikut uraian perhitungan dalam Tabel 4.2

$$\begin{aligned}
 \overline{CH} &= \frac{CH_1 + CH_2 + CH_3 + \dots + CH_n}{n} \\
 &= \frac{223 + 181,6 + 100,4 + \dots + 538,4}{15}
 \end{aligned}$$

$$= 161,81 \text{ mm}$$

$$Sk^*_{2002} = CH_{2002} - CH_{\text{rerata}}$$

$$= 61,19 \text{ mm}$$

$$[Sk^*]_{2002} = [61,19] \text{ mm}$$

$$= 61,19 \text{ mm}$$

$$Dy^2 = \frac{|Sk^*|^2}{n}$$

$$= \frac{61,19^2}{15}$$

$$= 249,59 \text{ mm}^2$$

$$Dy = \sqrt{Dy_1^2 + Dy_2^2 + \dots + Dy_n^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 106,2 \text{ mm} \\
 Sk^{**}_{2002} &= \frac{|Sk^{*}_{2002}|}{Dy} \\
 &= \frac{61,19}{106,2} \\
 &= 0,58 \text{ mm} \\
 |Sk^{**}| &= 0,58 \text{ mm} \\
 Q &= |Sk^{**}_{\max}| \\
 &= 3,55 \text{ mm} \\
 R &= |Sk^{**}_{\max}| - |Sk^{**}_{\min}| \\
 &= 3,52 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.3  
 Hasil Uji Konsistensi Metode *Rescaled Adjusted Partial Sums* (RAPS)

Untuk Batas Konsistensi 90%		
	$Q/(n^{0,5})_{\text{hitung}}$	$Q/(n^{0,5})_{\text{tabel}}$
$Q/n^{0,5} =$	0,92	< 1,075
$R/n^{0,5} =$	0,91	< 1,275
Untuk Batas Konsistensi 95%		
	$Q/(n^{0,5})_{\text{hitung}}$	$Q/(n^{0,5})_{\text{tabel}}$
$Q/n^{0,5} =$	0,92	< 1,180
$R/n^{0,5} =$	0,91	< 1,355
Untuk Batas Konsistensi 99%		
	$Q/(n^{0,5})_{\text{hitung}}$	$Q/(n^{0,5})_{\text{tabel}}$
$Q/n^{0,5} =$	0,92	< 1,355
$R/n^{0,5} =$	0,91	< 1,490

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Telah diketahui bahwa  $Q/(n^{0,5})_{\text{hitung}} < Q/(n^{0,5})_{\text{tabel}}$ , dan  $R/(n^{0,5})_{\text{hitung}} < R/(n^{0,5})_{\text{tabel}}$  pada derajat kepercayaan 90%, 95%, 99%, maka data hujan tersebut terbukti bersifat konsisten.

Tabel 4.4  
 Interpolasi Nilai Q/n Dengan Nilai n

n	$Q/n^{0,5}$			$R/n^{0,5}$		
	0,9	0,95	0,99	0,9	0,95	0,99
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,1	1,22	1,42	1,34	1,43	1,6
30	1,12	1,24	1,48	1,4	1,5	1,7
40	1,31	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,5	1,62	1,85
15	1,075	1,18	1,355	1,275	1,355	1,49

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

#### 4.1.3 Uji Homogenitas (Uji Ketidakadaan Trend)

Analisa trend dapat digunakan untuk menentukan ada atau tidaknya perubahan dari variable hidrologi akibat pengaruh manusia atau faktor alam. Beberapa metode statistik yang dapat digunakan untuk menguji ketiadaan trend dalam deret berkala antara lain adalah metode *Spearman Mann and Whitney Cox and Stuart*. Dalam studi ini metode yang digunakan adalah metode *Spearman Mann*.

Tabel 4.5

Uji Ketidakadaan Trend Tahunan dengan Korelasi Peringkat Metode *Spearman* Stasiun Sepinggang Balikpapan

No	Tahun	X	Peringkat		Dt	Dt <sup>2</sup>	
			Tahun	X			
1	2002	223,00	2016	538,40	15	14	196
2	2003	181,60	2002	223,00	1	-1	1
3	2004	100,40	2003	181,60	2	-1	1
4	2005	107,50	2008	164,80	7	3	9
5	2006	133,40	2007	154,20	6	1	1
6	2007	154,20	2012	148,00	11	5	25
7	2008	164,80	2006	133,40	5	-2	4
8	2009	132,00	2009	132,00	8	0	0
9	2010	119,70	2010	119,70	9	0	0
10	2011	119,60	2011	119,60	10	0	0
11	2012	148,00	2015	108,10	14	3	9
12	2013	94,00	2005	107,50	4	-8	64
13	2014	102,50	2014	102,50	13	0	0
14	2015	108,10	2004	100,40	3	-11	121
15	2016	538,40	2013	94,00	12	-3	9
Jumlah							440

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

$$n \text{ (Jumlah Data)} = 15$$

$$K_p = 0,214$$

$$t_{\text{hitung}} = 0,791$$

$$t_c = 1,771$$

Berikut uraian perhitungan dalam Tabel 4.5 :

$$Dt = Rt - \text{No Urut Hujan}$$

$$= 15 - 1$$

$$= 14$$

$$Dt^2 = 14^2$$

$$= 196$$

$$\text{Jumlah} = Dt_1^2 + Dt_2^2 + Dt_3^2 + \dots + Dt_n^2$$

$$= 196 + 1 + 1 + \dots + 9$$

$$\begin{aligned}
 &= 440 \\
 Kp &= 1 - \frac{6 \times \text{Jumlah}}{n^3 - n} \\
 &= 1 - \frac{6 \times 440}{15^3 - 15} \\
 &= 0,2142 \\
 t_{\text{hitung}} &= \frac{n-2}{(1-Kp^2)^{0,5} \times Kp} \\
 &= 0,791
 \end{aligned}$$

Dari Tabel 4.5 dapat diketahui bahwa  $t_{\text{hitung}} = 0,791$  sedangkan sebelumnya telah diperoleh nilai  $t_c$  berdasarkan tabel dengan nilai  $dk = 13$

$$t_c (\alpha = 5\%) = 1,771$$

Sehingga parameter-parameter ini membuktikan bahwa data curah hujan ini tidak memiliki tren dan berasal dari populasi yang sama sehingga data hujan yang tersedia dapat digunakan untuk analisa peluang dan simulasi.

#### 4.1.4 Uji Stasioner

Pengujian nilai varian dari deret berkala dapat dilakukan dengan Uji-F atau Uji Stasioner. Data deret berkala dibagi menjadi dua kelompok atau lebih, setiap dua kelompok atau lebih diuji menggunakan Uji-F. Apabila hasil pengujian hipotesis ditolak, berarti nilai varian tidak stabil atau tidak homogen dimana deret berkala yang nilai variannya tidak homogen berarti deret berkala tersebut tidak stasioner dan tidak perlu melakukan pengujian lanjutan.

Akan tetapi bila hipotesis untuk nilai varian tersebut menunjukkan stasioner, maka pengujian selanjutnya adalah menguji kestabilan nilai rata-ratanya. Untuk rata-rata deret berkala bila datanya dianggap sebuah populasi maka dapat dilakukan pengujian menggunakan Uji-t.

Tabel 4.6  
Uji Stasioner Stasiun Hujan Sepinggian Balikpapan

No	Tahun	Curah Hujan	Rerata	Simpangan
1	2002	223,00		
2	2003	181,60		
3	2004	100,40		
4	2005	107,50		
5	2006	133,40	149,61	40,41
6	2007	154,20		
7	2008	164,80		
8	2009	132,00		



Lanjutan Tabel 4.6  
Uji Stasioner Stasiun Hujan Sepinggian Balikpapan

No	Tahun	Curah Hujan	Rerata	Simpangan
9	2010	119,70		
10	2011	119,60		
11	2012	148,00		
12	2013	94,00	175,76	160,83
13	2014	102,50		
14	2015	108,10		
15	2016	538,40		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Berikut uraian perhitungan dalam Tabel 4.6 :

$$\begin{aligned} \text{Rerata}_1 &= \frac{\sum_{i=1}^n (CH)_i}{n} \\ &= \frac{1196,9}{8} \\ &= 149,61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sd} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((CH)_i - \overline{(CH)})^2}{n-1}} \\ &= 40,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rerata}_2 &= \frac{\sum_{i=1}^n (CH)_i}{n} \\ &= \frac{1362,3}{7} \\ &= 175,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sd} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((CH)_i - \overline{(CH)})^2}{n-1}} \\ &= 160,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{hitung}} &= \frac{8 \times \text{Sd}_1^2 \times dk_2}{7 \times \text{Sd}_2^2 \times dk_1} \\ &= 0,062 \end{aligned}$$

$$F_{\text{cr}} = 4,21 \text{ (didapatkan dari tabel)}$$

Dari perhitungan maka nilai  $F_{\text{cr}}$  diperoleh nilai 4.21 dan  $F_{\text{hitung}}$  diperoleh nilai 0,062, sehingga  $F_{\text{hitung}} < F_{\text{cr}}$ . Oleh karena itu hipotesis pada derajat kepercayaan 5% dapat di terima atau dapat dikatakan dua seri data adalah stabil.

#### 4.1.5 Uji Presistensi

Anggapan bahwa data berasal dari sampel acak atau random haruslah diuji, yang umumnya merupakan persyaratan dalam analisis distribusi peluang. Persistensi (*persistence*) adalah ketidaktergantungan dari setiap nilai dalam deret berkala. Untuk melaksanakan pengujian persistensi harus dihitung besarnya koefisien korelasi serial. Salah satu metode untuk menentukan koefisien korelasi serial metode *Spearman*.

Tabel 4.7  
Uji Presistensi Stasiun Hujan Sepinggu Balikpapan

No	Tahun	X	Peringkat		Di	Di <sup>2</sup>
			Tahun	X		
1	2002	223,00	2016	538,40	15	0
2	2003	181,60	2002	223,00	1	14
3	2004	100,40	2003	181,60	2	-1
4	2005	107,50	2008	164,80	7	-5
5	2006	133,40	2007	154,20	6	1
6	2007	154,20	2012	148,00	11	-5
7	2008	164,80	2006	133,40	5	6
8	2009	132,00	2009	132,00	8	-3
9	2010	119,70	2010	119,70	9	-1
10	2011	119,60	2011	119,60	10	-1
11	2012	148,00	2015	108,10	14	-4
12	2013	94,00	2005	107,50	4	10
13	2014	102,50	2014	102,50	13	-9
14	2015	108,10	2004	100,40	3	10
15	2016	538,40	2013	94,00	12	-9

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

$$n \text{ (Jumlah Data)} = 15$$

$$m = 14$$

$$\text{Jumlah} = 673$$

$$K_s = -0,479$$

$$t_{\text{hitung}} = -1,891$$

$$t_c = 1,782$$

Berikut uraian perhitungan dalam Tabel 4.7 :

$$Di_{2003} = Rt_{n-1} - Rt_n$$

$$= 15 - 1$$

$$= 14$$

$$Di^2_{2003} = 14^2$$

$$= 196$$

$$\text{Jumlah} = Di^2_1 + Di^2_2 + Di^2_3 \dots + Di^2_n$$

$$= 0 + 196 + 1 \dots + 81$$

$$\begin{aligned}
 &= 673 \\
 K_s &= 1 - \frac{6 \times \text{Jumlah}}{m^3 - m} \\
 &= 1 - \frac{6 \times 440}{14^3 - 14} \\
 &= -0,479 \\
 t_{\text{hitung}} &= \frac{m-2}{(1-K_s^2)^{0,5} \times K_s} \\
 &= -1.891
 \end{aligned}$$

Dari Tabel 4.7 dapat diketahui bahwa  $t_{\text{hitung}} = -1.891$  sedangkan sebelumnya telah diperoleh nilai  $t_c$  berdasarkan tabel dengan nilai  $dk = 13$

$$\begin{aligned}
 t_c (\alpha= 10\%) &= 1,35 \\
 t_c (\alpha= 5\%) &= 1,771 \\
 t_c (\alpha= 1\%) &= 2,65
 \end{aligned}$$

Sehingga parameter-parameter ini membuktikan bahwa data curah hujan ini diterima pada derajat kepercayaan 10%, 5%, 1%. Atau dengan kata lain dapat dikatakan bahwa 90%, 95%, 99% data adalah bersifat acak.

#### 4.1.6 Uji Deteksi *Outlier* Data Hujan

Setelah data hujan terbukti konsisten, selanjutnya kesatuan deret data dalam beberapa tahun tersebut dilakukan uji deteksi *outlier*. Data *Outlier* disebut juga dengan data pencilan. Pengertian dari *Outlier* adalah data observasi yang muncul dengan nilai-nilai ekstrim untuk menentukan kelayakan setiap deret datanya apakah layak digunakan atau tidak, karena secara statistik, data yang bersifat *outlier* atau data yang memiliki nilai jauh berada di antara data yang lain dapat mengganggu pemilihan jenis distribusi untuk suatu kesatuan data tersebut. Uji *outlier* dilakukan dengan menggunakan metode *Grubbs* dan *Beck*. Berikut adalah tabel perhitungan uji *outlier* tersebut.

Tabel 4.8  
Perhitungan Uji *Outlier* Metode *Grubbs and Beck*

No	Tahun	Curah Hujan Maksimum ( $Ch_{\max}$ )	Log $Ch_{\max}$
1	2002	223,00	2,348
2	2003	181,60	2,259
3	2004	100,40	2,002
4	2005	107,50	2,031
5	2006	133,40	2,125
6	2007	154,20	2,188
7	2008	164,80	2,217
8	2009	132,00	2,121
9	2010	119,70	2,078

Lanjutan Tabel 4.8  
Perhitungan Uji *Outlier* Metode *Grubbs and Beck*

No	Tahun	Curah Hujan Maksimum ( $Ch_{max}$ )	Log $Ch_{max}$
10	2011	119,60	2,078
11	2012	148,00	2,170
12	2013	94,00	1,973
13	2014	102,50	2,011
14	2015	108,10	2,034
15	2016	538,40	2,731
Rerata Log $Ch_{max}$			2,158
Rerata Sd Log $Ch_{max}$			0,190
Kn			2,247
n			15
$X_H = \exp ($			$+ Kn.Sd)$ 384,702
$X_L = \exp ($			$- Kn.Sd)$ 53,749

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

dengan:

- n = Jumlah data curah hujan  
 $CH$  = Curah hujan (mm)  
 $Log(CH)$  = Log curah hujan (mm)  
 $\overline{Log(CH)}$  = Rerata Log curah hujan (mm)  
 $S_{Log(CH)}$  = Standar deviasi dari rerata Log curah hujan (mm)  
 $K_n$  = Parameter *Grubbs and Beck*  
 $X_H$  = Batas atas nilai data curah hujan (mm)  
 $X_L$  = Batas bawah nilai data curah hujan (mm)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.8 :

$$\begin{aligned} Log(CH)_{2002} &= \text{Log} (223,00) \text{ mm} \\ &= 2,348 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \overline{Log(CH)} &= \frac{\sum_{i=1}^n (Log(CH))_i}{n} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^n 2,348 + 2,259 + \dots + 2,731}{15} \\ &= 2,158 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\log(CH)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((Log(CH))_i - (\overline{Log(CH)}))^2}{n-1}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,190 \text{ mm} \\
 K_n &= 2,247 \\
 X_H &= e^{\left(\overline{\text{Log}(CH)} + K_n \cdot S_{\text{Log}(CH)}\right)} \\
 &= 384,702 \text{ mm} \\
 X_L &= e^{\left(\overline{\text{Log}(CH)} - K_n \cdot S_{\text{Log}(CH)}\right)} \\
 &= 53,749 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas tersebut, kini dapat diketahui bahwa nilai batas atas data ( $X_H$ ) adalah senilai 384,702 mm dan nilai batas bawah data ( $X_L$ ) adalah senilai 53,749 mm, terdapat data yang terdapat pada bagian luar dari batas atas dan batas bawah maka data pada tahun tersebut tidak dapat digunakan yaitu data pada tahun 2016

#### 4.1.7 Distribusi Frekuensi

Seperti yang sudah dijelaskan dalam Bab II bahwa analisis distribusi frekuensi hujan daerah bertujuan untuk memperkirakan besar curah hujan yang berpeluang untuk terjadi sekali dengan periode ulang (*return period*) tertentu di suatu daerah yang didasari oleh harga hujan daerahnya, yang mana besar curah hujannya kemudian dinamakan sebagai curah hujan rancangan. Dengan data tersebut kini bisa dihitung sebaran distribusi frekuensinya dengan Metode Distribusi Log Pearson Tipe III pada berbagai periode ulang, yang mana dalam studi ini menggunakan periode ulang 1, 5, 25, 50, 100 tahun.

Distribusi Log Pearson Tipe III merupakan transformasi Distribusi Pearson Tipe III dengan varian menjadi nilai logaritma dimana perhitungannya melibatkan tiga parameter statistik, yaitu nilai rerata hujan, simpangan baku, dan koefisien kepeccengan. Berikut tabel perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.

Tabel 4.9  
Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Tahun	CH Max (mm)	Log X (mm)	Log X - Log Xrerata (mm)	(Log X - Log Xrerata) <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	(Log X - Log Xrerata) <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )
1	2002	223,00	2,3483	0,2315	0,054	0,012
2	2003	181,60	2,2591	0,1423	0,020	0,003
3	2004	100,40	2,0017	-0,1151	0,013	-0,002
4	2005	107,50	2,0314	-0,0854	0,007	-0,001
5	2006	133,40	2,1252	0,0084	0,000	0,000
6	2007	154,20	2,1881	0,0713	0,005	0,000
7	2008	164,80	2,2170	0,1002	0,010	0,001
8	2009	132,00	2,1206	0,0038	0,000	0,000
9	2010	119,70	2,0781	-0,0387	0,001	0,000

Lanjutan Tabel 4.9  
Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Tahun	CH Max (mm)	Log X (mm)	Log X - Log Xrerata (mm)	(Log X - Log Xrerata) <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	(Log X - Log Xrerata) <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )
10	2011	119,60	2,0777	-0,0391	0,002	0,000
11	2012	148,00	2,1703	0,0535	0,003	0,000
12	2013	94,00	1,9731	-0,1437	0,021	-0,003
13	2014	102,50	2,0107	-0,1061	0,011	-0,001
14	2015	108,10	2,0338	-0,0830	0,007	-0,001
Jumlah	-	-	29,6351	-	0,1542	0,0098
X rerata	-	-	2,117	-	-	-
Standar Deviasi	-	-	0,109	-	-	-

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

dengan:

$CH$  = Curah Hujan (mm)

$Log(CH)$  = Log Curah Hujan (mm)

$\overline{Log(CH)}$  = Rerata Log Curah Hujan Curah Hujan (mm)

$S_{Log(CH)}$  = Standar Deviasi Log Curah Hujan (mm)

$n$  = Jumlah Data Log Curah Hujan

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.9:

$$\begin{aligned} \overline{Log(CH)} &= \frac{\sum_{i=1}^n (Log(CH))_i}{n} \\ &= \frac{29,6351}{14} \\ &= 2,1168 \\ S_{Log(CH)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((Log(CH))_i - \overline{Log(CH)})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{0,1542}{14-1}} \\ &= 0,10892 \\ C_s &= \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (Log(CH)_i - \overline{Log(CH)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_{Log(CH)})^3} \end{aligned}$$

$$= \frac{14 \cdot (0,0098)}{(14-1) \cdot (14-2) \cdot 0,1089^3}$$

$$= 0,6819 \text{ mm}$$

Nilai  $C_s$  didapatkan sebesar 0,6819 nilai ini selanjutnya akan digunakan untuk mencari nilai  $K$  yang pencariannya diperoleh menurut sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III dalam Tabel 2.5. Berikut tabel perhitungan interpolasi untuk mendapatkan  $K$  berdasarkan sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III dengan kala ulang rencana, yaitu 1, 2, 5, 25, 50, 100 tahun

Tabel 4.10

Data Perhitungan Nilai Koefisien  $K$  Distribusi Log Pearson Tipe III

	1	2	5	20	25	50	100	
batas bawah $C_s$	0,7	-1,80	-0,16	0,79	1,75	1,96	2,40	2,82
$C_s$	0,682	-1,81	-0,15	0,79	1,75	1,96	2,39	2,81
batas atas $C_s$	0,6	-2,17	-0,03	0,83	1,64	1,81	2,15	2,47

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.11

Hasil Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

No	$T_r$ (tahun)	X rerata (Log)	Sd (log)	Kepencengan ( $C_s$ )	Peluang (%)	K	CH Rancangan	
							Log	mm
1	1	2,117	0,109	0,682	99,0	-1,81	1,9186	82,912
2	2	2,117	0,109	0,682	50,0	-0,15	2,1000	125,902
3	5	2,117	0,109	0,682	20,0	0,79	2,2030	159,603
4	10	2,117	0,109	0,682	10,0	1,33	2,2619	182,764
5	20	2,117	0,109	0,682	5,0	1,75	2,3076	203,061
6	25	2,117	0,109	0,682	4,0	1,96	2,3305	214,040
7	50	2,117	0,109	0,682	2,0	2,39	2,3780	238,796
8	100	2,117	0,109	0,682	1,0	2,81	2,4230	264,870

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

dengan:

 $T_r$  = Periode ulang (tahun) $K$  = Faktor frekuensi Distribusi Log Pearson Tipe III $\text{Log}(CH_{\text{rancangan}})$  = Log curah hujan rancangan metode Distribusi Log Pearson Tipe III  
(mm) $CH_{\text{rancangan}}$  = Curah hujan rancangan metode Distribusi Log Pearson Tipe III (mm)Berikut uraian perhitungan Tabel 4.11 (contoh pada kondisi  $T_r$  2 tahun) $K$  = -0,154 (diperoleh berdasarkan kecocokan  $T_r$  dan  $K$ ) $S_{\log(\text{CH})} \cdot K$  = 0,109 . -0,154 = -0,017

$$\begin{aligned} \text{Log}(CH_{\text{rancangan}}) &= \overline{\text{Log}(CH)} + K \cdot S_{\text{Log}(CH)} \\ &= 2,1168 + (-0,017) \\ &= 2,10003 \\ CH_{\text{rancangan}} &= 10^{\text{Log}(CH_{\text{rancangan}})} \\ &= 10^{2,10003} \\ &= 125,902 \end{aligned}$$

#### 4.1.8 Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian distribusi frekuensi dilakukan untuk menghindari kesalahan statistik dalam pengambilan keputusan terhadap hasil hujan rancangan yang diperoleh dari berbagai metode distribusi frekuensi yang telah dilakukan, sehingga pendugaan dalam pemilihan hasil hujan rancangan berdasarkan sebaran metode distribusi frekuensi yang digunakan terhindar dari sifat *overestimate* dan *underestimate*. Uji kesesuaian distribusi (*The Goodness of Fit Test*) dalam analisis ini menggunakan metode Uji *Smirnov-Kolmogorof* dan Uji *Chi-Square*.

##### 4.1.8.1 Uji *Smirnov-Kolmogorof* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

Tabel 4.12

Hasil Perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorof* Terhadap Distribusi Pearson Tipe III

Tahun	CHmax (mm)	CHmax terurut (mm)	Log CHmax terurut (mm)	m	Pe = m / (n+1)	Pt = 1 / Tr	Pe (x) - Pt (x)
					(%)	(%)	(%)
2002	223,00	223,00	2,348	1	6,667	3,251	3,416
2003	181,60	181,60	2,259	2	13,333	10,471	2,862
2004	100,40	164,80	2,217	3	20,000	17,635	2,365
2005	107,50	154,20	2,188	4	26,667	24,356	2,311
2006	133,40	148,00	2,170	5	33,333	29,547	3,787
2007	154,20	133,40	2,125	6	40,000	42,683	2,683
2008	164,80	132,00	2,121	7	46,667	44,018	2,649
2009	132,00	119,70	2,078	8	53,333	58,594	5,260
2010	119,70	119,60	2,078	9	60,000	58,736	1,264
2011	119,60	108,10	2,034	10	66,667	75,934	9,267
2012	148,00	107,50	2,031	11	73,333	76,881	3,547
2013	94,00	102,50	2,011	12	80,000	83,549	3,549
2014	102,50	100,40	2,002	13	86,667	86,057	0,610
2015	108,10	94,00	1,973	14	93,333	92,731	0,602
Jumlah Log CHmax			29,635				
Log CHrerata			2,117				
Standar Deviasi Log CHmax			0,109		Nilai Δ maksimum		9,267
Koefisien Kepencengan (Cs)			0,6				

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017



dengan:

$CH$  = Curah hujan (mm)

$\text{Log}(CH)$  =  $\text{Log}$  curah hujan (mm)

$\overline{\text{Log}(CH)}$  = Rerata  $\text{Log}$  curah hujan (mm)

$n$  = Jumlah data curah hujan

$S_{\text{Log}(CH)}$  = Standar deviasi  $\text{Log}$  curah hujan (mm)

$m$  = Nilai berdasarkan urutan dari curah hujan tertinggi (*ranking*)

$P_e$  = Probabilitas empiris dengan menggunakan rumus *Weibull*

$P_{\text{tabel}}$  = Probabilitas teoritis dalam sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III, yang diperoleh dengan mencocokkannya terhadap nilai  $C_s$  pada Tabel Distribusi Log Pearson Tipe III

$\Delta_{\text{maksimum}}$  = Simpangan maksimum selisih nilai mutlak antara  $P_e$  dan  $P_t$

Uji *Smirnov-Kolmogorof* ini memiliki metode pengambilan keputusan, yaitu dengan membandingkan nilai simpangan maksimum data curah hujan pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai simpangan kritis *Smirnov-Kolmogorof* yang terdapat pada Tabel 2.6 dengan parameter jumlah data curah hujan ( $n$ ) dan derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) sebesar 5%. Bila nilai simpangan maksimum data curah hujan lebih kecil dari nilai simpangan kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan  $\Delta_{\text{maksimum}} < \Delta_{\text{kritis}}$ , maka terbukti bahwa data curah hujan ini adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III.

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.12 :

$$\overline{\text{Log}(CH)} = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH))_i}{n}$$

$$= \frac{29,635}{14}$$

$$= 2.117 \text{ mm}$$

$$S_{\text{Log}(CH)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((\text{Log}(CH))_i - \overline{\text{Log}(CH)})^2}{n-1}}$$

$$= 0,109 \text{ mm}$$

$$C_s = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH_i) - \overline{\text{Log}(CH)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_{\text{Log}(CH)})^3}$$

$$= \frac{14 \cdot (9,267)}{(14-1) \cdot (14-2) \cdot 0,108924^3}$$

$$= 0,6$$

$$P_e \text{ (pada } m=1) = (m / (n+1)) \cdot 100\%$$

$$= (1 / (14+1)) \cdot 100\%$$

$$= 6,667 \%$$

$P_{\text{tabel LogPearsonIII}}$  (pada  $m=1$ ) = 6,667% (diperoleh dengan mencocokkan nilai  $C_s$  pada Tabel Distribusi Log Pearson Tipe III )

$$\Delta_{\text{maksimum}} = 9,267 \%$$

$$= 0,093$$

$$\Delta_{\text{kritis}} (\alpha= 5\%) = 0,354$$

Dari hasil perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa  $\Delta_{\text{maksimum}} < \Delta_{\text{kritis}}$ , sehingga data curah hujan tersebut sesuai dengan sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III.

#### 4.1.8.2 Uji Chi-Square Terhadap Distibusi Log Pearson Tipe III

Tabel 4.13

Perhitungan Uji Chi-Square Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

No.	Tahun	CHmax (mm)	Tahun	CHmax terurut (mm)	Log CHmax terurut (mm)
1	2002	223,00	2002	223,00	2,348
2	2003	181,60	2003	181,60	2,259
3	2004	100,40	2008	164,80	2,217
4	2005	107,50	2007	154,20	2,188
5	2006	133,40	2012	148,00	2,170
6	2007	154,20	2006	133,40	2,125
7	2008	164,80	2009	132,00	2,121
8	2009	132,00	2010	119,70	2,078
9	2010	119,70	2011	119,60	2,078
10	2011	119,60	2015	108,10	2,034
11	2012	148,00	2005	107,50	2,031
12	2013	94,00	2014	102,50	2,011
13	2014	102,50	2004	100,40	2,002
14	2015	108,10	2013	94,00	1,973
Jumlah Log CHmax					29,635
Log CHrerata					2,117
Standar Deviasi Log CHmax					0,109
Koefisien Kepencengan (Cs)					0,682

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

dengan:

$CH$  = Curah hujan (mm)

$Log(CH)$  =  $Log$  curah hujan (mm)

$\overline{Log(CH)}$  = Rerata  $Log$  curah hujan curah hujan (mm)

$S_{Log(CH)}$  = Standar deviasi curah hujan (mm)

$n$  = Jumlah data  $Log$  curah hujan

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.13:

$$\overline{Log(CH)} = \frac{\sum_{i=1}^n (Log(CH))_i}{n} = \frac{29,635}{14} = 2,117 \text{ mm}$$

$$S_{Log(CH)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((Log(CH))_i - \overline{Log(CH)})^2}{n-1}} = 0,109 \text{ m}$$

$$C_s = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (Log(CH)_i - \overline{Log(CH)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_{Log(CH)})^3} = 0,682$$

Uji *Chi-Square* ini memiliki metode tersendiri dalam pengambilan keputusannya, yaitu dengan membandingkan nilai parameter *Chi-Square* hitung ( $CH_{Hitung}^2$ ) pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai parameter *Chi-Square* kritis ( $CH_{Kritis}^2$ ) yang terdapat pada Tabel 2.7 yang didasari pada kecocokannya terhadap parameter derajat kebebasan ( $dk$ ) pada peluang kesalahan statistik sebesar 5%. Bila nilai parameter *Chi-Square* hitung lebih kecil dari nilai parameter *Chi-Square* kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan ( $CH_{Kritis}^2 < CH_{Hitung}^2$ ), maka terbukti bahwa data hujan yang sedang diuji adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III. Berikut perhitungan parameter-parameter statistik *Chi-Square* terhadap data curah hujan berdasarkan sebaran Distribusi Normalnya:

$$\alpha = 2$$

$$K = 1 + (3,22 \text{ Log } (n))$$

$$K = 1 + (3,22 \text{ Log } (14))$$

$$= 4,6905 \text{ dibulatkan menjadi } 5$$

$$dk = K - (\alpha + 1)$$

$$= 5 - (2 + 1)$$

$$= 2$$

$$\chi_{cr}^2 = 5,991 \text{ (berdasarkan nilai } dk \text{ pada Tabel)}$$

$$\Delta P = \frac{100\%}{K} = \frac{100\%}{5} = 20\%$$

$$Ef = \frac{n}{K} = \frac{14}{5} = 2,8$$

Berikut tabel 4.14 perhitungan curah hujan rancangannya sebagai nilai penentu batas sesuai dengan nilai batas probabilitas ( $\Delta P$ ) untuk kelas untuk mendapatkan nilai  $CH_{Hitung}^2$

Tabel 4.14

Batas Kelas Dalam Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

P (%)	K	Log X Rancangan	X Rancangan
80	-0,857	2,0234	105,5467
60	-0,388	2,0745	118,7145
40	0,161	2,1344	136,2602
20	0,792	2,2030	159,6027

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.15

Nilai *Chi-Square* Hitung Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	$(Ef-Of)^2 / EF$
		Expected Frequency (Ef)	Observed Frequency (Of)		
1	$X \leq 105,547$	2,8	3	0,2	0,014
2	$105,547 < X < 118,715$	2,8	2	0,8	0,229
3	$118,715 < X < 136,260$	2,8	4	1,2	0,514
4	$136,260 < X < 159,603$	2,8	2	0,8	0,229
5	$159,603 \leq \infty$	2,8	3	0,2	0,014
	Jumlah	14	14		1

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Dari Tabel 4.15 dapat diketahui bahwa  $CH_{Hitung}^2$  sama dengan 1 yang mana sebelumnya telah diperoleh  $\Delta_{kritis}$  ( $\alpha = 5\%$ ) adalah 5,991 sehingga parameter-parameter ini membuktikan bahwa data curah hujan ini benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III karena terbukti bahwa  $(CH_{Hitung}^2) < (CH_{Kritis}^2)$ .

#### 4.1.8.3 Rekapitulasi Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Tabel 4.16

Rekapitulasi Hasil Uji *Smirnov-Kolmogorof*

Metode	Smirnov-Kolmogorof				
	Peluang	$\Delta_{kritis}$	$\Delta$ maksimum	Keterangan	Hasil
Log Pearson	5%	0,354	0,09267	$\Delta$ kritis > $\Delta$ maksimum	Diterima
III	Chi Square				
	Peluang	$\Delta$ kritis	$\Delta$ maksimum	Keterangan	Hasil
	5%	5,991	1,000	$\Delta$ kritis > $\Delta$ maksimum	Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

Berikut adalah hasil data curah hujan rancangan efektif yang dapat digunakan untuk melakukan analisa debit banjir rancangan.

Tabel 4.17  
Curah Hujan Rancangan Efektif

No.	Kala Ulang (Tahun)	Curah Hujan Rancangan (mm) Log Pearson Tipe III
1	1	82,912
2	2	125,902
3	5	159,603
4	10	182,764
5	20	203,061
6	25	214,040
7	50	238,796
8	100	264,870

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017











#### 4.1.9 Debit Banjir Rancangan Dengan Metode Hidrograf Satuan Sintetis

Hidrograf Satuan Sintesis yang digunakan dalam studi ini membandingkan 2 metode yaitu menggunakan metode HSS Nakayasu dan HSS Limantara dengan penyesuaian terhadap parameter hitungnya terhadap prinsip-prinsip terjadinya limpasan dari hujan dalam pembuatan hidrograf satuan sintetis dan menghitung masing masing Sub DAS yang merupakan DAS bagian hulu Sungai Ampal.

##### 4.1.9.1 Debit Banjir Rancangan Sub DAS Depsos

###### 4.1.9.1.1 Hujan Efektif Jam-Jaman

Koefisien pengaliran ( $C$ ) merupakan nilai variabel perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut.

Diketahui nilai  $C$  pada Sub DAS Depsos Hulu Sungai Ampal adalah 0,54, sehingga selanjutnya nilai  $C$  tersebut dapat digunakan untuk mereduksi nilai curah hujan rancangan langsung menjadi curah hujan efektif.

Untuk kepentingan perhitungan debit banjir rancangan, curah hujan rancangan efektif perlu di ketahui intensitasnya sesuai dengan durasi hujan tersebut yang mana persentase intensitasnya telah diperoleh dan pada Tabel 2.8. Berikut tabel hasil perhitungan curah hujan rancangan efektif jam-jamannya.

Tabel 4.18  
Intensitas Curah Hujan Rancangan Efektif Jam-Jaman

Jam ke-	Kala Ulang							
	1	2	5	10	20	25	50	100
1	24,6	37,41	47,43	54,31	60,34	63,61	70,96	78,71
2	6,40	9,72	12,33	14,12	15,68	16,53	18,44	20,46
3	4,49	6,82	8,65	9,90	11,00	11,60	12,94	14,35
4	3,58	5,43	6,88	7,88	8,76	9,23	10,30	11,43
5	3,02	4,59	5,81	6,66	7,40	7,80	8,70	9,65
6	2,64	4,01	5,08	5,82	6,47	6,82	7,60	8,43
CHnet	44,7	67,99	86,19	98,69	109,6	115,5	128,9	143,0
C	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
CH	82,9	125,9	159,6	182,7	203,0	214,0	238,8	264,8

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Dari tabel hasil perhitungan di atas telah diketahui besar intensitas curah hujan rancangan efektif di Sub DAS Depsos pada wilayah Sungai Ampal yang terjadi pada setiap jam selama durasi hujannya untuk selanjutnya digunakan dalam perencanaan debit banjir rancangan dengan metode hidrograf.

#### 4.1.9.1.2 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Berikut parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu pada Sub DAS Depsos :

##### Parameter DAS

Luas	=	7,34	km <sup>2</sup>
Panjang Sungai Utama	=	5,76	km
$\alpha$	=	2	
Ro	=	1	mm

##### **Parameter Tg**

$$T_g = 0,21 \times L^{0,7}$$

$$T_g = 0,72 \text{ jam}$$

##### **Parameter tr**

$$t_r = 0,85 * t_g = 0,61 \text{ jam}$$

##### **Parameter Tp**

$$T_p = T_g + 0.8 T_r$$

$$T_p = 1,20 \text{ jam}$$

##### **Parameter T 0.3**

$$T_{0.3} = \alpha * T_g$$

$$T_{0.3} = 1,43 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} = 2,63 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} = T_p + 2.5T_{0.3} = 4,78 \text{ jam}$$

##### **Parameter Qp (debit puncak)**

$$Q_p = 1,14 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Nakayasu pada Sub DAS Depsos di atas tersebut, selanjutnya dapat ditentukan debit pada unit ordinat hidrografnya. Ordinat HSS Nakayasu perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1 mm.

Tabel 4.19  
Ordinat Nakayasu Sub DAS Depsos

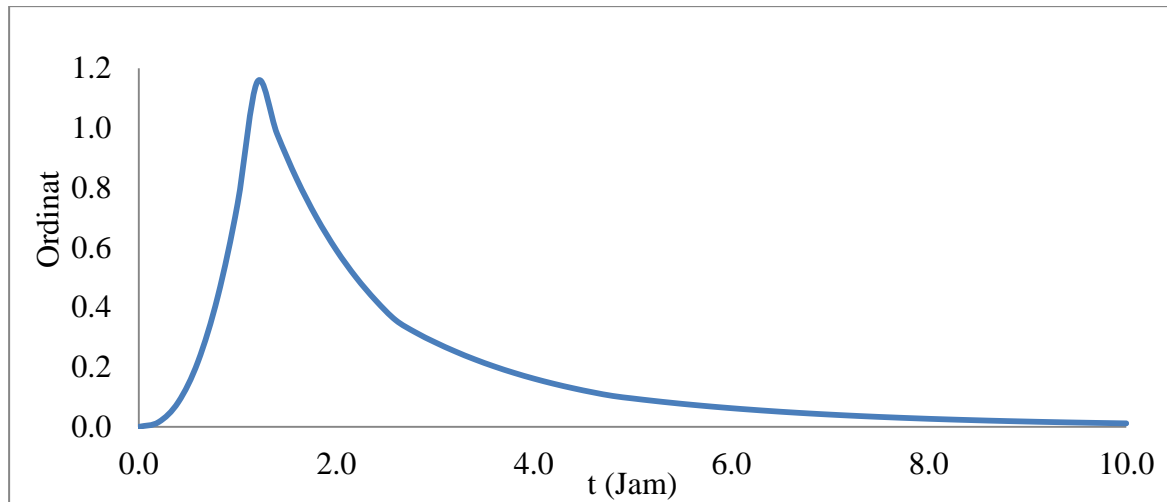
t (jam)	Ordinat	Volume		Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
0.0	0.00	0	$Q_t = Q \max (t/T_p)^{2.4}$	0.00	0.000
0.2	0.02	5.538		0.02	5.641
0.4	0.08	34.767		0.08	35.413

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.19  
Ordinat Nakayasu Sub DAS Depsos

t (jam)	Ordinat	Volume		Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
0.6	0.21	106.576	$Q_t = Q_{\max} (t/T_p)^{2.4}$	0.22	108.554
0.8	0.43	231.620		0.44	235.919
1.0	0.73	417.831		0.75	425.586
1.2	1.13	671.793		1.16	684.262
1.4	0.96	755.028		0.98	769.041
1.6	0.81	639.866	$Q_t = Q_{\max} (0.3)^{(t-T_p)/(T_{0.3})}$	0.83	651.742
1.8	0.69	540.751		0.70	550.788
2.0	0.58	456.989		0.59	465.471
2.2	0.49	386.201		0.50	393.369
2.4	0.42	326.379		0.42	332.436
2.6	0.35	275.823		0.36	280.942
2.8	0.31	238.232		0.32	242.653
3.0	0.28	211.920		0.28	215.853
3.2	0.25	189.428		0.25	192.944
3.4	0.22	169.323		0.23	172.466
3.6	0.20	151.352	$Q_t = Q_{\max} (0.3)^{((t-T_p) + 0.5) / (T_{0.3} / 1.5 T_{0.3})}$	0.20	154.161
3.8	0.18	135.288		0.18	137.799
4.0	0.16	120.930		0.16	123.174
4.2	0.14	108.095		0.14	110.101
4.4	0.13	96.622		0.13	98.415
4.6	0.11	86.367		0.12	87.970
4.8	0.10	77.310		0.10	78.745
5.0	0.09	70.143		0.10	71.445
5.2	0.09	64.482		0.09	65.679
5.4	0.08	59.278		0.08	60.378
5.6	0.07	54.494	0.07	55.505	
5.8	0.07	50.096	0.07	51.025	
6.0	0.06	46.053	0.06	46.907	
6.2	0.06	42.336	0.06	43.122	
6.4	0.05	38.919	0.05	39.641	
6.6	0.05	35.778	0.05	36.442	
6.8	0.04	32.890	0.04	33.501	
7.0	0.04	30.236	0.04	30.797	
7.2	0.04	27.796	0.04	28.312	
7.4	0.03	25.552	0.03	26.027	
7.6	0.03	23.490	0.03	23.926	
7.8	0.03	21.594	0.03	21.995	
8.0	0.03	19.852	0.03	20.220	
8.2	0.02	18.249	0.02	18.588	
8.4	0.02	16.777	0.02	17.088	
8.6	0.02	15.423	0.02	15.709	
8.8	0.02	14.178	0.02	14.441	
9.0	0.02	13.034	0.02	13.276	
9.2	0.02	11.982	0.02	12.204	
9.4	0.01	11.015	0.01	11.219	
9.6	0.01	10.126	0.01	10.314	
9.8	0.01	9.309	0.01	9.481	
10.0	0.01	8.557	0.01	8.716	
Volume		7205.66			7339.401
Kedalaman Hujan		0.98177			1.00
Faktor Koreksi		1.01856			1.00

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Gambar 4.3 Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap periode waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel-tabel perhitungan debit banjir rancangannya.

Tabel 4.20

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 1 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto ( $m^3/dt$ )						Baseflow	Q banjir
		24.64	6.40	4.49	3.58	3.02	2.64		
(jam)	( $m^3/det/mm$ )	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	( $m^3/det$ )	( $m^3/det$ )
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.02	0.39	0.00					0.24	0.63
0.40	0.08	2.04	0.10	0.00				0.24	2.38
0.60	0.22	5.39	0.53	0.07	0.00			0.24	6.23
0.80	0.44	10.75	1.40	0.37	0.06	0.00		0.24	12.82
1.00	0.75	18.37	2.80	0.98	0.30	0.05	0.00	0.24	22.73
1.20	1.16	28.46	4.78	1.96	0.78	0.25	0.04	0.24	36.51
1.40	0.98	24.18	7.40	3.35	1.56	0.66	0.22	0.24	37.60
1.60	0.83	20.43	6.28	5.19	2.67	1.32	0.58	0.24	36.71
1.80	0.70	17.27	5.31	4.41	4.13	2.25	1.15	0.24	34.76
2.00	0.59	14.59	4.49	3.73	3.51	3.49	1.97	0.24	32.01
2.20	0.50	12.33	3.79	3.15	2.97	2.96	3.05	0.24	28.49
2.40	0.42	10.42	3.21	2.66	2.51	2.50	2.59	0.24	24.13
2.60	0.36	8.81	2.71	2.25	2.12	2.12	2.19	0.24	20.43
2.80	0.32	7.80	2.29	1.90	1.79	1.79	1.85	0.24	17.66
3.00	0.28	6.97	2.03	1.61	1.51	1.51	1.56	0.24	15.43
3.20	0.25	6.23	1.81	1.42	1.28	1.28	1.32	0.24	13.58
3.40	0.23	5.57	1.62	1.27	1.13	1.08	1.12	0.24	12.03

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.20

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		24.64 (mm)	6.40 (mm)	4.49 (mm)	3.58 (mm)	3.02 (mm)	2.64 (mm)		
3.60	0.20	4.98	1.45	1.14	1.01	0.96	0.94	0.24	10.72
3.80	0.18	4.45	1.29	1.02	0.90	0.85	0.84	0.24	9.60
4.00	0.16	3.98	1.16	0.91	0.81	0.76	0.75	0.24	8.60
4.20	0.14	3.56	1.03	0.81	0.72	0.68	0.67	0.24	7.72
4.40	0.13	3.18	0.92	0.73	0.65	0.61	0.60	0.24	6.92
4.60	0.12	2.84	0.83	0.65	0.58	0.55	0.53	0.24	6.21
4.80	0.10	2.55	0.74	0.58	0.52	0.49	0.48	0.24	5.59
5.00	0.10	2.34	0.66	0.52	0.46	0.44	0.43	0.24	5.09
5.20	0.09	2.15	0.61	0.46	0.41	0.39	0.38	0.24	4.65
5.40	0.08	1.98	0.56	0.43	0.37	0.35	0.34	0.24	4.26
5.60	0.07	1.82	0.51	0.39	0.34	0.31	0.30	0.24	3.92
5.80	0.07	1.67	0.47	0.36	0.31	0.29	0.27	0.24	3.62
6.00	0.06	1.54	0.43	0.33	0.29	0.26	0.25	0.24	3.35
6.20	0.06	1.41	0.40	0.30	0.26	0.24	0.23	0.24	3.10
6.40	0.05	1.30	0.37	0.28	0.24	0.22	0.21	0.24	2.87
6.60	0.05	1.19	0.34	0.26	0.22	0.21	0.19	0.24	2.65
6.80	0.04	1.10	0.31	0.24	0.21	0.19	0.18	0.24	2.46
7.00	0.04	1.01	0.29	0.22	0.19	0.17	0.16	0.24	2.28
7.20	0.04	0.93	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.11
7.40	0.03	0.85	0.24	0.18	0.16	0.15	0.14	0.24	1.96
7.60	0.03	0.78	0.22	0.17	0.15	0.13	0.13	0.24	1.82
7.80	0.03	0.72	0.20	0.16	0.13	0.12	0.12	0.24	1.70
8.00	0.03	0.66	0.19	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.58
8.20	0.02	0.61	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.47
8.40	0.02	0.56	0.16	0.12	0.10	0.10	0.09	0.24	1.37
8.60	0.02	0.51	0.15	0.11	0.10	0.09	0.08	0.24	1.28
8.80	0.02	0.47	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.20
9.00	0.02	0.44	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.12
9.20	0.02	0.40	0.11	0.09	0.07	0.07	0.07	0.24	1.05
9.40	0.01	0.37	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	0.98
9.60	0.01	0.34	0.10	0.07	0.06	0.06	0.06	0.24	0.92
9.80	0.01	0.31	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.24	0.87
10.00	0.01	0.29	0.08	0.06	0.05	0.05	0.05	0.24	0.82

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.21

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)					Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		37.41 (mm)	9.72 (mm)	6.82 (mm)	5.43 (mm)	4.59 (mm)		
0.00	0.00	0.00					0.24	0.24
0.20	0.02	0.59	0.00				0.24	0.83
0.40	0.08	3.09	0.15	0.00			0.24	3.49
0.60	0.22	8.19	0.80	0.11	0.00		0.24	9.34
0.80	0.44	16.33	2.13	0.56	0.09	0.00	0.24	19.35

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.21  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		37.41 (mm)	9.72 (mm)	6.82 (mm)	5.43 (mm)	4.59 (mm)	4.01 (mm)		
1.00	0.75	27.90	4.24	1.49	0.45	0.07	0.00	0.24	34.40
1.20	1.16	43.22	7.25	2.98	1.19	0.38	0.06	0.24	55.32
1.40	0.98	36.71	11.23	5.09	2.37	1.00	0.33	0.24	56.98
1.60	0.83	31.02	9.54	7.88	4.05	2.00	0.88	0.24	55.61
1.80	0.70	26.22	8.06	6.69	6.27	3.42	1.75	0.24	52.66
2.00	0.59	22.16	6.81	5.66	5.33	5.30	2.99	0.24	48.48
2.20	0.50	18.73	5.76	4.78	4.50	4.50	4.63	0.24	43.14
2.40	0.42	15.82	4.87	4.04	3.81	3.80	3.93	0.24	36.51
2.60	0.36	13.37	4.11	3.41	3.22	3.21	3.32	0.24	30.89
2.80	0.32	11.85	3.48	2.89	2.72	2.72	2.81	0.24	26.69
3.00	0.28	10.59	3.08	2.44	2.30	2.30	2.37	0.24	23.31
3.20	0.25	9.46	2.75	2.16	1.94	1.94	2.01	0.24	20.50
3.40	0.23	8.46	2.46	1.93	1.72	1.64	1.70	0.24	18.14
3.60	0.20	7.56	2.20	1.73	1.54	1.45	1.43	0.24	16.15
3.80	0.18	6.76	1.97	1.54	1.37	1.30	1.27	0.24	14.45
4.00	0.16	6.04	1.76	1.38	1.23	1.16	1.13	0.24	12.94
4.20	0.14	5.40	1.57	1.23	1.10	1.04	1.01	0.24	11.59
4.40	0.13	4.83	1.40	1.10	0.98	0.93	0.91	0.24	10.39
4.60	0.12	4.32	1.25	0.98	0.88	0.83	0.81	0.24	9.31
4.80	0.10	3.87	1.12	0.88	0.78	0.74	0.72	0.24	8.36
5.00	0.10	3.56	1.01	0.79	0.70	0.66	0.65	0.24	7.60
5.20	0.09	3.27	0.92	0.71	0.63	0.59	0.58	0.24	6.94
5.40	0.08	3.01	0.85	0.65	0.56	0.53	0.52	0.24	6.35
5.60	0.07	2.76	0.78	0.60	0.52	0.47	0.46	0.24	5.83
5.80	0.07	2.54	0.72	0.55	0.47	0.44	0.41	0.24	5.37
6.00	0.06	2.34	0.66	0.50	0.44	0.40	0.38	0.24	4.96
6.20	0.06	2.15	0.61	0.46	0.40	0.37	0.35	0.24	4.58
6.40	0.05	1.97	0.56	0.43	0.37	0.34	0.32	0.24	4.23
6.60	0.05	1.81	0.51	0.39	0.34	0.31	0.30	0.24	3.90
6.80	0.04	1.67	0.47	0.36	0.31	0.29	0.27	0.24	3.61
7.00	0.04	1.53	0.43	0.33	0.29	0.26	0.25	0.24	3.34
7.20	0.04	1.41	0.40	0.30	0.26	0.24	0.23	0.24	3.09
7.40	0.03	1.30	0.37	0.28	0.24	0.22	0.21	0.24	2.86
7.60	0.03	1.19	0.34	0.26	0.22	0.20	0.19	0.24	2.65
7.80	0.03	1.09	0.31	0.24	0.20	0.19	0.18	0.24	2.45
8.00	0.03	1.01	0.28	0.22	0.19	0.17	0.16	0.24	2.27
8.20	0.02	0.93	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.11
8.40	0.02	0.85	0.24	0.18	0.16	0.15	0.14	0.24	1.96
8.60	0.02	0.78	0.22	0.17	0.15	0.13	0.13	0.24	1.82
8.80	0.02	0.72	0.20	0.16	0.13	0.12	0.12	0.24	1.69
9.00	0.02	0.66	0.19	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.58
9.20	0.02	0.61	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.47
9.40	0.01	0.56	0.16	0.12	0.10	0.10	0.09	0.24	1.37
9.60	0.01	0.51	0.15	0.11	0.10	0.09	0.08	0.24	1.28
9.80	0.01	0.47	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.19
10.00	0.01	0.43	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.12

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.22  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		47.43 (mm)	12.33 (mm)	8.65 (mm)	6.88 (mm)	5.81 (mm)	5.08 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.02	0.74	0.00					0.24	0.98
0.40	0.08	3.92	0.19	0.00				0.24	4.36
0.60	0.22	10.38	1.02	0.14	0.00			0.24	11.77
0.80	0.44	20.70	2.70	0.72	0.11	0.00		0.24	24.46
1.00	0.75	35.37	5.38	1.89	0.57	0.09	0.00	0.24	43.54
1.20	1.16	54.78	9.19	3.77	1.51	0.48	0.08	0.24	70.06
1.40	0.98	46.54	14.24	6.45	3.01	1.27	0.42	0.24	72.16
1.60	0.83	39.33	12.10	9.99	5.13	2.54	1.11	0.24	70.44
1.80	0.70	33.24	10.22	8.49	7.95	4.34	2.22	0.24	66.69
2.00	0.59	28.09	8.64	7.17	6.76	6.72	3.79	0.24	61.40
2.20	0.50	23.74	7.30	6.06	5.71	5.70	5.87	0.24	54.62
2.40	0.42	20.06	6.17	5.12	4.82	4.82	4.99	0.24	46.22
2.60	0.36	16.95	5.21	4.33	4.08	4.07	4.21	0.24	39.10
2.80	0.32	15.02	4.41	3.66	3.45	3.44	3.56	0.24	33.77
3.00	0.28	13.42	3.90	3.09	2.91	2.91	3.01	0.24	29.49
3.20	0.25	12.00	3.49	2.74	2.46	2.46	2.54	0.24	25.93
3.40	0.23	10.72	3.12	2.45	2.18	2.08	2.15	0.24	22.94
3.60	0.20	9.59	2.79	2.19	1.95	1.84	1.82	0.24	20.41
3.80	0.18	8.57	2.49	1.96	1.74	1.65	1.61	0.24	18.25
4.00	0.16	7.66	2.23	1.75	1.56	1.47	1.44	0.24	16.34
4.20	0.14	6.85	1.99	1.56	1.39	1.31	1.29	0.24	14.63
4.40	0.13	6.12	1.78	1.40	1.24	1.18	1.15	0.24	13.10
4.60	0.12	5.47	1.59	1.25	1.11	1.05	1.03	0.24	11.74
4.80	0.10	4.90	1.42	1.12	0.99	0.94	0.92	0.24	10.53
5.00	0.10	4.51	1.27	1.00	0.89	0.84	0.82	0.24	9.57
5.20	0.09	4.14	1.17	0.89	0.79	0.75	0.73	0.24	8.73
5.40	0.08	3.81	1.08	0.82	0.71	0.67	0.66	0.24	7.99
5.60	0.07	3.50	0.99	0.76	0.65	0.60	0.59	0.24	7.33
5.80	0.07	3.22	0.91	0.69	0.60	0.55	0.53	0.24	6.74
6.00	0.06	2.96	0.84	0.64	0.55	0.51	0.48	0.24	6.22
6.20	0.06	2.72	0.77	0.59	0.51	0.47	0.44	0.24	5.74
6.40	0.05	2.50	0.71	0.54	0.47	0.43	0.41	0.24	5.29
6.60	0.05	2.30	0.65	0.50	0.43	0.39	0.38	0.24	4.89
6.80	0.04	2.11	0.60	0.46	0.39	0.36	0.34	0.24	4.51
7.00	0.04	1.94	0.55	0.42	0.36	0.33	0.32	0.24	4.17
7.20	0.04	1.79	0.51	0.39	0.33	0.31	0.29	0.24	3.85
7.40	0.03	1.64	0.46	0.35	0.31	0.28	0.27	0.24	3.56
7.60	0.03	1.51	0.43	0.33	0.28	0.26	0.25	0.24	3.29
7.80	0.03	1.39	0.39	0.30	0.26	0.24	0.23	0.24	3.04
8.00	0.03	1.28	0.36	0.28	0.24	0.22	0.21	0.24	2.82
8.20	0.02	1.17	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.61
8.40	0.02	1.08	0.30	0.23	0.20	0.19	0.18	0.24	2.42
8.60	0.02	0.99	0.28	0.21	0.19	0.17	0.16	0.24	2.24
8.80	0.02	0.91	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.08
9.00	0.02	0.84	0.24	0.18	0.16	0.14	0.14	0.24	1.93

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.22

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		47.43	12.33	8.65	6.88	5.81	5.08		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.20	0.02	0.77	0.22	0.17	0.14	0.13	0.13	0.24	1.80
9.40	0.01	0.71	0.20	0.15	0.13	0.12	0.12	0.24	1.67
9.60	0.01	0.65	0.18	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.55
9.80	0.01	0.60	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.45
10.00	0.01	0.55	0.16	0.12	0.10	0.09	0.09	0.24	1.35

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.23

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		54.31	14.12	9.90	7.88	6.66	5.82		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.02	0.85	0.00					0.24	1.09
0.40	0.08	4.49	0.22	0.00				0.24	4.95
0.60	0.22	11.89	1.17	0.16	0.00			0.24	13.45
0.80	0.44	23.71	3.09	0.82	0.12	0.00		0.24	27.98
1.00	0.75	40.50	6.16	2.17	0.65	0.10	0.00	0.24	49.83
1.20	1.16	62.73	10.53	4.32	1.73	0.55	0.09	0.24	80.19
1.40	0.98	53.29	16.31	7.38	3.44	1.46	0.48	0.24	82.60
1.60	0.83	45.04	13.85	11.44	5.88	2.91	1.27	0.24	80.62
1.80	0.70	38.06	11.71	9.72	9.11	4.96	2.54	0.24	76.33
2.00	0.59	32.16	9.89	8.21	7.74	7.69	4.34	0.24	70.27
2.20	0.50	27.18	8.36	6.94	6.54	6.53	6.72	0.24	62.51
2.40	0.42	22.97	7.07	5.86	5.52	5.52	5.71	0.24	52.90
2.60	0.36	19.41	5.97	4.96	4.67	4.67	4.83	0.24	44.74
2.80	0.32	17.20	5.05	4.19	3.95	3.94	4.08	0.24	38.64
3.00	0.28	15.37	4.47	3.54	3.33	3.33	3.45	0.24	33.73
3.20	0.25	13.74	4.00	3.14	2.82	2.82	2.91	0.24	29.66
3.40	0.23	12.28	3.57	2.80	2.50	2.38	2.46	0.24	26.23
3.60	0.20	10.98	3.19	2.50	2.23	2.11	2.08	0.24	23.33
3.80	0.18	9.81	2.85	2.24	1.99	1.88	1.84	0.24	20.87
4.00	0.16	8.77	2.55	2.00	1.78	1.68	1.65	0.24	18.68
4.20	0.14	7.84	2.28	1.79	1.59	1.51	1.47	0.24	16.72
4.40	0.13	7.01	2.04	1.60	1.42	1.35	1.32	0.24	14.97
4.60	0.12	6.26	1.82	1.43	1.27	1.20	1.18	0.24	13.41
4.80	0.10	5.62	1.63	1.28	1.14	1.08	1.05	0.24	12.03
5.00	0.10	5.16	1.46	1.14	1.02	0.96	0.94	0.24	10.92
5.20	0.09	4.75	1.34	1.02	0.91	0.86	0.84	0.24	9.96
5.40	0.08	4.36	1.23	0.94	0.82	0.77	0.75	0.24	9.11
5.60	0.07	4.01	1.13	0.87	0.75	0.69	0.67	0.24	8.36
5.80	0.07	3.69	1.04	0.80	0.69	0.63	0.60	0.24	7.69
6.00	0.06	3.39	0.96	0.73	0.63	0.58	0.55	0.24	7.09
6.20	0.06	3.12	0.88	0.67	0.58	0.53	0.51	0.24	6.53
6.40	0.05	2.86	0.81	0.62	0.54	0.49	0.47	0.24	6.03

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Lanjutan Tabel 4.23

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		54.31 (mm)	14.12 (mm)	9.90 (mm)	7.88 (mm)	6.66 (mm)	5.82 (mm)		
6.60	0.05	2.63	0.74	0.57	0.49	0.45	0.43	0.24	5.56
6.80	0.04	2.42	0.68	0.52	0.45	0.42	0.40	0.24	5.13
7.00	0.04	2.23	0.63	0.48	0.42	0.38	0.36	0.24	4.74
7.20	0.04	2.05	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.24	4.37
7.40	0.03	1.88	0.53	0.41	0.35	0.32	0.31	0.24	4.04
7.60	0.03	1.73	0.49	0.37	0.32	0.30	0.28	0.24	3.73
7.80	0.03	1.59	0.45	0.34	0.30	0.27	0.26	0.24	3.45
8.00	0.03	1.46	0.41	0.32	0.27	0.25	0.24	0.24	3.19
8.20	0.02	1.34	0.38	0.29	0.25	0.23	0.22	0.24	2.95
8.40	0.02	1.23	0.35	0.27	0.23	0.21	0.20	0.24	2.73
8.60	0.02	1.14	0.32	0.24	0.21	0.19	0.19	0.24	2.53
8.80	0.02	1.04	0.30	0.23	0.19	0.18	0.17	0.24	2.35
9.00	0.02	0.96	0.27	0.21	0.18	0.16	0.16	0.24	2.18
9.20	0.02	0.88	0.25	0.19	0.16	0.15	0.14	0.24	2.02
9.40	0.01	0.81	0.23	0.17	0.15	0.14	0.13	0.24	1.88
9.60	0.01	0.75	0.21	0.16	0.14	0.13	0.12	0.24	1.75
9.80	0.01	0.69	0.19	0.15	0.13	0.12	0.11	0.24	1.62
10.00	0.01	0.63	0.18	0.14	0.12	0.11	0.10	0.24	1.51

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.24

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		60.34 (mm)	15.68 (mm)	11.00 (mm)	8.76 (mm)	7.40 (mm)	6.47 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.02	0.95	0.00					0.24	1.19
0.40	0.08	4.99	0.25	0.00				0.24	5.48
0.60	0.22	13.21	1.30	0.17	0.00			0.24	14.92
0.80	0.44	26.34	3.43	0.91	0.14	0.00		0.24	31.06
1.00	0.75	45.00	6.85	2.41	0.72	0.12	0.00	0.24	55.33
1.20	1.16	69.70	11.70	4.80	1.92	0.61	0.10	0.24	89.07
1.40	0.98	59.21	18.12	8.20	3.82	1.62	0.53	0.24	91.75
1.60	0.83	50.04	15.39	12.71	6.53	3.23	1.41	0.24	89.55
1.80	0.70	42.29	13.01	10.80	10.12	5.52	2.82	0.24	84.78
2.00	0.59	35.74	10.99	9.12	8.59	8.54	4.82	0.24	78.05
2.20	0.50	30.20	9.29	7.71	7.26	7.26	7.47	0.24	69.43
2.40	0.42	25.52	7.85	6.52	6.14	6.13	6.34	0.24	58.74
2.60	0.36	21.57	6.63	5.51	5.19	5.18	5.36	0.24	49.68
2.80	0.32	19.10	5.61	4.65	4.38	4.38	4.53	0.24	42.90
3.00	0.28	17.08	4.97	3.93	3.70	3.70	3.83	0.24	37.45
3.20	0.25	15.26	4.44	3.48	3.13	3.13	3.24	0.24	32.92
3.40	0.23	13.64	3.97	3.11	2.77	2.64	2.73	0.24	29.12
3.60	0.20	12.20	3.55	2.78	2.48	2.34	2.31	0.24	25.90
3.80	0.18	10.90	3.17	2.49	2.22	2.09	2.05	0.24	23.16

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.24

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		60.34 (mm)	15.68 (mm)	11.00 (mm)	8.76 (mm)	7.40 (mm)	6.47 (mm)		
4.00	0.16	9.74	2.83	2.22	1.98	1.87	1.83	0.24	20.72
4.20	0.14	8.71	2.53	1.99	1.77	1.67	1.64	0.24	18.55
4.40	0.13	7.79	2.26	1.78	1.58	1.49	1.46	0.24	16.61
4.60	0.12	6.96	2.02	1.59	1.41	1.34	1.31	0.24	14.87
4.80	0.10	6.24	1.81	1.42	1.26	1.19	1.17	0.24	13.34
5.00	0.10	5.74	1.62	1.27	1.13	1.07	1.04	0.24	12.11
5.20	0.09	5.27	1.49	1.14	1.01	0.95	0.93	0.24	11.04
5.40	0.08	4.85	1.37	1.05	0.91	0.85	0.83	0.24	10.10
5.60	0.07	4.46	1.26	0.96	0.83	0.76	0.75	0.24	9.26
5.80	0.07	4.10	1.16	0.88	0.77	0.70	0.67	0.24	8.52
6.00	0.06	3.77	1.06	0.81	0.70	0.65	0.61	0.24	7.85
6.20	0.06	3.46	0.98	0.75	0.65	0.59	0.56	0.24	7.23
6.40	0.05	3.18	0.90	0.69	0.59	0.55	0.52	0.24	6.67
6.60	0.05	2.93	0.83	0.63	0.55	0.50	0.48	0.24	6.15
6.80	0.04	2.69	0.76	0.58	0.50	0.46	0.44	0.24	5.67
7.00	0.04	2.47	0.70	0.53	0.46	0.42	0.40	0.24	5.24
7.20	0.04	2.27	0.64	0.49	0.42	0.39	0.37	0.24	4.83
7.40	0.03	2.09	0.59	0.45	0.39	0.36	0.34	0.24	4.46
7.60	0.03	1.92	0.54	0.41	0.36	0.33	0.31	0.24	4.12
7.80	0.03	1.77	0.50	0.38	0.33	0.30	0.29	0.24	3.81
8.00	0.03	1.62	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.52
8.20	0.02	1.49	0.42	0.32	0.28	0.26	0.24	0.24	3.25
8.40	0.02	1.37	0.39	0.30	0.26	0.24	0.22	0.24	3.01
8.60	0.02	1.26	0.36	0.27	0.24	0.22	0.21	0.24	2.79
8.80	0.02	1.16	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.58
9.00	0.02	1.07	0.30	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.39
9.20	0.02	0.98	0.28	0.21	0.18	0.17	0.16	0.24	2.22
9.40	0.01	0.90	0.25	0.19	0.17	0.15	0.15	0.24	2.06
9.60	0.01	0.83	0.23	0.18	0.15	0.14	0.14	0.24	1.91
9.80	0.01	0.76	0.22	0.16	0.14	0.13	0.12	0.24	1.78
10.00	0.01	0.70	0.20	0.15	0.13	0.12	0.11	0.24	1.65

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.25

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		63.61 (mm)	16.53 (mm)	11.60 (mm)	9.23 (mm)	7.80 (mm)	6.82 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.02	1.00	0.00					0.24	1.24
0.40	0.08	5.26	0.26	0.00				0.24	5.76
0.60	0.22	13.92	1.37	0.18	0.00			0.24	15.71
0.80	0.44	27.76	3.62	0.96	0.14	0.00		0.24	32.73
1.00	0.75	47.43	7.22	2.54	0.76	0.12	0.00	0.24	58.31
1.20	1.16	73.47	12.33	5.06	2.02	0.64	0.11	0.24	93.87

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.25  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		63.61 (mm)	16.53 (mm)	11.60 (mm)	9.23 (mm)	7.80 (mm)	6.82 (mm)		
1.40	0.98	62.41	19.10	8.65	4.03	1.71	0.56	0.24	96.69
1.60	0.83	52.74	16.22	13.40	6.88	3.40	1.49	0.24	94.38
1.80	0.70	44.57	13.71	11.38	10.66	5.81	2.97	0.24	89.35
2.00	0.59	37.67	11.59	9.62	9.06	9.01	5.08	0.24	82.26
2.20	0.50	31.83	9.79	8.13	7.66	7.65	7.87	0.24	73.17
2.40	0.42	26.90	8.27	6.87	6.47	6.46	6.69	0.24	61.91
2.60	0.36	22.74	6.99	5.80	5.47	5.46	5.65	0.24	52.35
2.80	0.32	20.14	5.91	4.91	4.62	4.62	4.78	0.24	45.21
3.00	0.28	18.00	5.23	4.15	3.90	3.90	4.04	0.24	39.46
3.20	0.25	16.09	4.68	3.67	3.30	3.30	3.41	0.24	34.69
3.40	0.23	14.38	4.18	3.28	2.92	2.79	2.88	0.24	30.68
3.60	0.20	12.86	3.74	2.93	2.61	2.47	2.44	0.24	27.28
3.80	0.18	11.49	3.34	2.62	2.34	2.21	2.16	0.24	24.39
4.00	0.16	10.27	2.99	2.34	2.09	1.97	1.93	0.24	21.83
4.20	0.14	9.18	2.67	2.10	1.87	1.76	1.72	0.24	19.54
4.40	0.13	8.21	2.39	1.87	1.67	1.58	1.54	0.24	17.49
4.60	0.12	7.34	2.13	1.67	1.49	1.41	1.38	0.24	15.66
4.80	0.10	6.58	1.91	1.50	1.33	1.26	1.23	0.24	14.04
5.00	0.10	6.05	1.71	1.34	1.19	1.13	1.10	0.24	12.75
5.20	0.09	5.56	1.57	1.20	1.06	1.01	0.98	0.24	11.62
5.40	0.08	5.11	1.44	1.10	0.95	0.90	0.88	0.24	10.63
5.60	0.07	4.70	1.33	1.01	0.88	0.81	0.79	0.24	9.75
5.80	0.07	4.32	1.22	0.93	0.81	0.74	0.70	0.24	8.96
6.00	0.06	3.97	1.12	0.86	0.74	0.68	0.65	0.24	8.26
6.20	0.06	3.65	1.03	0.79	0.68	0.63	0.60	0.24	7.61
6.40	0.05	3.35	0.95	0.72	0.63	0.58	0.55	0.24	7.02
6.60	0.05	3.08	0.87	0.67	0.58	0.53	0.50	0.24	6.47
6.80	0.04	2.84	0.80	0.61	0.53	0.49	0.46	0.24	5.97
7.00	0.04	2.61	0.74	0.56	0.49	0.45	0.43	0.24	5.51
7.20	0.04	2.40	0.68	0.52	0.45	0.41	0.39	0.24	5.08
7.40	0.03	2.20	0.62	0.48	0.41	0.38	0.36	0.24	4.69
7.60	0.03	2.02	0.57	0.44	0.38	0.35	0.33	0.24	4.33
7.80	0.03	1.86	0.53	0.40	0.35	0.32	0.30	0.24	4.00
8.00	0.03	1.71	0.48	0.37	0.32	0.29	0.28	0.24	3.70
8.20	0.02	1.57	0.44	0.34	0.29	0.27	0.26	0.24	3.42
8.40	0.02	1.45	0.41	0.31	0.27	0.25	0.24	0.24	3.16
8.60	0.02	1.33	0.38	0.29	0.25	0.23	0.22	0.24	2.93
8.80	0.02	1.22	0.35	0.26	0.23	0.21	0.20	0.24	2.71
9.00	0.02	1.12	0.32	0.24	0.21	0.19	0.18	0.24	2.51
9.20	0.02	1.03	0.29	0.22	0.19	0.18	0.17	0.24	2.33
9.40	0.01	0.95	0.27	0.20	0.18	0.16	0.15	0.24	2.16
9.60	0.01	0.87	0.25	0.19	0.16	0.15	0.14	0.24	2.00
9.80	0.01	0.80	0.23	0.17	0.15	0.14	0.13	0.24	1.86
10.00	0.01	0.74	0.21	0.16	0.14	0.13	0.12	0.24	1.73

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.26  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		70.96 (mm)	18.44 (mm)	12.94 (mm)	10.30 (mm)	8.70 (mm)	7.60 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.02	1.11	0.00					0.24	1.35
0.40	0.08	5.87	0.29	0.00				0.24	6.40
0.60	0.22	15.53	1.53	0.20	0.00			0.24	17.50
0.80	0.44	30.98	4.04	1.07	0.16	0.00		0.24	36.48
1.00	0.75	52.92	8.05	2.83	0.85	0.14	0.00	0.24	65.03
1.20	1.16	81.97	13.75	5.65	2.25	0.72	0.12	0.24	104.70
1.40	0.98	69.63	21.30	9.65	4.50	1.90	0.63	0.24	107.85
1.60	0.83	58.84	18.10	14.94	7.68	3.80	1.66	0.24	105.27
1.80	0.70	49.73	15.29	12.70	11.90	6.49	3.32	0.24	99.66
2.00	0.59	42.03	12.93	10.73	10.11	10.05	5.67	0.24	91.74
2.20	0.50	35.52	10.92	9.07	8.54	8.53	8.78	0.24	81.60
2.40	0.42	30.01	9.23	7.66	7.22	7.21	7.46	0.24	69.04
2.60	0.36	25.37	7.80	6.48	6.10	6.10	6.30	0.24	58.38
2.80	0.32	22.47	6.59	5.47	5.16	5.15	5.33	0.24	50.41
3.00	0.28	20.08	5.84	4.62	4.36	4.35	4.50	0.24	44.00
3.20	0.25	17.95	5.22	4.10	3.68	3.68	3.81	0.24	38.67
3.40	0.23	16.05	4.67	3.66	3.26	3.11	3.22	0.24	34.20
3.60	0.20	14.34	4.17	3.27	2.91	2.75	2.72	0.24	30.41
3.80	0.18	12.82	3.73	2.93	2.61	2.46	2.41	0.24	27.19
4.00	0.16	11.46	3.33	2.62	2.33	2.20	2.15	0.24	24.33
4.20	0.14	10.24	2.98	2.34	2.08	1.97	1.92	0.24	21.77
4.40	0.13	9.16	2.66	2.09	1.86	1.76	1.72	0.24	19.49
4.60	0.12	8.18	2.38	1.87	1.66	1.57	1.54	0.24	17.44
4.80	0.10	7.34	2.13	1.67	1.49	1.40	1.37	0.24	15.64
5.00	0.10	6.75	1.91	1.49	1.33	1.26	1.23	0.24	14.20
5.20	0.09	6.20	1.75	1.34	1.19	1.12	1.10	0.24	12.94
5.40	0.08	5.70	1.61	1.23	1.07	1.00	0.98	0.24	11.83
5.60	0.07	5.24	1.48	1.13	0.98	0.90	0.88	0.24	10.85
5.80	0.07	4.82	1.36	1.04	0.90	0.83	0.79	0.24	9.97
6.00	0.06	4.43	1.25	0.96	0.83	0.76	0.72	0.24	9.19
6.20	0.06	4.07	1.15	0.88	0.76	0.70	0.66	0.24	8.46
6.40	0.05	3.74	1.06	0.81	0.70	0.64	0.61	0.24	7.80
6.60	0.05	3.44	0.97	0.74	0.64	0.59	0.56	0.24	7.19
6.80	0.04	3.16	0.89	0.68	0.59	0.54	0.52	0.24	6.63
7.00	0.04	2.91	0.82	0.63	0.54	0.50	0.47	0.24	6.11
7.20	0.04	2.67	0.76	0.58	0.50	0.46	0.44	0.24	5.64
7.40	0.03	2.46	0.69	0.53	0.46	0.42	0.40	0.24	5.20
7.60	0.03	2.26	0.64	0.49	0.42	0.39	0.37	0.24	4.80
7.80	0.03	2.08	0.59	0.45	0.39	0.36	0.34	0.24	4.44
8.00	0.03	1.91	0.54	0.41	0.36	0.33	0.31	0.24	4.10
8.20	0.02	1.76	0.50	0.38	0.33	0.30	0.29	0.24	3.79
8.40	0.02	1.61	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.50
8.60	0.02	1.48	0.42	0.32	0.28	0.25	0.24	0.24	3.24
8.80	0.02	1.36	0.39	0.29	0.25	0.23	0.22	0.24	2.99
9.00	0.02	1.25	0.35	0.27	0.23	0.22	0.20	0.24	2.77

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.26

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		70.96	18.44	12.94	10.30	8.70	7.60		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.20	0.02	1.15	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.57
9.40	0.01	1.06	0.30	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.38
9.60	0.01	0.97	0.28	0.21	0.18	0.17	0.16	0.24	2.21
9.80	0.01	0.90	0.25	0.19	0.17	0.15	0.15	0.24	2.05
10.00	0.01	0.82	0.23	0.18	0.15	0.14	0.13	0.24	1.90

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.27

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		78.71	20.46	14.35	11.43	9.65	8.43		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.02	1.23	0.00					0.24	1.47
0.40	0.08	6.51	0.32	0.00				0.24	7.07
0.60	0.22	17.23	1.69	0.22	0.00			0.24	19.38
0.80	0.44	34.36	4.48	1.19	0.18	0.00		0.24	40.44
1.00	0.75	58.70	8.93	3.14	0.94	0.15	0.00	0.24	72.10
1.20	1.16	90.92	15.26	6.26	2.50	0.80	0.13	0.24	116.11
1.40	0.98	77.23	23.63	10.70	4.99	2.11	0.70	0.24	119.60
1.60	0.83	65.27	20.07	16.58	8.52	4.21	1.85	0.24	116.74
1.80	0.70	55.16	16.96	14.08	13.20	7.19	3.68	0.24	110.52
2.00	0.59	46.61	14.34	11.90	11.21	11.14	6.29	0.24	101.73
2.20	0.50	39.39	12.12	10.06	9.47	9.47	9.74	0.24	90.49
2.40	0.42	33.29	10.24	8.50	8.01	8.00	8.27	0.24	76.55
2.60	0.36	28.13	8.65	7.18	6.77	6.76	6.99	0.24	64.73
2.80	0.32	24.92	7.31	6.07	5.72	5.71	5.91	0.24	55.88
3.00	0.28	22.28	6.48	5.13	4.83	4.83	4.99	0.24	48.78
3.20	0.25	19.91	5.79	4.54	4.08	4.08	4.22	0.24	42.87
3.40	0.23	17.80	5.18	4.06	3.62	3.45	3.57	0.24	37.91
3.60	0.20	15.91	4.63	3.63	3.23	3.05	3.01	0.24	33.71
3.80	0.18	14.22	4.14	3.25	2.89	2.73	2.67	0.24	30.13
4.00	0.16	12.71	3.70	2.90	2.58	2.44	2.39	0.24	26.96
4.20	0.14	11.36	3.30	2.59	2.31	2.18	2.13	0.24	24.12
4.40	0.13	10.16	2.95	2.32	2.06	1.95	1.91	0.24	21.59
4.60	0.12	9.08	2.64	2.07	1.85	1.74	1.70	0.24	19.32
4.80	0.10	8.14	2.36	1.85	1.65	1.56	1.52	0.24	17.32
5.00	0.10	7.48	2.12	1.66	1.47	1.39	1.36	0.24	15.72
5.20	0.09	6.88	1.94	1.48	1.32	1.24	1.22	0.24	14.33
5.40	0.08	6.32	1.79	1.36	1.18	1.11	1.09	0.24	13.10
5.60	0.07	5.81	1.64	1.25	1.09	1.00	0.97	0.24	12.01
5.80	0.07	5.34	1.51	1.15	1.00	0.92	0.87	0.24	11.03
6.00	0.06	4.91	1.39	1.06	0.92	0.84	0.80	0.24	10.16
6.20	0.06	4.52	1.28	0.97	0.84	0.78	0.74	0.24	9.36
6.40	0.05	4.15	1.17	0.90	0.78	0.71	0.68	0.24	8.63

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.27

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		78.71 (mm)	20.46 (mm)	14.35 (mm)	11.43 (mm)	9.65 (mm)	8.43 (mm)		
6.60	0.05	3.82	1.08	0.82	0.71	0.66	0.62	0.24	7.95
6.80	0.04	3.51	0.99	0.76	0.66	0.60	0.57	0.24	7.33
7.00	0.04	3.23	0.91	0.70	0.60	0.55	0.53	0.24	6.76
7.20	0.04	2.96	0.84	0.64	0.55	0.51	0.48	0.24	6.23
7.40	0.03	2.73	0.77	0.59	0.51	0.47	0.44	0.24	5.75
7.60	0.03	2.51	0.71	0.54	0.47	0.43	0.41	0.24	5.30
7.80	0.03	2.30	0.65	0.50	0.43	0.40	0.38	0.24	4.89
8.00	0.03	2.12	0.60	0.46	0.40	0.36	0.35	0.24	4.52
8.20	0.02	1.95	0.55	0.42	0.36	0.33	0.32	0.24	4.17
8.40	0.02	1.79	0.51	0.39	0.33	0.31	0.29	0.24	3.86
8.60	0.02	1.65	0.47	0.35	0.31	0.28	0.27	0.24	3.56
8.80	0.02	1.51	0.43	0.33	0.28	0.26	0.25	0.24	3.30
9.00	0.02	1.39	0.39	0.30	0.26	0.24	0.23	0.24	3.05
9.20	0.02	1.28	0.36	0.28	0.24	0.22	0.21	0.24	2.82
9.40	0.01	1.17	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.61
9.60	0.01	1.08	0.31	0.23	0.20	0.19	0.18	0.24	2.42
9.80	0.01	0.99	0.28	0.21	0.19	0.17	0.16	0.24	2.25
10.00	0.01	0.91	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.08

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.28

Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Depsos

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1.01	2	5	10	20	25	50	100
0.0	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
0.2	0.63	0.83	0.98	1.09	1.19	1.24	1.35	1.47
0.4	2.38	3.49	4.36	4.95	5.48	5.76	6.40	7.07
0.6	6.23	9.34	11.77	13.45	14.92	15.71	17.50	19.38
0.8	12.82	19.35	24.46	27.98	31.06	32.73	36.48	40.44
1.0	22.73	34.40	43.54	49.83	55.33	58.31	65.03	72.10
1.2	36.51	55.32	70.06	80.19	89.07	93.87	104.70	116.11
1.4	37.60	56.98	72.16	82.60	91.75	96.69	107.85	119.60
1.6	36.71	55.61	70.44	80.62	89.55	94.38	105.27	116.74
1.8	34.76	52.66	66.69	76.33	84.78	89.35	99.66	110.52
2.0	32.01	48.48	61.40	70.27	78.05	82.26	91.74	101.73
2.2	28.49	43.14	54.62	62.51	69.43	73.17	81.60	90.49
2.4	24.13	36.51	46.22	52.90	58.74	61.91	69.04	76.55
2.6	20.43	30.89	39.10	44.74	49.68	52.35	58.38	64.73
2.8	17.66	26.69	33.77	38.64	42.90	45.21	50.41	55.88
3.0	15.43	23.31	29.49	33.73	37.45	39.46	44.00	48.78
3.2	13.58	20.50	25.93	29.66	32.92	34.69	38.67	42.87
3.4	12.03	18.14	22.94	26.23	29.12	30.68	34.20	37.91
3.6	10.72	16.15	20.41	23.33	25.90	27.28	30.41	33.71
3.8	9.60	14.45	18.25	20.87	23.16	24.39	27.19	30.13
4.0	8.60	12.94	16.34	18.68	20.72	21.83	24.33	26.96

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.28  
Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Depsos

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1.01	2	5	10	20	25	50	100
4.2	7.72	11.59	14.63	16.72	18.55	19.54	21.77	24.12
4.4	6.92	10.39	13.10	14.97	16.61	17.49	19.49	21.59
4.6	6.21	9.31	11.74	13.41	14.87	15.66	17.44	19.32
4.8	5.59	8.36	10.53	12.03	13.34	14.04	15.64	17.32
5.0	5.09	7.60	9.57	10.92	12.11	12.75	14.20	15.72
5.2	4.65	6.94	8.73	9.96	11.04	11.62	12.94	14.33
5.4	4.26	6.35	7.99	9.11	10.10	10.63	11.83	13.10
5.6	3.92	5.83	7.33	8.36	9.26	9.75	10.85	12.01
5.8	3.62	5.37	6.74	7.69	8.52	8.96	9.97	11.03
6.0	3.35	4.96	6.22	7.09	7.85	8.26	9.19	10.16
6.2	3.10	4.58	5.74	6.53	7.23	7.61	8.46	9.36
6.4	2.87	4.23	5.29	6.03	6.67	7.02	7.80	8.63
6.6	2.65	3.90	4.89	5.56	6.15	6.47	7.19	7.95
6.8	2.46	3.61	4.51	5.13	5.67	5.97	6.63	7.33
7.0	2.28	3.34	4.17	4.74	5.24	5.51	6.11	6.76
7.2	2.11	3.09	3.85	4.37	4.83	5.08	5.64	6.23
7.4	1.96	2.86	3.56	4.04	4.46	4.69	5.20	5.75
7.6	1.82	2.65	3.29	3.73	4.12	4.33	4.80	5.30
7.8	1.70	2.45	3.04	3.45	3.81	4.00	4.44	4.89
8.0	1.58	2.27	2.82	3.19	3.52	3.70	4.10	4.52
8.2	1.47	2.11	2.61	2.95	3.25	3.42	3.79	4.17
8.4	1.37	1.96	2.42	2.73	3.01	3.16	3.50	3.86
8.6	1.28	1.82	2.24	2.53	2.79	2.93	3.24	3.56
8.8	1.20	1.69	2.08	2.35	2.58	2.71	2.99	3.30
9.0	1.12	1.58	1.93	2.18	2.39	2.51	2.77	3.05
9.2	1.05	1.47	1.80	2.02	2.22	2.33	2.57	2.82
9.4	0.98	1.37	1.67	1.88	2.06	2.16	2.38	2.61
9.6	0.92	1.28	1.55	1.75	1.91	2.00	2.21	2.42
9.8	0.87	1.19	1.45	1.62	1.78	1.86	2.05	2.25
10.0	0.82	1.12	1.35	1.51	1.65	1.73	1.90	2.08

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan HSS Nakayasu untuk Sub DAS Depsos pada Tabel 4.28 dapat diketahui debit banjir di setiap kala ulang dan berikut adalah diagram yang menggambarkan hasil debit banjir menggunakan Metode HSS Nakayasu.





#### 4.1.9.1.3 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Limantara

Berikut parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Limantara pada Sub DAS Depsos :

##### Parameter DAS

Luas	=	7.34	km <sup>2</sup>
Panjang Sungai Utama	=	5.76	km
Lc	=	2.88	km
Slope	=	0.00017	
n (Kekasaran DAS)	=	0.035	(Pemukiman dan Tanaman Kecil)

##### Parameter Tg

$$T_g = 0,21 * (L^{0,7})$$

$$T_g = 0.72 \text{ jam}$$

##### Parameter tr

$$t_r = 0,85 * t_g = 0.61 \text{ jam}$$

##### Parameter Tp

$$T_p = T_g + 0.8 T_r$$

$$T_p = 1.2 \text{ jam}$$

##### Parameter Qp (debit puncak)

$$Q_p = 0,042 \cdot A^{0,451} L^{0,497} L_c^{0,356} S^{-0,131} n^{0,168} = 0.6 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Limantara pada Sub DAS Depsos di atas tersebut, selanjutnya dapat ditentukan debit pada Unit Hidrografny. Ordinat HSS Limantara perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1 mm.

Tabel 4.29

Ordinat HSS Limantara Sub DAS Depsos

t (jam)	Ordinat	Volume		Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
0.00	0.0000	0		0.00	0
0.20	0.0873	31.429		0.09	33.799
0.40	0.1881	99.128		0.20	106.600
0.60	0.2946	173.748	$Q_t = Q_p (t/T_p)^{1.107}$	0.32	186.846
0.80	0.4051	251.870		0.44	270.857
1.00	0.5186	332.500		0.56	357.564
1.20	0.6345	415.108		0.68	446.400
1.40	0.587	439.680		0.63	472.824
1.60	0.541	406.147		0.58	436.763
1.80	0.499	374.699	$Q_t = Q_p \cdot 10^{(0,175(T_p-t))}$	0.54	402.945
2.00	0.461	345.687		0.50	371.745
2.20	0.425	318.921		0.46	342.962
2.40	0.392	294.227		0.42	316.407

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

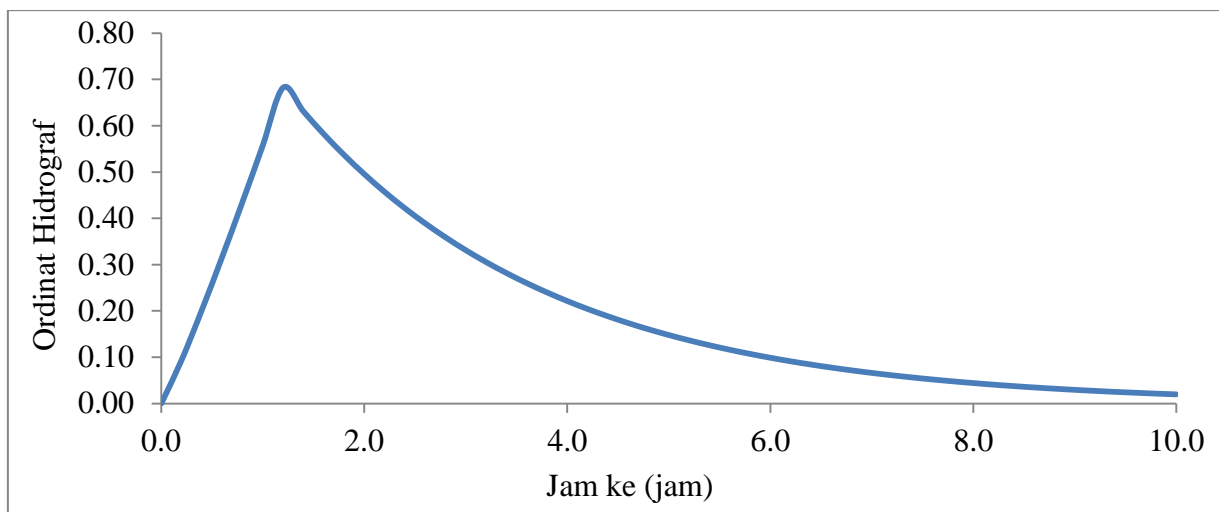
Lanjutan Tabel 4.29  
Ordinat HSS Limantara Sub DAS Depsos

t (jam)	Ordinat	Volume	Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
2.60	0.362	271.446	0.39	291.908
2.80	0.334	250.428	0.36	269.306
3.00	0.308	231.038	0.33	248.454
3.20	0.284	213.149	0.31	229.216
3.40	0.262	196.645	0.28	211.469
3.60	0.242	181.419	0.26	195.095
3.80	0.223	167.372	0.24	179.989
4.00	0.206	154.413	0.22	166.053
4.20	0.190	142.457	0.20	153.195
4.40	0.175	131.426	0.19	141.334
4.60	0.162	121.250	0.17	130.390
4.80	0.149	111.862	0.16	120.294
5.00	0.138	103.201	0.15	110.980
5.20	0.127	95.210	0.14	102.387
5.40	0.117	87.838	0.13	94.460
5.60	0.108	81.037	0.12	87.146
5.80	0.100	74.762	0.11	80.398
6.00	0.092	68.974	0.10	74.173
6.20	0.085	63.633	0.09	68.430
6.40	0.078	58.706	0.08	63.131
6.60	0.072	54.161	0.08	58.243
6.80	0.067	49.967	0.07	53.734
7.00	0.061	46.098	0.07	49.573
7.20	0.057	42.529	0.06	45.735
7.40	0.052	39.236	0.06	42.194
7.60	0.048	36.198	0.05	38.927
7.80	0.045	33.395	0.05	35.913
8.00	0.041	30.809	0.04	33.132
8.20	0.038	28.424	0.04	30.566
8.40	0.035	26.223	0.04	28.200
8.60	0.032	24.193	0.03	26.016
8.80	0.030	22.319	0.03	24.002
9.00	0.027	20.591	0.03	22.143
9.20	0.025	18.997	0.03	20.429
9.40	0.023	17.526	0.03	18.847
9.60	0.022	16.169	0.02	17.388
9.80	0.020	14.917	0.02	16.042
10.0	0.018	13.762	0.02	14.799
Volume		6824.92		7339.401
Kedalaman Hujan		0.92990		1.000
Faktor Koreksi		1.075		1.000

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

$$Q_t = Q_p \cdot 10^{(0.175(T_p-t))}$$





Gambar 4.5 Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Limantara

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap periode waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel-tabel perhitungan debit banjir rancangannya.

Tabel 4.30

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		24.64 (mm)	6.40 (mm)	4.49 (mm)	3.58 (mm)	3.02 (mm)	2.64 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.09	2.31	0.00					0.24	2.55
0.40	0.20	4.98	0.60	0.00				0.24	5.82
0.60	0.32	7.81	1.30	0.42	0.00			0.24	9.76
0.80	0.44	10.73	2.03	0.91	0.34	0.00		0.24	14.25
1.00	0.56	13.74	2.79	1.42	0.72	0.28	0.00	0.24	19.20
1.20	0.68	16.81	3.57	1.96	1.13	0.61	0.25	0.24	24.57
1.40	0.63	15.55	4.37	2.51	1.56	0.96	0.53	0.24	25.71
1.60	0.58	14.34	4.04	3.07	1.99	1.32	0.84	0.24	25.84
1.80	0.54	13.23	3.73	2.83	2.44	1.68	1.15	0.24	25.31
2.00	0.50	12.21	3.44	2.62	2.26	2.06	1.47	0.24	24.29
2.20	0.46	11.26	3.17	2.41	2.08	1.91	1.80	0.24	22.88
2.40	0.42	10.39	2.93	2.23	1.92	1.76	1.67	0.24	21.13
2.60	0.39	9.59	2.70	2.05	1.77	1.62	1.54	0.24	19.51
2.80	0.36	8.84	2.49	1.89	1.63	1.50	1.42	0.24	18.02
3.00	0.33	8.16	2.30	1.75	1.51	1.38	1.31	0.24	16.64
3.20	0.31	7.53	2.12	1.61	1.39	1.27	1.21	0.24	15.37
3.40	0.28	6.95	1.96	1.49	1.28	1.18	1.11	0.24	14.20

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.30

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		24.64 (mm)	6.40 (mm)	4.49 (mm)	3.58 (mm)	3.02 (mm)	2.64 (mm)		
3.60	0.26	6.41	1.81	1.37	1.18	1.08	1.03	0.24	13.12
3.80	0.24	5.91	1.67	1.27	1.09	1.00	0.95	0.24	12.12
4.00	0.22	5.45	1.54	1.17	1.01	0.92	0.87	0.24	11.20
4.20	0.20	5.03	1.42	1.08	0.93	0.85	0.81	0.24	10.35
4.40	0.19	4.64	1.31	0.99	0.86	0.79	0.74	0.24	9.57
4.60	0.17	4.28	1.21	0.92	0.79	0.72	0.69	0.24	8.85
4.80	0.16	3.95	1.11	0.85	0.73	0.67	0.63	0.24	8.18
5.00	0.15	3.64	1.03	0.78	0.67	0.62	0.58	0.24	7.57
5.20	0.14	3.36	0.95	0.72	0.62	0.57	0.54	0.24	7.00
5.40	0.13	3.10	0.87	0.66	0.57	0.52	0.50	0.24	6.48
5.60	0.12	2.86	0.81	0.61	0.53	0.48	0.46	0.24	5.99
5.80	0.11	2.64	0.74	0.57	0.49	0.45	0.42	0.24	5.55
6.00	0.10	2.44	0.69	0.52	0.45	0.41	0.39	0.24	5.14
6.20	0.09	2.25	0.63	0.48	0.42	0.38	0.36	0.24	4.76
6.40	0.08	2.07	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.24	4.41
6.60	0.08	1.91	0.54	0.41	0.35	0.32	0.31	0.24	4.09
6.80	0.07	1.76	0.50	0.38	0.33	0.30	0.28	0.24	3.79
7.00	0.07	1.63	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.51
7.20	0.06	1.50	0.42	0.32	0.28	0.25	0.24	0.24	3.26
7.40	0.06	1.39	0.39	0.30	0.26	0.23	0.22	0.24	3.03
7.60	0.05	1.28	0.36	0.27	0.24	0.22	0.20	0.24	2.81
7.80	0.05	1.18	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.61
8.00	0.04	1.09	0.31	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.43
8.20	0.04	1.00	0.28	0.22	0.19	0.17	0.16	0.24	2.26
8.40	0.04	0.93	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.10
8.60	0.03	0.85	0.24	0.18	0.16	0.14	0.14	0.24	1.96
8.80	0.03	0.79	0.22	0.17	0.15	0.13	0.13	0.24	1.82
9.00	0.03	0.73	0.20	0.16	0.13	0.12	0.12	0.24	1.70
9.20	0.03	0.67	0.19	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.59
9.40	0.03	0.62	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.48
9.60	0.02	0.57	0.16	0.12	0.11	0.10	0.09	0.24	1.39
9.80	0.02	0.53	0.15	0.11	0.10	0.09	0.08	0.24	1.30
10.00	0.02	0.49	0.14	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.22

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.31

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)					Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		37.41 (mm)	9.72 (mm)	6.82 (mm)	5.43 (mm)	4.59 (mm)		
0.00	0.00	0.00					0.24	0.24
0.20	0.09	3.51	0.00				0.24	3.75
0.40	0.20	7.57	0.91	0.00			0.24	8.72
0.60	0.32	11.85	1.97	0.64	0.00		0.24	14.70
0.80	0.44	16.30	3.08	1.38	0.51	0.00	0.24	21.51

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.31  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		37.41 (mm)	9.72 (mm)	6.82 (mm)	5.43 (mm)	4.59 (mm)	4.01 (mm)		
1.00	0.56	20.86	4.24	2.16	1.10	0.43	0.00	0.24	29.03
1.20	0.68	25.53	5.42	2.97	1.72	0.93	0.38	0.24	37.19
1.40	0.63	23.61	6.64	3.80	2.37	1.45	0.81	0.24	38.92
1.60	0.58	21.78	6.14	4.65	3.03	2.00	1.27	0.24	39.11
1.80	0.54	20.10	5.66	4.30	3.71	2.56	1.75	0.24	38.31
2.00	0.50	18.54	5.22	3.97	3.43	3.13	2.24	0.24	36.77
2.20	0.46	17.10	4.82	3.66	3.16	2.89	2.74	0.24	34.62
2.40	0.42	15.78	4.45	3.38	2.92	2.67	2.53	0.24	31.96
2.60	0.39	14.56	4.10	3.12	2.69	2.46	2.33	0.24	29.51
2.80	0.36	13.43	3.78	2.88	2.48	2.27	2.15	0.24	27.24
3.00	0.33	12.39	3.49	2.65	2.29	2.10	1.99	0.24	25.15
3.20	0.31	11.43	3.22	2.45	2.11	1.93	1.83	0.24	23.22
3.40	0.28	10.55	2.97	2.26	1.95	1.78	1.69	0.24	21.44
3.60	0.26	9.73	2.74	2.08	1.80	1.65	1.56	0.24	19.80
3.80	0.24	8.98	2.53	1.92	1.66	1.52	1.44	0.24	18.29
4.00	0.22	8.28	2.33	1.77	1.53	1.40	1.33	0.24	16.89
4.20	0.20	7.64	2.15	1.64	1.41	1.29	1.22	0.24	15.60
4.40	0.19	7.05	1.99	1.51	1.30	1.19	1.13	0.24	14.41
4.60	0.17	6.50	1.83	1.39	1.20	1.10	1.04	0.24	13.31
4.80	0.16	6.00	1.69	1.29	1.11	1.02	0.96	0.24	12.30
5.00	0.15	5.53	1.56	1.19	1.02	0.94	0.89	0.24	11.37
5.20	0.14	5.11	1.44	1.09	0.94	0.86	0.82	0.24	10.51
5.40	0.13	4.71	1.33	1.01	0.87	0.80	0.76	0.24	9.71
5.60	0.12	4.35	1.22	0.93	0.80	0.74	0.70	0.24	8.98
5.80	0.11	4.01	1.13	0.86	0.74	0.68	0.64	0.24	8.30
6.00	0.10	3.70	1.04	0.79	0.68	0.63	0.59	0.24	7.68
6.20	0.09	3.41	0.96	0.73	0.63	0.58	0.55	0.24	7.10
6.40	0.08	3.15	0.89	0.67	0.58	0.53	0.50	0.24	6.57
6.60	0.08	2.90	0.82	0.62	0.54	0.49	0.47	0.24	6.08
6.80	0.07	2.68	0.75	0.57	0.50	0.45	0.43	0.24	5.63
7.00	0.07	2.47	0.70	0.53	0.46	0.42	0.40	0.24	5.21
7.20	0.06	2.28	0.64	0.49	0.42	0.39	0.37	0.24	4.83
7.40	0.06	2.10	0.59	0.45	0.39	0.36	0.34	0.24	4.47
7.60	0.05	1.94	0.55	0.42	0.36	0.33	0.31	0.24	4.14
7.80	0.05	1.79	0.50	0.38	0.33	0.30	0.29	0.24	3.84
8.00	0.04	1.65	0.47	0.35	0.31	0.28	0.26	0.24	3.56
8.20	0.04	1.52	0.43	0.33	0.28	0.26	0.24	0.24	3.30
8.40	0.04	1.41	0.40	0.30	0.26	0.24	0.23	0.24	3.07
8.60	0.03	1.30	0.37	0.28	0.24	0.22	0.21	0.24	2.85
8.80	0.03	1.20	0.34	0.26	0.22	0.20	0.19	0.24	2.65
9.00	0.03	1.10	0.31	0.24	0.20	0.19	0.18	0.24	2.46
9.20	0.03	1.02	0.29	0.22	0.19	0.17	0.16	0.24	2.29
9.40	0.03	0.94	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.13
9.60	0.02	0.87	0.24	0.19	0.16	0.15	0.14	0.24	1.98
9.80	0.02	0.80	0.23	0.17	0.15	0.14	0.13	0.24	1.85
10.00	0.02	0.74	0.21	0.16	0.14	0.12	0.12	0.24	1.72

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.32  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		47.43 (mm)	12.33 (mm)	8.65 (mm)	6.88 (mm)	5.81 (mm)	5.08 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.09	4.45	0.00					0.24	4.69
0.40	0.20	9.59	1.16	0.00				0.24	10.99
0.60	0.32	15.03	2.49	0.81	0.00			0.24	18.57
0.80	0.44	20.66	3.91	1.75	0.65	0.00		0.24	27.20
1.00	0.56	26.45	5.37	2.74	1.39	0.55	0.00	0.24	36.74
1.20	0.68	32.36	6.87	3.77	2.18	1.18	0.48	0.24	47.08
1.40	0.63	29.93	8.41	4.82	3.00	1.84	1.03	0.24	49.27
1.60	0.58	27.61	7.78	5.90	3.84	2.53	1.61	0.24	49.51
1.80	0.54	25.47	7.18	5.46	4.70	3.24	2.21	0.24	48.50
2.00	0.50	23.50	6.62	5.03	4.34	3.97	2.83	0.24	46.54
2.20	0.46	21.68	6.11	4.64	4.01	3.67	3.47	0.24	43.82
2.40	0.42	20.00	5.64	4.29	3.70	3.38	3.21	0.24	40.45
2.60	0.39	18.45	5.20	3.95	3.41	3.12	2.96	0.24	37.34
2.80	0.36	17.03	4.80	3.65	3.15	2.88	2.73	0.24	34.47
3.00	0.33	15.71	4.43	3.36	2.90	2.66	2.52	0.24	31.82
3.20	0.31	14.49	4.08	3.10	2.68	2.45	2.32	0.24	29.37
3.40	0.28	13.37	3.77	2.86	2.47	2.26	2.14	0.24	27.12
3.60	0.26	12.33	3.47	2.64	2.28	2.09	1.98	0.24	25.04
3.80	0.24	11.38	3.21	2.44	2.10	1.93	1.82	0.24	23.12
4.00	0.22	10.50	2.96	2.25	1.94	1.78	1.68	0.24	21.34
4.20	0.20	9.69	2.73	2.07	1.79	1.64	1.55	0.24	19.71
4.40	0.19	8.94	2.52	1.91	1.65	1.51	1.43	0.24	18.20
4.60	0.17	8.24	2.32	1.77	1.52	1.39	1.32	0.24	16.81
4.80	0.16	7.61	2.14	1.63	1.41	1.29	1.22	0.24	15.53
5.00	0.15	7.02	1.98	1.50	1.30	1.19	1.12	0.24	14.35
5.20	0.14	6.47	1.82	1.39	1.20	1.10	1.04	0.24	13.25
5.40	0.13	5.97	1.68	1.28	1.10	1.01	0.96	0.24	12.25
5.60	0.12	5.51	1.55	1.18	1.02	0.93	0.88	0.24	11.32
5.80	0.11	5.08	1.43	1.09	0.94	0.86	0.81	0.24	10.46
6.00	0.10	4.69	1.32	1.00	0.87	0.79	0.75	0.24	9.67
6.20	0.09	4.33	1.22	0.93	0.80	0.73	0.69	0.24	8.94
6.40	0.08	3.99	1.12	0.85	0.74	0.68	0.64	0.24	8.26
6.60	0.08	3.68	1.04	0.79	0.68	0.62	0.59	0.24	7.64
6.80	0.07	3.40	0.96	0.73	0.63	0.57	0.54	0.24	7.07
7.00	0.07	3.13	0.88	0.67	0.58	0.53	0.50	0.24	6.54
7.20	0.06	2.89	0.81	0.62	0.53	0.49	0.46	0.24	6.05
7.40	0.06	2.67	0.75	0.57	0.49	0.45	0.43	0.24	5.60
7.60	0.05	2.46	0.69	0.53	0.45	0.42	0.39	0.24	5.19
7.80	0.05	2.27	0.64	0.49	0.42	0.38	0.36	0.24	4.80
8.00	0.04	2.09	0.59	0.45	0.39	0.35	0.34	0.24	4.45
8.20	0.04	1.93	0.54	0.41	0.36	0.33	0.31	0.24	4.12
8.40	0.04	1.78	0.50	0.38	0.33	0.30	0.29	0.24	3.82
8.60	0.03	1.64	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.55
8.80	0.03	1.52	0.43	0.33	0.28	0.26	0.24	0.24	3.29
9.00	0.03	1.40	0.39	0.30	0.26	0.24	0.22	0.24	3.05

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.32

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		47.43 (mm)	12.33 (mm)	8.65 (mm)	6.88 (mm)	5.81 (mm)	5.08 (mm)		
9.20	0.03	1.29	0.36	0.28	0.24	0.22	0.21	0.24	2.84
9.40	0.03	1.19	0.34	0.26	0.22	0.20	0.19	0.24	2.64
9.60	0.02	1.10	0.31	0.24	0.20	0.19	0.18	0.24	2.45
9.80	0.02	1.01	0.29	0.22	0.19	0.17	0.16	0.24	2.28
10.00	0.02	0.94	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.12

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.33

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		54.31 (mm)	14.12 (mm)	9.90 (mm)	7.88 (mm)	6.66 (mm)	5.82 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.09	5.10	0.00					0.24	5.34
0.40	0.20	10.98	1.33	0.00				0.24	12.55
0.60	0.32	17.21	2.85	0.93	0.00			0.24	21.23
0.80	0.44	23.66	4.47	2.00	0.74	0.00		0.24	31.11
1.00	0.56	30.29	6.15	3.14	1.59	0.63	0.00	0.24	42.03
1.20	0.68	37.06	7.87	4.31	2.50	1.35	0.55	0.24	53.88
1.40	0.63	34.27	9.63	5.52	3.43	2.11	1.18	0.24	56.39
1.60	0.58	31.62	8.91	6.76	4.40	2.90	1.84	0.24	56.67
1.80	0.54	29.17	8.22	6.25	5.38	3.71	2.53	0.24	55.51
2.00	0.50	26.91	7.58	5.77	4.97	4.54	3.25	0.24	53.26
2.20	0.46	24.83	7.00	5.32	4.59	4.20	3.97	0.24	50.14
2.40	0.42	22.91	6.45	4.91	4.23	3.88	3.67	0.24	46.29
2.60	0.39	21.13	5.95	4.53	3.91	3.58	3.39	0.24	42.72
2.80	0.36	19.50	5.49	4.18	3.60	3.30	3.13	0.24	39.43
3.00	0.33	17.99	5.07	3.85	3.32	3.04	2.88	0.24	36.40
3.20	0.31	16.59	4.68	3.55	3.07	2.81	2.66	0.24	33.60
3.40	0.28	15.31	4.31	3.28	2.83	2.59	2.45	0.24	31.02
3.60	0.26	14.12	3.98	3.03	2.61	2.39	2.26	0.24	28.63
3.80	0.24	13.03	3.67	2.79	2.41	2.20	2.09	0.24	26.44
4.00	0.22	12.02	3.39	2.58	2.22	2.03	1.93	0.24	24.41
4.20	0.20	11.09	3.12	2.38	2.05	1.88	1.78	0.24	22.54
4.40	0.19	10.23	2.88	2.19	1.89	1.73	1.64	0.24	20.81
4.60	0.17	9.44	2.66	2.02	1.74	1.60	1.51	0.24	19.22
4.80	0.16	8.71	2.45	1.87	1.61	1.47	1.40	0.24	17.75
5.00	0.15	8.03	2.26	1.72	1.49	1.36	1.29	0.24	16.39
5.20	0.14	7.41	2.09	1.59	1.37	1.25	1.19	0.24	15.14
5.40	0.13	6.84	1.93	1.46	1.26	1.16	1.10	0.24	13.99
5.60	0.12	6.31	1.78	1.35	1.17	1.07	1.01	0.24	12.92
5.80	0.11	5.82	1.64	1.25	1.08	0.98	0.93	0.24	11.94
6.00	0.10	5.37	1.51	1.15	0.99	0.91	0.86	0.24	11.04
6.20	0.09	4.95	1.40	1.06	0.92	0.84	0.79	0.24	10.20
6.40	0.08	4.57	1.29	0.98	0.84	0.77	0.73	0.24	9.43

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.33  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		54.31 (mm)	14.12 (mm)	9.90 (mm)	7.88 (mm)	6.66 (mm)	5.82 (mm)		
6.60	0.08	4.22	1.19	0.90	0.78	0.71	0.68	0.24	8.72
6.80	0.07	3.89	1.10	0.83	0.72	0.66	0.62	0.24	8.06
7.00	0.07	3.59	1.01	0.77	0.66	0.61	0.58	0.24	7.45
7.20	0.06	3.31	0.93	0.71	0.61	0.56	0.53	0.24	6.90
7.40	0.06	3.05	0.86	0.65	0.56	0.52	0.49	0.24	6.38
7.60	0.05	2.82	0.79	0.60	0.52	0.48	0.45	0.24	5.91
7.80	0.05	2.60	0.73	0.56	0.48	0.44	0.42	0.24	5.47
8.00	0.04	2.40	0.68	0.51	0.44	0.41	0.38	0.24	5.06
8.20	0.04	2.21	0.62	0.47	0.41	0.37	0.35	0.24	4.69
8.40	0.04	2.04	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.24	4.34
8.60	0.03	1.88	0.53	0.40	0.35	0.32	0.30	0.24	4.03
8.80	0.03	1.74	0.49	0.37	0.32	0.29	0.28	0.24	3.73
9.00	0.03	1.60	0.45	0.34	0.30	0.27	0.26	0.24	3.46
9.20	0.03	1.48	0.42	0.32	0.27	0.25	0.24	0.24	3.21
9.40	0.03	1.36	0.38	0.29	0.25	0.23	0.22	0.24	2.98
9.60	0.02	1.26	0.35	0.27	0.23	0.21	0.20	0.24	2.77
9.80	0.02	1.16	0.33	0.25	0.21	0.20	0.19	0.24	2.57
10.00	0.02	1.07	0.30	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.39

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.34  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		60.34 (mm)	15.68 (mm)	11.00 (mm)	8.76 (mm)	7.40 (mm)	6.47 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.09	5.67	0.00					0.24	5.91
0.40	0.20	12.20	1.47	0.00				0.24	13.92
0.60	0.32	19.12	3.17	1.03	0.00			0.24	23.56
0.80	0.44	26.29	4.97	2.22	0.82	0.00		0.24	34.54
1.00	0.56	33.65	6.83	3.49	1.77	0.69	0.00	0.24	46.67
1.20	0.68	41.18	8.75	4.79	2.77	1.50	0.61	0.24	59.83
1.40	0.63	38.08	10.70	6.14	3.82	2.34	1.31	0.24	62.62
1.60	0.58	35.13	9.90	7.51	4.88	3.22	2.05	0.24	62.93
1.80	0.54	32.41	9.13	6.94	5.98	4.12	2.82	0.24	61.64
2.00	0.50	29.90	8.42	6.41	5.53	5.05	3.61	0.24	59.15
2.20	0.46	27.59	7.77	5.91	5.10	4.67	4.41	0.24	55.69
2.40	0.42	25.45	7.17	5.45	4.70	4.31	4.08	0.24	51.40
2.60	0.39	23.48	6.62	5.03	4.34	3.97	3.76	0.24	47.44
2.80	0.36	21.66	6.10	4.64	4.00	3.67	3.47	0.24	43.79
3.00	0.33	19.98	5.63	4.28	3.69	3.38	3.20	0.24	40.42
3.20	0.31	18.44	5.19	3.95	3.41	3.12	2.96	0.24	37.30
3.40	0.28	17.01	4.79	3.64	3.14	2.88	2.73	0.24	34.43
3.60	0.26	15.69	4.42	3.36	2.90	2.66	2.52	0.24	31.79
3.80	0.24	14.48	4.08	3.10	2.68	2.45	2.32	0.24	29.34

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Lanjutan Tabel 4.34

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		60.34 (mm)	15.68 (mm)	11.00 (mm)	8.76 (mm)	7.40 (mm)	6.47 (mm)		
4.00	0.22	13.36	3.76	2.86	2.47	2.26	2.14	0.24	27.09
4.20	0.20	12.32	3.47	2.64	2.28	2.08	1.98	0.24	25.01
4.40	0.19	11.37	3.20	2.44	2.10	1.92	1.82	0.24	23.09
4.60	0.17	10.49	2.95	2.25	1.94	1.77	1.68	0.24	21.32
4.80	0.16	9.68	2.73	2.07	1.79	1.64	1.55	0.24	19.69
5.00	0.15	8.93	2.52	1.91	1.65	1.51	1.43	0.24	18.19
5.20	0.14	8.24	2.32	1.76	1.52	1.39	1.32	0.24	16.80
5.40	0.13	7.60	2.14	1.63	1.40	1.29	1.22	0.24	15.51
5.60	0.12	7.01	1.97	1.50	1.30	1.19	1.12	0.24	14.33
5.80	0.11	6.47	1.82	1.39	1.20	1.09	1.04	0.24	13.24
6.00	0.10	5.97	1.68	1.28	1.10	1.01	0.96	0.24	12.23
6.20	0.09	5.50	1.55	1.18	1.02	0.93	0.88	0.24	11.31
6.40	0.08	5.08	1.43	1.09	0.94	0.86	0.81	0.24	10.45
6.60	0.08	4.68	1.32	1.00	0.87	0.79	0.75	0.24	9.66
6.80	0.07	4.32	1.22	0.93	0.80	0.73	0.69	0.24	8.93
7.00	0.07	3.99	1.12	0.85	0.74	0.67	0.64	0.24	8.26
7.20	0.06	3.68	1.04	0.79	0.68	0.62	0.59	0.24	7.64
7.40	0.06	3.39	0.96	0.73	0.63	0.57	0.54	0.24	7.06
7.60	0.05	3.13	0.88	0.67	0.58	0.53	0.50	0.24	6.53
7.80	0.05	2.89	0.81	0.62	0.53	0.49	0.46	0.24	6.05
8.00	0.04	2.66	0.75	0.57	0.49	0.45	0.43	0.24	5.60
8.20	0.04	2.46	0.69	0.53	0.45	0.42	0.39	0.24	5.18
8.40	0.04	2.27	0.64	0.49	0.42	0.38	0.36	0.24	4.80
8.60	0.03	2.09	0.59	0.45	0.39	0.35	0.34	0.24	4.45
8.80	0.03	1.93	0.54	0.41	0.36	0.33	0.31	0.24	4.12
9.00	0.03	1.78	0.50	0.38	0.33	0.30	0.29	0.24	3.82
9.20	0.03	1.64	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.54
9.40	0.03	1.52	0.43	0.32	0.28	0.26	0.24	0.24	3.29
9.60	0.02	1.40	0.39	0.30	0.26	0.24	0.22	0.24	3.05
9.80	0.02	1.29	0.36	0.28	0.24	0.22	0.21	0.24	2.83
10.00	0.02	1.19	0.34	0.26	0.22	0.20	0.19	0.24	2.63

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.34

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		63.61 (mm)	16.53 (mm)	11.60 (mm)	9.23 (mm)	7.80 (mm)	6.82 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.09	5.97	0.00					0.24	6.21
0.40	0.20	12.86	1.55	0.00				0.24	14.66
0.60	0.32	20.15	3.34	1.09	0.00			0.24	24.82
0.80	0.44	27.71	5.24	2.35	0.87	0.00		0.24	36.40
1.00	0.56	35.47	7.20	3.67	1.87	0.73	0.00	0.24	49.18
1.20	0.68	43.40	9.22	5.05	2.92	1.58	0.64	0.24	63.05

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.34  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		63.61 (mm)	16.53 (mm)	11.60 (mm)	9.23 (mm)	7.80 (mm)	6.82 (mm)		
1.40	0.63	40.14	11.28	6.47	4.02	2.47	1.38	0.24	66.00
1.60	0.58	37.03	10.43	7.91	5.15	3.40	2.16	0.24	66.32
1.80	0.54	34.16	9.63	7.32	6.30	4.35	2.97	0.24	64.96
2.00	0.50	31.52	8.88	6.75	5.83	5.32	3.80	0.24	62.34
2.20	0.46	29.08	8.19	6.23	5.38	4.92	4.65	0.24	58.68
2.40	0.42	26.83	7.56	5.75	4.96	4.54	4.30	0.24	54.17
2.60	0.39	24.75	6.97	5.30	4.57	4.19	3.97	0.24	49.99
2.80	0.36	22.83	6.43	4.89	4.22	3.86	3.66	0.24	46.14
3.00	0.33	21.07	5.93	4.51	3.89	3.56	3.38	0.24	42.59
3.20	0.31	19.43	5.48	4.16	3.59	3.29	3.12	0.24	39.31
3.40	0.28	17.93	5.05	3.84	3.31	3.03	2.87	0.24	36.28
3.60	0.26	16.54	4.66	3.54	3.06	2.80	2.65	0.24	33.49
3.80	0.24	15.26	4.30	3.27	2.82	2.58	2.45	0.24	30.92
4.00	0.22	14.08	3.97	3.02	2.60	2.38	2.26	0.24	28.54
4.20	0.20	12.99	3.66	2.78	2.40	2.20	2.08	0.24	26.35
4.40	0.19	11.98	3.38	2.57	2.22	2.03	1.92	0.24	24.33
4.60	0.17	11.06	3.11	2.37	2.04	1.87	1.77	0.24	22.46
4.80	0.16	10.20	2.87	2.18	1.89	1.73	1.64	0.24	20.74
5.00	0.15	9.41	2.65	2.02	1.74	1.59	1.51	0.24	19.16
5.20	0.14	8.68	2.45	1.86	1.60	1.47	1.39	0.24	17.69
5.40	0.13	8.01	2.26	1.72	1.48	1.36	1.28	0.24	16.34
5.60	0.12	7.39	2.08	1.58	1.37	1.25	1.18	0.24	15.09
5.80	0.11	6.82	1.92	1.46	1.26	1.15	1.09	0.24	13.94
6.00	0.10	6.29	1.77	1.35	1.16	1.06	1.01	0.24	12.88
6.20	0.09	5.80	1.63	1.24	1.07	0.98	0.93	0.24	11.90
6.40	0.08	5.35	1.51	1.15	0.99	0.91	0.86	0.24	11.00
6.60	0.08	4.94	1.39	1.06	0.91	0.84	0.79	0.24	10.17
6.80	0.07	4.56	1.28	0.98	0.84	0.77	0.73	0.24	9.40
7.00	0.07	4.20	1.18	0.90	0.78	0.71	0.67	0.24	8.69
7.20	0.06	3.88	1.09	0.83	0.72	0.66	0.62	0.24	8.04
7.40	0.06	3.58	1.01	0.77	0.66	0.61	0.57	0.24	7.43
7.60	0.05	3.30	0.93	0.71	0.61	0.56	0.53	0.24	6.87
7.80	0.05	3.04	0.86	0.65	0.56	0.52	0.49	0.24	6.36
8.00	0.04	2.81	0.79	0.60	0.52	0.48	0.45	0.24	5.89
8.20	0.04	2.59	0.73	0.56	0.48	0.44	0.42	0.24	5.45
8.40	0.04	2.39	0.67	0.51	0.44	0.40	0.38	0.24	5.05
8.60	0.03	2.21	0.62	0.47	0.41	0.37	0.35	0.24	4.67
8.80	0.03	2.04	0.57	0.44	0.38	0.34	0.33	0.24	4.33
9.00	0.03	1.88	0.53	0.40	0.35	0.32	0.30	0.24	4.01
9.20	0.03	1.73	0.49	0.37	0.32	0.29	0.28	0.24	3.72
9.40	0.03	1.60	0.45	0.34	0.30	0.27	0.26	0.24	3.45
9.60	0.02	1.47	0.42	0.32	0.27	0.25	0.24	0.24	3.20
9.80	0.02	1.36	0.38	0.29	0.25	0.23	0.22	0.24	2.97
10.00	0.02	1.25	0.35	0.27	0.23	0.21	0.20	0.24	2.76

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.35  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		70.96 (mm)	18.44 (mm)	12.94 (mm)	10.30 (mm)	8.70 (mm)	7.60 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.09	6.66	0.00					0.24	6.90
0.40	0.20	14.35	1.73	0.00				0.24	16.32
0.60	0.32	22.48	3.73	1.21	0.00			0.24	27.67
0.80	0.44	30.91	5.84	2.62	0.97	0.00		0.24	40.58
1.00	0.56	39.57	8.03	4.10	2.08	0.82	0.00	0.24	54.85
1.20	0.68	48.42	10.29	5.64	3.26	1.76	0.71	0.24	70.32
1.40	0.63	44.78	12.59	7.22	4.49	2.76	1.54	0.24	73.60
1.60	0.58	41.31	11.64	8.83	5.74	3.79	2.41	0.24	73.96
1.80	0.54	38.12	10.74	8.16	7.03	4.85	3.31	0.24	72.45
2.00	0.50	35.16	9.91	7.53	6.50	5.94	4.24	0.24	69.52
2.20	0.46	32.44	9.14	6.95	6.00	5.49	5.19	0.24	65.44
2.40	0.42	29.93	8.43	6.41	5.53	5.06	4.80	0.24	60.41
2.60	0.39	27.61	7.78	5.91	5.10	4.67	4.43	0.24	55.75
2.80	0.36	25.47	7.18	5.46	4.71	4.31	4.08	0.24	51.45
3.00	0.33	23.50	6.62	5.03	4.34	3.98	3.77	0.24	47.49
3.20	0.31	21.68	6.11	4.64	4.01	3.67	3.48	0.24	43.83
3.40	0.28	20.00	5.64	4.29	3.70	3.38	3.21	0.24	40.45
3.60	0.26	18.45	5.20	3.95	3.41	3.12	2.96	0.24	37.34
3.80	0.24	17.03	4.80	3.65	3.15	2.88	2.73	0.24	34.47
4.00	0.22	15.71	4.43	3.36	2.90	2.66	2.52	0.24	31.82
4.20	0.20	14.49	4.08	3.10	2.68	2.45	2.32	0.24	29.37
4.40	0.19	13.37	3.77	2.86	2.47	2.26	2.14	0.24	27.12
4.60	0.17	12.33	3.47	2.64	2.28	2.09	1.98	0.24	25.03
4.80	0.16	11.38	3.21	2.44	2.10	1.93	1.82	0.24	23.12
5.00	0.15	10.50	2.96	2.25	1.94	1.78	1.68	0.24	21.34
5.20	0.14	9.68	2.73	2.07	1.79	1.64	1.55	0.24	19.71
5.40	0.13	8.94	2.52	1.91	1.65	1.51	1.43	0.24	18.20
5.60	0.12	8.24	2.32	1.77	1.52	1.39	1.32	0.24	16.81
5.80	0.11	7.60	2.14	1.63	1.41	1.29	1.22	0.24	15.53
6.00	0.10	7.02	1.98	1.50	1.30	1.19	1.12	0.24	14.34
6.20	0.09	6.47	1.82	1.39	1.20	1.10	1.04	0.24	13.25
6.40	0.08	5.97	1.68	1.28	1.10	1.01	0.96	0.24	12.24
6.60	0.08	5.51	1.55	1.18	1.02	0.93	0.88	0.24	11.32
6.80	0.07	5.08	1.43	1.09	0.94	0.86	0.81	0.24	10.46
7.00	0.07	4.69	1.32	1.00	0.87	0.79	0.75	0.24	9.67
7.20	0.06	4.33	1.22	0.93	0.80	0.73	0.69	0.24	8.94
7.40	0.06	3.99	1.12	0.85	0.74	0.68	0.64	0.24	8.26
7.60	0.05	3.68	1.04	0.79	0.68	0.62	0.59	0.24	7.64
7.80	0.05	3.40	0.96	0.73	0.63	0.57	0.54	0.24	7.07
8.00	0.04	3.13	0.88	0.67	0.58	0.53	0.50	0.24	6.54
8.20	0.04	2.89	0.81	0.62	0.53	0.49	0.46	0.24	6.05
8.40	0.04	2.67	0.75	0.57	0.49	0.45	0.43	0.24	5.60
8.60	0.03	2.46	0.69	0.53	0.45	0.42	0.39	0.24	5.19
8.80	0.03	2.27	0.64	0.49	0.42	0.38	0.36	0.24	4.80
9.00	0.03	2.09	0.59	0.45	0.39	0.35	0.34	0.24	4.45

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.35

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		70.96	18.44	12.94	10.30	8.70	7.60		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.20	0.03	1.93	0.54	0.41	0.36	0.33	0.31	0.24	4.12
9.40	0.03	1.78	0.50	0.38	0.33	0.30	0.29	0.24	3.82
9.60	0.02	1.64	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.55
9.80	0.02	1.52	0.43	0.33	0.28	0.26	0.24	0.24	3.29
10.00	0.02	1.40	0.39	0.30	0.26	0.24	0.22	0.24	3.05

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.36

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		78.71	20.46	14.35	11.43	9.65	8.43		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.09	7.39	0.00					0.24	7.63
0.40	0.20	15.92	1.92	0.00				0.24	18.08
0.60	0.32	24.94	4.14	1.35	0.00			0.24	30.66
0.80	0.44	34.29	6.48	2.90	1.07	0.00		0.24	44.98
1.00	0.56	43.89	8.91	4.55	2.31	0.91	0.00	0.24	60.81
1.20	0.68	53.71	11.41	6.25	3.62	1.95	0.79	0.24	77.97
1.40	0.63	49.67	13.96	8.00	4.98	3.06	1.71	0.24	81.61
1.60	0.58	45.83	12.91	9.79	6.37	4.20	2.67	0.24	82.01
1.80	0.54	42.28	11.91	9.06	7.80	5.38	3.67	0.24	80.33
2.00	0.50	39.00	10.99	8.36	7.21	6.58	4.70	0.24	77.08
2.20	0.46	35.98	10.14	7.71	6.65	6.09	5.75	0.24	72.56
2.40	0.42	33.20	9.35	7.11	6.14	5.62	5.32	0.24	66.98
2.60	0.39	30.63	8.63	6.56	5.66	5.18	4.91	0.24	61.81
2.80	0.36	28.26	7.96	6.05	5.22	4.78	4.53	0.24	57.04
3.00	0.33	26.07	7.34	5.58	4.82	4.41	4.18	0.24	52.64
3.20	0.31	24.05	6.78	5.15	4.45	4.07	3.86	0.24	48.59
3.40	0.28	22.19	6.25	4.75	4.10	3.75	3.56	0.24	44.84
3.60	0.26	20.47	5.77	4.38	3.78	3.46	3.28	0.24	41.39
3.80	0.24	18.88	5.32	4.05	3.49	3.20	3.03	0.24	38.20
4.00	0.22	17.42	4.91	3.73	3.22	2.95	2.79	0.24	35.26
4.20	0.20	16.07	4.53	3.44	2.97	2.72	2.58	0.24	32.55
4.40	0.19	14.83	4.18	3.18	2.74	2.51	2.38	0.24	30.05
4.60	0.17	13.68	3.85	2.93	2.53	2.31	2.19	0.24	27.74
4.80	0.16	12.62	3.56	2.70	2.33	2.14	2.02	0.24	25.61
5.00	0.15	11.64	3.28	2.49	2.15	1.97	1.87	0.24	23.65
5.20	0.14	10.74	3.03	2.30	1.99	1.82	1.72	0.24	21.84
5.40	0.13	9.91	2.79	2.12	1.83	1.68	1.59	0.24	20.16
5.60	0.12	9.14	2.58	1.96	1.69	1.55	1.47	0.24	18.62
5.80	0.11	8.44	2.38	1.81	1.56	1.43	1.35	0.24	17.20
6.00	0.10	7.78	2.19	1.67	1.44	1.32	1.25	0.24	15.88
6.20	0.09	7.18	2.02	1.54	1.33	1.21	1.15	0.24	14.67
6.40	0.08	6.62	1.87	1.42	1.22	1.12	1.06	0.24	13.56
6.60	0.08	6.11	1.72	1.31	1.13	1.03	0.98	0.24	12.52

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.36

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		78.71 (mm)	20.46 (mm)	14.35 (mm)	11.43 (mm)	9.65 (mm)	8.43 (mm)		
6.80	0.07	5.64	1.59	1.21	1.04	0.95	0.90	0.24	11.57
7.00	0.07	5.20	1.47	1.11	0.96	0.88	0.83	0.24	10.70
7.20	0.06	4.80	1.35	1.03	0.89	0.81	0.77	0.24	9.89
7.40	0.06	4.43	1.25	0.95	0.82	0.75	0.71	0.24	9.14
7.60	0.05	4.08	1.15	0.87	0.75	0.69	0.65	0.24	8.45
7.80	0.05	3.77	1.06	0.81	0.70	0.64	0.60	0.24	7.81
8.00	0.04	3.48	0.98	0.74	0.64	0.59	0.56	0.24	7.23
8.20	0.04	3.21	0.90	0.69	0.59	0.54	0.51	0.24	6.69
8.40	0.04	2.96	0.83	0.63	0.55	0.50	0.47	0.24	6.19
8.60	0.03	2.73	0.77	0.58	0.50	0.46	0.44	0.24	5.73
8.80	0.03	2.52	0.71	0.54	0.47	0.43	0.40	0.24	5.30
9.00	0.03	2.32	0.65	0.50	0.43	0.39	0.37	0.24	4.91
9.20	0.03	2.14	0.60	0.46	0.40	0.36	0.34	0.24	4.55
9.40	0.03	1.98	0.56	0.42	0.37	0.33	0.32	0.24	4.22
9.60	0.02	1.82	0.51	0.39	0.34	0.31	0.29	0.24	3.91
9.80	0.02	1.68	0.47	0.36	0.31	0.28	0.27	0.24	3.62
10.00	0.02	1.55	0.44	0.33	0.29	0.26	0.25	0.24	3.36

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.37

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Depsos

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1.01	2.00	5.00	10.00	20.00	25.00	50.00	100.00
0.00	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
0.20	2.55	3.75	4.69	5.34	5.91	6.21	6.90	7.63
0.40	5.82	8.72	10.99	12.55	13.92	14.66	16.32	18.08
0.60	9.76	14.70	18.57	21.23	23.56	24.82	27.67	30.66
0.80	14.25	21.51	27.20	31.11	34.54	36.40	40.58	44.98
1.00	19.20	29.03	36.74	42.03	46.67	49.18	54.85	60.81
1.20	24.57	37.19	47.08	53.88	59.83	63.05	70.32	77.97
1.40	25.71	38.92	49.27	56.39	62.62	66.00	73.60	81.61
1.60	25.84	39.11	49.51	56.67	62.93	66.32	73.96	82.01
1.80	25.31	38.31	48.50	55.51	61.64	64.96	72.45	80.33
2.00	24.29	36.77	46.54	53.26	59.15	62.34	69.52	77.08
2.20	22.88	34.62	43.82	50.14	55.69	58.68	65.44	72.56
2.40	21.13	31.96	40.45	46.29	51.40	54.17	60.41	66.98
2.60	19.51	29.51	37.34	42.72	47.44	49.99	55.75	61.81
2.80	18.02	27.24	34.47	39.43	43.79	46.14	51.45	57.04
3.00	16.64	25.15	31.82	36.40	40.42	42.59	47.49	52.64
3.20	15.37	23.22	29.37	33.60	37.30	39.31	43.83	48.59
3.40	14.20	21.44	27.12	31.02	34.43	36.28	40.45	44.84
3.60	13.12	19.80	25.04	28.63	31.79	33.49	37.34	41.39
3.80	12.12	18.29	23.12	26.44	29.34	30.92	34.47	38.20

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.37  
Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Depsos

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1.01	2.00	5.00	10.00	20.00	25.00	50.00	100.00
4.00	11.20	16.89	21.34	24.41	27.09	28.54	31.82	35.26
4.20	10.35	15.60	19.71	22.54	25.01	26.35	29.37	32.55
4.40	9.57	14.41	18.20	20.81	23.09	24.33	27.12	30.05
4.60	8.85	13.31	16.81	19.22	21.32	22.46	25.03	27.74
4.80	8.18	12.30	15.53	17.75	19.69	20.74	23.12	25.61
5.00	7.57	11.37	14.35	16.39	18.19	19.16	21.34	23.65
5.20	7.00	10.51	13.25	15.14	16.80	17.69	19.71	21.84
5.40	6.48	9.71	12.25	13.99	15.51	16.34	18.20	20.16
5.60	5.99	8.98	11.32	12.92	14.33	15.09	16.81	18.62
5.80	5.55	8.30	10.46	11.94	13.24	13.94	15.53	17.20
6.00	5.14	7.68	9.67	11.04	12.23	12.88	14.34	15.88
6.20	4.76	7.10	8.94	10.20	11.31	11.90	13.25	14.67
6.40	4.41	6.57	8.26	9.43	10.45	11.00	12.24	13.56
6.60	4.09	6.08	7.64	8.72	9.66	10.17	11.32	12.52
6.80	3.79	5.63	7.07	8.06	8.93	9.40	10.46	11.57
7.00	3.51	5.21	6.54	7.45	8.26	8.69	9.67	10.70
7.20	3.26	4.83	6.05	6.90	7.64	8.04	8.94	9.89
7.40	3.03	4.47	5.60	6.38	7.06	7.43	8.26	9.14
7.60	2.81	4.14	5.19	5.91	6.53	6.87	7.64	8.45
7.80	2.61	3.84	4.80	5.47	6.05	6.36	7.07	7.81
8.00	2.43	3.56	4.45	5.06	5.60	5.89	6.54	7.23
8.20	2.26	3.30	4.12	4.69	5.18	5.45	6.05	6.69
8.40	2.10	3.07	3.82	4.34	4.80	5.05	5.60	6.19
8.60	1.96	2.85	3.55	4.03	4.45	4.67	5.19	5.73
8.80	1.82	2.65	3.29	3.73	4.12	4.33	4.80	5.30
9.00	1.70	2.46	3.05	3.46	3.82	4.01	4.45	4.91
9.20	1.59	2.29	2.84	3.21	3.54	3.72	4.12	4.55
9.40	1.48	2.13	2.64	2.98	3.29	3.45	3.82	4.22
9.60	1.39	1.98	2.45	2.77	3.05	3.20	3.55	3.91
9.80	1.30	1.85	2.28	2.57	2.83	2.97	3.29	3.62
10.00	1.22	1.72	2.12	2.39	2.63	2.76	3.05	3.36

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan HSS Limantara untuk Sub DAS Depsos pada Tabel 4.37, dapat diketahui debit banjir di setiap kala ulang dan berikut adalah diagram yang menggambarkan hasil debit banjir menggunakan Metode HSS Limantara.



#### 4.1.9.1.4 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rancangan sub DAS Depsos dengan Metode HSS Nakayasu Dan HSS Limantara

Tabel 4.38

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Sub DAS Depsos

Kala Ulang	HSS Nakayasu	HSS Limantara
	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
1	37.603	25.84
2	56.976	39.11
5	72.163	49.51
10	82.600	56.67
20	91.747	62.93
25	96.694	66.32
50	107.850	73.96
100	119.600	82.01

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

#### 4.1.9.2 Debit Banjir Rancangan Sub DAS Straat III

##### 4.1.9.2.1 Hujan Efektif Jam-Jaman

Koefisien pengaliran ( $C$ ) merupakan nilai variabel perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut.

Diketahui nilai  $C$  pada Sub DAS Depsos Hulu Sungai Ampal adalah 0,52 sehingga selanjutnya nilai  $C$  tersebut dapat digunakan untuk mereduksi nilai curah hujan rancangan langsung menjadi curah hujan efektif.

Untuk kepentingan perhitungan debit banjir rancangan, curah hujan rancangan efektif perlu di ketahui intensitasnya sesuai dengan durasi hujan tersebut yang mana persentase intensitasnya telah diperoleh dan pada Tabel 2.8. Berikut tabel hasil perhitungan curah hujan rancangan efektif jam-jamannya.

Tabel 4.39

Intensitas Curah Hujan Rancangan Efektif Jam-Jaman

Jam ke-	Kala Ulang							
	1	2	5	10	20	25	50	100
1	23.7	36.03	45.67	52.30	58.11	61.25	68.34	75.80
2	6.17	9.36	11.87	13.59	15.10	15.92	17.76	19.70
3	4.33	6.57	8.33	9.54	10.59	11.17	12.46	13.82
4	3.44	5.23	6.63	7.59	8.43	8.89	9.92	11.00
5	2.91	4.42	5.60	6.41	7.12	7.51	8.38	9.29
6	2.54	3.86	4.89	5.60	6.23	6.56	7.32	8.12
CHnet	43.1	65.47	82.99	95.04	105.5	111.3	124.1	137.7
C	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
CH	82.9	125.90	159.60	182.76	203.06	214.04	238.80	264.87

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Dari tabel hasil perhitungan di atas telah diketahui besar intensitas curah hujan rancangan efektif di Sub DAS Straat III pada wilayah Sungai Ampal pada setiap jam selama durasi hujannya, untuk selanjutnya digunakan dalam peramalan debit banjir rancangan dengan metode hidrograf.

#### 4.1.9.2.2 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Berikut parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu pada Sub DAS Straat III :

##### Parameter DAS

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= 5.36 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang Sungai Utama} &= 4.85 \text{ km} \\ \alpha &= 2 \\ \text{Ro} &= 1 \text{ mm} \end{aligned}$$

##### Parameter Tg

$$T_g = 0,21 \times L^{0,7}$$

$$T_g = 0.63 \text{ jam}$$

##### Parameter tr

$$t_r = 0,75 * t_g = 0.48 \text{ jam}$$

##### Parameter Tp

$$T_p = T_g + 0.8 T_r$$

$$T_p = 1.0 \text{ jam}$$

##### Parameter T 0.3

$$T_{0.3} = \alpha * T_g$$

$$T_{0.3} = 1.27 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} = 2.28 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} = T_p + 2.5 T_{0.3} = 4.19 \text{ jam}$$

##### Parameter Qp (debit puncak)

$$Q_p = 0.9 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Nakayasu pada Sub DAS Straat III di atas tersebut, selanjutnya dapat ditentukan debit pada Unit Hidrografnya. Ordinat HSS Nakayasu perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1 mm.

Tabel 4.40

Ordinat Nakayasu Sub DAS Straat III

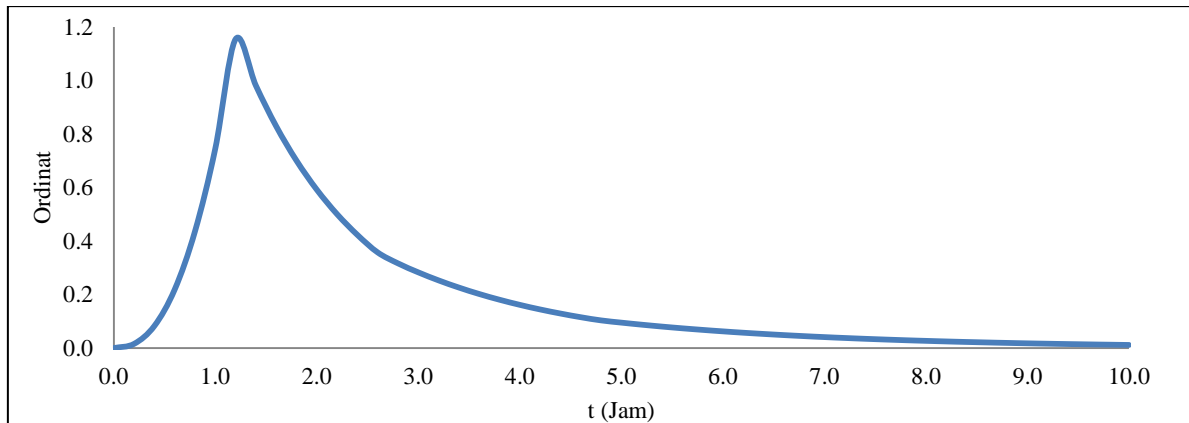
t (jam)	Ordinat	Volume		Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
0.00	0.00	0	$Q_t = Q_{\max} (t/T_p)^{2.4}$	0.00	0.000
0.20	0.02	6.903		0.02	6.997

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.40  
Ordinat Nakayasu Sub DAS Straat III

t (jam)	Ordinat	Volume	Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
0.40	0.10	43.340	0.10	43.929
0.60	0.27	132.853	0.27	134.658
0.80	0.53	288.729	0.54	292.652
1.00	0.91	520.854	0.93	527.930
1.20	0.79	614.547	0.81	622.897
1.40	0.66	522.586	0.67	529.686
1.60	0.54	432.276	0.55	438.149
1.80	0.45	357.572	0.46	362.430
2.00	0.37	295.779	0.38	299.797
2.20	0.31	244.664	0.31	247.988
2.40	0.26	205.790	0.27	208.586
2.60	0.23	178.766	0.24	181.195
2.80	0.20	157.527	0.21	159.667
3.00	0.18	138.811	0.18	140.697
3.20	0.16	122.319	0.16	123.980
3.40	0.14	107.786	0.14	109.250
3.60	0.12	94.979	0.13	96.270
3.80	0.11	83.695	0.11	84.832
4.00	0.10	73.751	0.10	74.753
4.20	0.08	65.045	0.09	65.929
4.40	0.08	58.237	0.08	59.028
4.60	0.07	52.966	0.07	53.686
4.80	0.06	48.173	0.06	48.827
5.00	0.06	43.813	0.06	44.408
5.20	0.05	39.848	0.05	40.389
5.40	0.05	36.241	0.05	36.734
5.60	0.04	32.961	0.04	33.409
5.80	0.04	29.978	0.04	30.386
6.00	0.04	27.265	0.04	27.636
6.20	0.03	24.798	0.03	25.135
6.40	0.03	22.553	0.03	22.860
6.60	0.03	20.512	0.03	20.791
6.80	0.02	18.656	0.03	18.909
7.00	0.02	16.967	0.02	17.198
7.20	0.02	15.432	0.02	15.642
7.40	0.02	14.035	0.02	14.226
7.60	0.02	12.765	0.02	12.938
7.80	0.02	11.610	0.02	11.767
8.00	0.01	10.559	0.01	10.703
8.20	0.01	9.603	0.01	9.734
8.40	0.01	8.734	0.01	8.853
8.60	0.01	7.944	0.01	8.052
8.80	0.01	7.225	0.01	7.323
9.00	0.01	6.571	0.01	6.660
9.20	0.01	5.976	0.01	6.058
9.40	0.01	5.435	0.01	5.509
9.60	0.01	4.944	0.01	5.011
9.80	0.01	4.496	0.01	4.557
10.00	0.01	4.089	0.01	4.145
Volume		5290.96		5362.845
Kedalaman Hujan		0.98659		1.000
Faktor Koreksi		1.01358		1.000

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Gambar 4.7 Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap periode waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel-tabel perhitungan debit banjir rancangannya.

Tabel 4.41

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		23.73 (mm)	6.17 (mm)	4.33 (mm)	3.44 (mm)	2.91 (mm)	2.54 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.21	0.24
0.2	0.02	0.46	0.00					0.21	0.67
0.4	0.10	2.43	0.12	0.00				0.21	2.76
0.6	0.27	6.44	0.63	0.08	0.00			0.21	7.37
0.8	0.54	12.85	1.67	0.44	0.07	0.00		0.21	15.24
1.0	0.93	21.95	3.34	1.17	0.35	0.06	0.00	0.21	27.08
1.2	0.81	19.11	5.70	2.34	0.93	0.30	0.05	0.21	28.65
1.4	0.67	15.80	4.97	4.00	1.86	0.79	0.26	0.21	27.90
1.6	0.55	13.07	4.11	3.48	3.19	1.57	0.69	0.21	26.32
1.8	0.46	10.81	3.40	2.88	2.77	2.69	1.38	0.21	24.14
2.0	0.38	8.95	2.81	2.38	2.29	2.34	2.35	0.21	21.34
2.2	0.31	7.40	2.32	1.97	1.90	1.94	2.05	0.21	17.79
2.4	0.27	6.35	1.92	1.63	1.57	1.60	1.69	0.21	14.98
2.6	0.24	5.59	1.65	1.35	1.30	1.33	1.40	0.21	12.83
2.8	0.21	4.93	1.45	1.16	1.07	1.10	1.16	0.21	11.08
3.0	0.18	4.34	1.28	1.02	0.92	0.91	0.96	0.21	9.64
3.2	0.16	3.83	1.13	0.90	0.81	0.78	0.79	0.21	8.45
3.4	0.14	3.37	0.99	0.79	0.72	0.69	0.68	0.21	7.45
3.6	0.13	2.97	0.88	0.70	0.63	0.60	0.60	0.21	6.59
3.8	0.11	2.62	0.77	0.61	0.56	0.53	0.53	0.21	5.83
4.0	0.10	2.31	0.68	0.54	0.49	0.47	0.47	0.21	5.16

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.41

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		23.73 (mm)	6.17 (mm)	4.33 (mm)	3.44 (mm)	2.91 (mm)	2.54 (mm)		
4.2	0.09	2.04	0.60	0.48	0.43	0.41	0.41	0.21	4.58
4.4	0.08	1.85	0.53	0.42	0.38	0.36	0.36	0.21	4.12
4.6	0.07	1.69	0.48	0.37	0.33	0.32	0.32	0.21	3.72
4.8	0.06	1.53	0.44	0.34	0.30	0.28	0.28	0.21	3.38
5.0	0.06	1.39	0.40	0.31	0.27	0.25	0.25	0.21	3.08
5.2	0.05	1.27	0.36	0.28	0.24	0.23	0.22	0.21	2.81
5.4	0.05	1.15	0.33	0.25	0.22	0.21	0.20	0.21	2.57
5.6	0.04	1.05	0.30	0.23	0.20	0.19	0.18	0.21	2.36
5.8	0.04	0.95	0.27	0.21	0.18	0.17	0.16	0.21	2.17
6.0	0.04	0.87	0.25	0.19	0.17	0.16	0.15	0.21	1.99
6.2	0.03	0.79	0.23	0.17	0.15	0.14	0.14	0.21	1.83
6.4	0.03	0.72	0.21	0.16	0.14	0.13	0.12	0.21	1.68
6.6	0.03	0.65	0.19	0.14	0.13	0.12	0.11	0.21	1.55
6.8	0.03	0.59	0.17	0.13	0.11	0.11	0.10	0.21	1.43
7.0	0.02	0.54	0.15	0.12	0.10	0.10	0.09	0.21	1.32
7.2	0.02	0.49	0.14	0.11	0.09	0.09	0.08	0.21	1.22
7.4	0.02	0.45	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.21	1.13
7.6	0.02	0.41	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.21	1.04
7.8	0.02	0.37	0.11	0.08	0.07	0.07	0.06	0.21	0.97
8.0	0.01	0.34	0.10	0.07	0.06	0.06	0.06	0.21	0.90
8.2	0.01	0.31	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.21	0.84
8.4	0.01	0.28	0.08	0.06	0.05	0.05	0.05	0.21	0.78
8.6	0.01	0.25	0.07	0.06	0.05	0.05	0.04	0.21	0.73
8.8	0.01	0.23	0.07	0.05	0.04	0.04	0.04	0.21	0.68
9.0	0.01	0.21	0.06	0.05	0.04	0.04	0.04	0.21	0.64
9.2	0.01	0.19	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.21	0.60
9.4	0.01	0.17	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.21	0.56
9.6	0.01	0.16	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.21	0.53
9.8	0.01	0.14	0.04	0.03	0.03	0.03	0.02	0.21	0.50
10.0	0.01	0.13	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.21	0.48

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.42

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		36.03 (mm)	9.36 (mm)	6.57 (mm)	5.23 (mm)	4.42 (mm)	3.86 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.21	0.24
0.2	0.02	0.70	0.00					0.21	0.91
0.4	0.10	3.70	0.18	0.00				0.21	4.09
0.6	0.27	9.78	0.96	0.13	0.00			0.21	11.08
0.8	0.54	19.51	2.54	0.67	0.10	0.00		0.21	23.04
1.0	0.93	33.33	5.07	1.78	0.54	0.09	0.00	0.21	41.01
1.2	0.81	29.01	8.66	3.56	1.42	0.45	0.08	0.21	43.39
1.4	0.67	24.00	7.54	6.08	2.83	1.20	0.40	0.21	42.25

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.42

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		36.03 (mm)	9.36 (mm)	6.57 (mm)	5.23 (mm)	4.42 (mm)	3.86 (mm)		
1.6	0.55	19.85	6.24	5.29	4.84	2.39	1.05	0.21	39.87
1.8	0.46	16.42	5.16	4.38	4.21	4.09	2.09	0.21	36.55
2.0	0.38	13.58	4.27	3.62	3.48	3.56	3.57	0.21	32.29
2.2	0.31	11.24	3.53	2.99	2.88	2.94	3.11	0.21	26.90
2.4	0.27	9.64	2.92	2.48	2.38	2.43	2.57	0.21	22.63
2.6	0.24	8.49	2.51	2.05	1.97	2.01	2.13	0.21	19.37
2.8	0.21	7.49	2.21	1.76	1.63	1.66	1.76	0.21	16.72
3.0	0.18	6.60	1.95	1.55	1.40	1.38	1.46	0.21	14.53
3.2	0.16	5.81	1.71	1.36	1.23	1.18	1.20	0.21	12.72
3.4	0.14	5.12	1.51	1.20	1.09	1.04	1.03	0.21	11.21
3.6	0.13	4.51	1.33	1.06	0.96	0.92	0.91	0.21	9.90
3.8	0.11	3.98	1.17	0.93	0.84	0.81	0.80	0.21	8.75
4.0	0.10	3.50	1.03	0.82	0.74	0.71	0.71	0.21	7.73
4.2	0.09	3.09	0.91	0.73	0.66	0.63	0.62	0.21	6.85
4.4	0.08	2.81	0.80	0.64	0.58	0.55	0.55	0.21	6.15
4.6	0.07	2.56	0.73	0.56	0.51	0.49	0.48	0.21	5.54
4.8	0.06	2.33	0.67	0.51	0.45	0.43	0.43	0.21	5.02
5.0	0.06	2.12	0.60	0.47	0.41	0.38	0.38	0.21	4.56
5.2	0.05	1.93	0.55	0.42	0.37	0.34	0.33	0.21	4.16
5.4	0.05	1.75	0.50	0.39	0.34	0.31	0.30	0.21	3.80
5.6	0.04	1.59	0.46	0.35	0.31	0.29	0.27	0.21	3.48
5.8	0.04	1.45	0.41	0.32	0.28	0.26	0.25	0.21	3.18
6.0	0.04	1.32	0.38	0.29	0.25	0.24	0.23	0.21	2.91
6.2	0.03	1.20	0.34	0.26	0.23	0.21	0.21	0.21	2.67
6.4	0.03	1.09	0.31	0.24	0.21	0.20	0.19	0.21	2.44
6.6	0.03	0.99	0.28	0.22	0.19	0.18	0.17	0.21	2.24
6.8	0.03	0.90	0.26	0.20	0.17	0.16	0.16	0.21	2.06
7.0	0.02	0.82	0.23	0.18	0.16	0.15	0.14	0.21	1.89
7.2	0.02	0.75	0.21	0.16	0.14	0.13	0.13	0.21	1.74
7.4	0.02	0.68	0.19	0.15	0.13	0.12	0.12	0.21	1.60
7.6	0.02	0.62	0.18	0.14	0.12	0.11	0.11	0.21	1.47
7.8	0.02	0.56	0.16	0.12	0.11	0.10	0.10	0.21	1.36
8.0	0.01	0.51	0.15	0.11	0.10	0.09	0.09	0.21	1.26
8.2	0.01	0.46	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.21	1.16
8.4	0.01	0.42	0.12	0.09	0.08	0.08	0.07	0.21	1.08
8.6	0.01	0.38	0.11	0.08	0.07	0.07	0.07	0.21	1.00
8.8	0.01	0.35	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.21	0.93
9.0	0.01	0.32	0.09	0.07	0.06	0.06	0.05	0.21	0.86
9.2	0.01	0.29	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.21	0.80
9.4	0.01	0.26	0.08	0.06	0.05	0.05	0.05	0.21	0.75
9.6	0.01	0.24	0.07	0.05	0.05	0.04	0.04	0.21	0.70
9.8	0.01	0.22	0.06	0.05	0.04	0.04	0.04	0.21	0.66
10.0	0.01	0.20	0.06	0.04	0.04	0.04	0.03	0.21	0.62

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.43  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		45.67 (mm)	11.87 (mm)	8.33 (mm)	6.63 (mm)	5.60 (mm)	4.89 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.21	0.24
0.20	0.02	0.89	0.00					0.21	1.10
0.40	0.10	4.69	0.23	0.00				0.21	5.13
0.60	0.27	12.40	1.22	0.16	0.00			0.21	13.99
0.80	0.54	24.73	3.22	0.85	0.13	0.00		0.21	29.15
1.00	0.93	42.25	6.43	2.26	0.68	0.11	0.00	0.21	51.94
1.20	0.81	36.78	10.98	4.51	1.80	0.57	0.10	0.21	54.95
1.40	0.67	30.42	9.56	7.70	3.59	1.52	0.50	0.21	53.51
1.60	0.55	25.17	7.91	6.71	6.13	3.03	1.33	0.21	50.48
1.80	0.46	20.82	6.54	5.55	5.34	5.18	2.65	0.21	46.28
2.00	0.38	17.22	5.41	4.59	4.42	4.51	4.53	0.21	40.88
2.20	0.31	14.24	4.48	3.80	3.65	3.73	3.94	0.21	34.05
2.40	0.27	12.22	3.70	3.14	3.02	3.08	3.26	0.21	28.64
2.60	0.24	10.77	3.18	2.60	2.50	2.55	2.70	0.21	24.50
2.80	0.21	9.49	2.80	2.23	2.07	2.11	2.23	0.21	21.13
3.00	0.18	8.36	2.47	1.96	1.77	1.75	1.84	0.21	18.37
3.20	0.16	7.37	2.17	1.73	1.56	1.50	1.53	0.21	16.07
3.40	0.14	6.49	1.92	1.52	1.38	1.32	1.31	0.21	14.15
3.60	0.13	5.72	1.69	1.34	1.21	1.16	1.15	0.21	12.49
3.80	0.11	5.04	1.49	1.18	1.07	1.02	1.02	0.21	11.03
4.00	0.10	4.44	1.31	1.04	0.94	0.90	0.90	0.21	9.75
4.20	0.09	3.92	1.15	0.92	0.83	0.80	0.79	0.21	8.62
4.40	0.08	3.57	1.02	0.81	0.73	0.70	0.70	0.21	7.74
4.60	0.07	3.24	0.93	0.72	0.64	0.62	0.61	0.21	6.97
4.80	0.06	2.95	0.84	0.65	0.57	0.54	0.54	0.21	6.31
5.00	0.06	2.68	0.77	0.59	0.52	0.48	0.48	0.21	5.73
5.20	0.05	2.44	0.70	0.54	0.47	0.44	0.42	0.21	5.21
5.40	0.05	2.22	0.63	0.49	0.43	0.40	0.38	0.21	4.76
5.60	0.04	2.02	0.58	0.44	0.39	0.36	0.35	0.21	4.35
5.80	0.04	1.84	0.52	0.40	0.35	0.33	0.32	0.21	3.97
6.00	0.04	1.67	0.48	0.37	0.32	0.30	0.29	0.21	3.63
6.20	0.03	1.52	0.43	0.33	0.29	0.27	0.26	0.21	3.32
6.40	0.03	1.38	0.39	0.30	0.27	0.25	0.24	0.21	3.04
6.60	0.03	1.26	0.36	0.28	0.24	0.23	0.22	0.21	2.79
6.80	0.03	1.14	0.33	0.25	0.22	0.20	0.20	0.21	2.55
7.00	0.02	1.04	0.30	0.23	0.20	0.19	0.18	0.21	2.34
7.20	0.02	0.95	0.27	0.21	0.18	0.17	0.16	0.21	2.15
7.40	0.02	0.86	0.25	0.19	0.17	0.15	0.15	0.21	1.97
7.60	0.02	0.78	0.22	0.17	0.15	0.14	0.13	0.21	1.81
7.80	0.02	0.71	0.20	0.16	0.14	0.13	0.12	0.21	1.67
8.00	0.01	0.65	0.18	0.14	0.12	0.12	0.11	0.21	1.54
8.20	0.01	0.59	0.17	0.13	0.11	0.11	0.10	0.21	1.42
8.40	0.01	0.53	0.15	0.12	0.10	0.10	0.09	0.21	1.31
8.60	0.01	0.49	0.14	0.11	0.09	0.09	0.08	0.21	1.21
8.80	0.01	0.44	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.21	1.12
9.00	0.01	0.40	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.21	1.04

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.43

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		45.67	11.87	8.33	6.63	5.60	4.89		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.20	0.01	0.37	0.10	0.08	0.07	0.07	0.06	0.21	0.96
9.40	0.01	0.33	0.10	0.07	0.06	0.06	0.06	0.21	0.89
9.60	0.01	0.30	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.21	0.83
9.80	0.01	0.28	0.08	0.06	0.05	0.05	0.05	0.21	0.77
10.00	0.01	0.25	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.21	0.72

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.44

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		52.30	13.59	9.54	7.59	6.41	5.60		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.21	0.24
0.20	0.02	1.02	0.00					0.21	1.23
0.40	0.10	5.37	0.26	0.00				0.21	5.84
0.60	0.27	14.20	1.39	0.19	0.00			0.21	15.99
0.80	0.54	28.32	3.69	0.98	0.15	0.00		0.21	33.34
1.00	0.93	48.38	7.36	2.59	0.78	0.12	0.00	0.21	59.44
1.20	0.81	42.12	12.57	5.16	2.06	0.66	0.11	0.21	62.89
1.40	0.67	34.84	10.95	8.82	4.11	1.74	0.57	0.21	61.24
1.60	0.55	28.82	9.05	7.68	7.02	3.47	1.52	0.21	57.78
1.80	0.46	23.84	7.49	6.35	6.11	5.93	3.03	0.21	52.97
2.00	0.38	19.72	6.20	5.25	5.06	5.16	5.18	0.21	46.78
2.20	0.31	16.31	5.13	4.35	4.18	4.27	4.51	0.21	38.96
2.40	0.27	13.99	4.24	3.60	3.46	3.53	3.73	0.21	32.76
2.60	0.24	12.33	3.64	2.97	2.86	2.92	3.09	0.21	28.02
2.80	0.21	10.87	3.21	2.55	2.37	2.42	2.55	0.21	24.17
3.00	0.18	9.57	2.82	2.25	2.03	2.00	2.11	0.21	21.00
3.20	0.16	8.44	2.49	1.98	1.79	1.72	1.75	0.21	18.37
3.40	0.14	7.43	2.19	1.75	1.58	1.51	1.50	0.21	16.17
3.60	0.13	6.55	1.93	1.54	1.39	1.33	1.32	0.21	14.28
3.80	0.11	5.77	1.70	1.36	1.22	1.17	1.16	0.21	12.60
4.00	0.10	5.09	1.50	1.19	1.08	1.03	1.03	0.21	11.13
4.20	0.09	4.49	1.32	1.05	0.95	0.91	0.90	0.21	9.84
4.40	0.08	4.08	1.17	0.93	0.84	0.80	0.80	0.21	8.83
4.60	0.07	3.71	1.06	0.82	0.74	0.71	0.70	0.21	7.95
4.80	0.06	3.38	0.97	0.74	0.65	0.62	0.62	0.21	7.19
5.00	0.06	3.07	0.88	0.68	0.59	0.55	0.55	0.21	6.53
5.20	0.05	2.79	0.80	0.62	0.54	0.50	0.48	0.21	5.94
5.40	0.05	2.54	0.73	0.56	0.49	0.46	0.44	0.21	5.42
5.60	0.04	2.31	0.66	0.51	0.45	0.41	0.40	0.21	4.95
5.80	0.04	2.10	0.60	0.46	0.41	0.38	0.36	0.21	4.52
6.00	0.04	1.91	0.55	0.42	0.37	0.34	0.33	0.21	4.13
6.20	0.03	1.74	0.50	0.38	0.34	0.31	0.30	0.21	3.78
6.40	0.03	1.58	0.45	0.35	0.31	0.28	0.27	0.21	3.45

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.45

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		52.30 (mm)	13.59 (mm)	9.54 (mm)	7.59 (mm)	6.41 (mm)	5.60 (mm)		
6.60	0.03	1.44	0.41	0.32	0.28	0.26	0.25	0.21	3.16
6.80	0.03	1.31	0.37	0.29	0.25	0.23	0.23	0.21	2.89
7.00	0.02	1.19	0.34	0.26	0.23	0.21	0.20	0.21	2.65
7.20	0.02	1.08	0.31	0.24	0.21	0.19	0.19	0.21	2.43
7.40	0.02	0.98	0.28	0.22	0.19	0.18	0.17	0.21	2.23
7.60	0.02	0.90	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.21	2.05
7.80	0.02	0.81	0.23	0.18	0.16	0.15	0.14	0.21	1.88
8.00	0.01	0.74	0.21	0.16	0.14	0.13	0.13	0.21	1.73
8.20	0.01	0.67	0.19	0.15	0.13	0.12	0.12	0.21	1.59
8.40	0.01	0.61	0.18	0.14	0.12	0.11	0.11	0.21	1.47
8.60	0.01	0.56	0.16	0.12	0.11	0.10	0.10	0.21	1.35
8.80	0.01	0.51	0.14	0.11	0.10	0.09	0.09	0.21	1.25
9.00	0.01	0.46	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.21	1.16
9.20	0.01	0.42	0.12	0.09	0.08	0.08	0.07	0.21	1.07
9.40	0.01	0.38	0.11	0.08	0.07	0.07	0.07	0.21	0.99
9.60	0.01	0.35	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.21	0.92
9.80	0.01	0.32	0.09	0.07	0.06	0.06	0.05	0.21	0.86
10.00	0.01	0.29	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.21	0.80

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.46

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		58.11 (mm)	15.10 (mm)	10.59 (mm)	8.43 (mm)	7.12 (mm)	6.23 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.21	0.24
0.20	0.02	1.13	0.00					0.21	1.34
0.40	0.10	5.96	0.29	0.00				0.21	6.46
0.60	0.27	15.77	1.55	0.21	0.00			0.21	17.74
0.80	0.54	31.46	4.10	1.09	0.16	0.00		0.21	37.02
1.00	0.93	53.75	8.18	2.88	0.87	0.14	0.00	0.21	66.02
1.20	0.81	46.79	13.97	5.74	2.29	0.73	0.12	0.21	69.85
1.40	0.67	38.71	12.16	9.80	4.57	1.93	0.64	0.21	68.02
1.60	0.55	32.02	10.06	8.53	7.80	3.86	1.69	0.21	64.17
1.80	0.46	26.48	8.32	7.06	6.79	6.59	3.37	0.21	58.83
2.00	0.38	21.91	6.88	5.84	5.62	5.74	5.76	0.21	51.95
2.20	0.31	18.12	5.69	4.83	4.65	4.74	5.01	0.21	43.26
2.40	0.27	15.55	4.71	3.99	3.84	3.92	4.15	0.21	36.38
2.60	0.24	13.70	4.04	3.30	3.18	3.25	3.43	0.21	31.11
2.80	0.21	12.07	3.56	2.83	2.63	2.69	2.84	0.21	26.83
3.00	0.18	10.64	3.14	2.50	2.26	2.22	2.35	0.21	23.31
3.20	0.16	9.37	2.77	2.20	1.99	1.91	1.94	0.21	20.39
3.40	0.14	8.26	2.44	1.94	1.75	1.68	1.67	0.21	17.94
3.60	0.13	7.28	2.15	1.71	1.54	1.48	1.47	0.21	15.84
3.80	0.11	6.41	1.89	1.51	1.36	1.30	1.29	0.21	13.98

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Lanjutan Tabel 4.46

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		58.11	15.10	10.59	8.43	7.12	6.23		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
4.00	0.10	5.65	1.67	1.33	1.20	1.15	1.14	0.21	12.34
4.20	0.09	4.99	1.47	1.17	1.06	1.01	1.00	0.21	10.91
4.40	0.08	4.54	1.30	1.03	0.93	0.89	0.89	0.21	9.78
4.60	0.07	4.13	1.18	0.91	0.82	0.79	0.78	0.21	8.81
4.80	0.06	3.75	1.07	0.83	0.72	0.69	0.69	0.21	7.97
5.00	0.06	3.41	0.98	0.75	0.66	0.61	0.61	0.21	7.23
5.20	0.05	3.11	0.89	0.68	0.60	0.56	0.53	0.21	6.58
5.40	0.05	2.82	0.81	0.62	0.54	0.51	0.49	0.21	6.00
5.60	0.04	2.57	0.73	0.57	0.50	0.46	0.44	0.21	5.48
5.80	0.04	2.34	0.67	0.51	0.45	0.42	0.40	0.21	5.00
6.00	0.04	2.12	0.61	0.47	0.41	0.38	0.37	0.21	4.57
6.20	0.03	1.93	0.55	0.43	0.37	0.35	0.33	0.21	4.17
6.40	0.03	1.76	0.50	0.39	0.34	0.31	0.30	0.21	3.81
6.60	0.03	1.60	0.46	0.35	0.31	0.29	0.28	0.21	3.49
6.80	0.03	1.45	0.42	0.32	0.28	0.26	0.25	0.21	3.19
7.00	0.02	1.32	0.38	0.29	0.26	0.24	0.23	0.21	2.92
7.20	0.02	1.20	0.34	0.27	0.23	0.22	0.21	0.21	2.68
7.40	0.02	1.09	0.31	0.24	0.21	0.20	0.19	0.21	2.45
7.60	0.02	0.99	0.28	0.22	0.19	0.18	0.17	0.21	2.25
7.80	0.02	0.90	0.26	0.20	0.17	0.16	0.16	0.21	2.07
8.00	0.01	0.82	0.24	0.18	0.16	0.15	0.14	0.21	1.90
8.20	0.01	0.75	0.21	0.16	0.14	0.13	0.13	0.21	1.74
8.40	0.01	0.68	0.19	0.15	0.13	0.12	0.12	0.21	1.61
8.60	0.01	0.62	0.18	0.14	0.12	0.11	0.11	0.21	1.48
8.80	0.01	0.56	0.16	0.12	0.11	0.10	0.10	0.21	1.36
9.00	0.01	0.51	0.15	0.11	0.10	0.09	0.09	0.21	1.26
9.20	0.01	0.47	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.21	1.16
9.40	0.01	0.42	0.12	0.09	0.08	0.08	0.07	0.21	1.08
9.60	0.01	0.39	0.11	0.08	0.07	0.07	0.07	0.21	1.00
9.80	0.01	0.35	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.21	0.93
10.00	0.01	0.32	0.09	0.07	0.06	0.06	0.05	0.21	0.86

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.47

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		61.25	15.92	11.17	8.89	7.51	6.56		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.21	0.24
0.20	0.02	1.19	0.00					0.21	1.40
0.40	0.10	6.28	0.31	0.00				0.21	6.80
0.60	0.27	16.63	1.63	0.22	0.00			0.21	18.69
0.80	0.54	33.16	4.32	1.15	0.17	0.00		0.21	39.02
1.00	0.93	56.66	8.62	3.03	0.91	0.15	0.00	0.21	69.58
1.20	0.81	49.32	14.73	6.05	2.41	0.77	0.13	0.21	73.62

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.47

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		61.25 (mm)	15.92 (mm)	11.17 (mm)	8.89 (mm)	7.51 (mm)	6.56 (mm)		
1.40	0.67	40.80	12.82	10.33	4.81	2.04	0.67	0.21	71.68
1.60	0.55	33.75	10.60	8.99	8.22	4.07	1.78	0.21	67.63
1.80	0.46	27.92	8.77	7.44	7.16	6.94	3.55	0.21	61.99
2.00	0.38	23.09	7.26	6.15	5.92	6.05	6.07	0.21	54.75
2.20	0.31	19.10	6.00	5.09	4.90	5.00	5.28	0.21	45.59
2.40	0.27	16.39	4.96	4.21	4.05	4.14	4.37	0.21	38.33
2.60	0.24	14.44	4.26	3.48	3.35	3.42	3.62	0.21	32.78
2.80	0.21	12.73	3.75	2.99	2.77	2.83	2.99	0.21	28.27
3.00	0.18	11.21	3.31	2.63	2.38	2.34	2.47	0.21	24.56
3.20	0.16	9.88	2.91	2.32	2.10	2.01	2.05	0.21	21.48
3.40	0.14	8.71	2.57	2.04	1.85	1.77	1.76	0.21	18.90
3.60	0.13	7.67	2.26	1.80	1.63	1.56	1.55	0.21	16.68
3.80	0.11	6.76	1.99	1.59	1.43	1.37	1.36	0.21	14.72
4.00	0.10	5.96	1.76	1.40	1.26	1.21	1.20	0.21	13.00
4.20	0.09	5.26	1.55	1.23	1.11	1.07	1.06	0.21	11.49
4.40	0.08	4.78	1.37	1.09	0.98	0.94	0.93	0.21	10.30
4.60	0.07	4.35	1.24	0.96	0.86	0.83	0.82	0.21	9.28
4.80	0.06	3.96	1.13	0.87	0.76	0.73	0.72	0.21	8.39
5.00	0.06	3.60	1.03	0.79	0.69	0.64	0.64	0.21	7.61
5.20	0.05	3.27	0.94	0.72	0.63	0.59	0.56	0.21	6.92
5.40	0.05	2.98	0.85	0.66	0.57	0.53	0.51	0.21	6.31
5.60	0.04	2.71	0.77	0.60	0.52	0.49	0.47	0.21	5.76
5.80	0.04	2.46	0.70	0.54	0.48	0.44	0.42	0.21	5.26
6.00	0.04	2.24	0.64	0.49	0.43	0.40	0.39	0.21	4.80
6.20	0.03	2.04	0.58	0.45	0.39	0.36	0.35	0.21	4.39
6.40	0.03	1.85	0.53	0.41	0.36	0.33	0.32	0.21	4.01
6.60	0.03	1.68	0.48	0.37	0.33	0.30	0.29	0.21	3.66
6.80	0.03	1.53	0.44	0.34	0.30	0.27	0.26	0.21	3.35
7.00	0.02	1.39	0.40	0.31	0.27	0.25	0.24	0.21	3.07
7.20	0.02	1.27	0.36	0.28	0.24	0.23	0.22	0.21	2.81
7.40	0.02	1.15	0.33	0.25	0.22	0.21	0.20	0.21	2.57
7.60	0.02	1.05	0.30	0.23	0.20	0.19	0.18	0.21	2.36
7.80	0.02	0.95	0.27	0.21	0.18	0.17	0.16	0.21	2.17
8.00	0.01	0.87	0.25	0.19	0.17	0.16	0.15	0.21	1.99
8.20	0.01	0.79	0.23	0.17	0.15	0.14	0.14	0.21	1.83
8.40	0.01	0.72	0.21	0.16	0.14	0.13	0.12	0.21	1.68
8.60	0.01	0.65	0.19	0.14	0.13	0.12	0.11	0.21	1.55
8.80	0.01	0.59	0.17	0.13	0.11	0.11	0.10	0.21	1.43
9.00	0.01	0.54	0.15	0.12	0.10	0.10	0.09	0.21	1.32
9.20	0.01	0.49	0.14	0.11	0.09	0.09	0.08	0.21	1.22
9.40	0.01	0.45	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.21	1.13
9.60	0.01	0.41	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.21	1.04
9.80	0.01	0.37	0.11	0.08	0.07	0.07	0.06	0.21	0.97
10.00	0.01	0.34	0.10	0.07	0.06	0.06	0.06	0.21	0.90

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.48  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		68.34	17.76	12.46	9.92	8.38	7.32		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.21	0.24
0.20	0.02	1.33	0.00					0.21	1.54
0.40	0.10	7.01	0.35	0.00				0.21	7.57
0.60	0.27	18.55	1.82	0.24	0.00			0.21	20.82
0.80	0.54	37.00	4.82	1.28	0.19	0.00		0.21	43.50
1.00	0.93	63.21	9.62	3.38	1.02	0.16	0.00	0.21	77.60
1.20	0.81	55.03	16.43	6.75	2.69	0.86	0.14	0.21	82.11
1.40	0.67	45.52	14.30	11.53	5.37	2.27	0.75	0.21	79.95
1.60	0.55	37.65	11.83	10.03	9.18	4.54	1.99	0.21	75.42
1.80	0.46	31.15	9.79	8.30	7.99	7.75	3.96	0.21	69.14
2.00	0.38	25.76	8.10	6.86	6.61	6.74	6.77	0.21	61.06
2.20	0.31	21.31	6.70	5.68	5.47	5.58	5.90	0.21	50.84
2.40	0.27	18.28	5.54	4.70	4.52	4.62	4.88	0.21	42.74
2.60	0.24	16.11	4.75	3.89	3.74	3.82	4.03	0.21	36.55
2.80	0.21	14.20	4.19	3.33	3.09	3.16	3.34	0.21	31.52
3.00	0.18	12.51	3.69	2.94	2.65	2.61	2.76	0.21	27.37
3.20	0.16	11.02	3.25	2.59	2.34	2.24	2.28	0.21	23.94
3.40	0.14	9.71	2.87	2.28	2.06	1.97	1.96	0.21	21.06
3.60	0.13	8.56	2.52	2.01	1.82	1.74	1.73	0.21	18.59
3.80	0.11	7.54	2.22	1.77	1.60	1.53	1.52	0.21	16.40
4.00	0.10	6.65	1.96	1.56	1.41	1.35	1.34	0.21	14.48
4.20	0.09	5.87	1.73	1.38	1.24	1.19	1.18	0.21	12.80
4.40	0.08	5.34	1.53	1.21	1.09	1.05	1.04	0.21	11.47
4.60	0.07	4.85	1.39	1.07	0.96	0.92	0.92	0.21	10.33
4.80	0.06	4.41	1.26	0.97	0.85	0.81	0.81	0.21	9.33
5.00	0.06	4.02	1.15	0.88	0.77	0.72	0.71	0.21	8.46
5.20	0.05	3.65	1.04	0.80	0.70	0.65	0.63	0.21	7.70
5.40	0.05	3.32	0.95	0.73	0.64	0.59	0.57	0.21	7.02
5.60	0.04	3.02	0.86	0.67	0.58	0.54	0.52	0.21	6.40
5.80	0.04	2.75	0.79	0.61	0.53	0.49	0.47	0.21	5.84
6.00	0.04	2.50	0.71	0.55	0.48	0.45	0.43	0.21	5.33
6.20	0.03	2.27	0.65	0.50	0.44	0.41	0.39	0.21	4.87
6.40	0.03	2.07	0.59	0.46	0.40	0.37	0.36	0.21	4.45
6.60	0.03	1.88	0.54	0.41	0.36	0.34	0.32	0.21	4.06
6.80	0.03	1.71	0.49	0.38	0.33	0.31	0.29	0.21	3.72
7.00	0.02	1.55	0.44	0.34	0.30	0.28	0.27	0.21	3.40
7.20	0.02	1.41	0.40	0.31	0.27	0.25	0.24	0.21	3.11
7.40	0.02	1.29	0.37	0.28	0.25	0.23	0.22	0.21	2.85
7.60	0.02	1.17	0.33	0.26	0.23	0.21	0.20	0.21	2.61
7.80	0.02	1.06	0.30	0.23	0.21	0.19	0.18	0.21	2.39
8.00	0.01	0.97	0.28	0.21	0.19	0.17	0.17	0.21	2.19
8.20	0.01	0.88	0.25	0.19	0.17	0.16	0.15	0.21	2.01
8.40	0.01	0.80	0.23	0.18	0.15	0.14	0.14	0.21	1.85
8.60	0.01	0.73	0.21	0.16	0.14	0.13	0.13	0.21	1.70
8.80	0.01	0.66	0.19	0.15	0.13	0.12	0.11	0.21	1.57
9.00	0.01	0.60	0.17	0.13	0.12	0.11	0.10	0.21	1.44

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.48

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		68.34	17.76	12.46	9.92	8.38	7.32		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.20	0.01	0.55	0.16	0.12	0.11	0.10	0.09	0.21	1.33
9.40	0.01	0.50	0.14	0.11	0.10	0.09	0.09	0.21	1.23
9.60	0.01	0.45	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.21	1.14
9.80	0.01	0.41	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.21	1.05
10.00	0.01	0.37	0.11	0.08	0.07	0.07	0.06	0.21	0.98

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.49

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		75.80	19.70	13.82	11.00	9.29	8.12		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.21	0.24
0.20	0.02	1.47	0.00					0.21	1.68
0.40	0.10	7.78	0.38	0.00				0.21	8.37
0.60	0.27	20.58	2.02	0.27	0.00			0.21	23.08
0.80	0.54	41.04	5.35	1.42	0.21	0.00		0.21	48.23
1.00	0.93	70.11	10.67	3.75	1.13	0.18	0.00	0.21	86.05
1.20	0.81	61.04	18.22	7.48	2.99	0.95	0.16	0.21	91.05
1.40	0.67	50.49	15.86	12.78	5.96	2.52	0.83	0.21	88.66
1.60	0.55	41.76	13.12	11.13	10.18	5.03	2.20	0.21	83.64
1.80	0.46	34.55	10.86	9.21	8.86	8.59	4.40	0.21	76.67
2.00	0.38	28.58	8.98	7.61	7.33	7.48	7.51	0.21	67.70
2.20	0.31	23.64	7.43	6.30	6.06	6.19	6.54	0.21	56.36
2.40	0.27	20.28	6.14	5.21	5.01	5.12	5.41	0.21	47.39
2.60	0.24	17.87	5.27	4.31	4.15	4.23	4.47	0.21	40.52
2.80	0.21	15.75	4.64	3.70	3.43	3.50	3.70	0.21	34.93
3.00	0.18	13.88	4.09	3.26	2.94	2.90	3.06	0.21	30.34
3.20	0.16	12.23	3.61	2.87	2.59	2.49	2.53	0.21	26.53
3.40	0.14	10.77	3.18	2.53	2.29	2.19	2.17	0.21	23.34
3.60	0.13	9.49	2.80	2.23	2.01	1.93	1.91	0.21	20.59
3.80	0.11	8.37	2.47	1.96	1.77	1.70	1.69	0.21	18.17
4.00	0.10	7.37	2.17	1.73	1.56	1.50	1.49	0.21	16.04
4.20	0.09	6.51	1.92	1.53	1.38	1.32	1.31	0.21	14.17
4.40	0.08	5.92	1.69	1.34	1.21	1.16	1.15	0.21	12.70
4.60	0.07	5.38	1.54	1.19	1.07	1.03	1.02	0.21	11.43
4.80	0.06	4.90	1.40	1.08	0.94	0.90	0.90	0.21	10.33
5.00	0.06	4.45	1.27	0.98	0.86	0.80	0.79	0.21	9.36
5.20	0.05	4.05	1.16	0.89	0.78	0.73	0.70	0.21	8.52
5.40	0.05	3.68	1.05	0.81	0.71	0.66	0.63	0.21	7.76
5.60	0.04	3.35	0.96	0.74	0.65	0.60	0.58	0.21	7.08
5.80	0.04	3.05	0.87	0.67	0.59	0.55	0.52	0.21	6.46
6.00	0.04	2.77	0.79	0.61	0.53	0.50	0.48	0.21	5.89
6.20	0.03	2.52	0.72	0.56	0.49	0.45	0.43	0.21	5.38
6.40	0.03	2.29	0.66	0.51	0.44	0.41	0.39	0.21	4.91

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.49

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		75.80	19.70	13.82	11.00	9.29	8.12		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
6.60	0.03	2.09	0.60	0.46	0.40	0.37	0.36	0.21	4.49
6.80	0.03	1.90	0.54	0.42	0.37	0.34	0.33	0.21	4.10
7.00	0.02	1.72	0.49	0.38	0.33	0.31	0.30	0.21	3.75
7.20	0.02	1.57	0.45	0.35	0.30	0.28	0.27	0.21	3.43
7.40	0.02	1.43	0.41	0.31	0.28	0.26	0.25	0.21	3.14
7.60	0.02	1.30	0.37	0.29	0.25	0.23	0.22	0.21	2.87
7.80	0.02	1.18	0.34	0.26	0.23	0.21	0.20	0.21	2.63
8.00	0.01	1.07	0.31	0.24	0.21	0.19	0.18	0.21	2.41
8.20	0.01	0.98	0.28	0.22	0.19	0.17	0.17	0.21	2.21
8.40	0.01	0.89	0.25	0.20	0.17	0.16	0.15	0.21	2.03
8.60	0.01	0.81	0.23	0.18	0.16	0.14	0.14	0.21	1.87
8.80	0.01	0.73	0.21	0.16	0.14	0.13	0.13	0.21	1.72
9.00	0.01	0.67	0.19	0.15	0.13	0.12	0.11	0.21	1.58
9.20	0.01	0.61	0.17	0.13	0.12	0.11	0.10	0.21	1.46
9.40	0.01	0.55	0.16	0.12	0.11	0.10	0.10	0.21	1.34
9.60	0.01	0.50	0.14	0.11	0.10	0.09	0.09	0.21	1.24
9.80	0.01	0.46	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.21	1.15
10.00	0.01	0.42	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.21	1.06

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.50

Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Straat III

Jam Ke	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
(jam)	1.01	2	5	10	20	25	50	100
0.00	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
0.20	0.67	0.91	1.10	1.23	1.34	1.40	1.54	1.68
0.40	2.76	4.09	5.13	5.84	6.46	6.80	7.57	8.37
0.60	7.37	11.08	13.99	15.99	17.74	18.69	20.82	23.08
0.80	15.24	23.04	29.15	33.34	37.02	39.02	43.50	48.23
1.00	27.08	41.01	51.94	59.44	66.02	69.58	77.60	86.05
1.20	28.65	43.39	54.95	62.89	69.85	73.62	82.11	91.05
1.40	27.90	42.25	53.51	61.24	68.02	71.68	79.95	88.66
1.60	26.32	39.87	50.48	57.78	64.17	67.63	75.42	83.64
1.80	24.14	36.55	46.28	52.97	58.83	61.99	69.14	76.67
2.00	21.34	32.29	40.88	46.78	51.95	54.75	61.06	67.70
2.20	17.79	26.90	34.05	38.96	43.26	45.59	50.84	56.36
2.40	14.98	22.63	28.64	32.76	36.38	38.33	42.74	47.39
2.60	12.83	19.37	24.50	28.02	31.11	32.78	36.55	40.52
2.80	11.08	16.72	21.13	24.17	26.83	28.27	31.52	34.93
3.00	9.64	14.53	18.37	21.00	23.31	24.56	27.37	30.34
3.20	8.45	12.72	16.07	18.37	20.39	21.48	23.94	26.53
3.40	7.45	11.21	14.15	16.17	17.94	18.90	21.06	23.34
3.60	6.59	9.90	12.49	14.28	15.84	16.68	18.59	20.59

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.50  
Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Straat III

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1.01	2	5	10	20	25	50	100
3.80	5.83	8.75	11.03	12.60	13.98	14.72	16.40	18.17
4.00	5.16	7.73	9.75	11.13	12.34	13.00	14.48	16.04
4.20	4.58	6.85	8.62	9.84	10.91	11.49	12.80	14.17
4.40	4.12	6.15	7.74	8.83	9.78	10.30	11.47	12.70
4.60	3.72	5.54	6.97	7.95	8.81	9.28	10.33	11.43
4.80	3.38	5.02	6.31	7.19	7.97	8.39	9.33	10.33
5.00	3.08	4.56	5.73	6.53	7.23	7.61	8.46	9.36
5.20	2.81	4.16	5.21	5.94	6.58	6.92	7.70	8.52
5.40	2.57	3.80	4.76	5.42	6.00	6.31	7.02	7.76
5.60	2.36	3.48	4.35	4.95	5.48	5.76	6.40	7.08
5.80	2.17	3.18	3.97	4.52	5.00	5.26	5.84	6.46
6.00	1.99	2.91	3.63	4.13	4.57	4.80	5.33	5.89
6.20	1.83	2.67	3.32	3.78	4.17	4.39	4.87	5.38
6.40	1.68	2.44	3.04	3.45	3.81	4.01	4.45	4.91
6.60	1.55	2.24	2.79	3.16	3.49	3.66	4.06	4.49
6.80	1.43	2.06	2.55	2.89	3.19	3.35	3.72	4.10
7.00	1.32	1.89	2.34	2.65	2.92	3.07	3.40	3.75
7.20	1.22	1.74	2.15	2.43	2.68	2.81	3.11	3.43
7.40	1.13	1.60	1.97	2.23	2.45	2.57	2.85	3.14
7.60	1.04	1.47	1.81	2.05	2.25	2.36	2.61	2.87
7.80	0.97	1.36	1.67	1.88	2.07	2.17	2.39	2.63
8.00	0.90	1.26	1.54	1.73	1.90	1.99	2.19	2.41
8.20	0.84	1.16	1.42	1.59	1.74	1.83	2.01	2.21
8.40	0.78	1.08	1.31	1.47	1.61	1.68	1.85	2.03
8.60	0.73	1.00	1.21	1.35	1.48	1.55	1.70	1.87
8.80	0.68	0.93	1.12	1.25	1.36	1.43	1.57	1.72
9.00	0.64	0.86	1.04	1.16	1.26	1.32	1.44	1.58
9.20	0.60	0.80	0.96	1.07	1.16	1.22	1.33	1.46
9.40	0.56	0.75	0.89	0.99	1.08	1.13	1.23	1.34
9.60	0.53	0.70	0.83	0.92	1.00	1.04	1.14	1.24
9.80	0.50	0.66	0.77	0.86	0.93	0.97	1.05	1.15
10.00	0.48	0.62	0.72	0.80	0.86	0.90	0.98	1.06

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan HSS Nakayasu untuk Sub DAS Straat III pada Tabel 4.50 dapat diketahui debit banjir di setiap kala ulang dan berikut adalah diagram yang menggambarkan hasil debit banjir menggunakan Metode HSS Nakayasu.



#### 4.1.9.2.3 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Limantara

Berikut parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Limantara pada Sub DAS Straat III:

##### Parameter DAS

Luas	=	5.36	km <sup>2</sup>
Panjang Sungai Utama	=	4.85	km
Lc	=	2.43	km
Slope	=	0.000119	
n (Kekasaran DAS)	=	0.035	(Pemukiman dan Tanaman Kecil)

##### Parameter Tg

$$T_g = 0,21 * (L^{0,7})$$

$$T_g = 0.63 \text{ jam}$$

##### Parameter tr

$$t_r = 1 * t_g = 0.48 \text{ jam}$$

##### Parameter Tp

$$T_p = T_g + 0.8 T_r$$

$$T_p = 1.0 \text{ jam}$$

##### Parameter Qp (debit puncak)

$$Q_p = 0,042 \cdot A^{0,451} L^{0,497} L_c^{0,356} S^{-0,131} n^{0,168} = 0.5 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Limantara pada Sub DAS Straat III di atas tersebut, selanjutnya dapat ditentukan debit pada Unit Hidrografnya. Ordinat HSS Limantara perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1 mm.

Tabel 4.51

Ordinat HSS Limantara Sub DAS Straat III

t (jam)	Ordinat	Volume		Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
0.00	0.0000	0		0.00	0.00
0.20	0.0829	29.839		0.09	30.64
0.40	0.1785	94.111		0.18	96.63
0.60	0.2797	164.955	$Q_t = Q_p (t/T_p)^{1.107}$	0.29	169.37
0.80	0.3846	239.124		0.39	245.53
1.00	0.4923	315.673		0.51	324.13
1.20	0.465	344.551		0.48	353.78
1.40	0.429	321.682		0.44	330.30
1.60	0.396	296.774		0.41	304.72
1.80	0.365	273.795		0.37	281.13
2.00	0.337	252.596		0.35	259.36
2.20	0.311	233.038		0.32	239.28
2.40	0.287	214.994		0.29	220.75
2.60	0.264	198.347	0.27	203.66	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



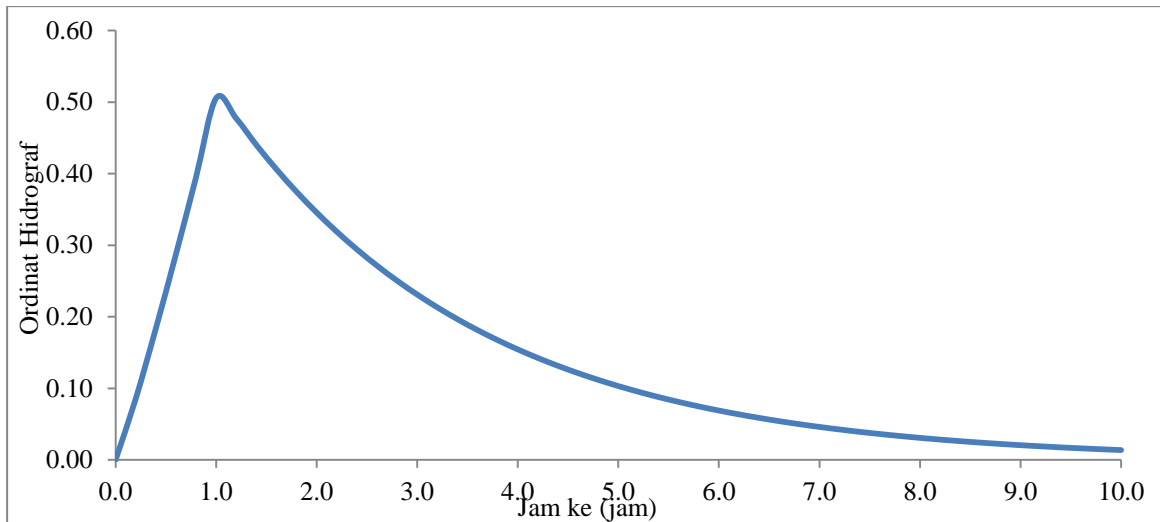
Lanjutan Tabel 4.51  
Ordinat HSS Limantara Sub DAS Straat III

t (jam)	Ordinat	Volume	Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
2.80	0.244	182.989	0.25	187.89
3.00	0.225	168.821	0.23	173.34
3.20	0.208	155.749	0.21	159.92
3.40	0.192	143.690	0.20	147.54
3.60	0.177	132.564	0.18	136.11
3.80	0.163	122.300	0.17	125.57
4.00	0.150	112.830	0.15	115.85
4.20	0.139	104.094	0.14	106.88
4.40	0.128	96.034	0.13	98.61
4.60	0.118	88.598	0.12	90.97
4.80	0.109	81.738	0.11	83.93
5.00	0.101	75.410	0.10	77.43
5.20	0.093	69.571	0.10	71.43
5.40	0.086	64.184	0.09	65.90
5.60	0.079	59.214	0.08	60.80
5.80	0.073	54.629	0.07	56.09
6.00	0.067	50.399	0.07	51.75
6.20	0.062	46.497	0.06	47.74
6.40	0.057	42.897	0.06	44.05
6.60	0.053	39.575	0.05	40.64
6.80	0.049	36.511	0.05	37.49
7.00	0.045	33.684	0.05	34.59
7.20	0.041	31.076	0.04	31.91
7.40	0.038	28.670	0.04	29.44
7.60	0.035	26.450	0.04	27.16
7.80	0.033	24.402	0.03	25.06
8.00	0.030	22.513	0.03	23.12
8.20	0.028	20.770	0.03	21.33
8.40	0.026	19.161	0.03	19.67
8.60	0.024	17.678	0.02	18.15
8.80	0.022	16.309	0.02	16.75
9.00	0.020	15.046	0.02	15.45
9.20	0.019	13.881	0.02	14.25
9.40	0.017	12.806	0.02	13.15
9.60	0.016	11.815	0.02	12.13
9.80	0.015	10.900	0.01	11.19
10.0	0.013	10.056	0.01	10.33
Volume		5222.992		5362.845
Kedalaman Hujan		0.973921841		1.000
Faktor Koreksi		1.027		1.000

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

$$Q_t = Q_p \cdot 10^{(0.175(T_p-t))}$$





Gambar 4.9 Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Limantara

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap periode waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel-tabel perhitungan debit banjir rancangannya.

Tabel 4.52

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		23.727 (mm)	6.167 (mm)	4.326 (mm)	3.444 (mm)	2.908 (mm)	2.542 (mm)		
0.0	0.000	0.000						0.210	0.210
0.2	0.085	2.019	0.000					0.210	2.229
0.4	0.183	4.349	0.525	0.000				0.210	5.084
0.6	0.287	6.813	1.131	0.368	0.000			0.210	8.522
0.8	0.395	9.369	1.771	0.793	0.293	0.000		0.210	12.436
1.0	0.505	11.994	2.435	1.242	0.631	0.248	0.000	0.210	16.760
1.2	0.477	11.323	3.117	1.708	0.989	0.533	0.216	0.210	18.097
1.4	0.440	10.446	2.943	2.187	1.360	0.835	0.466	0.210	18.447
1.6	0.406	9.637	2.715	2.064	1.741	1.148	0.730	0.210	18.246
1.8	0.375	8.891	2.505	1.905	1.644	1.470	1.004	0.210	17.628
2.0	0.346	8.203	2.311	1.757	1.516	1.388	1.285	0.210	16.670
2.2	0.319	7.567	2.132	1.621	1.399	1.280	1.213	0.210	15.423
2.4	0.294	6.982	1.967	1.496	1.291	1.181	1.119	0.210	14.245
2.6	0.271	6.441	1.815	1.380	1.191	1.090	1.033	0.210	13.158
2.8	0.250	5.942	1.674	1.273	1.098	1.005	0.953	0.210	12.156
3.0	0.231	5.482	1.545	1.174	1.013	0.928	0.879	0.210	11.231
3.2	0.213	5.058	1.425	1.083	0.935	0.856	0.811	0.210	10.378
3.4	0.197	4.666	1.315	1.000	0.863	0.790	0.748	0.210	9.590

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.52

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		23.727 (mm)	6.167 (mm)	4.326 (mm)	3.444 (mm)	2.908 (mm)	2.542 (mm)		
3.6	0.181	4.305	1.213	0.922	0.796	0.728	0.690	0.210	8.864
3.8	0.167	3.971	1.119	0.851	0.734	0.672	0.637	0.210	8.194
4.0	0.154	3.664	1.032	0.785	0.677	0.620	0.587	0.210	7.576
4.2	0.142	3.380	0.952	0.724	0.625	0.572	0.542	0.210	7.005
4.4	0.131	3.119	0.879	0.668	0.576	0.528	0.500	0.210	6.479
4.6	0.121	2.877	0.811	0.616	0.532	0.487	0.461	0.210	5.994
4.8	0.112	2.654	0.748	0.569	0.491	0.449	0.426	0.210	5.546
5.0	0.103	2.449	0.690	0.525	0.453	0.414	0.393	0.210	5.133
5.2	0.095	2.259	0.636	0.484	0.418	0.382	0.362	0.210	4.752
5.4	0.088	2.084	0.587	0.446	0.385	0.353	0.334	0.210	4.400
5.6	0.081	1.923	0.542	0.412	0.355	0.325	0.308	0.210	4.076
5.8	0.075	1.774	0.500	0.380	0.328	0.300	0.284	0.210	3.776
6.0	0.069	1.637	0.461	0.351	0.303	0.277	0.262	0.210	3.500
6.2	0.064	1.510	0.425	0.323	0.279	0.255	0.242	0.210	3.245
6.4	0.059	1.393	0.392	0.298	0.257	0.236	0.223	0.210	3.010
6.6	0.054	1.285	0.362	0.275	0.238	0.217	0.206	0.210	2.794
6.8	0.050	1.186	0.334	0.254	0.219	0.201	0.190	0.210	2.594
7.0	0.046	1.094	0.308	0.234	0.202	0.185	0.175	0.210	2.409
7.2	0.043	1.009	0.284	0.216	0.187	0.171	0.162	0.210	2.239
7.4	0.039	0.931	0.262	0.199	0.172	0.158	0.149	0.210	2.082
7.6	0.036	0.859	0.242	0.184	0.159	0.145	0.138	0.210	1.937
7.8	0.033	0.792	0.223	0.170	0.146	0.134	0.127	0.210	1.803
8.0	0.031	0.731	0.206	0.157	0.135	0.124	0.117	0.210	1.680
8.2	0.028	0.674	0.190	0.144	0.125	0.114	0.108	0.210	1.566
8.4	0.026	0.622	0.175	0.133	0.115	0.105	0.100	0.210	1.461
8.6	0.024	0.574	0.162	0.123	0.106	0.097	0.092	0.210	1.364
8.8	0.022	0.530	0.149	0.113	0.098	0.090	0.085	0.210	1.275
9.0	0.021	0.489	0.138	0.105	0.090	0.083	0.078	0.210	1.192
9.2	0.019	0.451	0.127	0.097	0.083	0.076	0.072	0.210	1.116
9.4	0.018	0.416	0.117	0.089	0.077	0.070	0.067	0.210	1.046
9.6	0.016	0.384	0.108	0.082	0.071	0.065	0.062	0.210	0.981
9.8	0.015	0.354	0.100	0.076	0.065	0.060	0.057	0.210	0.922
10.0	0.014	0.327	0.092	0.070	0.060	0.055	0.052	0.210	0.866

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.53

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		36.029 (mm)	9.365 (mm)	6.569 (mm)	5.230 (mm)	4.416 (mm)	3.860 (mm)		
0.000	0.000	0.000						0.210	0.210
0.200	0.085	3.066	0.000					0.210	3.276
0.400	0.183	6.605	0.797	0.000				0.210	7.612
0.600	0.287	10.346	1.717	0.559	0.000			0.210	12.832
0.800	0.395	14.226	2.689	1.204	0.445	0.000		0.210	18.775
1.000	0.505	18.212	3.698	1.886	0.959	0.376	0.000	0.210	25.341

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.53  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		36.029 (mm)	9.365 (mm)	6.569 (mm)	5.230 (mm)	4.416 (mm)	3.860 (mm)		
1.200	0.477	17.194	4.734	2.594	1.502	0.810	0.329	0.210	27.371
1.400	0.440	15.862	4.469	3.321	2.065	1.268	0.708	0.210	27.903
1.600	0.406	14.634	4.123	3.135	2.644	1.744	1.109	0.210	27.598
1.800	0.375	13.501	3.804	2.892	2.496	2.232	1.524	0.210	26.659
2.000	0.346	12.456	3.509	2.668	2.302	2.108	1.951	0.210	25.205
2.200	0.319	11.491	3.238	2.462	2.124	1.944	1.842	0.210	23.311
2.400	0.294	10.602	2.987	2.271	1.960	1.794	1.700	0.210	21.523
2.600	0.271	9.781	2.756	2.095	1.808	1.655	1.568	0.210	19.872
2.800	0.250	9.023	2.542	1.933	1.668	1.527	1.447	0.210	18.350
3.000	0.231	8.325	2.345	1.783	1.539	1.409	1.335	0.210	16.945
3.200	0.213	7.680	2.164	1.645	1.420	1.299	1.231	0.210	15.650
3.400	0.197	7.085	1.996	1.518	1.310	1.199	1.136	0.210	14.454
3.600	0.181	6.537	1.842	1.400	1.208	1.106	1.048	0.210	13.351
3.800	0.167	6.031	1.699	1.292	1.115	1.020	0.967	0.210	12.334
4.000	0.154	5.564	1.568	1.192	1.028	0.941	0.892	0.210	11.395
4.200	0.142	5.133	1.446	1.100	0.949	0.869	0.823	0.210	10.529
4.400	0.131	4.736	1.334	1.014	0.875	0.801	0.759	0.210	9.730
4.600	0.121	4.369	1.231	0.936	0.808	0.739	0.700	0.210	8.993
4.800	0.112	4.031	1.136	0.863	0.745	0.682	0.646	0.210	8.313
5.000	0.103	3.719	1.048	0.797	0.687	0.629	0.596	0.210	7.685
5.200	0.095	3.431	0.967	0.735	0.634	0.580	0.550	0.210	7.107
5.400	0.088	3.165	0.892	0.678	0.585	0.536	0.507	0.210	6.573
5.600	0.081	2.920	0.823	0.625	0.540	0.494	0.468	0.210	6.080
5.800	0.075	2.694	0.759	0.577	0.498	0.456	0.432	0.210	5.625
6.000	0.069	2.485	0.700	0.532	0.459	0.421	0.398	0.210	5.206
6.200	0.064	2.293	0.646	0.491	0.424	0.388	0.368	0.210	4.819
6.400	0.059	2.115	0.596	0.453	0.391	0.358	0.339	0.210	4.462
6.600	0.054	1.952	0.550	0.418	0.361	0.330	0.313	0.210	4.133
6.800	0.050	1.800	0.507	0.386	0.333	0.305	0.289	0.210	3.829
7.000	0.046	1.661	0.468	0.356	0.307	0.281	0.266	0.210	3.549
7.200	0.043	1.532	0.432	0.328	0.283	0.259	0.246	0.210	3.291
7.400	0.039	1.414	0.398	0.303	0.261	0.239	0.227	0.210	3.052
7.600	0.036	1.304	0.367	0.279	0.241	0.221	0.209	0.210	2.832
7.800	0.033	1.203	0.339	0.258	0.222	0.204	0.193	0.210	2.629
8.000	0.031	1.110	0.313	0.238	0.205	0.188	0.178	0.210	2.442
8.200	0.028	1.024	0.289	0.219	0.189	0.173	0.164	0.210	2.269
8.400	0.026	0.945	0.266	0.202	0.175	0.160	0.151	0.210	2.109
8.600	0.024	0.872	0.246	0.187	0.161	0.147	0.140	0.210	1.962
8.800	0.022	0.804	0.227	0.172	0.149	0.136	0.129	0.210	1.827
9.000	0.021	0.742	0.209	0.159	0.137	0.126	0.119	0.210	1.702
9.200	0.019	0.684	0.193	0.147	0.127	0.116	0.110	0.210	1.586
9.400	0.018	0.631	0.178	0.135	0.117	0.107	0.101	0.210	1.480
9.600	0.016	0.583	0.164	0.125	0.108	0.099	0.093	0.210	1.381
9.800	0.015	0.537	0.151	0.115	0.099	0.091	0.086	0.210	1.291
10.000	0.014	0.496	0.140	0.106	0.092	0.084	0.079	0.210	1.207

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.54  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		45.673 (mm)	11.871 (mm)	8.327 (mm)	6.630 (mm)	5.598 (mm)	4.894 (mm)		
0.000	0.000	0.000						0.210	0.210
0.200	0.085	3.887	0.000					0.210	4.097
0.400	0.183	8.373	1.010	0.000				0.210	9.593
0.600	0.287	13.116	2.176	0.709	0.000			0.210	16.211
0.800	0.395	18.034	3.409	1.527	0.564	0.000		0.210	23.744
1.000	0.505	23.087	4.687	2.391	1.215	0.476	0.000	0.210	32.068
1.200	0.477	21.796	6.001	3.288	1.904	1.026	0.416	0.210	34.642
1.400	0.440	20.108	5.665	4.210	2.618	1.608	0.897	0.210	35.316
1.600	0.406	18.551	5.227	3.974	3.351	2.211	1.405	0.210	34.929
1.800	0.375	17.115	4.822	3.666	3.164	2.830	1.932	0.210	33.739
2.000	0.346	15.790	4.449	3.382	2.919	2.672	2.474	0.210	31.895
2.200	0.319	14.567	4.104	3.121	2.693	2.465	2.335	0.210	29.495
2.400	0.294	13.439	3.786	2.879	2.484	2.274	2.155	0.210	27.227
2.600	0.271	12.399	3.493	2.656	2.292	2.098	1.988	0.210	25.135
2.800	0.250	11.439	3.223	2.450	2.114	1.935	1.834	0.210	23.205
3.000	0.231	10.553	2.973	2.261	1.951	1.786	1.692	0.210	21.425
3.200	0.213	9.736	2.743	2.086	1.800	1.647	1.561	0.210	19.782
3.400	0.197	8.982	2.531	1.924	1.660	1.520	1.440	0.210	18.267
3.600	0.181	8.287	2.335	1.775	1.532	1.402	1.328	0.210	16.869
3.800	0.167	7.645	2.154	1.638	1.413	1.294	1.226	0.210	15.579
4.000	0.154	7.053	1.987	1.511	1.304	1.193	1.131	0.210	14.389
4.200	0.142	6.507	1.833	1.394	1.203	1.101	1.043	0.210	13.291
4.400	0.131	6.003	1.691	1.286	1.110	1.016	0.962	0.210	12.278
4.600	0.121	5.538	1.560	1.186	1.024	0.937	0.888	0.210	11.344
4.800	0.112	5.109	1.440	1.095	0.944	0.865	0.819	0.210	10.482
5.000	0.103	4.714	1.328	1.010	0.871	0.798	0.756	0.210	9.686
5.200	0.095	4.349	1.225	0.932	0.804	0.736	0.697	0.210	8.953
5.400	0.088	4.012	1.130	0.859	0.742	0.679	0.643	0.210	8.276
5.600	0.081	3.701	1.043	0.793	0.684	0.626	0.593	0.210	7.651
5.800	0.075	3.415	0.962	0.732	0.631	0.578	0.547	0.210	7.075
6.000	0.069	3.150	0.888	0.675	0.582	0.533	0.505	0.210	6.543
6.200	0.064	2.907	0.819	0.623	0.537	0.492	0.466	0.210	6.053
6.400	0.059	2.681	0.755	0.574	0.496	0.454	0.430	0.210	5.601
6.600	0.054	2.474	0.697	0.530	0.457	0.419	0.397	0.210	5.183
6.800	0.050	2.282	0.643	0.489	0.422	0.386	0.366	0.210	4.798
7.000	0.046	2.106	0.593	0.451	0.389	0.356	0.338	0.210	4.443
7.200	0.043	1.943	0.547	0.416	0.359	0.329	0.311	0.210	4.115
7.400	0.039	1.792	0.505	0.384	0.331	0.303	0.287	0.210	3.813
7.600	0.036	1.653	0.466	0.354	0.306	0.280	0.265	0.210	3.534
7.800	0.033	1.525	0.430	0.327	0.282	0.258	0.245	0.210	3.276
8.000	0.031	1.407	0.396	0.301	0.260	0.238	0.226	0.210	3.039
8.200	0.028	1.298	0.366	0.278	0.240	0.220	0.208	0.210	2.820
8.400	0.026	1.198	0.337	0.257	0.221	0.203	0.192	0.210	2.618
8.600	0.024	1.105	0.311	0.237	0.204	0.187	0.177	0.210	2.431
8.800	0.022	1.019	0.287	0.218	0.188	0.172	0.163	0.210	2.259
9.000	0.021	0.941	0.265	0.201	0.174	0.159	0.151	0.210	2.101

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.54

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		45.673	11.871	8.327	6.630	5.598	4.894		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.200	0.019	0.868	0.244	0.186	0.160	0.147	0.139	0.210	1.954
9.400	0.018	0.801	0.226	0.171	0.148	0.135	0.128	0.210	1.819
9.600	0.016	0.739	0.208	0.158	0.137	0.125	0.118	0.210	1.695
9.800	0.015	0.681	0.192	0.146	0.126	0.115	0.109	0.210	1.580
10.000	0.014	0.629	0.177	0.135	0.116	0.106	0.101	0.210	1.474

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.55

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		52.30	13.59	9.54	7.59	6.41	5.60		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.21	0.21
0.20	0.09	4.45	0.00					0.21	4.66
0.40	0.18	9.59	1.16	0.00				0.21	10.95
0.60	0.29	15.02	2.49	0.81	0.00			0.21	18.53
0.80	0.39	20.65	3.90	1.75	0.65	0.00		0.21	27.16
1.00	0.51	26.44	5.37	2.74	1.39	0.55	0.00	0.21	36.69
1.20	0.48	24.96	6.87	3.77	2.18	1.18	0.48	0.21	39.64
1.40	0.44	23.03	6.49	4.82	3.00	1.84	1.03	0.21	40.41
1.60	0.41	21.24	5.99	4.55	3.84	2.53	1.61	0.21	39.97
1.80	0.37	19.60	5.52	4.20	3.62	3.24	2.21	0.21	38.60
2.00	0.35	18.08	5.09	3.87	3.34	3.06	2.83	0.21	36.49
2.20	0.32	16.68	4.70	3.57	3.08	2.82	2.67	0.21	33.74
2.40	0.29	15.39	4.34	3.30	2.84	2.60	2.47	0.21	31.15
2.60	0.27	14.20	4.00	3.04	2.62	2.40	2.28	0.21	28.75
2.80	0.25	13.10	3.69	2.81	2.42	2.22	2.10	0.21	26.54
3.00	0.23	12.08	3.40	2.59	2.23	2.04	1.94	0.21	24.50
3.20	0.21	11.15	3.14	2.39	2.06	1.89	1.79	0.21	22.62
3.40	0.20	10.29	2.90	2.20	1.90	1.74	1.65	0.21	20.89
3.60	0.18	9.49	2.67	2.03	1.75	1.61	1.52	0.21	19.29
3.80	0.17	8.75	2.47	1.88	1.62	1.48	1.40	0.21	17.81
4.00	0.15	8.08	2.28	1.73	1.49	1.37	1.29	0.21	16.45
4.20	0.14	7.45	2.10	1.60	1.38	1.26	1.19	0.21	15.19
4.40	0.13	6.87	1.94	1.47	1.27	1.16	1.10	0.21	14.03
4.60	0.12	6.34	1.79	1.36	1.17	1.07	1.02	0.21	12.96
4.80	0.11	5.85	1.65	1.25	1.08	0.99	0.94	0.21	11.97
5.00	0.10	5.40	1.52	1.16	1.00	0.91	0.87	0.21	11.06
5.20	0.10	4.98	1.40	1.07	0.92	0.84	0.80	0.21	10.22
5.40	0.09	4.59	1.29	0.98	0.85	0.78	0.74	0.21	9.45
5.60	0.08	4.24	1.19	0.91	0.78	0.72	0.68	0.21	8.73
5.80	0.07	3.91	1.10	0.84	0.72	0.66	0.63	0.21	8.07
6.00	0.07	3.61	1.02	0.77	0.67	0.61	0.58	0.21	7.46
6.20	0.06	3.33	0.94	0.71	0.62	0.56	0.53	0.21	6.90
6.40	0.06	3.07	0.87	0.66	0.57	0.52	0.49	0.21	6.38

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.55

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		52.30 (mm)	13.59 (mm)	9.54 (mm)	7.59 (mm)	6.41 (mm)	5.60 (mm)		
6.60	0.05	2.83	0.80	0.61	0.52	0.48	0.45	0.21	5.90
6.80	0.05	2.61	0.74	0.56	0.48	0.44	0.42	0.21	5.46
7.00	0.05	2.41	0.68	0.52	0.45	0.41	0.39	0.21	5.06
7.20	0.04	2.22	0.63	0.48	0.41	0.38	0.36	0.21	4.68
7.40	0.04	2.05	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.21	4.34
7.60	0.04	1.89	0.53	0.41	0.35	0.32	0.30	0.21	4.02
7.80	0.03	1.75	0.49	0.37	0.32	0.30	0.28	0.21	3.72
8.00	0.03	1.61	0.45	0.35	0.30	0.27	0.26	0.21	3.45
8.20	0.03	1.49	0.42	0.32	0.27	0.25	0.24	0.21	3.20
8.40	0.03	1.37	0.39	0.29	0.25	0.23	0.22	0.21	2.97
8.60	0.02	1.27	0.36	0.27	0.23	0.21	0.20	0.21	2.75
8.80	0.02	1.17	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.21	2.56
9.00	0.02	1.08	0.30	0.23	0.20	0.18	0.17	0.21	2.38
9.20	0.02	0.99	0.28	0.21	0.18	0.17	0.16	0.21	2.21
9.40	0.02	0.92	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.21	2.05
9.60	0.02	0.85	0.24	0.18	0.16	0.14	0.14	0.21	1.91
9.80	0.01	0.78	0.22	0.17	0.14	0.13	0.13	0.21	1.78
10.00	0.01	0.72	0.20	0.15	0.13	0.12	0.12	0.21	1.66

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.56

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		58.11 (mm)	15.10 (mm)	10.59 (mm)	8.43 (mm)	7.12 (mm)	6.23 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.21	0.21
0.20	0.09	4.95	0.00					0.21	5.16
0.40	0.18	10.65	1.29	0.00				0.21	12.15
0.60	0.29	16.69	2.77	0.90	0.00			0.21	20.57
0.80	0.39	22.94	4.34	1.94	0.72	0.00		0.21	30.15
1.00	0.51	29.37	5.96	3.04	1.55	0.61	0.00	0.21	40.74
1.20	0.48	27.73	7.63	4.18	2.42	1.31	0.53	0.21	44.02
1.40	0.44	25.58	7.21	5.36	3.33	2.05	1.14	0.21	44.87
1.60	0.41	23.60	6.65	5.06	4.26	2.81	1.79	0.21	44.38
1.80	0.37	21.78	6.13	4.66	4.03	3.60	2.46	0.21	42.87
2.00	0.35	20.09	5.66	4.30	3.71	3.40	3.15	0.21	40.52
2.20	0.32	18.53	5.22	3.97	3.43	3.14	2.97	0.21	37.47
2.40	0.29	17.10	4.82	3.66	3.16	2.89	2.74	0.21	34.58
2.60	0.27	15.77	4.44	3.38	2.92	2.67	2.53	0.21	31.92
2.80	0.25	14.55	4.10	3.12	2.69	2.46	2.33	0.21	29.47
3.00	0.23	13.43	3.78	2.88	2.48	2.27	2.15	0.21	27.20
3.20	0.21	12.39	3.49	2.65	2.29	2.10	1.99	0.21	25.11
3.40	0.20	11.43	3.22	2.45	2.11	1.93	1.83	0.21	23.18
3.60	0.18	10.54	2.97	2.26	1.95	1.78	1.69	0.21	21.40
3.80	0.17	9.73	2.74	2.08	1.80	1.65	1.56	0.21	19.76

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.56

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		58.11 (mm)	15.10 (mm)	10.59 (mm)	8.43 (mm)	7.12 (mm)	6.23 (mm)		
4.00	0.15	8.97	2.53	1.92	1.66	1.52	1.44	0.21	18.25
4.20	0.14	8.28	2.33	1.77	1.53	1.40	1.33	0.21	16.85
4.40	0.13	7.64	2.15	1.64	1.41	1.29	1.22	0.21	15.56
4.60	0.12	7.05	1.99	1.51	1.30	1.19	1.13	0.21	14.38
4.80	0.11	6.50	1.83	1.39	1.20	1.10	1.04	0.21	13.28
5.00	0.10	6.00	1.69	1.28	1.11	1.01	0.96	0.21	12.27
5.20	0.10	5.53	1.56	1.19	1.02	0.94	0.89	0.21	11.33
5.40	0.09	5.10	1.44	1.09	0.94	0.86	0.82	0.21	10.47
5.60	0.08	4.71	1.33	1.01	0.87	0.80	0.75	0.21	9.68
5.80	0.07	4.34	1.22	0.93	0.80	0.74	0.70	0.21	8.94
6.00	0.07	4.01	1.13	0.86	0.74	0.68	0.64	0.21	8.27
6.20	0.06	3.70	1.04	0.79	0.68	0.63	0.59	0.21	7.64
6.40	0.06	3.41	0.96	0.73	0.63	0.58	0.55	0.21	7.07
6.60	0.05	3.15	0.89	0.67	0.58	0.53	0.50	0.21	6.54
6.80	0.05	2.90	0.82	0.62	0.54	0.49	0.47	0.21	6.05
7.00	0.05	2.68	0.75	0.57	0.50	0.45	0.43	0.21	5.60
7.20	0.04	2.47	0.70	0.53	0.46	0.42	0.40	0.21	5.18
7.40	0.04	2.28	0.64	0.49	0.42	0.39	0.37	0.21	4.79
7.60	0.04	2.10	0.59	0.45	0.39	0.36	0.34	0.21	4.44
7.80	0.03	1.94	0.55	0.42	0.36	0.33	0.31	0.21	4.11
8.00	0.03	1.79	0.50	0.38	0.33	0.30	0.29	0.21	3.81
8.20	0.03	1.65	0.47	0.35	0.31	0.28	0.26	0.21	3.53
8.40	0.03	1.52	0.43	0.33	0.28	0.26	0.24	0.21	3.27
8.60	0.02	1.41	0.40	0.30	0.26	0.24	0.23	0.21	3.04
8.80	0.02	1.30	0.37	0.28	0.24	0.22	0.21	0.21	2.82
9.00	0.02	1.20	0.34	0.26	0.22	0.20	0.19	0.21	2.62
9.20	0.02	1.10	0.31	0.24	0.20	0.19	0.18	0.21	2.43
9.40	0.02	1.02	0.29	0.22	0.19	0.17	0.16	0.21	2.26
9.60	0.02	0.94	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.21	2.10
9.80	0.01	0.87	0.24	0.19	0.16	0.15	0.14	0.21	1.95
10.00	0.01	0.80	0.23	0.17	0.15	0.14	0.13	0.21	1.82

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.57

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		61.25 (mm)	15.92 (mm)	11.17 (mm)	8.89 (mm)	7.51 (mm)	6.56 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.21	0.21
0.20	0.09	5.21	0.00					0.21	5.42
0.40	0.18	11.23	1.35	0.00				0.21	12.79
0.60	0.29	17.59	2.92	0.95	0.00			0.21	21.67
0.80	0.39	24.19	4.57	2.05	0.76	0.00		0.21	31.77
1.00	0.51	30.96	6.29	3.21	1.63	0.64	0.00	0.21	42.93
1.20	0.48	29.23	8.05	4.41	2.55	1.38	0.56	0.21	46.39

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Lanjutan Tabel 4.57

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		61.25 (mm)	15.92 (mm)	11.17 (mm)	8.89 (mm)	7.51 (mm)	6.56 (mm)		
1.40	0.44	26.97	7.60	5.65	3.51	2.16	1.20	0.21	47.29
1.60	0.41	24.88	7.01	5.33	4.49	2.96	1.88	0.21	46.77
1.80	0.37	22.95	6.47	4.92	4.24	3.80	2.59	0.21	45.18
2.00	0.35	21.18	5.97	4.54	3.91	3.58	3.32	0.21	42.70
2.20	0.32	19.54	5.50	4.18	3.61	3.31	3.13	0.21	39.48
2.40	0.29	18.02	5.08	3.86	3.33	3.05	2.89	0.21	36.44
2.60	0.27	16.63	4.68	3.56	3.07	2.81	2.67	0.21	33.64
2.80	0.25	15.34	4.32	3.29	2.84	2.60	2.46	0.21	31.05
3.00	0.23	14.15	3.99	3.03	2.62	2.39	2.27	0.21	28.66
3.20	0.21	13.06	3.68	2.80	2.41	2.21	2.09	0.21	26.46
3.40	0.20	12.05	3.39	2.58	2.23	2.04	1.93	0.21	24.43
3.60	0.18	11.11	3.13	2.38	2.05	1.88	1.78	0.21	22.55
3.80	0.17	10.25	2.89	2.20	1.90	1.73	1.64	0.21	20.82
4.00	0.15	9.46	2.66	2.03	1.75	1.60	1.52	0.21	19.22
4.20	0.14	8.73	2.46	1.87	1.61	1.48	1.40	0.21	17.75
4.40	0.13	8.05	2.27	1.72	1.49	1.36	1.29	0.21	16.39
4.60	0.12	7.43	2.09	1.59	1.37	1.26	1.19	0.21	15.14
4.80	0.11	6.85	1.93	1.47	1.27	1.16	1.10	0.21	13.99
5.00	0.10	6.32	1.78	1.35	1.17	1.07	1.01	0.21	12.92
5.20	0.10	5.83	1.64	1.25	1.08	0.99	0.93	0.21	11.93
5.40	0.09	5.38	1.52	1.15	0.99	0.91	0.86	0.21	11.03
5.60	0.08	4.96	1.40	1.06	0.92	0.84	0.80	0.21	10.19
5.80	0.07	4.58	1.29	0.98	0.85	0.77	0.73	0.21	9.42
6.00	0.07	4.23	1.19	0.91	0.78	0.71	0.68	0.21	8.70
6.20	0.06	3.90	1.10	0.83	0.72	0.66	0.62	0.21	8.05
6.40	0.06	3.60	1.01	0.77	0.66	0.61	0.58	0.21	7.44
6.60	0.05	3.32	0.93	0.71	0.61	0.56	0.53	0.21	6.88
6.80	0.05	3.06	0.86	0.66	0.57	0.52	0.49	0.21	6.36
7.00	0.05	2.82	0.80	0.60	0.52	0.48	0.45	0.21	5.89
7.20	0.04	2.61	0.73	0.56	0.48	0.44	0.42	0.21	5.45
7.40	0.04	2.40	0.68	0.51	0.44	0.41	0.39	0.21	5.04
7.60	0.04	2.22	0.62	0.47	0.41	0.38	0.36	0.21	4.67
7.80	0.03	2.05	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.21	4.32
8.00	0.03	1.89	0.53	0.40	0.35	0.32	0.30	0.21	4.00
8.20	0.03	1.74	0.49	0.37	0.32	0.29	0.28	0.21	3.71
8.40	0.03	1.61	0.45	0.34	0.30	0.27	0.26	0.21	3.44
8.60	0.02	1.48	0.42	0.32	0.27	0.25	0.24	0.21	3.19
8.80	0.02	1.37	0.39	0.29	0.25	0.23	0.22	0.21	2.96
9.00	0.02	1.26	0.36	0.27	0.23	0.21	0.20	0.21	2.75
9.20	0.02	1.16	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.21	2.55
9.40	0.02	1.07	0.30	0.23	0.20	0.18	0.17	0.21	2.37
9.60	0.02	0.99	0.28	0.21	0.18	0.17	0.16	0.21	2.20
9.80	0.01	0.91	0.26	0.20	0.17	0.15	0.15	0.21	2.05
10.00	0.01	0.84	0.24	0.18	0.16	0.14	0.14	0.21	1.90

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.58  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		68.34 (mm)	17.76 (mm)	12.46 (mm)	9.92 (mm)	8.38 (mm)	7.32 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.21	0.21
0.20	0.09	5.82	0.00					0.21	6.03
0.40	0.18	12.53	1.51	0.00				0.21	14.25
0.60	0.29	19.62	3.26	1.06	0.00			0.21	24.15
0.80	0.39	26.98	5.10	2.28	0.84	0.00		0.21	35.42
1.00	0.51	34.54	7.01	3.58	1.82	0.71	0.00	0.21	47.88
1.20	0.48	32.61	8.98	4.92	2.85	1.54	0.62	0.21	51.73
1.40	0.44	30.09	8.48	6.30	3.92	2.41	1.34	0.21	52.73
1.60	0.41	27.76	7.82	5.95	5.01	3.31	2.10	0.21	52.16
1.80	0.37	25.61	7.21	5.49	4.73	4.23	2.89	0.21	50.38
2.00	0.35	23.62	6.66	5.06	4.37	4.00	3.70	0.21	47.62
2.20	0.32	21.80	6.14	4.67	4.03	3.69	3.49	0.21	44.03
2.40	0.29	20.11	5.67	4.31	3.72	3.40	3.22	0.21	40.63
2.60	0.27	18.55	5.23	3.97	3.43	3.14	2.97	0.21	37.50
2.80	0.25	17.11	4.82	3.67	3.16	2.90	2.74	0.21	34.62
3.00	0.23	15.79	4.45	3.38	2.92	2.67	2.53	0.21	31.95
3.20	0.21	14.57	4.10	3.12	2.69	2.46	2.34	0.21	29.49
3.40	0.20	13.44	3.79	2.88	2.48	2.27	2.15	0.21	27.23
3.60	0.18	12.40	3.49	2.66	2.29	2.10	1.99	0.21	25.13
3.80	0.17	11.44	3.22	2.45	2.11	1.94	1.83	0.21	23.20
4.00	0.15	10.55	2.97	2.26	1.95	1.79	1.69	0.21	21.42
4.20	0.14	9.74	2.74	2.09	1.80	1.65	1.56	0.21	19.78
4.40	0.13	8.98	2.53	1.92	1.66	1.52	1.44	0.21	18.27
4.60	0.12	8.29	2.33	1.78	1.53	1.40	1.33	0.21	16.87
4.80	0.11	7.64	2.15	1.64	1.41	1.29	1.23	0.21	15.58
5.00	0.10	7.05	1.99	1.51	1.30	1.19	1.13	0.21	14.39
5.20	0.10	6.51	1.83	1.39	1.20	1.10	1.04	0.21	13.29
5.40	0.09	6.00	1.69	1.29	1.11	1.02	0.96	0.21	12.28
5.60	0.08	5.54	1.56	1.19	1.02	0.94	0.89	0.21	11.34
5.80	0.07	5.11	1.44	1.09	0.94	0.86	0.82	0.21	10.48
6.00	0.07	4.71	1.33	1.01	0.87	0.80	0.76	0.21	9.69
6.20	0.06	4.35	1.23	0.93	0.80	0.74	0.70	0.21	8.95
6.40	0.06	4.01	1.13	0.86	0.74	0.68	0.64	0.21	8.28
6.60	0.05	3.70	1.04	0.79	0.68	0.63	0.59	0.21	7.65
6.80	0.05	3.41	0.96	0.73	0.63	0.58	0.55	0.21	7.07
7.00	0.05	3.15	0.89	0.67	0.58	0.53	0.51	0.21	6.54
7.20	0.04	2.91	0.82	0.62	0.54	0.49	0.47	0.21	6.05
7.40	0.04	2.68	0.76	0.57	0.50	0.45	0.43	0.21	5.60
7.60	0.04	2.47	0.70	0.53	0.46	0.42	0.40	0.21	5.18
7.80	0.03	2.28	0.64	0.49	0.42	0.39	0.37	0.21	4.80
8.00	0.03	2.11	0.59	0.45	0.39	0.36	0.34	0.21	4.44
8.20	0.03	1.94	0.55	0.42	0.36	0.33	0.31	0.21	4.12
8.40	0.03	1.79	0.50	0.38	0.33	0.30	0.29	0.21	3.81
8.60	0.02	1.65	0.47	0.35	0.31	0.28	0.27	0.21	3.53
8.80	0.02	1.53	0.43	0.33	0.28	0.26	0.24	0.21	3.28
9.00	0.02	1.41	0.40	0.30	0.26	0.24	0.23	0.21	3.04

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.58

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		68.34	17.76	12.46	9.92	8.38	7.32		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.20	0.02	1.30	0.37	0.28	0.24	0.22	0.21	0.21	2.82
9.40	0.02	1.20	0.34	0.26	0.22	0.20	0.19	0.21	2.62
9.60	0.02	1.11	0.31	0.24	0.20	0.19	0.18	0.21	2.43
9.80	0.01	1.02	0.29	0.22	0.19	0.17	0.16	0.21	2.26
10.00	0.01	0.94	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.21	2.10

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.59

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		75.80	19.70	13.82	11.00	9.29	8.12		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.21	0.21
0.20	0.09	6.45	0.00					0.21	6.66
0.40	0.18	13.89	1.68	0.00				0.21	15.78
0.60	0.29	21.77	3.61	1.18	0.00			0.21	26.76
0.80	0.39	29.93	5.66	2.53	0.94	0.00		0.21	39.27
1.00	0.51	38.32	7.78	3.97	2.02	0.79	0.00	0.21	53.08
1.20	0.48	36.17	9.96	5.46	3.16	1.70	0.69	0.21	57.35
1.40	0.44	33.37	9.40	6.99	4.34	2.67	1.49	0.21	58.47
1.60	0.41	30.79	8.67	6.60	5.56	3.67	2.33	0.21	57.83
1.80	0.37	28.40	8.00	6.08	5.25	4.70	3.21	0.21	55.85
2.00	0.35	26.20	7.38	5.61	4.84	4.43	4.11	0.21	52.79
2.20	0.32	24.18	6.81	5.18	4.47	4.09	3.88	0.21	48.81
2.40	0.29	22.30	6.28	4.78	4.12	3.77	3.58	0.21	45.05
2.60	0.27	20.58	5.80	4.41	3.80	3.48	3.30	0.21	41.58
2.80	0.25	18.98	5.35	4.07	3.51	3.21	3.04	0.21	38.37
3.00	0.23	17.51	4.93	3.75	3.24	2.96	2.81	0.21	35.42
3.20	0.21	16.16	4.55	3.46	2.99	2.73	2.59	0.21	32.69
3.40	0.20	14.91	4.20	3.19	2.76	2.52	2.39	0.21	30.18
3.60	0.18	13.75	3.87	2.95	2.54	2.33	2.20	0.21	27.86
3.80	0.17	12.69	3.57	2.72	2.35	2.15	2.03	0.21	25.72
4.00	0.15	11.70	3.30	2.51	2.16	1.98	1.88	0.21	23.74
4.20	0.14	10.80	3.04	2.31	2.00	1.83	1.73	0.21	21.92
4.40	0.13	9.96	2.81	2.13	1.84	1.69	1.60	0.21	20.24
4.60	0.12	9.19	2.59	1.97	1.70	1.56	1.47	0.21	18.69
4.80	0.11	8.48	2.39	1.82	1.57	1.43	1.36	0.21	17.26
5.00	0.10	7.82	2.20	1.68	1.45	1.32	1.25	0.21	15.94
5.20	0.10	7.22	2.03	1.55	1.33	1.22	1.16	0.21	14.72
5.40	0.09	6.66	1.88	1.43	1.23	1.13	1.07	0.21	13.60
5.60	0.08	6.14	1.73	1.32	1.14	1.04	0.98	0.21	12.56
5.80	0.07	5.67	1.60	1.21	1.05	0.96	0.91	0.21	11.60
6.00	0.07	5.23	1.47	1.12	0.97	0.88	0.84	0.21	10.72
6.20	0.06	4.82	1.36	1.03	0.89	0.82	0.77	0.21	9.91

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.59

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		75.80 (mm)	19.70 (mm)	13.82 (mm)	11.00 (mm)	9.29 (mm)	8.12 (mm)		
6.40	0.06	4.45	1.25	0.95	0.82	0.75	0.71	0.21	9.16
6.60	0.05	4.11	1.16	0.88	0.76	0.69	0.66	0.21	8.46
6.80	0.05	3.79	1.07	0.81	0.70	0.64	0.61	0.21	7.82
7.00	0.05	3.49	0.98	0.75	0.65	0.59	0.56	0.21	7.23
7.20	0.04	3.22	0.91	0.69	0.60	0.55	0.52	0.21	6.69
7.40	0.04	2.97	0.84	0.64	0.55	0.50	0.48	0.21	6.19
7.60	0.04	2.74	0.77	0.59	0.51	0.46	0.44	0.21	5.73
7.80	0.03	2.53	0.71	0.54	0.47	0.43	0.41	0.21	5.30
8.00	0.03	2.34	0.66	0.50	0.43	0.40	0.37	0.21	4.90
8.20	0.03	2.15	0.61	0.46	0.40	0.36	0.35	0.21	4.54
8.40	0.03	1.99	0.56	0.43	0.37	0.34	0.32	0.21	4.21
8.60	0.02	1.83	0.52	0.39	0.34	0.31	0.29	0.21	3.90
8.80	0.02	1.69	0.48	0.36	0.31	0.29	0.27	0.21	3.61
9.00	0.02	1.56	0.44	0.33	0.29	0.26	0.25	0.21	3.35
9.20	0.02	1.44	0.41	0.31	0.27	0.24	0.23	0.21	3.10
9.40	0.02	1.33	0.37	0.28	0.25	0.22	0.21	0.21	2.88
9.60	0.02	1.23	0.35	0.26	0.23	0.21	0.20	0.21	2.67
9.80	0.01	1.13	0.32	0.24	0.21	0.19	0.18	0.21	2.48
10.00	0.01	1.04	0.29	0.22	0.19	0.18	0.17	0.21	2.31

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.60

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Straat III

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1	2	5	10	20	25	50	100
0.0	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
0.2	2.229	3.276	4.097	4.661	5.155	5.423	6.026	6.661
0.4	5.084	7.612	9.593	10.954	12.148	12.793	14.248	15.781
0.6	8.522	12.832	16.211	18.533	20.567	21.668	24.150	26.764
0.8	12.436	18.775	23.744	27.159	30.152	31.771	35.421	39.266
1.0	16.760	25.341	32.068	36.691	40.743	42.934	47.876	53.080
1.2	18.097	27.371	34.642	39.638	44.017	46.385	51.726	57.351
1.4	18.447	27.903	35.316	40.410	44.874	47.289	52.734	58.470
1.6	18.246	27.598	34.929	39.967	44.383	46.771	52.156	57.828
1.8	17.628	26.659	33.739	38.605	42.869	45.175	50.376	55.854
2.0	16.670	25.205	31.895	36.493	40.522	42.702	47.617	52.793
2.2	15.423	23.311	29.495	33.744	37.469	39.483	44.025	48.810
2.4	14.245	21.523	27.227	31.148	34.584	36.442	40.633	45.047
2.6	13.158	19.872	25.135	28.752	31.922	33.637	37.503	41.575
2.8	12.156	18.350	23.205	26.542	29.467	31.049	34.615	38.372
3.0	11.231	16.945	21.425	24.504	27.202	28.661	31.952	35.417
3.2	10.378	15.650	19.782	22.623	25.112	26.458	29.494	32.691
3.4	9.590	14.454	18.267	20.887	23.184	24.426	27.226	30.176

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.60  
Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Straat III

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1	2	5	10	20	25	50	100
3.6	8.864	13.351	16.869	19.286	21.405	22.551	25.135	27.856
3.8	8.194	12.334	15.579	17.809	19.764	20.821	23.205	25.716
4.0	7.576	11.395	14.389	16.446	18.250	19.225	21.424	23.741
4.2	7.005	10.529	13.291	15.189	16.853	17.753	19.782	21.919
4.4	6.479	9.730	12.278	14.029	15.564	16.394	18.266	20.238
4.6	5.994	8.993	11.344	12.959	14.375	15.141	16.868	18.687
4.8	5.546	8.313	10.482	11.972	13.279	13.985	15.578	17.256
5.0	5.133	7.685	9.686	11.062	12.267	12.919	14.388	15.937
5.2	4.752	7.107	8.953	10.221	11.333	11.935	13.291	14.719
5.4	4.400	6.573	8.276	9.446	10.472	11.027	12.278	13.596
5.6	4.076	6.080	7.651	8.731	9.677	10.189	11.343	12.559
5.8	3.776	5.625	7.075	8.071	8.944	9.417	10.481	11.603
6.0	3.500	5.206	6.543	7.463	8.268	8.704	9.686	10.721
6.2	3.245	4.819	6.053	6.901	7.644	8.046	8.952	9.907
6.4	3.010	4.462	5.601	6.383	7.068	7.439	8.275	9.156
6.6	2.794	4.133	5.183	5.905	6.537	6.880	7.651	8.463
6.8	2.594	3.829	4.798	5.464	6.048	6.363	7.075	7.824
7.0	2.409	3.549	4.443	5.057	5.596	5.887	6.543	7.235
7.2	2.239	3.291	4.115	4.682	5.179	5.447	6.053	6.691
7.4	2.082	3.052	3.813	4.336	4.794	5.042	5.600	6.189
7.6	1.937	2.832	3.534	4.016	4.439	4.668	5.183	5.726
7.8	1.803	2.629	3.276	3.721	4.111	4.322	4.798	5.299
8.0	1.680	2.442	3.039	3.450	3.809	4.004	4.443	4.905
8.2	1.566	2.269	2.820	3.199	3.531	3.710	4.115	4.541
8.4	1.461	2.109	2.618	2.967	3.274	3.439	3.813	4.206
8.6	1.364	1.962	2.431	2.754	3.036	3.189	3.534	3.897
8.8	1.275	1.827	2.259	2.557	2.818	2.958	3.276	3.611
9.0	1.192	1.702	2.101	2.375	2.616	2.746	3.039	3.348
9.2	1.116	1.586	1.954	2.208	2.429	2.549	2.820	3.105
9.4	1.046	1.480	1.819	2.053	2.258	2.368	2.618	2.881
9.6	0.981	1.381	1.695	1.910	2.099	2.201	2.431	2.674
9.8	0.922	1.291	1.580	1.779	1.953	2.047	2.259	2.483
10.0	0.866	1.207	1.474	1.657	1.818	1.905	2.101	2.307

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan HSS Limantara untuk Sub DAS Straat III pada Tabel 4.60, dapat diketahui debit banjir di setiap kala ulang dan berikut adalah diagram yang menggambarkan hasil debit banjir menggunakan Metode HSS Limantara.



#### 4.1.9.2.4 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rancangan sub DAS Straat III dengan Metode HSS Nakayasu dan HSS Limantara

Tabel 4.61 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Sub DAS Straat III

Kala Ulang	HSS Nakayasu	HSS Limantara
	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
1	28.65	18.45
2	43.39	27.90
5	54.95	35.32
10	62.89	40.41
20	69.85	44.87
25	73.62	47.29
50	82.11	52.73
100	91.05	58.47

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

#### 4.1.9.3 Debit Banjir Rancangan Sub DAS Sumberejo

##### 4.1.9.3.1 Hujan Efektif Jam-Jaman

Koefisien pengaliran ( $C$ ) merupakan nilai variabel perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut.

Diketahui nilai  $C$  pada Sub DAS Depsos Hulu Sungai Ampal adalah 0,54, sehingga selanjutnya nilai  $C$  tersebut dapat digunakan untuk mereduksi nilai curah hujan rancangan langsung menjadi curah hujan efektif.

Untuk kepentingan perhitungan debit banjir rancangan, curah hujan rancangan efektif perlu di ketahui intensitasnya sesuai dengan durasi hujan tersebut yang mana persentase intensitasnya telah diperoleh pada Tabel 2.8. Berikut tabel hasil perhitungan curah hujan rancangan efektif jam-jamannya.

Tabel 4.62  
Intensitas Curah Hujan Rancangan Efektif Jam-Jaman

Jam ke-	Kala Ulang							
	1	2	5	10	20	25	50	100
1	24.64	37.41	47.43	54.31	60.34	63.61	70.96	78.71
2	6.40	9.72	12.33	14.12	15.68	16.53	18.44	20.46
3	4.49	6.82	8.65	9.90	11.00	11.60	12.94	14.35
4	3.58	5.43	6.88	7.88	8.76	9.23	10.30	11.43
5	3.02	4.59	5.81	6.66	7.40	7.80	8.70	9.65
6	2.64	4.01	5.08	5.82	6.47	6.82	7.60	8.43
CHnetto	44.77	67.99	86.19	98.69	109.65	115.58	128.95	143.03
C	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
CH	82.91	125.90	159.60	182.76	203.06	214.04	238.80	264.87

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Dari tabel hasil perhitungan di atas telah diketahui besar intensitas curah hujan rancangan efektif di Sub DAS Straat III pada wilayah Sungai Ampal pada setiap jam selama durasi hujannya, untuk selanjutnya digunakan dalam peramalan debit banjir rancangan dengan metode hidrograf.

#### 4.1.9.2.2 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Berikut parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu pada Sub DAS Sumberejo :

##### Parameter DAS

Luas	=	1.82 km <sup>2</sup>
Panjang Sungai Utama	=	1.93 km
$\alpha$	=	2
Ro	=	1 mm

##### Parameter Tg

$$T_g = 0,21 \times L^{0,7}$$

$$T_g = 0.33 \text{ jam}$$

##### Parameter tr

$$tr = 1 * t_g = 0.33 \text{ jam}$$

##### Parameter Tp

$$T_p = T_g + 0.8 T_r$$

$$T_p = 0.600 \text{ jam}$$

##### Parameter T<sub>0.3</sub>

$$T_{0.3} = \alpha * T_g$$

$$T_{0.3} = 0.67 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} = 1.27 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} = T_p + 2.5 T_{0.3} = 2.26 \text{ jam}$$

##### Parameter Qp (debit puncak)

$$Q_p = 0.60 \text{ m}^3/\text{dt}$$

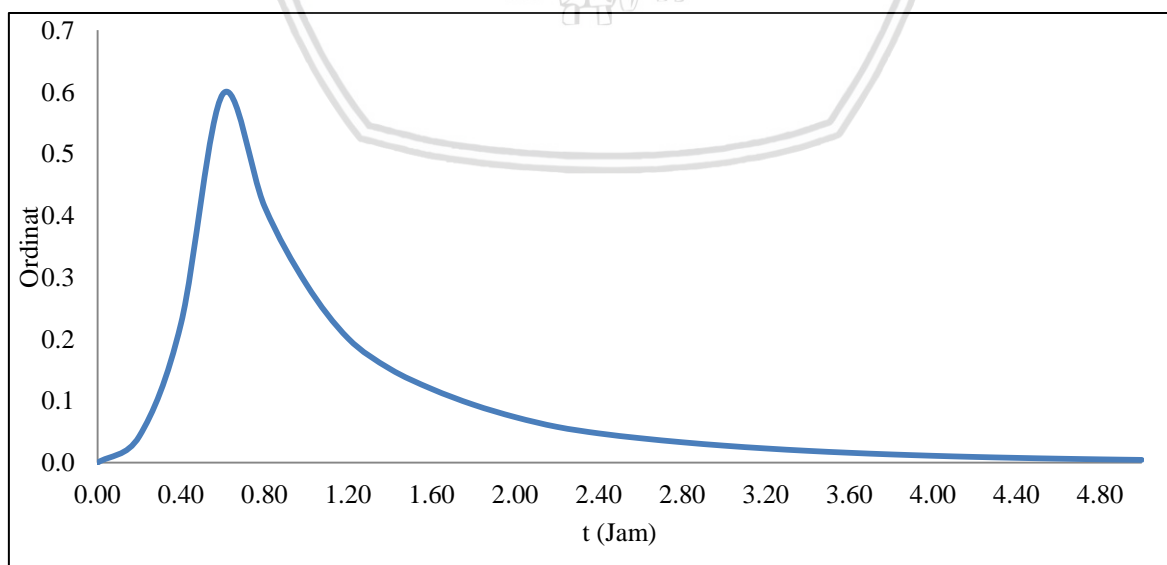
Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Nakayasu pada Sub DAS Sumberejo di atas tersebut, selanjutnya dapat ditentukan debit pada Unit Hidrografnya. Ordinasi HSS Nakayasu perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1 mm.



Tabel 4.63  
Ordinat Nakayasu Sub DAS Sumberejo

t (jam)	Ordinat	Volume		Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
0.00	0.00	0		0.000	0.000
0.20	0.04	15.433	$Q_t = Q_{\max} (t/T_p)^{2.4}$	0.043	15.378
0.40	0.23	96.886		0.225	96.543
0.60	0.60	296.995		0.597	295.943
0.80	0.42	365.282	$Q_t = Q_{\max} (0.3)^{(t-T_p)/(T_{0.3})}$	0.414	363.988
1.00	0.29	254.058		0.289	253.158
1.20	0.20	176.989		0.201	176.362
1.40	0.15	127.566	$Q_t = Q_{\max} (0.3)^{((t-T_p) + 0.5 T_{0.3}) / 1.5}$	0.152	127.114
1.60	0.12	98.033		0.119	97.686
1.80	0.09	77.040		0.094	76.767
2.00	0.07	60.542		0.074	60.327
2.20	0.06	47.577		0.058	47.408
2.40	0.05	38.072		0.047	37.937
2.60	0.04	31.439		0.040	31.327
2.80	0.03	26.240		0.033	26.148
3.00	0.03	21.902		0.028	21.824
3.20	0.02	18.280		0.023	18.216
3.40	0.02	15.258	0.019	15.204	
3.60	0.02	12.735	0.016	12.690	
3.80	0.01	10.629	0.013	10.592	
4.00	0.01	8.872	0.011	8.840	
4.20	0.01	7.405	0.009	7.379	
4.40	0.01	6.180	0.008	6.159	
4.60	0.01	5.159	0.006	5.140	
4.80	0.01	4.306	0.005	4.290	
5.00	0.00	3.594	0.005	3.581	
Volume		1826.46			1820.000
Kedalaman Hujan		1.00355			1.000
Faktor Koreksi		0.99645			1.000

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Gambar 4.11 Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap tenggak waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel-tabel perhitungan debit banjir rancangannya.

Tabel 4.64

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		24.64 (mm)	6.40 (mm)	4.49 (mm)	3.58 (mm)	3.02 (mm)	2.64 (mm)		
0.0	0.00	0.00						0.24	0.24
0.2	0.04	1.05	0.00					0.24	1.29
0.4	0.23	5.56	0.27	0.00				0.24	6.07
0.6	0.60	14.70	1.44	0.19	0.00			0.24	16.58
0.8	0.41	10.21	3.82	1.01	0.15	0.00		0.24	15.44
1.0	0.29	7.11	2.65	2.68	0.81	0.13	0.00	0.24	13.62
1.2	0.20	4.96	1.85	1.86	2.13	0.68	0.11	0.24	11.83
1.4	0.15	3.74	1.29	1.30	1.48	1.80	0.60	0.24	10.45
1.6	0.12	2.94	0.97	0.90	1.03	1.25	1.58	0.24	8.92
1.8	0.09	2.31	0.76	0.68	0.72	0.87	1.09	0.24	6.68
2.0	0.07	1.82	0.60	0.54	0.54	0.61	0.76	0.24	5.11
2.2	0.06	1.43	0.47	0.42	0.43	0.46	0.53	0.24	3.98
2.4	0.05	1.17	0.37	0.33	0.34	0.36	0.40	0.24	3.21
2.6	0.04	0.98	0.30	0.26	0.26	0.28	0.32	0.24	2.64
2.8	0.03	0.81	0.25	0.21	0.21	0.22	0.25	0.24	2.20
3.0	0.03	0.68	0.21	0.18	0.17	0.18	0.19	0.24	1.85
3.2	0.02	0.57	0.18	0.15	0.14	0.14	0.15	0.24	1.57
3.4	0.02	0.47	0.15	0.12	0.12	0.12	0.13	0.24	1.35
3.6	0.02	0.40	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10	0.24	1.16
3.8	0.01	0.33	0.10	0.09	0.08	0.08	0.09	0.24	1.01
4.0	0.01	0.28	0.09	0.07	0.07	0.07	0.07	0.24	0.88
4.2	0.01	0.23	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.24	0.78
4.4	0.01	0.19	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.24	0.69
4.6	0.01	0.16	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.24	0.61
4.8	0.01	0.13	0.04	0.03	0.03	0.03	0.04	0.24	0.55
5.0	0.00	0.11	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.24	0.50

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.65

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		37.41 (mm)	9.72 (mm)	6.82 (mm)	5.43 (mm)	4.59 (mm)	4.01 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.04	1.60	0.00					0.24	1.84
0.40	0.23	8.44	0.42	0.00				0.24	9.09

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.65

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		37.41 (mm)	9.72 (mm)	6.82 (mm)	5.43 (mm)	4.59 (mm)	4.01 (mm)		
0.60	0.60	22.32	2.19	0.29	0.00			0.24	25.05
0.80	0.41	15.51	5.80	1.54	0.23	0.00		0.24	23.32
1.00	0.29	10.80	4.03	4.07	1.22	0.20	0.00	0.24	20.56
1.20	0.20	7.53	2.81	2.83	3.24	1.03	0.17	0.24	17.85
1.40	0.15	5.68	1.96	1.97	2.25	2.74	0.90	0.24	15.74
1.60	0.12	4.47	1.48	1.37	1.57	1.90	2.39	0.24	13.42
1.80	0.09	3.51	1.16	1.04	1.09	1.32	1.66	0.24	10.03
2.00	0.07	2.76	0.91	0.81	0.83	0.92	1.16	0.24	7.63
2.20	0.06	2.17	0.72	0.64	0.65	0.70	0.81	0.24	5.92
2.40	0.05	1.77	0.56	0.50	0.51	0.55	0.61	0.24	4.75
2.60	0.04	1.48	0.46	0.40	0.40	0.43	0.48	0.24	3.89
2.80	0.03	1.24	0.38	0.32	0.31	0.34	0.38	0.24	3.21
3.00	0.03	1.03	0.32	0.27	0.26	0.27	0.30	0.24	2.68
3.20	0.02	0.86	0.27	0.23	0.22	0.22	0.23	0.24	2.26
3.40	0.02	0.72	0.22	0.19	0.18	0.18	0.19	0.24	1.92
3.60	0.02	0.60	0.19	0.16	0.15	0.15	0.16	0.24	1.64
3.80	0.01	0.50	0.16	0.13	0.13	0.13	0.13	0.24	1.41
4.00	0.01	0.42	0.13	0.11	0.10	0.11	0.11	0.24	1.22
4.20	0.01	0.35	0.11	0.09	0.09	0.09	0.09	0.24	1.06
4.40	0.01	0.29	0.09	0.08	0.07	0.07	0.08	0.24	0.92
4.60	0.01	0.24	0.08	0.06	0.06	0.06	0.06	0.24	0.81
4.80	0.01	0.20	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.24	0.71
5.00	0.00	0.17	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.24	0.64

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.66

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		47.43 (mm)	12.33 (mm)	8.65 (mm)	6.88 (mm)	5.81 (mm)	5.08 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.04	2.03	0.00					0.24	2.27
0.40	0.23	10.69	0.53	0.00				0.24	11.46
0.60	0.60	28.30	2.78	0.37	0.00			0.24	31.69
0.80	0.41	19.66	7.35	1.95	0.29	0.00		0.24	29.50
1.00	0.29	13.69	5.11	5.16	1.55	0.25	0.00	0.24	26.00
1.20	0.20	9.54	3.56	3.58	4.11	1.31	0.22	0.24	22.56
1.40	0.15	7.21	2.48	2.50	2.85	3.47	1.15	0.24	19.89
1.60	0.12	5.66	1.87	1.74	1.99	2.41	3.03	0.24	16.95
1.80	0.09	4.45	1.47	1.31	1.38	1.68	2.11	0.24	12.65
2.00	0.07	3.50	1.16	1.03	1.05	1.17	1.47	0.24	9.61
2.20	0.06	2.75	0.91	0.81	0.82	0.88	1.02	0.24	7.44
2.40	0.05	2.25	0.71	0.64	0.65	0.69	0.77	0.24	5.95
2.60	0.04	1.88	0.58	0.50	0.51	0.55	0.61	0.24	4.86
2.80	0.03	1.57	0.49	0.41	0.40	0.43	0.48	0.24	4.01

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.66  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		47.43 (mm)	12.33 (mm)	8.65 (mm)	6.88 (mm)	5.81 (mm)	5.08 (mm)		
3.00	0.03	1.31	0.41	0.34	0.33	0.34	0.37	0.24	3.34
3.20	0.02	1.09	0.34	0.29	0.27	0.28	0.29	0.24	2.80
3.40	0.02	0.91	0.28	0.24	0.23	0.23	0.24	0.24	2.37
3.60	0.02	0.76	0.24	0.20	0.19	0.19	0.20	0.24	2.02
3.80	0.01	0.63	0.20	0.17	0.16	0.16	0.17	0.24	1.73
4.00	0.01	0.53	0.17	0.14	0.13	0.13	0.14	0.24	1.48
4.20	0.01	0.44	0.14	0.12	0.11	0.11	0.12	0.24	1.27
4.40	0.01	0.37	0.11	0.10	0.09	0.09	0.10	0.24	1.10
4.60	0.01	0.31	0.10	0.08	0.08	0.08	0.08	0.24	0.96
4.80	0.01	0.26	0.08	0.07	0.06	0.06	0.07	0.24	0.84
5.00	0.00	0.21	0.07	0.06	0.05	0.05	0.06	0.24	0.74

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.67  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		54.31 (mm)	14.12 (mm)	9.90 (mm)	7.88 (mm)	6.66 (mm)	5.82 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.04	2.32	0.00					0.24	2.56
0.40	0.23	12.25	0.60	0.00				0.24	13.09
0.60	0.60	32.40	3.18	0.42	0.00			0.24	36.25
0.80	0.41	22.51	8.42	2.23	0.34	0.00		0.24	33.74
1.00	0.29	15.68	5.85	5.91	1.78	0.28	0.00	0.24	29.74
1.20	0.20	10.93	4.08	4.10	4.70	1.50	0.25	0.24	25.80
1.40	0.15	8.25	2.84	2.86	3.27	3.97	1.31	0.24	22.74
1.60	0.12	6.49	2.14	1.99	2.28	2.76	3.47	0.24	19.37
1.80	0.09	5.10	1.69	1.50	1.59	1.92	2.41	0.24	14.45
2.00	0.07	4.01	1.32	1.18	1.20	1.34	1.68	0.24	10.97
2.20	0.06	3.15	1.04	0.93	0.94	1.01	1.17	0.24	8.48
2.40	0.05	2.58	0.82	0.73	0.74	0.79	0.88	0.24	6.78
2.60	0.04	2.15	0.67	0.57	0.58	0.62	0.69	0.24	5.53
2.80	0.03	1.79	0.56	0.47	0.46	0.49	0.55	0.24	4.56
3.00	0.03	1.50	0.47	0.39	0.37	0.39	0.43	0.24	3.79
3.20	0.02	1.25	0.39	0.33	0.31	0.32	0.34	0.24	3.17
3.40	0.02	1.04	0.32	0.27	0.26	0.26	0.28	0.24	2.68
3.60	0.02	0.87	0.27	0.23	0.22	0.22	0.23	0.24	2.28
3.80	0.01	0.73	0.23	0.19	0.18	0.18	0.19	0.24	1.94
4.00	0.01	0.61	0.19	0.16	0.15	0.15	0.16	0.24	1.66
4.20	0.01	0.51	0.16	0.13	0.13	0.13	0.13	0.24	1.42
4.40	0.01	0.42	0.13	0.11	0.11	0.11	0.11	0.24	1.23
4.60	0.01	0.35	0.11	0.09	0.09	0.09	0.09	0.24	1.07
4.80	0.01	0.29	0.09	0.08	0.07	0.07	0.08	0.24	0.93
5.00	0.00	0.25	0.08	0.06	0.06	0.06	0.07	0.24	0.82

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.68  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		60.34 (mm)	15.68 (mm)	11.00 (mm)	8.76 (mm)	7.40 (mm)	6.47 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.04	2.58	0.00					0.24	2.82
0.40	0.23	13.61	0.67	0.00				0.24	14.52
0.60	0.60	36.00	3.54	0.47	0.00			0.24	40.25
0.80	0.41	25.01	9.36	2.48	0.37	0.00		0.24	37.46
1.00	0.29	17.42	6.50	6.56	1.97	0.32	0.00	0.24	33.02
1.20	0.20	12.14	4.53	4.56	5.23	1.67	0.28	0.24	28.64
1.40	0.15	9.17	3.16	3.18	3.63	4.41	1.46	0.24	25.24
1.60	0.12	7.21	2.38	2.21	2.53	3.07	3.86	0.24	21.49
1.80	0.09	5.66	1.87	1.67	1.76	2.14	2.68	0.24	16.02
2.00	0.07	4.45	1.47	1.31	1.33	1.49	1.87	0.24	12.16
2.20	0.06	3.50	1.16	1.03	1.05	1.12	1.30	0.24	9.40
2.40	0.05	2.86	0.91	0.81	0.82	0.88	0.98	0.24	7.51
2.60	0.04	2.39	0.74	0.64	0.65	0.69	0.77	0.24	6.12
2.80	0.03	1.99	0.62	0.52	0.51	0.55	0.61	0.24	5.04
3.00	0.03	1.66	0.52	0.44	0.42	0.43	0.48	0.24	4.18
3.20	0.02	1.39	0.43	0.36	0.35	0.35	0.37	0.24	3.50
3.40	0.02	1.16	0.36	0.30	0.29	0.29	0.31	0.24	2.95
3.60	0.02	0.97	0.30	0.25	0.24	0.24	0.26	0.24	2.50
3.80	0.01	0.81	0.25	0.21	0.20	0.20	0.21	0.24	2.13
4.00	0.01	0.67	0.21	0.18	0.17	0.17	0.18	0.24	1.82
4.20	0.01	0.56	0.18	0.15	0.14	0.14	0.15	0.24	1.56
4.40	0.01	0.47	0.15	0.12	0.12	0.12	0.12	0.24	1.34
4.60	0.01	0.39	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10	0.24	1.16
4.80	0.01	0.33	0.10	0.09	0.08	0.08	0.09	0.24	1.01
5.00	0.00	0.27	0.09	0.07	0.07	0.07	0.07	0.24	0.88

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.69  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		63.61 (mm)	16.53 (mm)	11.60 (mm)	9.23 (mm)	7.80 (mm)	6.82 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.04	2.72	0.00					0.24	2.96
0.40	0.23	14.34	0.71	0.00				0.24	15.29
0.60	0.60	37.95	3.73	0.50	0.00			0.24	42.41
0.80	0.41	26.36	9.86	2.61	0.39	0.00		0.24	39.48
1.00	0.29	18.37	6.85	6.92	2.08	0.33	0.00	0.24	34.79
1.20	0.20	12.79	4.77	4.81	5.51	1.76	0.29	0.24	30.17
1.40	0.15	9.66	3.33	3.35	3.83	4.65	1.54	0.24	26.59
1.60	0.12	7.60	2.51	2.33	2.67	3.23	4.07	0.24	22.64
1.80	0.09	5.97	1.97	1.76	1.86	2.25	2.82	0.24	16.88
2.00	0.07	4.69	1.55	1.38	1.40	1.57	1.97	0.24	12.81
2.20	0.06	3.69	1.22	1.09	1.10	1.18	1.37	0.24	9.89
2.40	0.05	3.02	0.96	0.86	0.87	0.93	1.04	0.24	7.90

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.69  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		63.61 (mm)	16.53 (mm)	11.60 (mm)	9.23 (mm)	7.80 (mm)	6.82 (mm)		
2.60	0.04	2.52	0.78	0.67	0.68	0.73	0.81	0.24	6.44
2.80	0.03	2.10	0.65	0.55	0.54	0.57	0.64	0.24	5.30
3.00	0.03	1.75	0.55	0.46	0.44	0.45	0.50	0.24	4.39
3.20	0.02	1.46	0.46	0.38	0.37	0.37	0.39	0.24	3.67
3.40	0.02	1.22	0.38	0.32	0.31	0.31	0.32	0.24	3.10
3.60	0.02	1.02	0.32	0.27	0.25	0.26	0.27	0.24	2.63
3.80	0.01	0.85	0.27	0.22	0.21	0.22	0.23	0.24	2.23
4.00	0.01	0.71	0.22	0.19	0.18	0.18	0.19	0.24	1.90
4.20	0.01	0.59	0.18	0.16	0.15	0.15	0.16	0.24	1.63
4.40	0.01	0.50	0.15	0.13	0.12	0.13	0.13	0.24	1.40
4.60	0.01	0.41	0.13	0.11	0.10	0.10	0.11	0.24	1.21
4.80	0.01	0.34	0.11	0.09	0.09	0.09	0.09	0.24	1.05
5.00	0.00	0.29	0.09	0.08	0.07	0.07	0.08	0.24	0.91

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.70  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		70.96 (mm)	18.44 (mm)	12.94 (mm)	10.30 (mm)	8.70 (mm)	7.60 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.04	3.03	0.00					0.24	3.27
0.40	0.23	16.00	0.79	0.00				0.24	17.03
0.60	0.60	42.34	4.16	0.55	0.00			0.24	47.29
0.80	0.41	29.41	11.00	2.92	0.44	0.00		0.24	44.01
1.00	0.29	20.49	7.64	7.72	2.32	0.37	0.00	0.24	38.79
1.20	0.20	14.27	5.33	5.36	6.15	1.96	0.32	0.24	33.63
1.40	0.15	10.78	3.71	3.74	4.27	5.19	1.71	0.24	29.64
1.60	0.12	8.47	2.80	2.60	2.97	3.61	4.54	0.24	25.23
1.80	0.09	6.66	2.20	1.97	2.07	2.51	3.15	0.24	18.80
2.00	0.07	5.23	1.73	1.54	1.57	1.75	2.20	0.24	14.26
2.20	0.06	4.11	1.36	1.21	1.23	1.32	1.53	0.24	11.01
2.40	0.05	3.37	1.07	0.95	0.97	1.04	1.16	0.24	8.79
2.60	0.04	2.81	0.87	0.75	0.76	0.82	0.91	0.24	7.16
2.80	0.03	2.34	0.73	0.61	0.60	0.64	0.71	0.24	5.88
3.00	0.03	1.96	0.61	0.51	0.49	0.50	0.56	0.24	4.87
3.20	0.02	1.63	0.51	0.43	0.41	0.41	0.44	0.24	4.07
3.40	0.02	1.36	0.42	0.36	0.34	0.34	0.36	0.24	3.43
3.60	0.02	1.14	0.35	0.30	0.28	0.29	0.30	0.24	2.90
3.80	0.01	0.95	0.30	0.25	0.24	0.24	0.25	0.24	2.46
4.00	0.01	0.79	0.25	0.21	0.20	0.20	0.21	0.24	2.09
4.20	0.01	0.66	0.21	0.17	0.17	0.17	0.18	0.24	1.79
4.40	0.01	0.55	0.17	0.14	0.14	0.14	0.15	0.24	1.53
4.60	0.01	0.46	0.14	0.12	0.12	0.12	0.12	0.24	1.32
4.80	0.01	0.38	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10	0.24	1.14
5.00	0.00	0.32	0.10	0.08	0.08	0.08	0.08	0.24	0.99

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.71

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		78.71	20.46	14.35	11.43	9.65	8.43		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.04	3.36	0.00					0.24	3.60
0.40	0.23	17.75	0.87	0.00				0.24	18.86
0.60	0.60	46.96	4.61	0.61	0.00			0.24	52.43
0.80	0.41	32.62	12.21	3.24	0.49	0.00		0.24	48.79
1.00	0.29	22.73	8.48	8.56	2.58	0.41	0.00	0.24	43.00
1.20	0.20	15.83	5.91	5.95	6.82	2.18	0.36	0.24	37.28
1.40	0.15	11.96	4.12	4.14	4.74	5.76	1.90	0.24	32.85
1.60	0.12	9.40	3.11	2.89	3.30	4.00	5.03	0.24	27.96
1.80	0.09	7.39	2.44	2.18	2.30	2.79	3.50	0.24	20.83
2.00	0.07	5.80	1.92	1.71	1.74	1.94	2.44	0.24	15.79
2.20	0.06	4.56	1.51	1.35	1.36	1.47	1.70	0.24	12.18
2.40	0.05	3.73	1.19	1.06	1.07	1.15	1.28	0.24	9.72
2.60	0.04	3.12	0.97	0.83	0.84	0.91	1.01	0.24	7.91
2.80	0.03	2.60	0.81	0.68	0.66	0.71	0.79	0.24	6.50
3.00	0.03	2.17	0.68	0.57	0.54	0.56	0.62	0.24	5.38
3.20	0.02	1.81	0.56	0.47	0.45	0.46	0.49	0.24	4.49
3.40	0.02	1.51	0.47	0.40	0.38	0.38	0.40	0.24	3.78
3.60	0.02	1.26	0.39	0.33	0.32	0.32	0.33	0.24	3.19
3.80	0.01	1.05	0.33	0.28	0.26	0.27	0.28	0.24	2.71
4.00	0.01	0.88	0.27	0.23	0.22	0.22	0.23	0.24	2.30
4.20	0.01	0.73	0.23	0.19	0.18	0.19	0.19	0.24	1.96
4.40	0.01	0.61	0.19	0.16	0.15	0.15	0.16	0.24	1.67
4.60	0.01	0.51	0.16	0.13	0.13	0.13	0.14	0.24	1.44
4.80	0.01	0.43	0.13	0.11	0.11	0.11	0.11	0.24	1.24
5.00	0.00	0.36	0.11	0.09	0.09	0.09	0.09	0.24	1.07

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.72

Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Straat III

Jam Ke	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
(jam)	1.01	2	5	10	20	25	50	100
0.0	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
0.2	1.29	1.84	2.27	2.56	2.82	2.96	3.27	3.60
0.4	6.07	9.09	11.46	13.09	14.52	15.29	17.03	18.86
0.6	16.58	25.05	31.69	36.25	40.25	42.41	47.29	52.43
0.8	15.44	23.32	29.50	33.74	37.46	39.48	44.01	48.79
1.0	13.62	20.56	26.00	29.74	33.02	34.79	38.79	43.00
1.2	11.83	17.85	22.56	25.80	28.64	30.17	33.63	37.28
1.4	10.45	15.74	19.89	22.74	25.24	26.59	29.64	32.85
1.6	8.92	13.42	16.95	19.37	21.49	22.64	25.23	27.96
1.8	6.68	10.03	12.65	14.45	16.02	16.88	18.80	20.83

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.72  
Rekapitulasi Debit Banjir HSS Nakayasu Sub DAS Straat III

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1.01	2	5	10	20	25	50	100
2.0	5.11	7.63	9.61	10.97	12.16	12.81	14.26	15.79
2.2	3.98	5.92	7.44	8.48	9.40	9.89	11.01	12.18
2.4	3.21	4.75	5.95	6.78	7.51	7.90	8.79	9.72
2.6	2.64	3.89	4.86	5.53	6.12	6.44	7.16	7.91
2.8	2.20	3.21	4.01	4.56	5.04	5.30	5.88	6.50
3.0	1.85	2.68	3.34	3.79	4.18	4.39	4.87	5.38
3.2	1.57	2.26	2.80	3.17	3.50	3.67	4.07	4.49
3.4	1.35	1.92	2.37	2.68	2.95	3.10	3.43	3.78
3.6	1.16	1.64	2.02	2.28	2.50	2.63	2.90	3.19
3.8	1.01	1.41	1.73	1.94	2.13	2.23	2.46	2.71
4.0	0.88	1.22	1.48	1.66	1.82	1.90	2.09	2.30
4.2	0.78	1.06	1.27	1.42	1.56	1.63	1.79	1.96
4.4	0.69	0.92	1.10	1.23	1.34	1.40	1.53	1.67
4.6	0.61	0.81	0.96	1.07	1.16	1.21	1.32	1.44
4.8	0.55	0.71	0.84	0.93	1.01	1.05	1.14	1.24
5.0	0.50	0.64	0.74	0.82	0.88	0.91	0.99	1.07

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan HSS Nakayasu untuk Sub DAS Sumberejo pada Tabel 4.72 dapat diketahui debit banjir di setiap kala ulang dan berikut adalah diagram yang menggambarkan hasil debit banjir menggunakan Metode HSS Nakayasu.





#### 4.1.9.2.3 Debit Banjir Rancangan Metode HSS Limantara

Berikut parameter-parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Limantara pada Sub DAS Limantara:

##### Parameter DAS

Luas	=	1.82	km <sup>2</sup>
Panjang Sungai Utama	=	1.93	km
Lc	=	0.97	km
Slope	=	0.001	
n (Kekasaran DAS)	=	0.035	

##### Parameter Tg

$$Tg = 0,21 * (L^{0,7})$$

$$Tg = 0.33 \text{ jam}$$

##### Parameter tr

$$tr = 1 * tg = 0.33 \text{ jam}$$

##### Parameter Tp

$$Tp = Tg + 0.8 Tr$$

$$Tp = 0.60 \text{ jam}$$

##### Parameter Qp (debit puncak)

$$Qp = 0,042 \cdot A^{0,451} L^{0,497} Lc^{0,356} S^{-0,131} n^{0,168} = 0.1 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Limantara pada Sub DAS Sumberejo di atas tersebut, selanjutnya dapat ditentukan debit pada Unit Hidrografnya. Ordinat HSS Limantara perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1 mm.

Tabel 4.73

Ordinat HSS Limantara Sub DAS Sumberejo

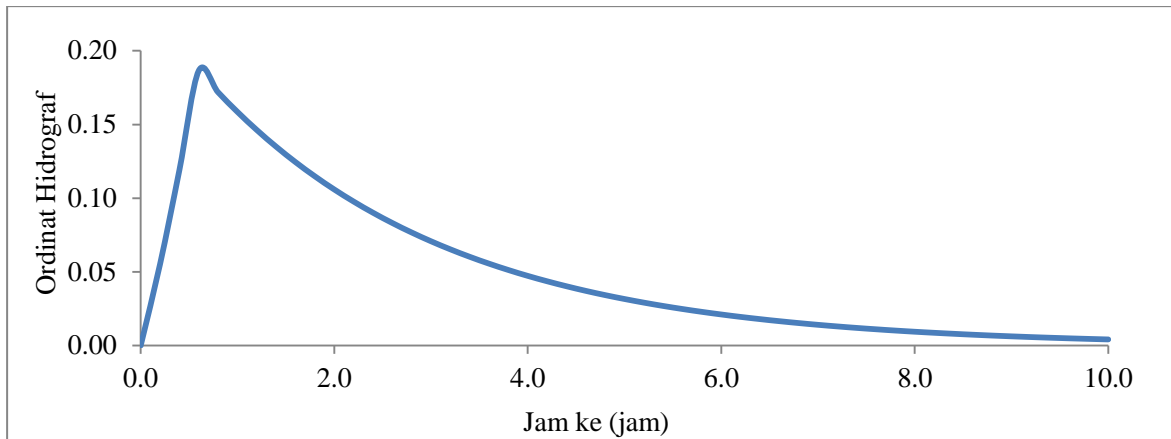
t (jam)	Ordinat	Volume		Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
0.00	0.0000	0		0	0
0.20	0.0313	11.283	$Qt = Qp (t/Tp)^{1.107}$	0.055	19.894
0.40	0.0675	35.588		0.119	62.746
0.60	0.1058	62.377		0.186	109.979
0.80	0.097	73.160		0.172	128.991
1.00	0.090	67.458	$Qt = Qp \cdot 10^{(0.175/Tp) \cdot t}$	0.159	118.938
1.20	0.083	62.234		0.146	109.729
1.40	0.077	57.416		0.135	101.232
1.60	0.071	52.970		0.124	93.394
1.80	0.065	48.869		0.115	86.163
2.00	0.060	45.085		0.106	79.491
2.20	0.055	41.594		0.098	73.336

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.73  
Ordinat HSS Limantara Sub DAS Sumberejo

t (jam)	Ordinat	Volume	Ordinat Terkoreksi	Volume Terkoreksi
2.40	0.051	38.373	0.090	67.658
2.60	0.047	35.402	0.083	62.419
2.80	0.044	32.661	0.077	57.586
3.00	0.040	30.132	0.071	53.128
3.20	0.037	27.799	0.065	49.014
3.40	0.034	25.647	0.060	45.219
3.60	0.032	23.661	0.056	41.718
3.80	0.029	21.829	0.051	38.487
4.00	0.027	20.139	0.047	35.507
4.20	0.025	18.579	0.044	32.758
4.40	0.023	17.141	0.040	30.222
4.60	0.021	15.814	0.037	27.882
4.80	0.019	14.589	0.034	25.723
5.00	0.018	13.460	0.032	23.731
5.20	0.017	12.417	0.029	21.894
5.40	0.015	11.456	0.027	20.199
5.60	0.014	10.569	0.025	18.635
5.80	0.013	9.751	0.023	17.192
6.00	0.012	8.996	0.021	15.861
6.20	0.011	8.299	0.020	14.633
6.40	0.010	7.657	0.018	13.500
6.60	0.009	7.064	0.017	12.454
6.80	0.009	6.517	0.015	11.490
7.00	0.008	6.012	0.014	10.600
7.20	0.007	5.547	0.013	9.780
7.40	0.007	5.117	0.012	9.022
7.60	0.006	4.721	0.011	8.324
7.80	0.006	4.355	0.010	7.679
8.00	0.005	4.018	0.009	7.085
8.20	0.005	3.707	0.009	6.536
8.40	0.005	3.420	0.008	6.030
8.60	0.004	3.155	0.007	5.563
8.80	0.004	2.911	0.007	5.132
9.00	0.004	2.686	0.006	4.735
9.20	0.003	2.478	0.006	4.368
9.40	0.003	2.286	0.005	4.030
9.60	0.003	2.109	0.005	3.718
9.80	0.003	1.945	0.005	3.430
10.00	0.002	1.795	0.004	3.165
Volume		1032.2		1820.000
Kedalaman Hujan		0.5671		1.000
Faktor Koreksi		1.763		1.000

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Gambar 4.13 Grafik Hasil Perhitungan Unit Hidrograf Satuan Sintetis Limantara

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap tenggak waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel-tabel perhitungan debit banjir rancangannya.

Tabel 4.74

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		24.64 (mm)	6.40 (mm)	4.49 (mm)	3.58 (mm)	3.02 (mm)	2.64 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.06	1.36	0.00					0.24	1.60
0.40	0.12	2.93	0.35	0.00				0.24	3.53
0.60	0.19	4.59	0.76	0.25	0.00			0.24	5.84
0.80	0.17	4.23	1.19	0.53	0.20	0.00		0.24	6.40
1.00	0.16	3.91	1.10	0.84	0.43	0.17	0.00	0.24	6.68
1.20	0.15	3.60	1.02	0.77	0.67	0.36	0.15	0.24	6.80
1.40	0.13	3.32	0.94	0.71	0.61	0.56	0.31	0.24	6.71
1.60	0.12	3.07	0.86	0.66	0.57	0.52	0.49	0.24	6.41
1.80	0.11	2.83	0.80	0.61	0.52	0.48	0.45	0.24	5.93
2.00	0.11	2.61	0.74	0.56	0.48	0.44	0.42	0.24	5.49
2.20	0.10	2.41	0.68	0.52	0.45	0.41	0.39	0.24	5.08
2.40	0.09	2.22	0.63	0.48	0.41	0.38	0.36	0.24	4.71
2.60	0.08	2.05	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.24	4.36
2.80	0.08	1.89	0.53	0.41	0.35	0.32	0.30	0.24	4.04
3.00	0.07	1.74	0.49	0.37	0.32	0.30	0.28	0.24	3.75
3.20	0.07	1.61	0.45	0.34	0.30	0.27	0.26	0.24	3.48
3.40	0.06	1.49	0.42	0.32	0.27	0.25	0.24	0.24	3.23
3.60	0.06	1.37	0.39	0.29	0.25	0.23	0.22	0.24	2.99
3.80	0.05	1.26	0.36	0.27	0.23	0.21	0.20	0.24	2.78

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.74

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 1 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		24.64 (mm)	6.40 (mm)	4.49 (mm)	3.58 (mm)	3.02 (mm)	2.64 (mm)		
4.00	0.05	1.17	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.58
4.20	0.04	1.08	0.30	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.40
4.40	0.04	0.99	0.28	0.21	0.18	0.17	0.16	0.24	2.24
4.60	0.04	0.92	0.26	0.20	0.17	0.15	0.15	0.24	2.08
4.80	0.03	0.84	0.24	0.18	0.16	0.14	0.14	0.24	1.94
5.00	0.03	0.78	0.22	0.17	0.14	0.13	0.12	0.24	1.81
5.20	0.03	0.72	0.20	0.15	0.13	0.12	0.12	0.24	1.69
5.40	0.03	0.66	0.19	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.57
5.60	0.02	0.61	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.47
5.80	0.02	0.56	0.16	0.12	0.10	0.10	0.09	0.24	1.38
6.00	0.02	0.52	0.15	0.11	0.10	0.09	0.08	0.24	1.29
6.20	0.02	0.48	0.14	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.21
6.40	0.02	0.44	0.12	0.09	0.08	0.08	0.07	0.24	1.13
6.60	0.02	0.41	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.06
6.80	0.02	0.38	0.11	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	1.00
7.00	0.01	0.35	0.10	0.07	0.06	0.06	0.06	0.24	0.94
7.20	0.01	0.32	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.24	0.89
7.40	0.01	0.30	0.08	0.06	0.05	0.05	0.05	0.24	0.84
7.60	0.01	0.27	0.08	0.06	0.05	0.05	0.04	0.24	0.79
7.80	0.01	0.25	0.07	0.05	0.05	0.04	0.04	0.24	0.75
8.00	0.01	0.23	0.07	0.05	0.04	0.04	0.04	0.24	0.71
8.20	0.01	0.21	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.24	0.67
8.40	0.01	0.20	0.06	0.04	0.04	0.03	0.03	0.24	0.64
8.60	0.01	0.18	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.24	0.61
8.80	0.01	0.17	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.24	0.58
9.00	0.01	0.16	0.04	0.03	0.03	0.03	0.02	0.24	0.55
9.20	0.01	0.14	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.24	0.53
9.40	0.01	0.13	0.04	0.03	0.02	0.02	0.02	0.24	0.51
9.60	0.00	0.12	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.24	0.49
9.80	0.00	0.11	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.24	0.47
10.00	0.00	0.10	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.24	0.45

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.75

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		37.41 (mm)	9.72 (mm)	6.82 (mm)	5.43 (mm)	4.59 (mm)	4.01 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.06	2.07	0.00					0.24	2.31
0.40	0.12	4.45	0.54	0.00				0.24	5.23
0.60	0.19	6.98	1.16	0.38	0.00			0.24	8.75
0.80	0.17	6.43	1.81	0.81	0.30	0.00		0.24	9.60
1.00	0.16	5.93	1.67	1.27	0.65	0.25	0.00	0.24	10.01
1.20	0.15	5.47	1.54	1.17	1.01	0.55	0.22	0.24	10.21

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.75  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 2 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		37.41 (mm)	9.72 (mm)	6.82 (mm)	5.43 (mm)	4.59 (mm)	4.01 (mm)		
1.40	0.13	5.05	1.42	1.08	0.93	0.86	0.48	0.24	10.06
1.60	0.12	4.66	1.31	1.00	0.86	0.79	0.75	0.24	9.60
1.80	0.11	4.30	1.21	0.92	0.79	0.73	0.69	0.24	8.88
2.00	0.11	3.96	1.12	0.85	0.73	0.67	0.64	0.24	8.21
2.20	0.10	3.66	1.03	0.78	0.68	0.62	0.59	0.24	7.59
2.40	0.09	3.37	0.95	0.72	0.62	0.57	0.54	0.24	7.02
2.60	0.08	3.11	0.88	0.67	0.58	0.53	0.50	0.24	6.50
2.80	0.08	2.87	0.81	0.62	0.53	0.49	0.46	0.24	6.01
3.00	0.07	2.65	0.75	0.57	0.49	0.45	0.42	0.24	5.57
3.20	0.07	2.44	0.69	0.52	0.45	0.41	0.39	0.24	5.15
3.40	0.06	2.26	0.64	0.48	0.42	0.38	0.36	0.24	4.77
3.60	0.06	2.08	0.59	0.45	0.38	0.35	0.33	0.24	4.42
3.80	0.05	1.92	0.54	0.41	0.35	0.32	0.31	0.24	4.10
4.00	0.05	1.77	0.50	0.38	0.33	0.30	0.28	0.24	3.80
4.20	0.04	1.63	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.52
4.40	0.04	1.51	0.42	0.32	0.28	0.26	0.24	0.24	3.27
4.60	0.04	1.39	0.39	0.30	0.26	0.24	0.22	0.24	3.04
4.80	0.03	1.28	0.36	0.27	0.24	0.22	0.21	0.24	2.82
5.00	0.03	1.18	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.62
5.20	0.03	1.09	0.31	0.23	0.20	0.18	0.18	0.24	2.44
5.40	0.03	1.01	0.28	0.22	0.19	0.17	0.16	0.24	2.27
5.60	0.02	0.93	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.11
5.80	0.02	0.86	0.24	0.18	0.16	0.15	0.14	0.24	1.96
6.00	0.02	0.79	0.22	0.17	0.15	0.13	0.13	0.24	1.83
6.20	0.02	0.73	0.21	0.16	0.13	0.12	0.12	0.24	1.71
6.40	0.02	0.67	0.19	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.59
6.60	0.02	0.62	0.17	0.13	0.11	0.11	0.10	0.24	1.49
6.80	0.02	0.57	0.16	0.12	0.11	0.10	0.09	0.24	1.39
7.00	0.01	0.53	0.15	0.11	0.10	0.09	0.08	0.24	1.30
7.20	0.01	0.49	0.14	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.22
7.40	0.01	0.45	0.13	0.10	0.08	0.08	0.07	0.24	1.14
7.60	0.01	0.42	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.07
7.80	0.01	0.38	0.11	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	1.01
8.00	0.01	0.35	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	0.95
8.20	0.01	0.33	0.09	0.07	0.06	0.06	0.05	0.24	0.90
8.40	0.01	0.30	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.24	0.84
8.60	0.01	0.28	0.08	0.06	0.05	0.05	0.04	0.24	0.80
8.80	0.01	0.26	0.07	0.05	0.05	0.04	0.04	0.24	0.75
9.00	0.01	0.24	0.07	0.05	0.04	0.04	0.04	0.24	0.71
9.20	0.01	0.22	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.24	0.68
9.40	0.01	0.20	0.06	0.04	0.04	0.03	0.03	0.24	0.64
9.60	0.00	0.19	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.24	0.61
9.80	0.00	0.17	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.24	0.58
10.00	0.00	0.16	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.24	0.56

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.76  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		47.43 (mm)	12.33 (mm)	8.65 (mm)	6.88 (mm)	5.81 (mm)	5.08 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.06	2.62	0.00					0.24	2.86
0.40	0.12	5.65	0.68	0.00				0.24	6.57
0.60	0.19	8.84	1.47	0.48	0.00			0.24	11.03
0.80	0.17	8.15	2.30	1.03	0.38	0.00		0.24	12.10
1.00	0.16	7.52	2.12	1.61	0.82	0.32	0.00	0.24	12.63
1.20	0.15	6.94	1.95	1.49	1.28	0.69	0.28	0.24	12.87
1.40	0.13	6.40	1.80	1.37	1.18	1.08	0.60	0.24	12.69
1.60	0.12	5.90	1.66	1.26	1.09	1.00	0.95	0.24	12.11
1.80	0.11	5.45	1.53	1.17	1.01	0.92	0.87	0.24	11.19
2.00	0.11	5.03	1.42	1.08	0.93	0.85	0.81	0.24	10.34
2.20	0.10	4.64	1.31	0.99	0.86	0.78	0.74	0.24	9.56
2.40	0.09	4.28	1.21	0.92	0.79	0.72	0.69	0.24	8.84
2.60	0.08	3.95	1.11	0.85	0.73	0.67	0.63	0.24	8.17
2.80	0.08	3.64	1.03	0.78	0.67	0.62	0.58	0.24	7.56
3.00	0.07	3.36	0.95	0.72	0.62	0.57	0.54	0.24	6.99
3.20	0.07	3.10	0.87	0.66	0.57	0.52	0.50	0.24	6.47
3.40	0.06	2.86	0.81	0.61	0.53	0.48	0.46	0.24	5.99
3.60	0.06	2.64	0.74	0.56	0.49	0.45	0.42	0.24	5.54
3.80	0.05	2.43	0.69	0.52	0.45	0.41	0.39	0.24	5.13
4.00	0.05	2.24	0.63	0.48	0.41	0.38	0.36	0.24	4.75
4.20	0.04	2.07	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.24	4.40
4.40	0.04	1.91	0.54	0.41	0.35	0.32	0.31	0.24	4.08
4.60	0.04	1.76	0.50	0.38	0.33	0.30	0.28	0.24	3.78
4.80	0.03	1.63	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.51
5.00	0.03	1.50	0.42	0.32	0.28	0.25	0.24	0.24	3.26
5.20	0.03	1.38	0.39	0.30	0.26	0.23	0.22	0.24	3.02
5.40	0.03	1.28	0.36	0.27	0.24	0.22	0.20	0.24	2.81
5.60	0.02	1.18	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.61
5.80	0.02	1.09	0.31	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.42
6.00	0.02	1.00	0.28	0.21	0.19	0.17	0.16	0.24	2.26
6.20	0.02	0.93	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.10
6.40	0.02	0.85	0.24	0.18	0.16	0.14	0.14	0.24	1.96
6.60	0.02	0.79	0.22	0.17	0.15	0.13	0.13	0.24	1.82
6.80	0.02	0.73	0.20	0.16	0.13	0.12	0.12	0.24	1.70
7.00	0.01	0.67	0.19	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.59
7.20	0.01	0.62	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.48
7.40	0.01	0.57	0.16	0.12	0.11	0.10	0.09	0.24	1.39
7.60	0.01	0.53	0.15	0.11	0.10	0.09	0.08	0.24	1.30
7.80	0.01	0.49	0.14	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.22
8.00	0.01	0.45	0.13	0.10	0.08	0.08	0.07	0.24	1.14
8.20	0.01	0.41	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.07
8.40	0.01	0.38	0.11	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	1.01
8.60	0.01	0.35	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	0.95
8.80	0.01	0.32	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.24	0.89
9.00	0.01	0.30	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.24	0.84

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.76

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 5 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		47.43	12.33	8.65	6.88	5.81	5.08		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.20	0.01	0.28	0.08	0.06	0.05	0.05	0.04	0.24	0.80
9.40	0.01	0.25	0.07	0.05	0.05	0.04	0.04	0.24	0.75
9.60	0.00	0.24	0.07	0.05	0.04	0.04	0.04	0.24	0.71
9.80	0.00	0.22	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.24	0.68
10.00	0.00	0.20	0.06	0.04	0.04	0.03	0.03	0.24	0.64

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.77

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		54.31	14.12	9.90	7.88	6.66	5.82		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.06	3.00	0.00					0.24	3.24
0.40	0.12	6.46	0.78	0.00				0.24	7.49
0.60	0.19	10.13	1.68	0.55	0.00			0.24	12.60
0.80	0.17	9.33	2.63	1.18	0.44	0.00		0.24	13.82
1.00	0.16	8.61	2.43	1.85	0.94	0.37	0.00	0.24	14.43
1.20	0.15	7.94	2.24	1.70	1.47	0.79	0.32	0.24	14.71
1.40	0.13	7.33	2.06	1.57	1.35	1.24	0.69	0.24	14.49
1.60	0.12	6.76	1.90	1.45	1.25	1.14	1.09	0.24	13.83
1.80	0.11	6.24	1.76	1.34	1.15	1.06	1.00	0.24	12.78
2.00	0.11	5.75	1.62	1.23	1.06	0.97	0.92	0.24	11.81
2.20	0.10	5.31	1.50	1.14	0.98	0.90	0.85	0.24	10.91
2.40	0.09	4.90	1.38	1.05	0.91	0.83	0.79	0.24	10.09
2.60	0.08	4.52	1.27	0.97	0.84	0.76	0.72	0.24	9.32
2.80	0.08	4.17	1.17	0.89	0.77	0.71	0.67	0.24	8.62
3.00	0.07	3.85	1.08	0.82	0.71	0.65	0.62	0.24	7.97
3.20	0.07	3.55	1.00	0.76	0.66	0.60	0.57	0.24	7.37
3.40	0.06	3.27	0.92	0.70	0.61	0.55	0.52	0.24	6.82
3.60	0.06	3.02	0.85	0.65	0.56	0.51	0.48	0.24	6.31
3.80	0.05	2.79	0.79	0.60	0.52	0.47	0.45	0.24	5.84
4.00	0.05	2.57	0.72	0.55	0.48	0.43	0.41	0.24	5.41
4.20	0.04	2.37	0.67	0.51	0.44	0.40	0.38	0.24	5.01
4.40	0.04	2.19	0.62	0.47	0.40	0.37	0.35	0.24	4.64
4.60	0.04	2.02	0.57	0.43	0.37	0.34	0.32	0.24	4.30
4.80	0.03	1.86	0.52	0.40	0.34	0.32	0.30	0.24	3.98
5.00	0.03	1.72	0.48	0.37	0.32	0.29	0.28	0.24	3.69
5.20	0.03	1.59	0.45	0.34	0.29	0.27	0.25	0.24	3.43
5.40	0.03	1.46	0.41	0.31	0.27	0.25	0.23	0.24	3.18
5.60	0.02	1.35	0.38	0.29	0.25	0.23	0.22	0.24	2.95
5.80	0.02	1.24	0.35	0.27	0.23	0.21	0.20	0.24	2.74
6.00	0.02	1.15	0.32	0.25	0.21	0.19	0.18	0.24	2.55
6.20	0.02	1.06	0.30	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.37
6.40	0.02	0.98	0.28	0.21	0.18	0.17	0.16	0.24	2.20

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017



Lanjutan Tabel 4.77

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		54.31 (mm)	14.12 (mm)	9.90 (mm)	7.88 (mm)	6.66 (mm)	5.82 (mm)		
6.60	0.02	0.90	0.25	0.19	0.17	0.15	0.14	0.24	2.05
6.80	0.02	0.83	0.23	0.18	0.15	0.14	0.13	0.24	1.91
7.00	0.01	0.77	0.22	0.16	0.14	0.13	0.12	0.24	1.78
7.20	0.01	0.71	0.20	0.15	0.13	0.12	0.11	0.24	1.66
7.40	0.01	0.65	0.18	0.14	0.12	0.11	0.10	0.24	1.55
7.60	0.01	0.60	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.45
7.80	0.01	0.56	0.16	0.12	0.10	0.09	0.09	0.24	1.36
8.00	0.01	0.51	0.14	0.11	0.09	0.09	0.08	0.24	1.27
8.20	0.01	0.47	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.19
8.40	0.01	0.44	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.12
8.60	0.01	0.40	0.11	0.09	0.07	0.07	0.06	0.24	1.05
8.80	0.01	0.37	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	0.99
9.00	0.01	0.34	0.10	0.07	0.06	0.06	0.05	0.24	0.93
9.20	0.01	0.32	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.24	0.88
9.40	0.01	0.29	0.08	0.06	0.05	0.05	0.05	0.24	0.83
9.60	0.00	0.27	0.08	0.06	0.05	0.05	0.04	0.24	0.78
9.80	0.00	0.25	0.07	0.05	0.05	0.04	0.04	0.24	0.74
10.00	0.00	0.23	0.06	0.05	0.04	0.04	0.04	0.24	0.70

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.78

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		60.34 (mm)	15.68 (mm)	11.00 (mm)	8.76 (mm)	7.40 (mm)	6.47 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.06	3.33	0.00					0.24	3.57
0.40	0.12	7.18	0.87	0.00				0.24	8.29
0.60	0.19	11.25	1.87	0.61	0.00			0.24	13.97
0.80	0.17	10.37	2.92	1.31	0.48	0.00		0.24	15.33
1.00	0.16	9.57	2.70	2.05	1.04	0.41	0.00	0.24	16.01
1.20	0.15	8.83	2.49	1.89	1.63	0.88	0.36	0.24	16.31
1.40	0.13	8.14	2.29	1.74	1.51	1.38	0.77	0.24	16.08
1.60	0.12	7.51	2.12	1.61	1.39	1.27	1.21	0.24	15.34
1.80	0.11	6.93	1.95	1.48	1.28	1.17	1.11	0.24	14.17
2.00	0.11	6.39	1.80	1.37	1.18	1.08	1.03	0.24	13.09
2.20	0.10	5.90	1.66	1.26	1.09	1.00	0.95	0.24	12.10
2.40	0.09	5.44	1.53	1.17	1.01	0.92	0.87	0.24	11.18
2.60	0.08	5.02	1.41	1.08	0.93	0.85	0.80	0.24	10.33
2.80	0.08	4.63	1.31	0.99	0.86	0.78	0.74	0.24	9.55
3.00	0.07	4.27	1.20	0.92	0.79	0.72	0.69	0.24	8.83
3.20	0.07	3.94	1.11	0.84	0.73	0.67	0.63	0.24	8.17
3.40	0.06	3.64	1.02	0.78	0.67	0.62	0.58	0.24	7.55
3.60	0.06	3.36	0.95	0.72	0.62	0.57	0.54	0.24	6.99
3.80	0.05	3.10	0.87	0.66	0.57	0.52	0.50	0.24	6.46

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.78

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 20 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		60.34 (mm)	15.68 (mm)	11.00 (mm)	8.76 (mm)	7.40 (mm)	6.47 (mm)		
4.00	0.05	2.86	0.80	0.61	0.53	0.48	0.46	0.24	5.98
4.20	0.04	2.63	0.74	0.56	0.49	0.45	0.42	0.24	5.54
4.40	0.04	2.43	0.68	0.52	0.45	0.41	0.39	0.24	5.13
4.60	0.04	2.24	0.63	0.48	0.41	0.38	0.36	0.24	4.75
4.80	0.03	2.07	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.24	4.40
5.00	0.03	1.91	0.54	0.41	0.35	0.32	0.31	0.24	4.08
5.20	0.03	1.76	0.50	0.38	0.33	0.30	0.28	0.24	3.78
5.40	0.03	1.62	0.46	0.35	0.30	0.27	0.26	0.24	3.51
5.60	0.02	1.50	0.42	0.32	0.28	0.25	0.24	0.24	3.25
5.80	0.02	1.38	0.39	0.30	0.26	0.23	0.22	0.24	3.02
6.00	0.02	1.28	0.36	0.27	0.24	0.22	0.20	0.24	2.80
6.20	0.02	1.18	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.61
6.40	0.02	1.09	0.31	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.42
6.60	0.02	1.00	0.28	0.21	0.19	0.17	0.16	0.24	2.25
6.80	0.02	0.92	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.10
7.00	0.01	0.85	0.24	0.18	0.16	0.14	0.14	0.24	1.95
7.20	0.01	0.79	0.22	0.17	0.15	0.13	0.13	0.24	1.82
7.40	0.01	0.73	0.20	0.16	0.13	0.12	0.12	0.24	1.70
7.60	0.01	0.67	0.19	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.59
7.80	0.01	0.62	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.48
8.00	0.01	0.57	0.16	0.12	0.11	0.10	0.09	0.24	1.39
8.20	0.01	0.53	0.15	0.11	0.10	0.09	0.08	0.24	1.30
8.40	0.01	0.49	0.14	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.22
8.60	0.01	0.45	0.13	0.10	0.08	0.08	0.07	0.24	1.14
8.80	0.01	0.41	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.07
9.00	0.01	0.38	0.11	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	1.01
9.20	0.01	0.35	0.10	0.08	0.06	0.06	0.06	0.24	0.95
9.40	0.01	0.32	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.24	0.89
9.60	0.00	0.30	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.24	0.84
9.80	0.00	0.28	0.08	0.06	0.05	0.05	0.04	0.24	0.79
10.00	0.00	0.25	0.07	0.05	0.05	0.04	0.04	0.24	0.75

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.79

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		63.61 (mm)	16.53 (mm)	11.60 (mm)	9.23 (mm)	7.80 (mm)	6.82 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.06	3.52	0.00					0.24	3.76
0.40	0.12	7.57	0.91	0.00				0.24	8.72
0.60	0.19	11.86	1.97	0.64	0.00			0.24	14.71
0.80	0.17	10.93	3.08	1.38	0.51	0.00		0.24	16.14
1.00	0.16	10.08	2.84	2.16	1.10	0.43	0.00	0.24	16.86
1.20	0.15	9.30	2.62	1.99	1.72	0.93	0.38	0.24	17.18

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.79

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		63.61 (mm)	16.53 (mm)	11.60 (mm)	9.23 (mm)	7.80 (mm)	6.82 (mm)		
1.40	0.13	8.58	2.42	1.84	1.59	1.45	0.81	0.24	16.93
1.60	0.12	7.92	2.23	1.70	1.46	1.34	1.27	0.24	16.16
1.80	0.11	7.31	2.06	1.56	1.35	1.24	1.17	0.24	14.93
2.00	0.11	6.74	1.90	1.44	1.25	1.14	1.08	0.24	13.79
2.20	0.10	6.22	1.75	1.33	1.15	1.05	1.00	0.24	12.74
2.40	0.09	5.74	1.62	1.23	1.06	0.97	0.92	0.24	11.77
2.60	0.08	5.29	1.49	1.13	0.98	0.90	0.85	0.24	10.88
2.80	0.08	4.88	1.38	1.05	0.90	0.83	0.78	0.24	10.06
3.00	0.07	4.50	1.27	0.96	0.83	0.76	0.72	0.24	9.30
3.20	0.07	4.16	1.17	0.89	0.77	0.70	0.67	0.24	8.59
3.40	0.06	3.83	1.08	0.82	0.71	0.65	0.61	0.24	7.95
3.60	0.06	3.54	1.00	0.76	0.65	0.60	0.57	0.24	7.35
3.80	0.05	3.26	0.92	0.70	0.60	0.55	0.52	0.24	6.80
4.00	0.05	3.01	0.85	0.64	0.56	0.51	0.48	0.24	6.29
4.20	0.04	2.78	0.78	0.59	0.51	0.47	0.45	0.24	5.82
4.40	0.04	2.56	0.72	0.55	0.47	0.43	0.41	0.24	5.39
4.60	0.04	2.36	0.67	0.51	0.44	0.40	0.38	0.24	4.99
4.80	0.03	2.18	0.61	0.47	0.40	0.37	0.35	0.24	4.62
5.00	0.03	2.01	0.57	0.43	0.37	0.34	0.32	0.24	4.28
5.20	0.03	1.86	0.52	0.40	0.34	0.31	0.30	0.24	3.97
5.40	0.03	1.71	0.48	0.37	0.32	0.29	0.27	0.24	3.68
5.60	0.02	1.58	0.45	0.34	0.29	0.27	0.25	0.24	3.42
5.80	0.02	1.46	0.41	0.31	0.27	0.25	0.23	0.24	3.17
6.00	0.02	1.34	0.38	0.29	0.25	0.23	0.22	0.24	2.94
6.20	0.02	1.24	0.35	0.27	0.23	0.21	0.20	0.24	2.73
6.40	0.02	1.14	0.32	0.25	0.21	0.19	0.18	0.24	2.54
6.60	0.02	1.06	0.30	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.36
6.80	0.02	0.97	0.27	0.21	0.18	0.16	0.16	0.24	2.20
7.00	0.01	0.90	0.25	0.19	0.17	0.15	0.14	0.24	2.05
7.20	0.01	0.83	0.23	0.18	0.15	0.14	0.13	0.24	1.91
7.40	0.01	0.76	0.22	0.16	0.14	0.13	0.12	0.24	1.78
7.60	0.01	0.71	0.20	0.15	0.13	0.12	0.11	0.24	1.66
7.80	0.01	0.65	0.18	0.14	0.12	0.11	0.10	0.24	1.55
8.00	0.01	0.60	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.45
8.20	0.01	0.55	0.16	0.12	0.10	0.09	0.09	0.24	1.35
8.40	0.01	0.51	0.14	0.11	0.09	0.09	0.08	0.24	1.27
8.60	0.01	0.47	0.13	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.19
8.80	0.01	0.44	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.11
9.00	0.01	0.40	0.11	0.09	0.07	0.07	0.06	0.24	1.05
9.20	0.01	0.37	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	0.98
9.40	0.01	0.34	0.10	0.07	0.06	0.06	0.05	0.24	0.93
9.60	0.00	0.32	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.24	0.87
9.80	0.00	0.29	0.08	0.06	0.05	0.05	0.05	0.24	0.82
10.00	0.00	0.27	0.08	0.06	0.05	0.05	0.04	0.24	0.78

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.80  
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		70.96 (mm)	18.44 (mm)	12.94 (mm)	10.30 (mm)	8.70 (mm)	7.60 (mm)		
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.06	3.92	0.00					0.24	4.16
0.40	0.12	8.45	1.02	0.00				0.24	9.71
0.60	0.19	13.23	2.20	0.72	0.00			0.24	16.38
0.80	0.17	12.19	3.44	1.54	0.57	0.00		0.24	17.98
1.00	0.16	11.25	3.17	2.41	1.23	0.48	0.00	0.24	18.78
1.20	0.15	10.38	2.92	2.22	1.92	1.04	0.42	0.24	19.14
1.40	0.13	9.58	2.70	2.05	1.77	1.62	0.91	0.24	18.86
1.60	0.12	8.83	2.49	1.89	1.63	1.49	1.42	0.24	18.00
1.80	0.11	8.15	2.30	1.75	1.51	1.38	1.31	0.24	16.62
2.00	0.11	7.52	2.12	1.61	1.39	1.27	1.21	0.24	15.36
2.20	0.10	6.94	1.95	1.49	1.28	1.17	1.11	0.24	14.19
2.40	0.09	6.40	1.80	1.37	1.18	1.08	1.03	0.24	13.11
2.60	0.08	5.90	1.66	1.26	1.09	1.00	0.95	0.24	12.11
2.80	0.08	5.45	1.53	1.17	1.01	0.92	0.87	0.24	11.19
3.00	0.07	5.03	1.42	1.08	0.93	0.85	0.81	0.24	10.34
3.20	0.07	4.64	1.31	0.99	0.86	0.78	0.74	0.24	9.56
3.40	0.06	4.28	1.21	0.92	0.79	0.72	0.69	0.24	8.84
3.60	0.06	3.95	1.11	0.85	0.73	0.67	0.63	0.24	8.17
3.80	0.05	3.64	1.03	0.78	0.67	0.62	0.58	0.24	7.56
4.00	0.05	3.36	0.95	0.72	0.62	0.57	0.54	0.24	6.99
4.20	0.04	3.10	0.87	0.66	0.57	0.52	0.50	0.24	6.47
4.40	0.04	2.86	0.81	0.61	0.53	0.48	0.46	0.24	5.99
4.60	0.04	2.64	0.74	0.56	0.49	0.45	0.42	0.24	5.54
4.80	0.03	2.43	0.69	0.52	0.45	0.41	0.39	0.24	5.13
5.00	0.03	2.24	0.63	0.48	0.41	0.38	0.36	0.24	4.75
5.20	0.03	2.07	0.58	0.44	0.38	0.35	0.33	0.24	4.40
5.40	0.03	1.91	0.54	0.41	0.35	0.32	0.31	0.24	4.08
5.60	0.02	1.76	0.50	0.38	0.33	0.30	0.28	0.24	3.78
5.80	0.02	1.63	0.46	0.35	0.30	0.28	0.26	0.24	3.51
6.00	0.02	1.50	0.42	0.32	0.28	0.25	0.24	0.24	3.26
6.20	0.02	1.38	0.39	0.30	0.26	0.23	0.22	0.24	3.02
6.40	0.02	1.28	0.36	0.27	0.24	0.22	0.20	0.24	2.81
6.60	0.02	1.18	0.33	0.25	0.22	0.20	0.19	0.24	2.61
6.80	0.02	1.09	0.31	0.23	0.20	0.18	0.17	0.24	2.42
7.00	0.01	1.00	0.28	0.21	0.19	0.17	0.16	0.24	2.26
7.20	0.01	0.93	0.26	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.10
7.40	0.01	0.85	0.24	0.18	0.16	0.14	0.14	0.24	1.96
7.60	0.01	0.79	0.22	0.17	0.15	0.13	0.13	0.24	1.82
7.80	0.01	0.73	0.20	0.16	0.13	0.12	0.12	0.24	1.70
8.00	0.01	0.67	0.19	0.14	0.12	0.11	0.11	0.24	1.59
8.20	0.01	0.62	0.17	0.13	0.11	0.10	0.10	0.24	1.48
8.40	0.01	0.57	0.16	0.12	0.11	0.10	0.09	0.24	1.39
8.60	0.01	0.53	0.15	0.11	0.10	0.09	0.08	0.24	1.30
8.80	0.01	0.49	0.14	0.10	0.09	0.08	0.08	0.24	1.22
9.00	0.01	0.45	0.13	0.10	0.08	0.08	0.07	0.24	1.14

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.80

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 50 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		70.96	18.44	12.94	10.30	8.70	7.60		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
9.20	0.01	0.41	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.07
9.40	0.01	0.38	0.11	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	1.01
9.60	0.00	0.35	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	0.95
9.80	0.00	0.32	0.09	0.07	0.06	0.05	0.05	0.24	0.89
10.00	0.00	0.30	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.24	0.84

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.81

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun

t	U (t,1)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow	Q banjir
		78.71	20.46	14.35	11.43	9.65	8.43		
(jam)	(m <sup>3</sup> /det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>3</sup> /det)	(m <sup>3</sup> /det)
0.00	0.00	0.00						0.24	0.24
0.20	0.06	4.35	0.00					0.24	4.59
0.40	0.12	9.37	1.13	0.00				0.24	10.74
0.60	0.19	14.68	2.44	0.79	0.00			0.24	18.15
0.80	0.17	13.53	3.81	1.71	0.63	0.00		0.24	19.92
1.00	0.16	12.48	3.52	2.68	1.36	0.53	0.00	0.24	20.80
1.20	0.15	11.51	3.24	2.47	2.13	1.15	0.47	0.24	21.21
1.40	0.13	10.62	2.99	2.28	1.96	1.80	1.00	0.24	20.90
1.60	0.12	9.80	2.76	2.10	1.81	1.66	1.57	0.24	19.94
1.80	0.11	9.04	2.55	1.94	1.67	1.53	1.45	0.24	18.41
2.00	0.11	8.34	2.35	1.79	1.54	1.41	1.34	0.24	17.01
2.20	0.10	7.69	2.17	1.65	1.42	1.30	1.23	0.24	15.71
2.40	0.09	7.10	2.00	1.52	1.31	1.20	1.14	0.24	14.51
2.60	0.08	6.55	1.85	1.40	1.21	1.11	1.05	0.24	13.41
2.80	0.08	6.04	1.70	1.29	1.12	1.02	0.97	0.24	12.39
3.00	0.07	5.57	1.57	1.19	1.03	0.94	0.89	0.24	11.45
3.20	0.07	5.14	1.45	1.10	0.95	0.87	0.82	0.24	10.58
3.40	0.06	4.74	1.34	1.02	0.88	0.80	0.76	0.24	9.78
3.60	0.06	4.38	1.23	0.94	0.81	0.74	0.70	0.24	9.04
3.80	0.05	4.04	1.14	0.87	0.75	0.68	0.65	0.24	8.36
4.00	0.05	3.73	1.05	0.80	0.69	0.63	0.60	0.24	7.73
4.20	0.04	3.44	0.97	0.74	0.64	0.58	0.55	0.24	7.15
4.40	0.04	3.17	0.89	0.68	0.59	0.54	0.51	0.24	6.61
4.60	0.04	2.93	0.82	0.63	0.54	0.49	0.47	0.24	6.12
4.80	0.03	2.70	0.76	0.58	0.50	0.46	0.43	0.24	5.67
5.00	0.03	2.49	0.70	0.53	0.46	0.42	0.40	0.24	5.25
5.20	0.03	2.30	0.65	0.49	0.42	0.39	0.37	0.24	4.86
5.40	0.03	2.12	0.60	0.45	0.39	0.36	0.34	0.24	4.50
5.60	0.02	1.96	0.55	0.42	0.36	0.33	0.31	0.24	4.17
5.80	0.02	1.80	0.51	0.39	0.33	0.31	0.29	0.24	3.87
6.00	0.02	1.66	0.47	0.36	0.31	0.28	0.27	0.24	3.59
6.20	0.02	1.54	0.43	0.33	0.28	0.26	0.25	0.24	3.33
6.40	0.02	1.42	0.40	0.30	0.26	0.24	0.23	0.24	3.09
6.60	0.02	1.31	0.37	0.28	0.24	0.22	0.21	0.24	2.87

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.82

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Periode Ulang 100 tahun

t (jam)	U (t,1) (m <sup>3</sup> /det/mm)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /dt)						Baseflow (m <sup>3</sup> /det)	Q banjir (m <sup>3</sup> /det)
		78.71 (mm)	20.46 (mm)	14.35 (mm)	11.43 (mm)	9.65 (mm)	8.43 (mm)		
6.80	0.02	1.21	0.34	0.26	0.22	0.20	0.19	0.24	2.66
7.00	0.01	1.11	0.31	0.24	0.21	0.19	0.18	0.24	2.48
7.20	0.01	1.03	0.29	0.22	0.19	0.17	0.16	0.24	2.30
7.40	0.01	0.95	0.27	0.20	0.17	0.16	0.15	0.24	2.14
7.60	0.01	0.87	0.25	0.19	0.16	0.15	0.14	0.24	2.00
7.80	0.01	0.81	0.23	0.17	0.15	0.14	0.13	0.24	1.86
8.00	0.01	0.74	0.21	0.16	0.14	0.13	0.12	0.24	1.73
8.20	0.01	0.69	0.19	0.15	0.13	0.12	0.11	0.24	1.62
8.40	0.01	0.63	0.18	0.14	0.12	0.11	0.10	0.24	1.51
8.60	0.01	0.58	0.16	0.13	0.11	0.10	0.09	0.24	1.41
8.80	0.01	0.54	0.15	0.12	0.10	0.09	0.09	0.24	1.32
9.00	0.01	0.50	0.14	0.11	0.09	0.08	0.08	0.24	1.24
9.20	0.01	0.46	0.13	0.10	0.08	0.08	0.07	0.24	1.16
9.40	0.01	0.42	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.24	1.09
9.60	0.00	0.39	0.11	0.08	0.07	0.07	0.06	0.24	1.02
9.80	0.00	0.36	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.24	0.96
10.00	0.00	0.33	0.09	0.07	0.06	0.06	0.05	0.24	0.91

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Tabel 4.83

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Sumberejo

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)								
	1.01	2.00	5.00	10.00	20.00	25.00	50.00	100.00	
0.00	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
0.20	1.60	2.31	2.86	3.24	3.57	3.76	4.16	4.59	
0.40	3.53	5.23	6.57	7.49	8.29	8.72	9.71	10.74	
0.60	5.84	8.75	11.03	12.60	13.97	14.71	16.38	18.15	
0.80	6.40	9.60	12.10	13.82	15.33	16.14	17.98	19.92	
1.00	6.68	10.01	12.63	14.43	16.01	16.86	18.78	20.80	
1.20	6.80	10.21	12.87	14.71	16.31	17.18	19.14	21.21	
1.40	6.71	10.06	12.69	14.49	16.08	16.93	18.86	20.90	
1.60	6.41	9.60	12.11	13.83	15.34	16.16	18.00	19.94	
1.80	5.93	8.88	11.19	12.78	14.17	14.93	16.62	18.41	
2.00	5.49	8.21	10.34	11.81	13.09	13.79	15.36	17.01	
2.20	5.08	7.59	9.56	10.91	12.10	12.74	14.19	15.71	
2.40	4.71	7.02	8.84	10.09	11.18	11.77	13.11	14.51	
2.60	4.36	6.50	8.17	9.32	10.33	10.88	12.11	13.41	
2.80	4.04	6.01	7.56	8.62	9.55	10.06	11.19	12.39	
3.00	3.75	5.57	6.99	7.97	8.83	9.30	10.34	11.45	
3.20	3.48	5.15	6.47	7.37	8.17	8.59	9.56	10.58	
3.40	3.23	4.77	5.99	6.82	7.55	7.95	8.84	9.78	
3.60	2.99	4.42	5.54	6.31	6.99	7.35	8.17	9.04	
3.80	2.78	4.10	5.13	5.84	6.46	6.80	7.56	8.36	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2017

Lanjutan Tabel 4.83  
Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Limantara Sub DAS Sumberejo

Jam Ke (jam)	Qp (m <sup>3</sup> /dt)							
	1.01	2.00	5.00	10.00	20.00	25.00	50.00	100.00
4.00	2.58	3.80	4.75	5.41	5.98	6.29	6.99	7.73
4.20	2.40	3.52	4.40	5.01	5.54	5.82	6.47	7.15
4.40	2.24	3.27	4.08	4.64	5.13	5.39	5.99	6.61
4.60	2.08	3.04	3.78	4.30	4.75	4.99	5.54	6.12
4.80	1.94	2.82	3.51	3.98	4.40	4.62	5.13	5.67
5.00	1.81	2.62	3.26	3.69	4.08	4.28	4.75	5.25
5.20	1.69	2.44	3.02	3.43	3.78	3.97	4.40	4.86
5.40	1.57	2.27	2.81	3.18	3.51	3.68	4.08	4.50
5.60	1.47	2.11	2.61	2.95	3.25	3.42	3.78	4.17
5.80	1.38	1.96	2.42	2.74	3.02	3.17	3.51	3.87
6.00	1.29	1.83	2.26	2.55	2.80	2.94	3.26	3.59
6.20	1.21	1.71	2.10	2.37	2.61	2.73	3.02	3.33
6.40	1.13	1.59	1.96	2.20	2.42	2.54	2.81	3.09
6.60	1.06	1.49	1.82	2.05	2.25	2.36	2.61	2.87
6.80	1.00	1.39	1.70	1.91	2.10	2.20	2.42	2.66
7.00	0.94	1.30	1.59	1.78	1.95	2.05	2.26	2.48
7.20	0.89	1.22	1.48	1.66	1.82	1.91	2.10	2.30
7.40	0.84	1.14	1.39	1.55	1.70	1.78	1.96	2.14
7.60	0.79	1.07	1.30	1.45	1.59	1.66	1.82	2.00
7.80	0.75	1.01	1.22	1.36	1.48	1.55	1.70	1.86
8.00	0.71	0.95	1.14	1.27	1.39	1.45	1.59	1.73
8.20	0.67	0.90	1.07	1.19	1.30	1.35	1.48	1.62
8.40	0.64	0.84	1.01	1.12	1.22	1.27	1.39	1.51
8.60	0.61	0.80	0.95	1.05	1.14	1.19	1.30	1.41
8.80	0.58	0.75	0.89	0.99	1.07	1.11	1.22	1.32
9.00	0.55	0.71	0.84	0.93	1.01	1.05	1.14	1.24
9.20	0.53	0.68	0.80	0.88	0.95	0.98	1.07	1.16
9.40	0.51	0.64	0.75	0.83	0.89	0.93	1.01	1.09
9.60	0.49	0.61	0.71	0.78	0.84	0.87	0.95	1.02
9.80	0.47	0.58	0.68	0.74	0.79	0.82	0.89	0.96
10.00	0.45	0.56	0.64	0.70	0.75	0.78	0.84	0.91

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

Berdasarkan rekapitulasi hasil perhitungan HSS Limantara untuk Sub DAS Sumberejo pada Tabel 4.83 dapat diketahui debit banjir di setiap kala ulang dan berikut adalah diagram yang menggambarkan hasil debit banjir menggunakan Metode HSS Limantara.





#### 4.1.9.2.4 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rancangan sub DAS Sumberejo dengan metode HSS Nakayasu dan HSS Limantara

Tabel 4.84

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Sub DAS Sumberejo

Kala Ulang	HSS Nakayasu	HSS Limantara
	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
1	16.576	6.80
2	25.046	10.21
5	31.686	12.87
10	36.249	14.71
20	40.248	16.31
25	42.411	17.18
50	47.289	19.14
100	52.426	21.21

Sumber : Hasil Perhitungan, 2017

#### 4.1.10 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Maksimum

Tabel 4.85

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Maksimum Sungai Ampal Metode HSS Nakayasu

Kala Ulang	Sungai		
	Depsos Bawah	Straat III	Sumberejo
1	37.603	28.646	16.576
2	56.976	43.390	25.046
5	72.163	54.948	31.686
10	82.600	62.891	36.249
20	91.747	69.852	40.248
25	96.694	73.618	42.411
50	107.850	82.108	47.289
100	119.600	91.051	52.426

Sumber : Perhitungan, 2017

Tabel 4.86

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Maksimum Sungai Ampal Metode HSS Limantara

Kala Ulang	Sungai		
	Depsos Bawah	Straat III	Sumberejo
1	25.838	18.447	6.803
2	39.110	27.903	10.207
5	49.515	35.316	12.874
10	56.665	40.410	14.708
20	62.932	44.874	16.314
25	66.321	47.289	17.184
50	73.964	52.734	19.143
100	82.014	58.470	21.207

Sumber : Perhitungan, 2017

Dari hasil diatas maka selanjutnya akan digunakan debit perhitungan Metode Nakayasu.







## 4.2 Analisa Hidrolika

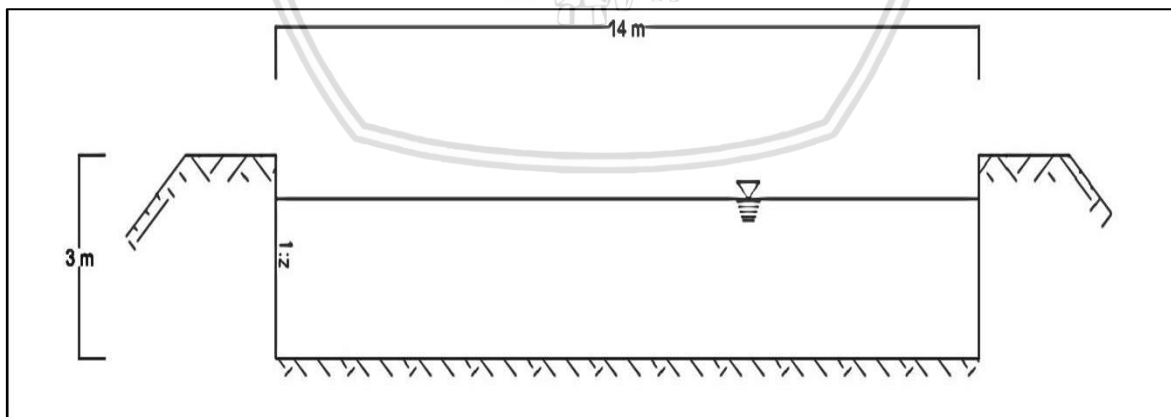
Setelah dilakukannya analisa hidrologi selanjutnya dilakukan analisa hidrolika. Analisa Hidrolika di lakukan guna mengetahui bagaimana profil aliran, kapasitas, dan alternatif penanganannya. Analisa Hidrolika yang dibahas dala studi ini meliputi Analisa rating curve, analisa dimensi pelimpah samping, analisa volume kolam retensi, analisa perencanaan pintu, serta perencanaan pompa.

### 4.2.1 Perhitungan Rating Curve

Perhitungan Rating Curve dilakukan untuk mengetahui kapasitas dari suatu section yang di tinjau, dengan menggunakan atau melakukan analisa rating curve ini juga dapat diketahui profil aliran dan besar debit pada setiap kedalaman di masing masing section. Hasil dari analisa rating curve ini nantinya berupa grafik hubungan antara tinggi muka air dan debit. Dalam studi ini dilakukan analisa rating curve pada section section yang perlu ditinjau dengan jumlah 7 section. Yang terdiri dari 3 section pada bagian hulu tepatnya pada tempat rencana lokasi inlet dan 4 pada bagian hilir pada section section yang perlu ditinjau ketinggian airnya.

#### 4.2.1.1 Perhitungan Rating Curve Sungai Depsos

Penampang saluran	=	Trapesium
Lebar dasar saluran	=	14
Talud saluran, 1 : z	=	0
Koefisien Manning	=	0.02
Slope dasar sungai	=	0.0026503



Gambar 4.16 Potongan melintang sungai Depsos Section DS.6

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

$$\begin{aligned}
 A &= \text{Luas (m}^2\text{)} \\
 &= (b + 2 \times H \times z) \times H \\
 &= (14 + 2 \times 0.2 \times 0) \times 0.2
 \end{aligned}$$

$$= 2.8 \text{ m}^2$$

$$P = \text{Perimeter}$$

$$= b + 2 \times H \times \sqrt{1 + Z^2}$$

$$= 14 + 2 \times 0.2 \times \sqrt{1 + 0^2}$$

$$= 14,4 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$= \frac{2.8}{14.4}$$

$$= 0.19$$

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

$$= \frac{1}{0.02} \times 0.19^{2/3} \times \sqrt{0.00265}$$

$$= 0.86$$

$$Q = V \times A$$

$$= 0.86 \times 2.8$$

$$= 2.42 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times H}}$$

$$= \frac{0.86}{\sqrt{9.81 \times 0.2}}$$

$$= 0.62$$

Berikutnya perhitungan dilanjutkan pada table 4.141

Tabel 4.87

Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Depsos Bawah section DS.6

No	Kedalaman	Luas	Perimeter	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Froude
	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	F
1	0.2	2.8	14.4	0.19	0.86	2.42	0.62
2	0.4	5.6	14.8	0.38	1.35	7.54	0.68
3	0.6	8.4	15.2	0.55	1.73	14.56	0.71
4	0.8	11.2	15.6	0.72	2.06	23.12	0.74
5	1	14	16	0.88	2.35	32.97	0.75
6	1.2	16.8	16.4	1.02	2.62	43.94	0.76
7	1.4	19.6	16.8	1.17	2.85	55.91	0.77

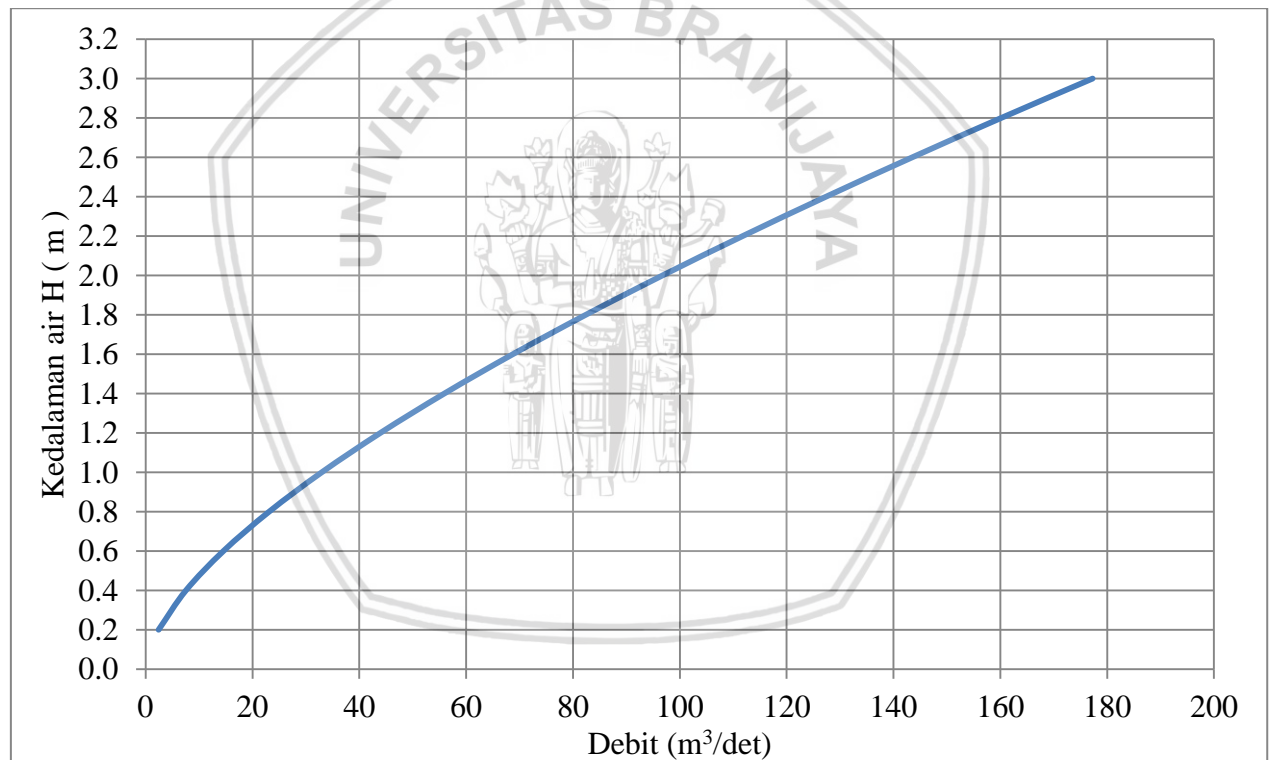
Sumber : Perhitungan, 2018

Lanjutan Tabel 4.87

Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Depsos Bawah section DS.6

No	Kedalaman	Luas	Perimeter	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Froude
	H	A	P	R	V	Q	F
	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m/dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
8	1.6	22.4	17.2	1.30	3.07	68.76	0.77
9	1.8	25.2	17.6	1.43	3.27	82.40	0.78
10	2	28	18	1.56	3.46	96.76	0.78
11	2.2	30.8	18.4	1.67	3.63	111.77	0.78
12	2.4	33.6	18.8	1.79	3.79	127.37	0.78
13	2.6	36.4	19.2	1.90	3.94	143.52	0.78
14	2.8	39.2	19.6	2.00	4.09	160.17	0.78
15	3	42	20	2.10	4.22	177.29	0.78

Sumber : Perhitungan, 2018



Gambar 4.17 Grafik Rating Curve Saluran Depsos Section DS. 6

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

#### 4.2.1.2 Perhitungan Rating Curve Sungai Straat III

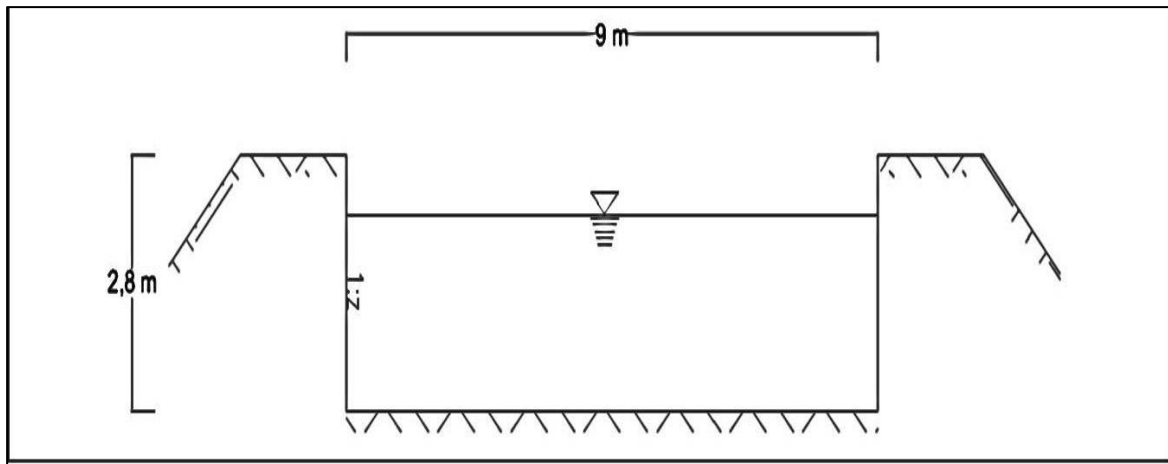
Penampang saluran = Trapesium

Lebar dasar saluran = 9

Talud saluran, 1 : z = 0

Koefisien Manning = 0.02

Slope dasar sungai = 0.001484



Gambar 4.18 Potongan melintang sungai Straat III Section SIII. 3

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

H = Kedalaman (m)

A = Luas ( $m^2$ )

$$\begin{aligned} &= (b + 2 \times H \times z) \times H \\ &= (9 + 2 \times 0.2 \times 0.0) \times 0.2 \\ &= 1.8 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

P = Perimeter

$$\begin{aligned} &= b + 2 \times H \times \sqrt{1 + Z^2} \\ &= 9 + 2 \times 0.2 \times \sqrt{1 + 0^2} \\ &= 9.4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{1.8}{9.4} \\ &= 0.19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times \sqrt{S} \\ &= \frac{1}{0.02} \times 0.19^{2/3} \times \sqrt{0.001484} \\ &= 0.64 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= V \times A \\ &= 0.64 \times 1.8 \\ &= 1.15 \text{ m}^3 \end{aligned}$$





$$\begin{aligned}
 Fr &= \frac{V}{\sqrt{g \times H}} \\
 &= \frac{0.64}{\sqrt{9.81 \times 0.2}} \\
 &= 0.46
 \end{aligned}$$

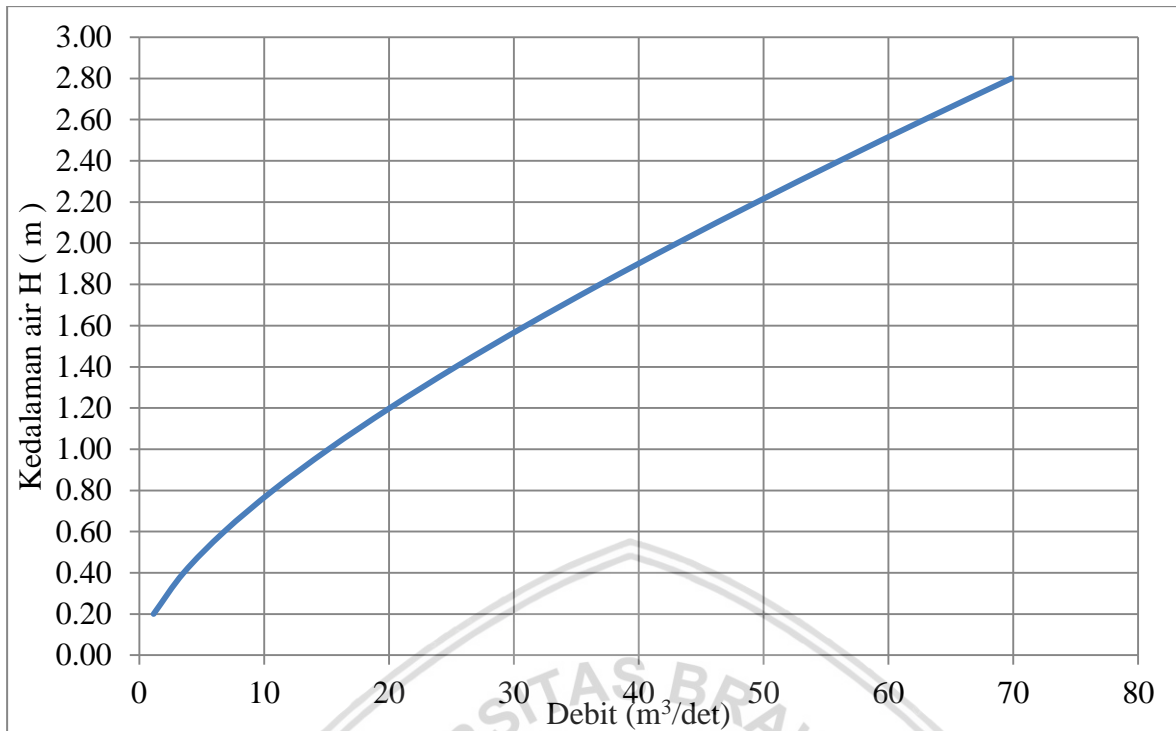
Berikutnya perhitungan dilanjutkan pada table 4.142

Tabel 4.88

Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Straat III section SIII.3

No	Kedalaman	Luas	Perimeter	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Froude
	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	F
1	0.2	1.8	9.4	0.19	0.64	1.15	0.46
2	0.4	3.6	9.8	0.37	0.99	3.56	0.50
3	0.6	5.4	10.2	0.53	1.26	6.81	0.52
4	0.8	7.2	10.6	0.68	1.49	10.72	0.53
5	1	9	11	0.82	1.68	15.16	0.54
6	1.2	10.8	11.4	0.95	1.86	20.07	0.54
7	1.4	12.6	11.8	1.07	2.01	25.35	0.54
8	1.6	14.4	12.2	1.18	2.15	30.98	0.54
9	1.8	16.2	12.6	1.29	2.28	36.89	0.54
10	2	18	13	1.38	2.39	43.07	0.54
11	2.2	19.8	13.4	1.48	2.50	49.47	0.54
12	2.4	21.6	13.8	1.57	2.60	56.09	0.54
13	2.6	23.4	14.2	1.65	2.69	62.88	0.53
14	2.8	25.2	14.6	1.73	2.77	69.84	0.53

Sumber : Perhitungan, 2018



Gambar 4.19 Grafik Rating Curve Saluran Straat III section SIII.3

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

#### 4.2.1.3 Perhitungan Rating Curve Sungai Sumberejo

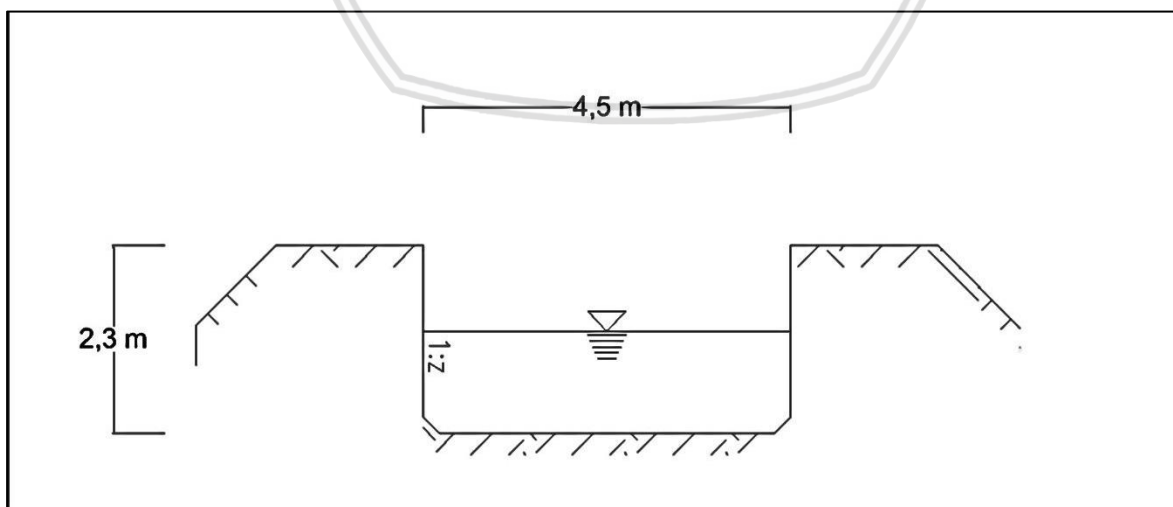
Penampang saluran = Trapesium

Lebar dasar saluran = 4.5

Talud saluran, 1 : z = 0

Koefisien Manning = 0.02

Slope dasar sungai = 0.003333



Gambar 4.20 Potongan melintang sungai Sumberejo Section SR.6

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

$$H = \text{Kedalaman (m)}$$

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

$$\begin{aligned} &= (b + 2 \times H \times z) \times H \\ &= (4.5 + 2 \times 0.2 \times 0) \times 0.2 \\ &= 0.9 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$P = \text{Perimeter}$$

$$\begin{aligned} &= b + 2 \times H \times \sqrt{1 + Z^2} \\ &= 4.5 + 2 \times 0.2 \times \sqrt{1 + 0^2} \\ &= 4.9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{0.9}{4.9} \\ &= 0.18 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{0.02} \times 0.18^{2/3} \times \sqrt{0.0033} \\ &= 0.93 \end{aligned}$$

$$Q = V \times A$$

$$\begin{aligned} &= 0.93 \times 0.9 \\ &= 0.84 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times H}}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{0.93}{\sqrt{9.81 \times 0.2}} \\ &= 0.67 \end{aligned}$$

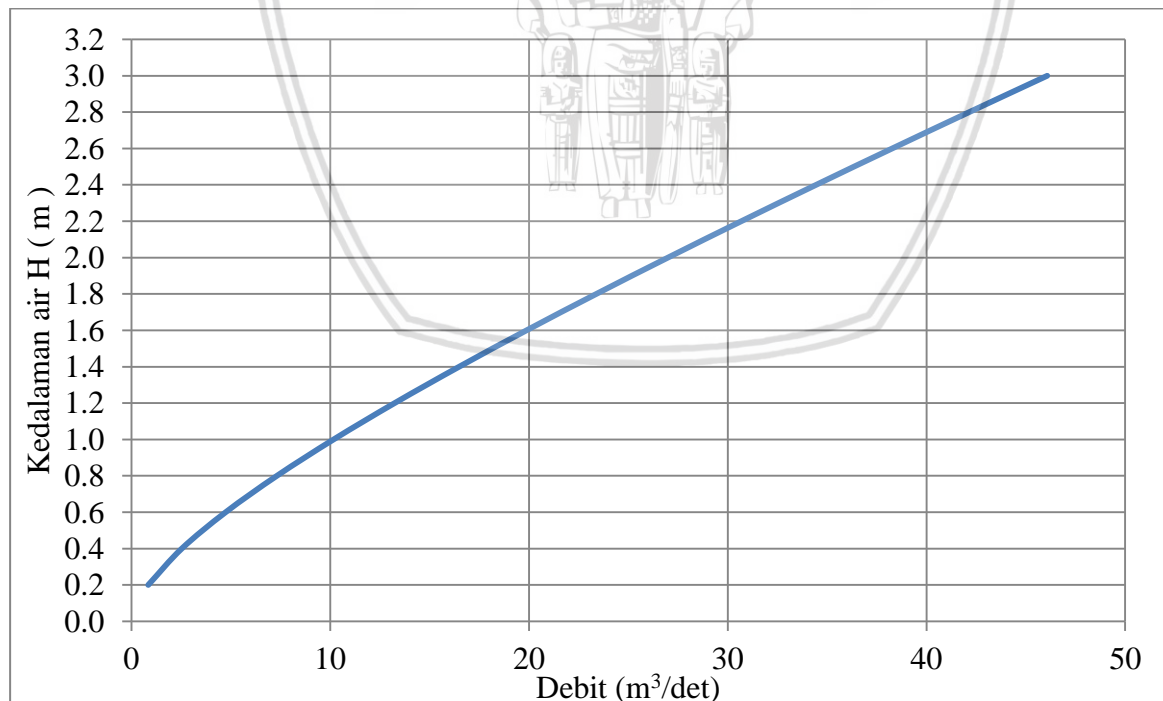
Berikutnya perhitungan dilanjutkan pada table 4.143



Tabel 4.89  
Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Sumberejo Setion SR.6

No	Kedalaman	Luas	Perimeter	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Froude
	H	A	P	R	V	Q	F
	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m/dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
1	0.2	0.9	4.9	0.18	0.93	0.84	0.67
2	0.4	1.8	5.3	0.34	1.41	2.53	0.71
3	0.6	2.7	5.7	0.47	1.75	4.74	0.72
4	0.8	3.6	6.1	0.59	2.03	7.31	0.73
5	1	4.5	6.5	0.69	2.26	10.17	0.72
6	1.2	5.4	6.9	0.78	2.45	13.24	0.71
7	1.4	6.3	7.3	0.86	2.62	16.49	0.71
8	1.6	7.2	7.7	0.94	2.76	19.87	0.70
9	1.8	8.1	8.1	1.00	2.89	23.38	0.69
10	2	9	8.5	1.06	3.00	26.99	0.68
11	2.2	9.9	8.9	1.11	3.10	30.68	0.67
12	2.4	10.8	9.3	1.16	3.19	34.45	0.66
13	2.6	11.7	9.7	1.21	3.27	38.27	0.65
14	2.8	12.6	10.1	1.25	3.35	42.15	0.64
15	3	13.5	10.5	1.29	3.41	46.08	0.63

Sumber : Perhitungan, 2018



Gambar 4.21 Grafik Rating Curve Saluran Sumberejo Setion SR.6

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

#### 4.2.1.4 Perhitungan Rating Curve Hilir

Perhitungan rating curve hilir section Hilir OF.03

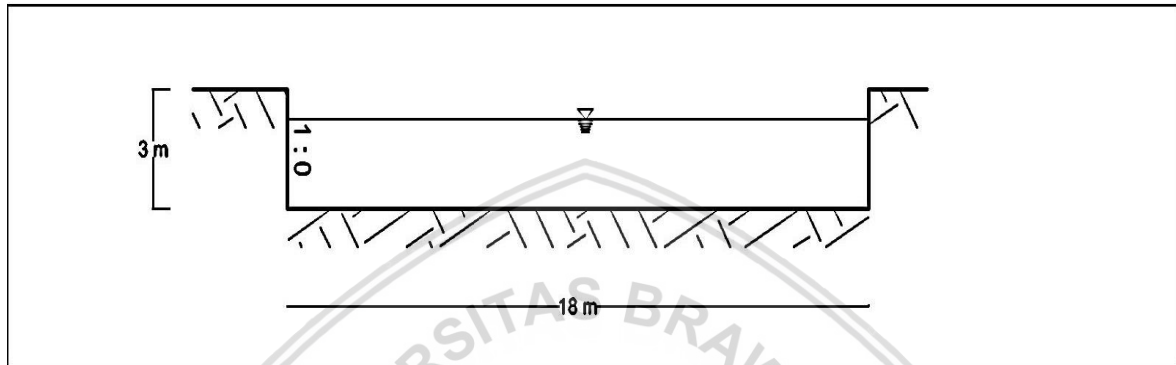
Penampang saluran = Trapesium

Lebar dasar saluran = 18

Talud saluran, 1 : z = 0

Koef Manning = 0.02

Slope dasar sungai = 0.0028



Gambar 4.22 Potongan melintang sungai Hilir Section OF.03

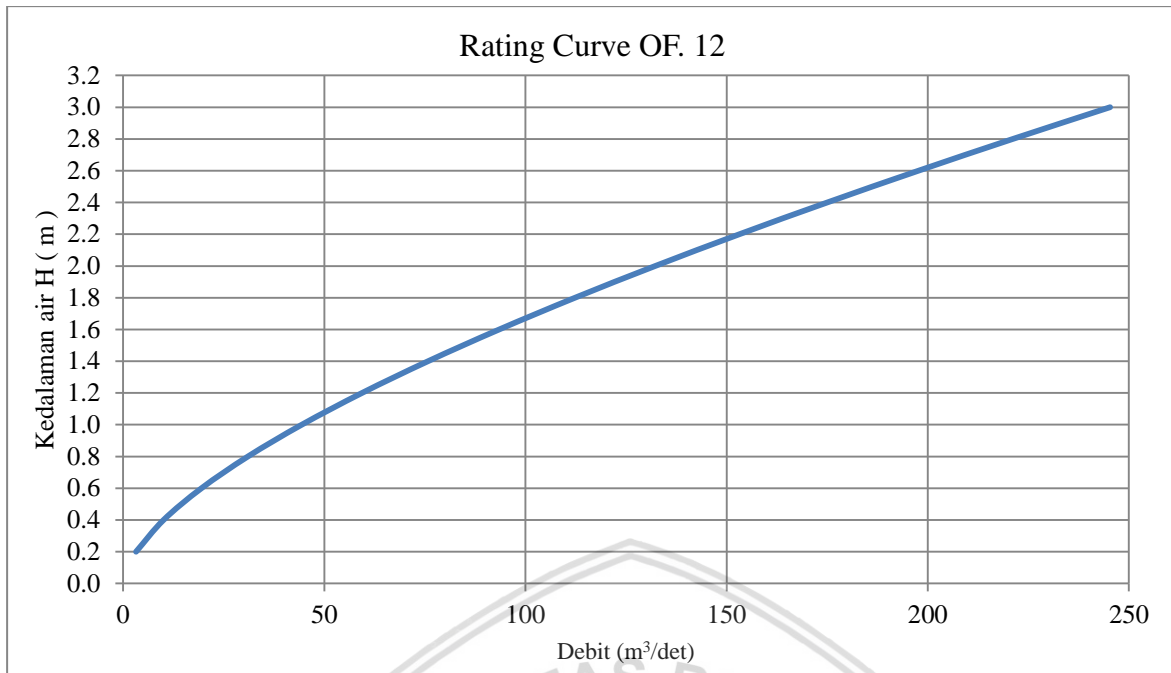
Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Tabel 4.90

Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Hilir Section OF.3

No	Kedalaman	Luas	Perimeter	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Froude
	H	A	P	R	V	Q	F
	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m/dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	
1	0.2	3.6	18.4	0.20	0.89	3.21	0.64
2	0.4	7.2	18.8	0.38	1.40	10.05	0.70
3	0.6	10.8	19.2	0.56	1.80	19.47	0.74
4	0.8	14.4	19.6	0.73	2.15	31.02	0.77
5	1	18	20.0	0.90	2.47	44.39	0.79
6	1.2	21.6	20.4	1.06	2.75	59.37	0.80
7	1.4	25.2	20.8	1.21	3.01	75.77	0.81
8	1.6	28.8	21.2	1.36	3.25	93.46	0.82
9	1.8	32.4	21.6	1.50	3.47	112.33	0.83
10	2	36	22.0	1.64	3.67	132.26	0.83
11	2.2	39.6	22.4	1.77	3.87	153.18	0.83
12	2.4	43.2	22.8	1.89	4.05	175.01	0.83
13	2.6	46.8	23.2	2.02	4.22	197.68	0.84
14	2.8	50.4	23.6	2.14	4.39	221.14	0.84
15	3	54	24.0	2.25	4.54	245.32	0.84

Sumber : Hasil Perhitungan 2018



Gambar 4.23 Grafik Rating Curve Saluran Hilir Section OF.3

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

Perhitungan rating curve hilir section Hilir OF.06

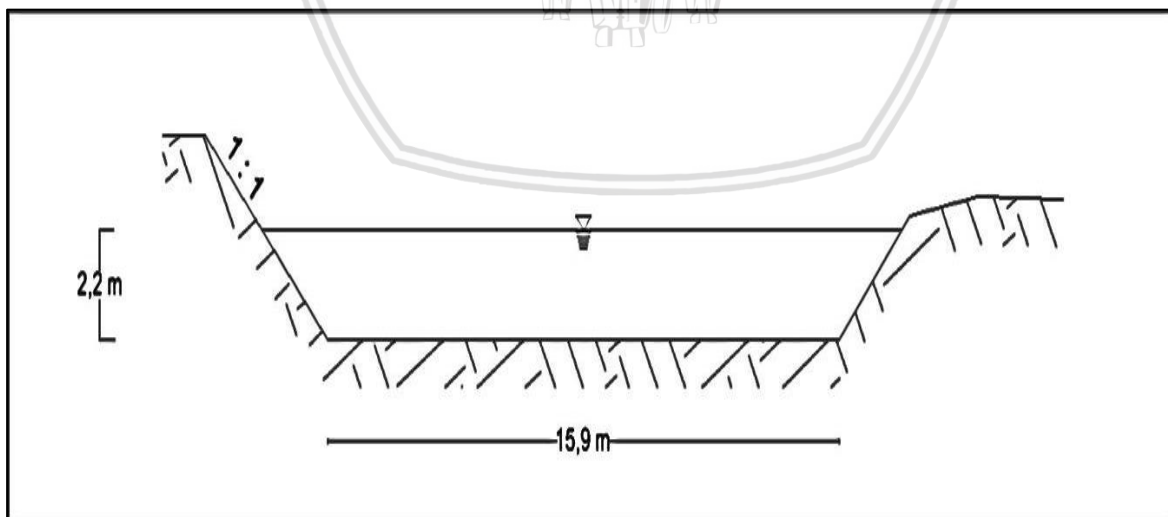
Penampang saluran = Trapesium

Lebar dasar saluran = 15.9

Talud saluran, 1 : z = 1

Koefisien Manning = 0.02

Slope dasar sungai = 0.0018



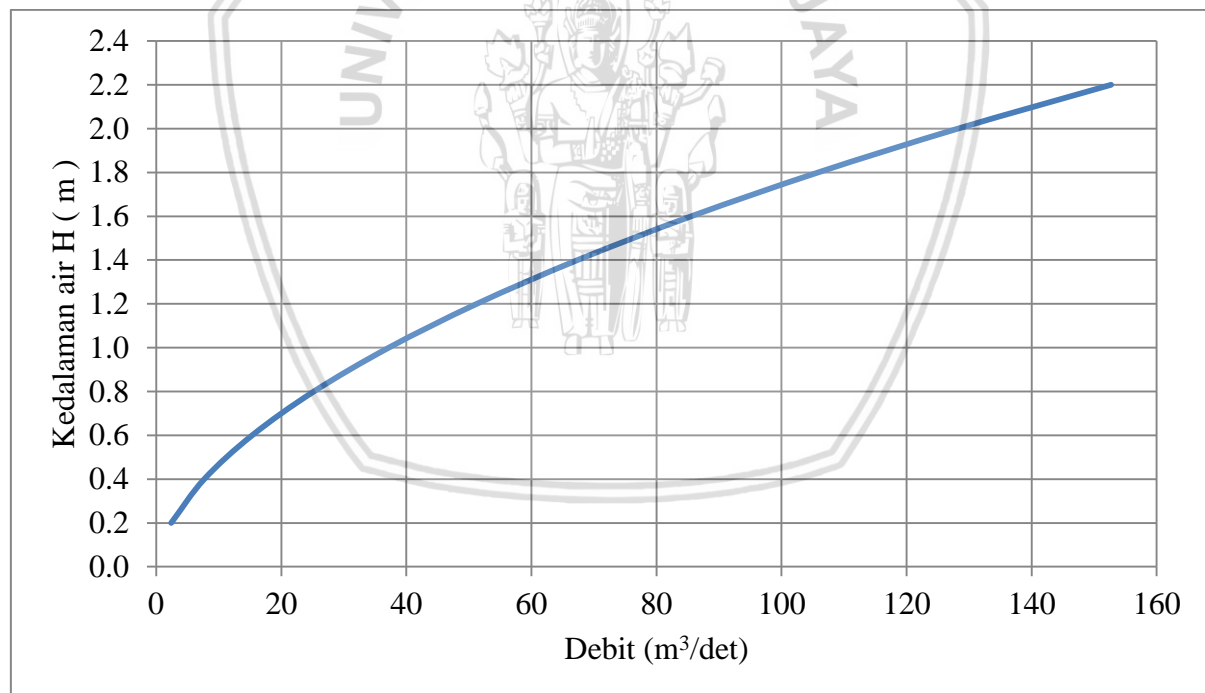
Gambar 4.22 Potongan melintang sungai Hilir Section OF.06

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Tabel 4.91  
Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Hilir Section OF.6

No	Kedalaman	Luas	Perimeter	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Froude
	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	F
1	0.2	3.26	16.466	0.20	0.73	2.37	0.52
2	0.4	6.68	17.031	0.39	1.15	7.66	0.58
3	0.6	10.26	17.597	0.58	1.49	15.33	0.62
4	0.8	14	18.163	0.77	1.80	25.20	0.64
5	1	17.9	18.728	0.96	2.08	37.18	0.66
6	1.2	21.96	19.294	1.14	2.33	51.25	0.68
7	1.4	26.18	19.860	1.32	2.57	67.38	0.69
8	1.6	30.56	20.425	1.50	2.80	85.59	0.71
9	1.8	35.1	20.991	1.67	3.02	105.86	0.72
10	2	39.8	21.557	1.85	3.22	128.23	0.73
11	2.2	44.66	22.123	2.02	3.42	152.72	0.74

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

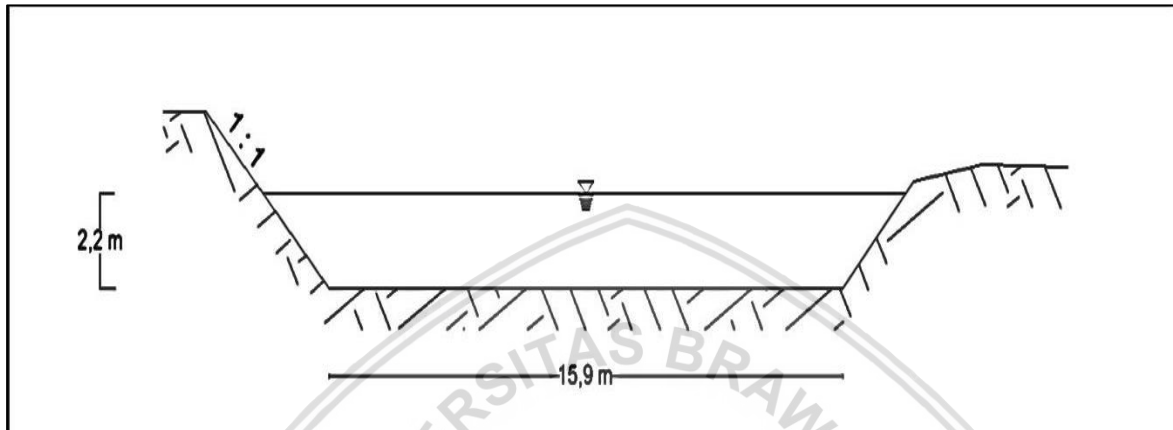


Gambar 4.23 Grafik Rating Curve Saluran Hilir Section OF.6

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

## Perhitungan rating curve hilir section Hilir OF.09

Penampang saluran	=	Trapezium
Lebar dasar saluran	=	15
Talud saluran, 1 : z	=	1
Koefisien Manning	=	0.02
Slope dasar sungai	=	0.0018



Gambar 4.24 Potongan melintang sungai Hilir Section OF.09.

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

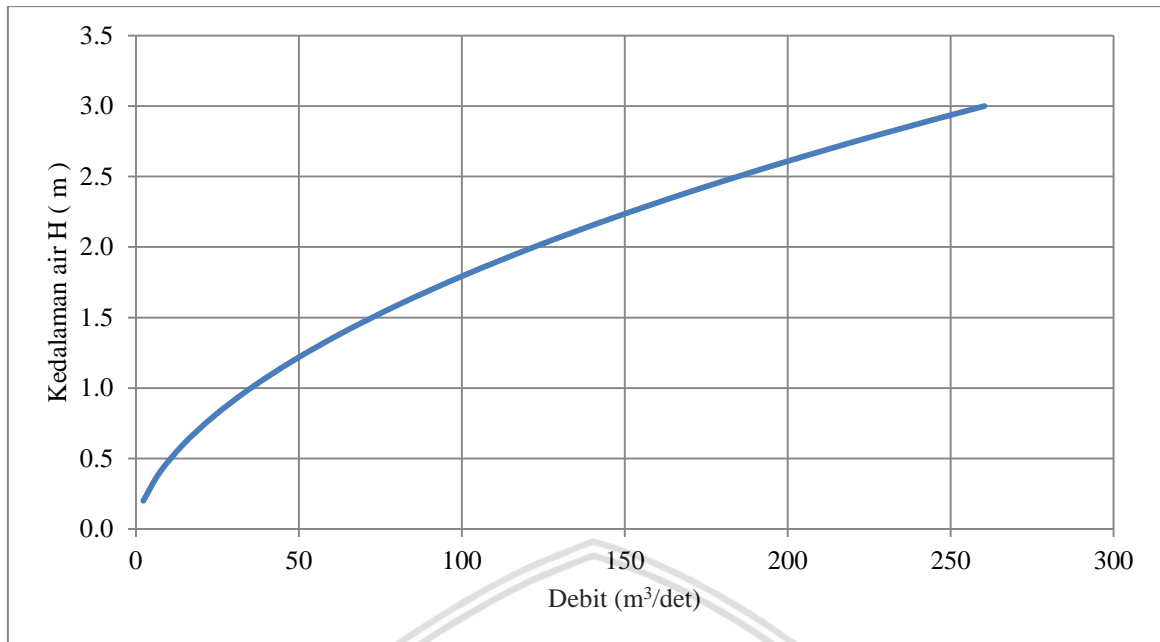
Tabel 4.92

Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Hilir Section OF.9

No	Kedalaman	Luas	Perimeter	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Froude
	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	F
1	0.2	3.08	15.57	0.20	0.73	2.24	0.52
2	0.4	6.32	16.13	0.39	1.15	7.24	0.58
3	0.6	9.72	16.70	0.58	1.49	14.51	0.62
4	0.8	13.28	17.26	0.77	1.80	23.87	0.64
5	1	17	17.83	0.95	2.07	35.26	0.66
6	1.2	20.88	18.39	1.14	2.33	48.64	0.68
7	1.4	24.92	18.96	1.31	2.57	64.01	0.69
8	1.6	29.12	19.53	1.49	2.79	81.38	0.71
9	1.8	33.48	20.09	1.67	3.01	100.75	0.72
10	2	38	20.66	1.84	3.21	122.14	0.73
11	2.2	42.68	21.22	2.01	3.41	145.58	0.73
12	2.4	47.52	21.79	2.18	3.60	171.09	0.74
13	2.6	52.52	22.35	2.35	3.78	198.71	0.75
14	2.8	57.68	22.92	2.52	3.96	228.47	0.76
15	3	63	23.49	2.68	4.13	260.39	0.76

Sumber : Hasil Perhitungan 2018





Gambar 4.25 Grafik Rating Curve Saluran Hilir Section OF.9

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

Perhitungan rating curve hilir section Hilir OF.12

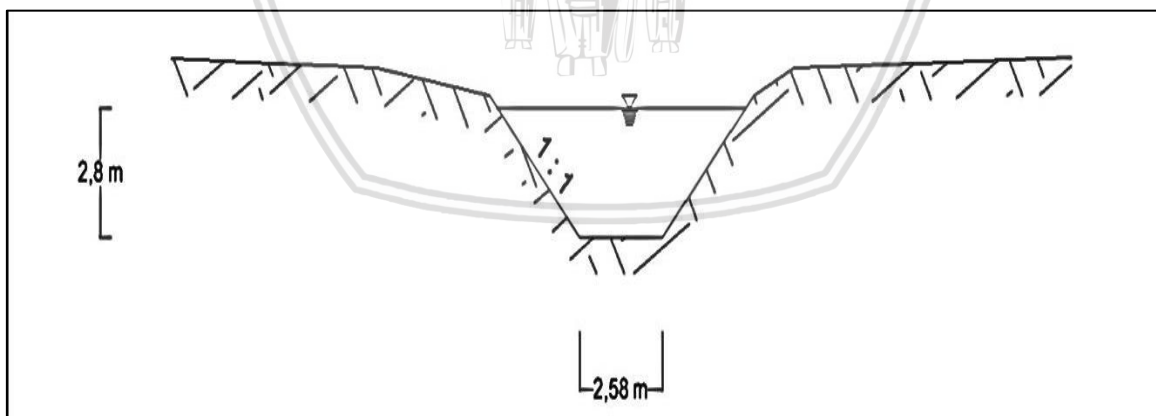
Penampang saluran = Trapesium

Lebar dasar saluran = 2.58

Talud saluran, 1 : z = 1

Koefisien Manning = 0.02

Slope dasar sungai = 0.00183



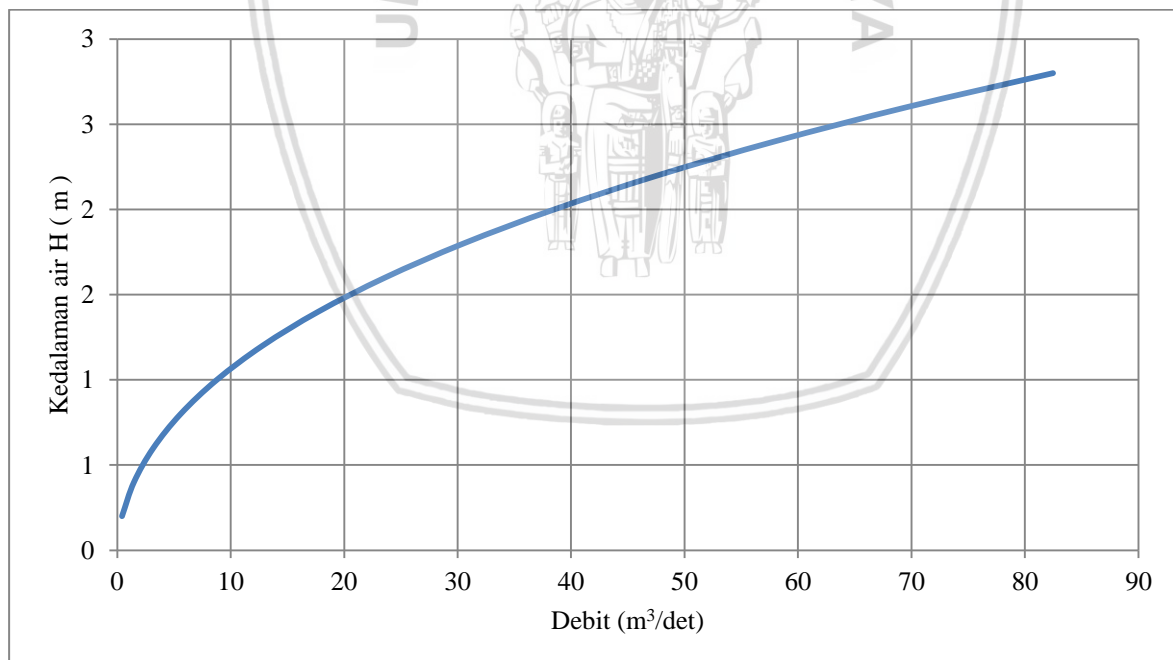
Gambar 4.26 Potongan melintang sungai Hilir Section OF.12

Sumber : Hasil Perhitungan 2017

Tabel 4.93  
Tabel Perhitungan Rating Curve Saluran Hilir Section OF.12

No.	Kedalaman	Luas	Perimeter	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Froude
	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	F
1	0.2	0.596	3.146	0.19	0.71	0.42	0.50
2	0.4	1.352	3.711	0.36	1.09	1.48	0.55
3	0.6	2.268	4.277	0.53	1.40	3.18	0.58
4	0.8	3.344	4.843	0.69	1.67	5.59	0.60
5	1	4.58	5.408	0.85	1.92	8.78	0.61
6	1.2	5.976	5.974	1.00	2.14	12.80	0.62
7	1.4	7.532	6.540	1.15	2.35	17.72	0.63
8	1.6	9.248	7.105	1.30	2.55	23.60	0.64
9	1.8	11.124	7.671	1.45	2.74	30.51	0.65
10	2	13.16	8.237	1.60	2.93	38.50	0.66
11	2.2	15.356	8.803	1.74	3.10	47.64	0.67
12	2.4	17.712	9.368	1.89	3.27	57.98	0.67
13	2.6	20.228	9.934	2.04	3.44	69.57	0.68
14	2.8	22.904	10.500	2.18	3.60	82.48	0.69

Sumber : Hasil Perhitungan 2018



Gambar 4.27 Grafik Rating Curve Saluran Hilir Section OF12

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

#### 4.2.2 Perencanaan Bendung Samping

Pelimpah samping adalah struktur yang digunakan untuk mengalihkan aliran dari saluran utama ke samping saluran bila tingkat air di saluran utama melebihi batas yang ditentukan, dalam studi ini ditetapkan setinggi 1 meter. Bendung Samping terletak di sisi saluran dan pembuangan air di atasnya secara bebas di bawah gravitasi dengan cara yang sama seperti untuk pelimpah konvensional. Kala ulang yang akan digunakan adalah kala ulang 5 tahun sesuai dengan pedoman penanganan banjir untuk daerah perkotaan.

##### 4.2.2.1 Perencanaan Lebar Bendung Samping Sungai Depsos

Debit Sebelum Pelimpah (Hulu)	=	Q1	=	100.49	m <sup>3</sup> /dt
Debit Setelah Pelimpah (Hilir)	=	Q2	=	65.81	m <sup>3</sup> /dt
Debit Rencana Lewat Pelimpah	=	Q3	=	34.68	m <sup>3</sup> /dt
Tinggi Muka Air Pada titik 0	=	h0	=	2.05	m
Tinggi Pelimpah	=	c	=	1.00	m
Kecepatan Aliran Pada titik 0	=	Vo	=	3.50	m/detik
Tinggi Energi Pada titik 0	=	H0	=	2.67	m
Percepatan Gravitasi	=	g	=	9.81	m/detik <sup>2</sup>
Kemiringan Talud	=	z	=	0.00	
Lebar Saluran	=	b	=	14.00	m
		μ	=	0.32	

##### 1. Menghitung Nilai V

$$V_o = \frac{Q}{b \times h_o + m \times H_o^2}$$

$$V_o = \frac{100.49}{14 \times 2.05 + 0 \times 4.201}$$

$$V_o = \frac{100.49}{28.695 + 0.00}$$

$$V_o = 3.50 \text{ m/detik}$$

##### 2. Menghitung Nilai Ho

$$H_o = h_o + \frac{V_o^2}{2g}$$

$$H_o = 2.05 + \frac{12.26}{19.62}$$

$$H_o = 2.67 \text{ m}$$

##### 3. Menghitung Nilai (h0-c)/L

$$= \frac{h_o - c}{L}$$

$$= \frac{2.05 - 1.00}{1}$$

$$= 1.9805$$

4. Jika nilai dari  $(h_1-w)/L < 2$ , maka  $K = 0.8 + 0.10 (H_1-W)/L$

$$K = 0.8 + 0.1 \times 1.981$$

$$= 0.8 + 0.1981$$

$$= 0.998$$

5. Menghitung Nilai  $C_m$

$$F_1 = \frac{Q}{b \times h_0 \times \sqrt{h_0 \times g}}$$

$$= \frac{100.488}{14 \times 2.05 \times \sqrt{2 \times 9.81}}$$

$$= \frac{100.488}{128.674}$$

$$= 0.781$$

$$C_m = (0.81 - (0.6 \times F_1)) \times K$$

$$= (0.81 - (0.6 \times 0.781)) \times 0.998$$

$$= (0.81 - 0.469) \times 0.998$$

$$= 0.341 \times 0.998$$

$$= 0.341$$

6. Menghitung Nilai  $q_x$

$$q_x = \mu \times \Delta x \times \sqrt{2g} \times (h_0 - c)^{3/2}$$

$$q_x = 0.324 \times 1.625 \times 4.43 \times (2.050 - 1.00)^{3/2}$$

$$q_x = 2.330 \times 1.075$$

$$q_x = 2.506 \text{ m}^3/\text{dt}$$

7. Menghitung Nilai  $A_x$

$$A_x = h_0 \times B$$

$$A_x = 2.05 \times 14.00$$

$$A_x = 28.695 \text{ m}^2$$

8. Menghitung Nilai  $O_x$

$$O_x = Q_0 + q_x$$

$$O_x = 65.81 + 2.51$$

$$O_x = 68.311 \text{ m}^3/\text{dt}$$

9. Menghitung Nilai  $V_x$

$$V_x = \frac{O_x}{A_x}$$

$$V_x = \frac{68.311}{28.695}$$

$$V_x = 2.381 \text{ m/detik}$$

10. Menghitung Nilai  $h_x$

$$h_x = H_o - \frac{Ox^2}{2g \times Ax^2}$$

$$h_x = 2.675 - \frac{4666.420}{19.620 \times 823.430}$$

$$h_x = 2.675 - 0.289$$

$$h_x = 2.386 \text{ m}$$

Tabel 4.94

Pelimpah Samping Sungai Depsos Bawah (Metode De'Marchi)

$\Delta x$	$Q_o$	$H_o$	$h_o$	$h_o-c$	$q_x$	$Q_o+q_x$	$A_x$	$V_x$	$h_x$	$\Delta x$	$\Delta q$
1.625	65.81	2.67	2.05	1.05	2.506	68.311	28.695	2.381	2.386	1.63	2.506
1.625	68.31	2.67	2.39	1.39	3.802	72.113	33.402	2.159	2.437	3.25	6.307
1.625	72.11	2.67	2.44	1.44	4.015	76.127	34.120	2.231	2.421	4.88	10.322
1.625	76.13	2.67	2.42	1.42	3.947	80.074	33.894	2.363	2.390	6.50	14.269
1.625	80.07	2.67	2.39	1.39	3.820	83.894	33.463	2.507	2.354	8.13	18.088
1.625	83.89	2.67	2.35	1.35	3.673	87.566	32.961	2.657	2.315	9.75	21.761
1.625	87.57	2.67	2.31	1.31	3.514	91.080	32.410	2.810	2.272	11.38	25.275
1.625	91.08	2.67	2.27	1.27	3.344	94.424	31.811	2.968	2.226	13.00	28.618
1.625	94.42	2.67	2.23	1.23	3.162	97.585	31.159	3.132	2.175	14.63	31.780
1.625	97.59	2.67	2.17	1.17	2.967	100.552	30.447	3.303	2.119	16.25	34.747

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

#### 4.2.2.2 Perencanaan Lebar Bendung Samping Sungai Straat III

Debit Sebelum Pelimpah (Hulu)	=	$Q_1$	=	54.95	$m^3/dt$
Debit Setelah Pelimpah (Hilir)	=	$Q_2$	=	28.54	$m^3/dt$
Debit Rencana Lewat Pelimpah	=	$Q_3$	=	26.41	$m^3/dt$
Tinggi Muka Air Pada titik 0	=	$h_0$	=	2.37	m
Tinggi Pelimpah	=	$c$	=	1.00	m
Kecepatan Aliran Pada titik 0	=	$V_o$	=	2.58	m/detik
Tinggi Energi Pada titik 0	=	$H_0$	=	2.71	m
Percepatan Gravitasi	=	$g$	=	9.81	$m/detik^2$
Kemiringan Talud	=	$z$	=	0.00	
Lebar Saluran	=	$b$	=	9.00	m
		$\mu$	=	0.45	

1. Menghitung Nilai  $V_o$ 

$$V_o = \frac{Q}{b \times h_o + m \times h_o^2}$$

$$V_o = \frac{54.95}{9 \times 2.37 + 0 \times 5.96}$$

$$V_o = \frac{54.95}{21.290 + 0.00}$$

$$V_o = 2.58 \text{ m/detik}$$

2. Menghitung Nilai  $H_o$ 

$$H_o = h_o + \frac{V_o^2}{2g}$$

$$H_o = 2.37 + \frac{6.66}{19.62}$$

$$H_o = 2.71 \text{ m}$$

3. Menghitung Nilai  $(h_0-c)/L$ 

$$= \frac{h_o - c}{L}$$

$$= \frac{2.37 - 1.00}{1}$$

$$= 1.7070$$

4. Jika nilai dari  $(h_1-w)/L < 2$ , maka  $K = 0.8 + 0.10 (H_1-W)/L$ 

$$K = 0.8 + 0.1 \times 1.707$$

$$= 0.8 + 0.1707$$

$$= 0.971$$

5. Menghitung Nilai  $C_m$ 

$$F_1 = \frac{Q}{b \times h_0 \times \sqrt{h_0 \times g}}$$

$$= \frac{54.948}{9.0 \times 2.37 \times \sqrt{2.37 \times 9.81}}$$

$$= \frac{54.948}{102.561}$$

$$= 0.536$$

$$C_m = (0.81 - (0.6 \times F_1)) \times K$$

$$= (0.81 - (0.6 \times 0.536)) \times 0.971$$

$$= (0.81 - 0.321) \times 0.971$$

$$= 0.489 \times 0.971$$

$$= 0.474$$



6. Menghitung Nilai  $q_x$ 

$$q_x = \mu \times \Delta x \times \sqrt{2g} \times (h_o - c)^{3/2}$$

$$q_x = 0.451 \times 0.72 \times 4.43 \times (2.366 - 1.00)^{3/2}$$

$$q_x = 1.437 \times 1.596$$

$$q_x = 2.293 \text{ m}^3/\text{detik}$$

7. Menghitung Nilai  $A_x$ 

$$A_x = h_o \times B$$

$$A_x = 2.37 \times 9.00$$

$$A_x = 21.290 \text{ m}^2$$

8. Menghitung Nilai  $O_x$ 

$$O_x = Q_o + q_x$$

$$O_x = 28.54 + 2.29$$

$$O_x = 30.832 \text{ m}^3/\text{detik}$$

9. Menghitung Nilai  $V_x$ 

$$V_x = \frac{O_x}{A_x}$$

$$V_x = \frac{30.832}{21.290}$$

$$V_x = 1.448 \text{ m/detik}$$

10. Menghitung Nilai  $h_x$ 

$$h_x = H_o - \frac{O_x^2}{2g \times A_x^2}$$

$$h_x = 2.705 - \frac{950.596}{19.620 \times 453.274}$$

$$h_x = 2.705 - 0.107$$

$$h_x = 2.598 \text{ m}$$

Tabel 4.95

Tabel Pelimpah Samping Sungai Straat III (Metode De'Marchi)

$\Delta x$	$Q_o$	$H_o$	$h_o$	$h_o-c$	$q_x$	$Q_o+q_x$	$A_x$	$V_x$	$h_x$	$\Delta x$	$\Delta q$
0.72	28.54	2.71	2.37	1.37	2.293	30.832	21.290	1.448	2.598	0.72	2.293
0.72	30.83	2.71	2.60	1.60	2.903	33.735	23.384	1.443	2.599	1.44	5.196
0.72	33.73	2.71	2.60	1.60	2.905	36.640	23.391	1.566	2.580	2.16	8.101
0.72	36.64	2.71	2.58	1.58	2.854	39.493	23.220	1.701	2.558	2.88	10.955
0.72	39.49	2.71	2.56	1.56	2.793	42.287	23.019	1.837	2.533	3.60	13.748
0.72	42.29	2.71	2.53	1.53	2.727	45.014	22.798	1.974	2.506	4.32	16.475
0.72	45.01	2.71	2.51	1.51	2.656	47.670	22.557	2.113	2.477	5.04	19.131
0.72	47.67	2.71	2.48	1.48	2.580	50.251	22.297	2.254	2.446	5.76	21.712
0.72	50.25	2.71	2.45	1.45	2.499	52.750	22.016	2.396	2.412	6.48	24.211
0.72	52.75	2.71	2.41	1.41	2.412	55.162	21.712	2.541	2.376	7.20	26.623

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

**4.2.2.3 Perencanaan Lebar Bendung Samping Sungai Sumberejo**

Debit Sebelum Pelimpah (Hulu)	=	Q1	=	31.69	m <sup>3</sup> /dt
Debit Setelah Pelimpah (Hilir)	=	Q2	=	16.46	m <sup>3</sup> /dt
Debit Rencana Lewat Pelimpah	=	Q3	=	15.23	m <sup>3</sup> /dt
Tinggi Muka Air Pada titik 0	=	h0	=	2.25	m
Tinggi Pelimpah	=	c	=	1.00	m
Kecepatan Aliran Pada titik 0	=	Vo	=	3.12	m/detik
Tinggi Energi Pada titik 0	=	H0	=	2.75	m
Percepatan Gravitasi	=	g	=	9.81	m/detik <sup>2</sup>
Kemiringan Talud	=	z	=	0.00	
Lebar Saluran	=	b	=	4.50	m
		μ	=	0.39	

## 1. Menghitung Nilai Vo

$$V_o = \frac{Q}{b \times h_o + m \times h_o^2}$$

$$V_o = \frac{31.69}{4.5 \times 2.25 + 0 \times 5.078}$$

$$V_o = \frac{31.69}{10.14 + 0.00}$$

$$V_o = 3.12 \text{ m/detik}$$

## 2. Menghitung Nilai Ho

$$H_o = h_o + \frac{V_o^2}{2g}$$

$$H_o = 2.25 + \frac{9.76}{19.62}$$

$$H_o = 2.75 \text{ m}$$

## 3. Menghitung Nilai (h0-c)/L

$$= \frac{h_o - c}{L}$$

$$= \frac{2.25 - 1.00}{1}$$

$$= 1.9863$$



4. Jika nilai dari  $(h_1-w)/L < 2$ , maka  $K = 0.8 + 0.10 (H_1-W)/L$

$$\begin{aligned} K &= 0.8 + 0.1 \times 1.986 \\ &= 0.8 + 0.1986 \\ &= 0.999 \end{aligned}$$

5. Menghitung Nilai  $C_m$

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{Q}{b \times h_0 \times \sqrt{h_0 \times g}} \\ &= \frac{31.686}{4.5 \times 2.25 \times \sqrt{2.25 \times 9.81}} \\ &= \frac{31.686}{47.675} \\ &= 0.665 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_m &= (0.81 - (0.6 \times F_1)) \times K \\ &= (0.81 - (0.6 \times 0.665)) \times 0.999 \\ &= (0.81 - 0.399) \times 0.999 \\ &= 0.411 \times 0.999 \\ &= 0.411 \end{aligned}$$

6. Menghitung Nilai  $q_x$

$$\begin{aligned} q_x &= \mu \times \Delta x \times \sqrt{2g} \times (h_0 - c)^{3/2} \\ q_x &= 0.390 \times 0.5 \times 4.43 \times (2.253 - 1.00)^{3/2} \\ q_x &= 0.864 \times 1.403 \\ q_x &= 1.212 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

7. Menghitung Nilai  $A_x$

$$\begin{aligned} A_x &= h_0 \times B \\ A_x &= 2.25 \times 4.50 \\ A_x &= 10.140 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

8. Menghitung Nilai  $O_x$

$$\begin{aligned} O_x &= Q_0 + q_x \\ O_x &= 16.46 + 1.21 \\ O_x &= 17.669 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

9. Menghitung Nilai  $V_x$

$$\begin{aligned} V_x &= \frac{O_x}{A_x} \\ V_x &= \frac{17.669}{10.140} \end{aligned}$$

$$V_x = 1.743 \text{ m/detik}$$

10. Menghitung Nilai  $h_x$

$$h_x = H_o - \frac{Ox^2}{2g \times Ax^2}$$

$$h_x = 2.751 - \frac{312.207}{19.620 \times 102.822}$$

$$h_x = 2.751 - 0.155$$

$$h_x = 2.596 \text{ m}$$

Tabel 4.96

Tabel Pelimpah Samping Sungai Sumberejo (Metode De'Marchi)

$\Delta x$	$Q_o$	$H_o$	$h_o$	$h_o-c$	$q_x$	$Q_o+q_x$	$A_x$	$V_x$	$h_x$	$\Delta x$	$\Delta q$
0.5	16.46	2.75	2.25	1.25	1.212	17.669	10.140	1.743	2.596	0.50	1.212
0.5	17.67	2.75	2.60	1.60	1.743	19.412	11.683	1.662	2.610	1.00	2.955
0.5	19.41	2.75	2.61	1.61	1.766	21.178	11.746	1.803	2.585	1.50	4.721
0.5	21.18	2.75	2.59	1.59	1.725	22.902	11.634	1.969	2.554	2.00	6.445
0.5	22.90	2.75	2.55	1.55	1.673	24.575	11.491	2.139	2.518	2.50	8.118
0.5	24.58	2.75	2.52	1.52	1.616	26.191	11.331	2.312	2.479	3.00	9.734
0.5	26.19	2.75	2.48	1.48	1.554	27.745	11.154	2.487	2.436	3.50	11.288
0.5	27.74	2.75	2.44	1.44	1.486	29.231	10.961	2.667	2.389	4.00	12.774
0.5	29.23	2.75	2.39	1.39	1.414	30.645	10.748	2.851	2.337	4.50	14.188
0.5	30.64	2.75	2.34	1.34	1.335	31.980	10.515	3.041	2.280	5.00	15.523

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

#### 4.2.3 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Lebar Pelimpah

Tabel 4.97

Tabel Rekapitulasi Pelimpah Samping Menggunakan Metode De'Marchi

Nama Sungai	Lebar Pelimpah	Debit Rencana (Hulu)	Debit Melewati Pelimpah	Debit Setelah Pelimpah (Hilir)
	m	m <sup>3</sup> /Detik	m <sup>3</sup> /Detik	m <sup>3</sup> /Detik
Depsos	16.25	100.49	34.747	65.7410
Straat III	7.20	54.95	26.623	28.3251
Sumberejo	5.00	31.69	15.523	16.1622

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Untuk perhitungan selanjutnya menggunakan lebar pelimpah samping saluran

Depsos 16.5 meter, Straat III 7.5 meter dan Sumberejo 5 meter.

#### 4.2.3 Analisa Hidrolika Kolam

Analisa Hidrolika kolam retensi dilakukan untuk mengetahui kapasitas dari kolam retensi yang direncanakan apakah bisa mencukupi kebutuhan atau tidak. Dan juga direncanakan pintu sebagai saluran pembuang dari kolam retensi agar tidak terjadi limpasan dari kolam retensi selanjutnya dilakukan perencanaan pompa untuk mengkosongkan kolam retensi sehingga kolam retensi dapat segera digunakan kembali dengan optimal.

#### 4.2.4.1 Perhitungan Volume Kolam Retensi

Contoh perhitungan volume Kolam Retensi tiap tiap kedalaman

$$\text{Volume} = \frac{\text{Luas Dasar} + \text{Luas Atas}}{2} \times \text{Tinggi}$$

$$\text{Volume} = \frac{40517.68 + 41023.87}{2} \times 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Volume} = 8154,1553 \text{ m}^3$$

Dalam perencanaan ini kedalaman efektif kolam yang direncanakan adalah 2 meter maka volume efektif dari tampungan kolam retensi adalah 86097.2607 m<sup>3</sup>. Langkah selanjutnya ialah menentukan pola operasi dari kolam retensi guna menanggulangi meluapnya air dari kolam retensi.

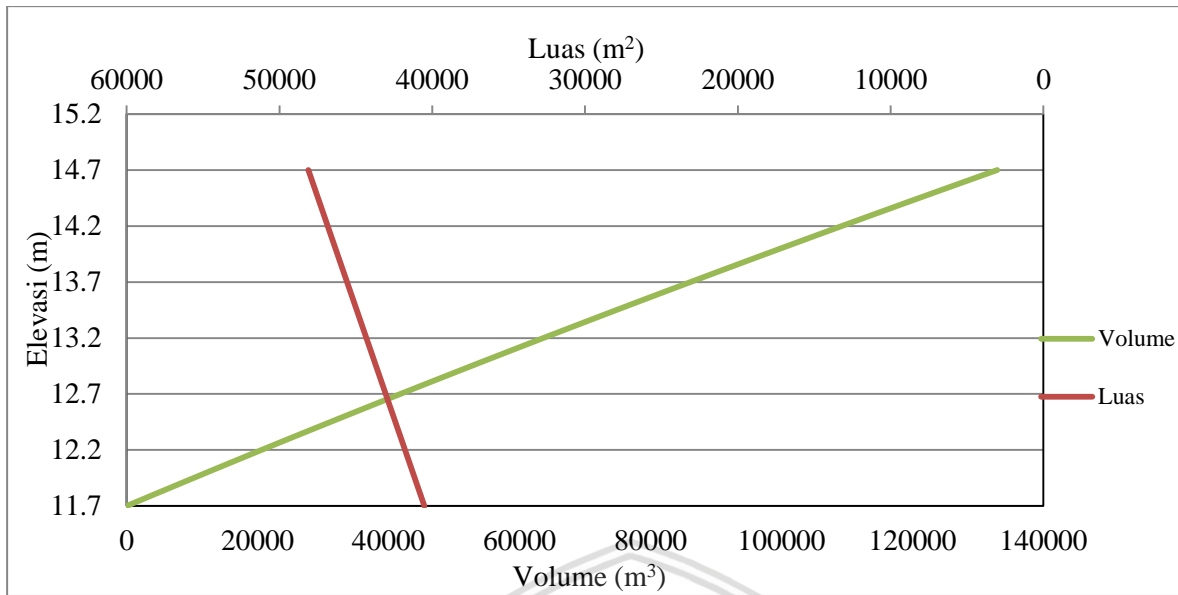
Selanjutkan hasil perhitungan di tabelkan seperti pada tabel berikut:

Tabel 4.98

Tabel Perhitungan Volume Kolam

Elevasi	Luas	Luas Rata Rata	Volume
11.7	0	0	0
11.9	41023.87138	40770.7765	8154.1553
12.1	41530.06113	41023.87138	16409.54855
12.3	42036.25088	41276.96625	24766.17975
12.5	42542.44064	41530.06113	33224.0489
12.7	43048.63039	41783.15601	41783.15601
12.9	43554.82014	42036.25088	50443.50106
13.1	44061.00989	42289.34576	59205.08406
13.3	44567.19965	42542.44064	68067.90502
13.5	45073.3894	42795.53551	77031.96392
13.7	45579.57915	43048.63039	86097.26078
13.9	46085.7689	43301.72526	95263.79558
14.1	46591.95866	43554.82014	104531.5683
14.3	47098.14841	43807.91502	113900.579
14.5	47604.33816	44061.00989	123370.8277
14.7	48110.52791	44314.10477	132942.3143

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

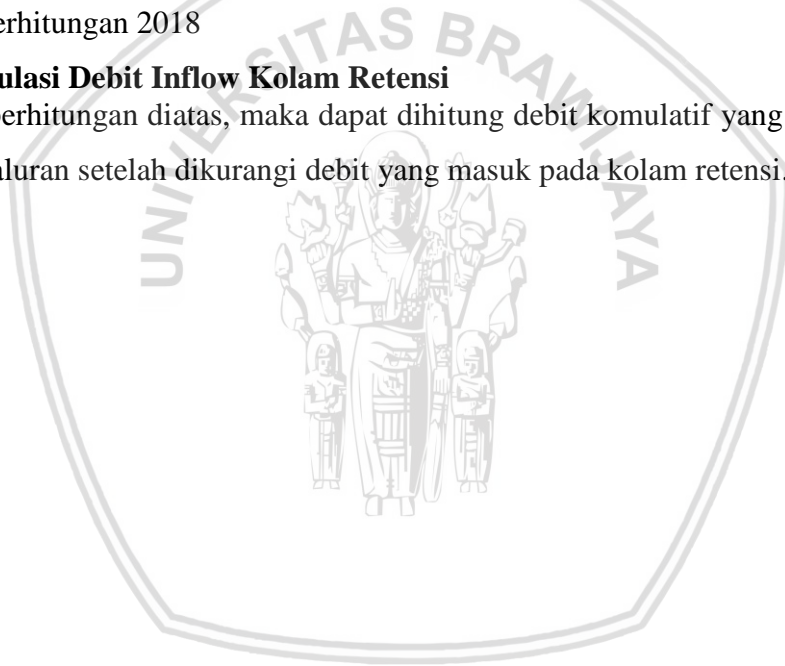


Gambar 4.28 Hubungan Antara Volume Dengan Tinggi Air Dan Luas Penampang

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

#### 4.2.4.2 Rekapitulasi Debit Inflow Kolam Retensi

Dari hasil perhitungan diatas, maka dapat dihitung debit komulatif yang masuk pada masing-masing saluran setelah dikurangi debit yang masuk pada kolam retensi.







Contoh perhitungan pada jam ke-0.8 :

$$\begin{aligned} \text{Kumulatif Q Inflow (4)} &= (1) + (2) + (3) \\ &= 0.00 + 0.82 + 13.3 \\ &= 14.6 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume Inflow (5)} &= 0.2 \times 60 \times 60 \times (1) \\ &= 0.2 \times 60 \times 60 \times \left(\frac{(1)_n + (1)_{n+1}}{2}\right) \\ &= 2205.36 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume Inflow (8)} &= (5) + (6) + (7) \\ &= 2205.36 + 8795.24 + 8343.74 \\ &= 19344.33 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kumulatif Volume Inflow (9)} &= (8) + (9_{n-1}) \\ &= 19344.33 + 16272.83 \\ &= 35617.17 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas dengan menggunakan kedalaman efektif kolam retensi sedalam 2 meter, maka dapat dihitung debit overflow yang terjadi pada kolam retensi. Debit yang meluap (*overflow*) dari kolam retensi dengan debit rencana Q5th terjadi pada jam ke 1.4 karena tinggi muka air di kolam melewati elevasi dari inlet sungai Depsos

#### 4.2.4.3 Perencanaan Lebar Pintu

Pintu air direncanakan untuk mengalirkan debit overflow keluar dari kolam retensi akibat debit inflow yang sudah tidak bisa tertampung sekaligus berfungsi untuk pengaman kolam retensi terhadap kenaikan muka air di kolam dan instruksi atau aliran balik dari sungai di hulu kolam retensi dan juga mengalirkan debit setelah kapasitas pada hilir sudah memadai untuk dialirkan sesuai nilai debit yang di rencanakan.

Faktor aliran tenggelam	K	=	0.8
Koefisien debit	$\mu$	=	1
Tinggi bukaan pintu air	a	=	0.5 m
Jumlah Pintu		=	4 unit
Lebar Pintu	b	=	2 m
Percepatan Gravitasi	g	=	9.81 m/detik <sup>2</sup>

$$\begin{aligned} Q &= K \times \mu \times a \times b \times \sqrt{2 \times g \times h_1} \\ &= 0.8 \times 1 \times 0.5 \times 2 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.5} \\ Q &= 2.506 \end{aligned}$$

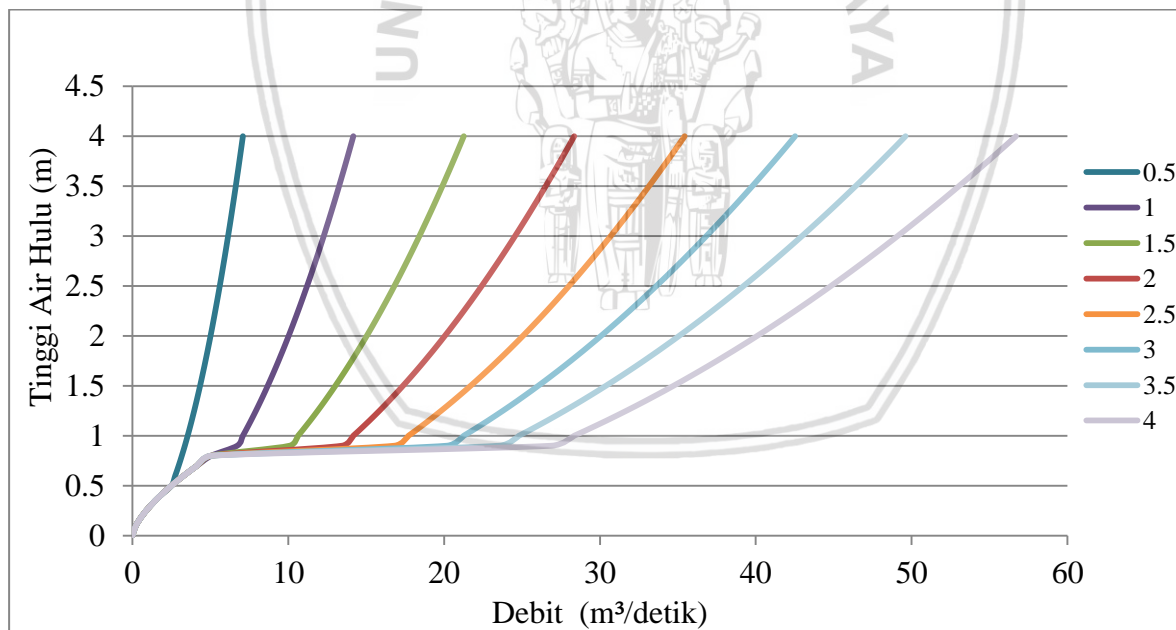
Dari perhitungan diatas di dapatkan debit yang dapat dialirkan ketika lebar pintu 2 meter dan dalam perencanaannya dibuka 0.5 meter dapat mengalirkan debit sebesar 2.506 m<sup>3</sup>/detik untuk satu buah pintu perhitungan selanjutnya akan di jabarkan dalam tabel dan diagram berikut

Tabel 4.100

Tabel Perhitungan Bukaank Pintu dengan Tinggi air

Tinggi Muka Air	Tinggi Bukaank Pintu (m) (a)							
	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	2.506	2.506	2.506	2.506	2.506	2.506	2.506	2.506
1	3.544	7.087	10.631	14.174	17.718	21.261	24.805	28.348
1.5	4.340	8.680	13.020	17.360	21.700	26.040	30.380	34.720
2	5.011	10.023	15.034	20.045	25.057	30.068	35.079	40.091
2.5	5.603	11.206	16.809	22.411	28.014	33.617	39.220	44.823
3	6.138	12.275	18.413	24.550	30.688	36.826	42.963	49.101
3.5	6.629	13.259	19.888	26.518	33.147	39.776	46.406	53.035
4	7.087	14.174	21.261	28.348	35.436	42.523	49.610	56.697

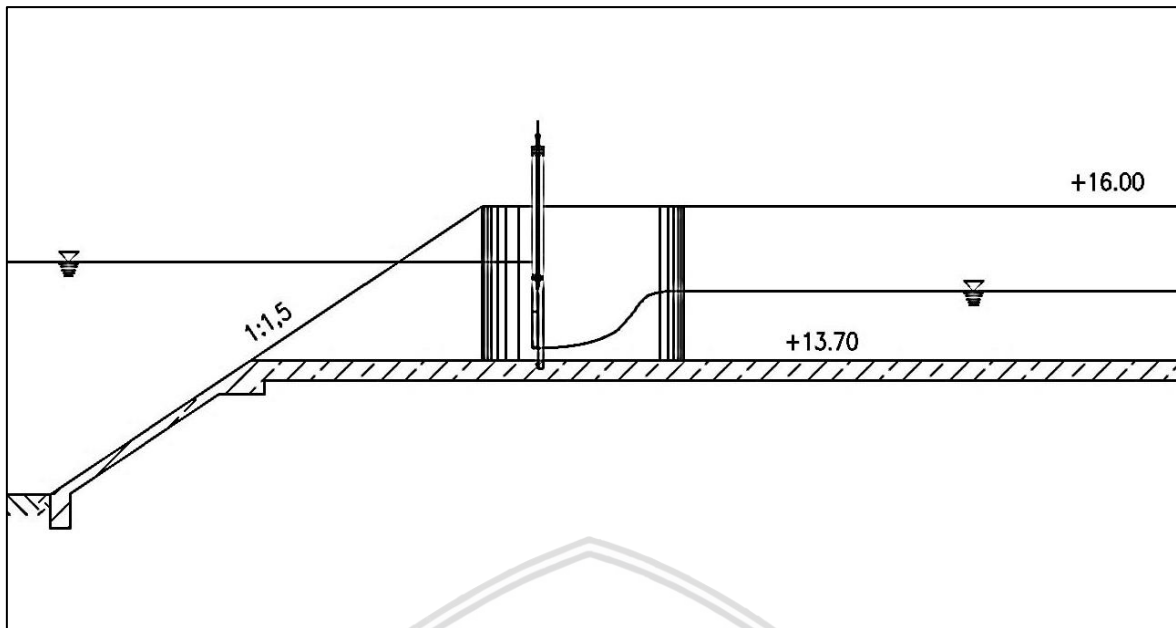
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.29 Hubungan Antara Tinggi Bukaank Pintu Dengan Tinggi Muka Air Hulu

Sumber : Hasil Perhitungan 2018



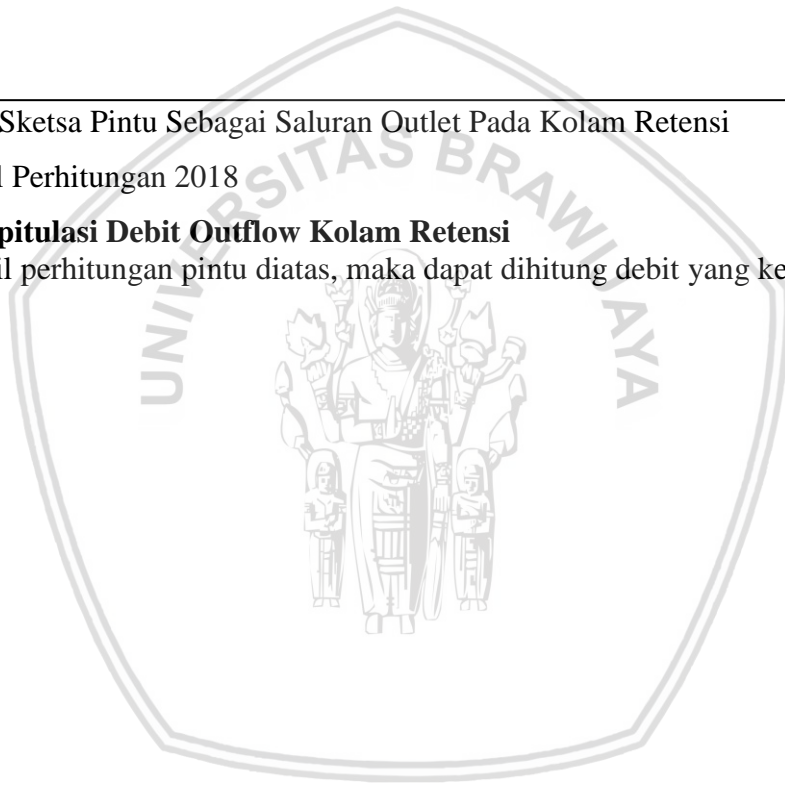


Gambar 4.30 Sketsa Pintu Sebagai Saluran Outlet Pada Kolam Retensi

Sumber : Hasil Perhitungan 2018

#### 4.2.4.4 Rekapitulasi Debit Outflow Kolam Retensi

Dari hasil perhitungan pintu diatas, maka dapat dihitung debit yang keluar dari kolam retensi









Contoh perhitungan pada jam ke-1.4 :

$$\begin{aligned}
 \text{Kumulatif Volume} &= \text{Tabel 4.99 kolom (9)} \\
 \text{Q Outflow (3)} &= \text{Nilai Debit pada tabel 4.99 berdasarkan tinggi bukaan} \\
 &\quad \text{pintu (4) dan tinggi muka air di hulu pintu} \\
 &= 8.96 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 \text{Kumulatif Q Outflow (6)} &= \text{Q Outflow (3)} \times \text{Jumlah Pintu Terbuka (5)} \\
 &= 8.96 \times 4 \\
 &= 35.86 \text{ m}^3/\text{detik} \\
 \text{Volume Outflow (7)} &= 0.2 \times 60 \times 60 \times (6) \\
 &= 0.2 \times 60 \times 60 \times 35.86 \\
 &= 25817.96 \text{ m}^3 \\
 \text{Kumulatif Volume Inflow (8)} &= (7) + (7_{n-1}) \\
 &= 25817.96 + 0 \\
 &= 25817.96 \text{ m}^3 \\
 \text{Tampungan Akhir (9)} &= \text{Kumulatif Volume (2)} - \text{Kumulatif Volume Outflow (8)} \\
 &= 163120.40 - 25817.96 \\
 &= 137302.44 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

#### 4.1.1 Perencanaan Pompa

Dikarenakan Kondisi kolam retensi harus segera kosong agar dapat segera berfungsi kembali maka di rencanakan pompa guna menaikkan air dari dalam kolam ke sungai. Pompa direncanakan dengan melihat nilai head pompa dan debit yang tersedia, serta data-data lainnya yang mendukung. Pemilihan jenis pompa dilakukan dengan mencocokkan hasil perhitungan dengan spesifikasi teknis pompa yang sudah ada dipasaran. Berikut ini merupakan spesifikasi teknis pompa yang digunakan dalam studi ini:

Q	= Volume yang akan di pompa	= 137759.875	m <sup>3</sup> /dt
d	= Lamanya Genangan diperbolehkan	= 2 hari	Asumsi
k	= Koefisien Kontraksi	= 0.980	
ZB	= Beda tinggi MA pengambilan dan pengeluaran	= 1.20	m
g	= Percepatan Gravitasi	= 9.810	m/detik <sup>2</sup>
L	= Panjang pipa hisap	= 10.5	m
C <sub>hw</sub>	= Koefisien Kekasaran	= 150	
D	= Diameter Pipa	= 16	inchi
		0.406	m

#### 4.1.1.1 Debit Rencana Pompa

Besarnya debit air yang akan dipompa tergantung pada besarnya kebutuhan air penyediaan dilokasi sumber. Besarnya debit yang dioperasikan pompa adalah sebagai berikut (Sularso, 2000:20):

$$Q_p = \frac{\text{Volume}}{24 \times 3600 \times d}$$

Dengan:

$Q_p$  = debit pemompaan ( $\text{m}^3/\text{detik}$ )

$V$  = Volume yang akan di pompa ( $\text{m}^3$ )

$d$  = Lamanya Genangan diperbolehkan (Hari)

$$Q_p = \frac{Q}{24 \times 3600 \times d}$$

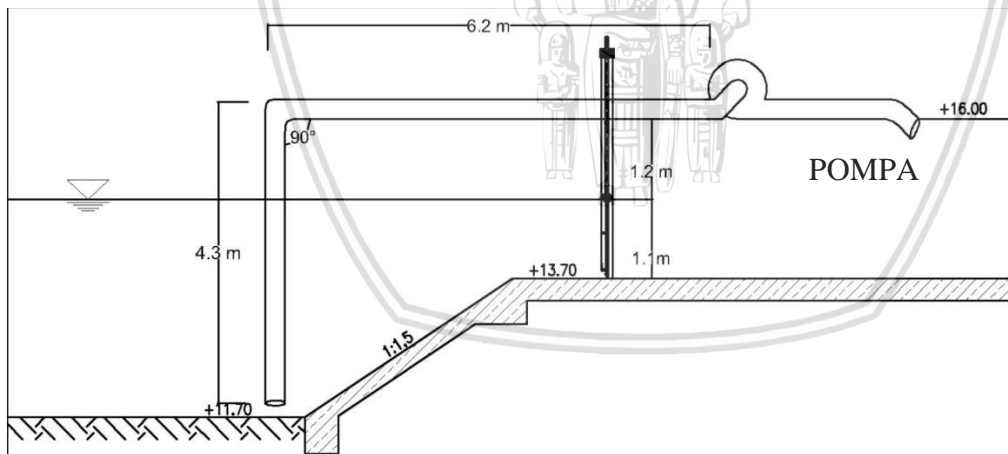
$$Q_p = \frac{137760}{24 \times 3600 \times 2}$$

$$Q_p = 0.797 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$47.833 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$2869.97 \text{ m}^3/\text{jam}$$

#### 4.1.1.2 Perhitungan Head Total Pompa



Gambar 4.31 Mekanisme Kerja Pompa

Sumber: Perencanaan, 2018

Berdasarkan Gambar 4.30 diatas, head pompa dipengaruhi oleh beberapa kehilangan tinggi tekan. Head total pompa yang digunakan untuk mengalirkan jumlah debit air seperti yang direncanakan dapat ditentukan dari kondisi daerah yang akan dilayani. Rumus head total pompa sebagai berikut:

$$H_p = h_f + h_{Lm} + ZB + \frac{v_B^2}{2g}$$

Keterangan:

$h_p$  = Head total pompa (m)

$h_f$  = kehilangan tinggi akibat gesekan pada pipa (m)

$h_{Lm}$  = kehilangan minor (m)

ZB = beda tinggi antara muka air keluar dan isap (m)

#### 4.1.1.3 Kehilangan Tinggi Mayor (*Major Losses*)

Pada studi ini direncanakan menggunakan pipa sesuai data perencanaan persamaan kehilangan tinggi tekan mayor menurut *Hazen-Williams*, untuk perhitungannya sebagai berikut:

$$K = \frac{10.7}{C_{hw}^{1.85}} \times \frac{L_{hisap}}{D^{4.87}}$$

$$K = \frac{10.675}{10611.306} \times \frac{10.500}{0.01246}$$

$$K = \frac{112.088}{132.243}$$

$$K = 0.848$$

$$\begin{aligned} h_f &= K \times Q^{1.85} \\ &= 0.848 \times 0.6575 \\ &= 0.557 \end{aligned}$$

#### 4.1.1.4 Kehilangan Tinggi Tekan Minor (*Minor Losses*)

Untuk menghitung besarnya kehilangan tinggi tekan pada pipa akibat gesekan (*Minor Losses*) digunakan rumus:

$$h_{Lm} = k \frac{v^2}{2g}$$

Dengan :

$h_{Lm}$  = kehilangan tinggi tekan minor (m)

K = koefisien kontraksi

V = kecepatan rata-rata dalam pipa (m/detik)

g = percepatan gravitasi (m/detik<sup>2</sup>)

Pada studi ini direncanakan menggunakan pipa sesuai dengan data perencanaan sebagai berikut:

Debit (Q) = 0.797 m<sup>3</sup>/detik

Diameter pipa (D) = 0,406 m

Koefisien kehilangan minor = 0,98 (belokan 90<sup>0</sup>)

Berdasarkan data perencanaan diatas, maka kehilangan tinggi akibat gesekan pipa sebagai berikut:

$$A = 3.140 \times r^2$$

$$= 3.140 \times 0.203^2$$

$$A = 3.140 \times 0.041$$

$$= 0.1297$$

$$V = \frac{Q_p}{A}$$

$$V = \frac{0.7972}{0.1297}$$

$$= 6.1490$$

Sehingga nilai kehilangan tinggi minornya adalah:

$$h_{lm} = k \times \frac{V^2}{2g}$$

$$h_{lm} = 0.980 \times \frac{37.810}{19.620}$$

$$h_{lm} = 1.889$$

#### 4.1.1.5 Head Total Pompa

Berdasarkan rumus maka head total pompa dihitung sebagai berikut:

$$H_p = h_f + h_{lm} + Z_B + \frac{VB^2}{2g}$$

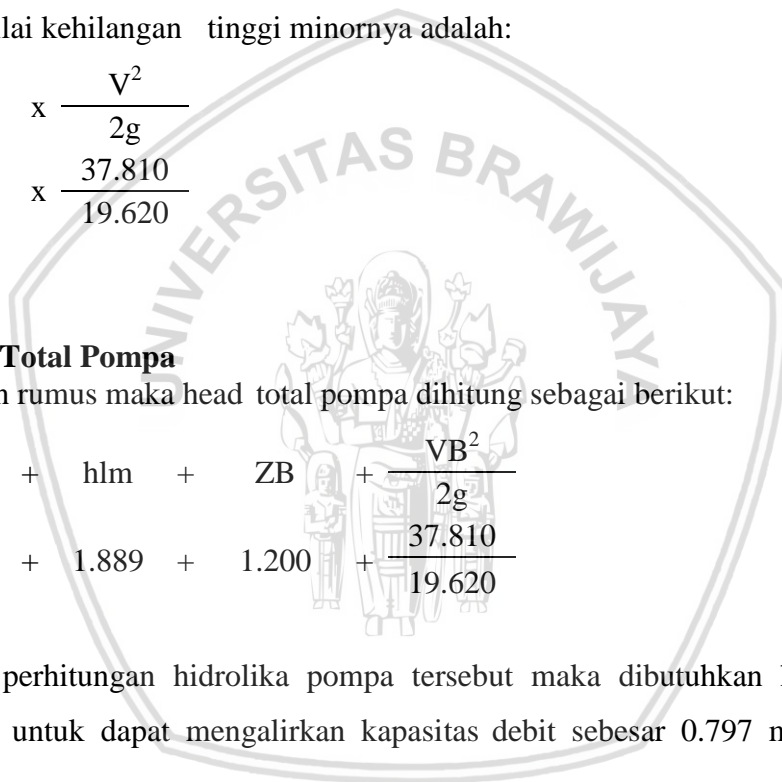
$$H_p = 0.557 + 1.889 + 1.200 + \frac{37.810}{19.620}$$

$$H_p = 5.573$$

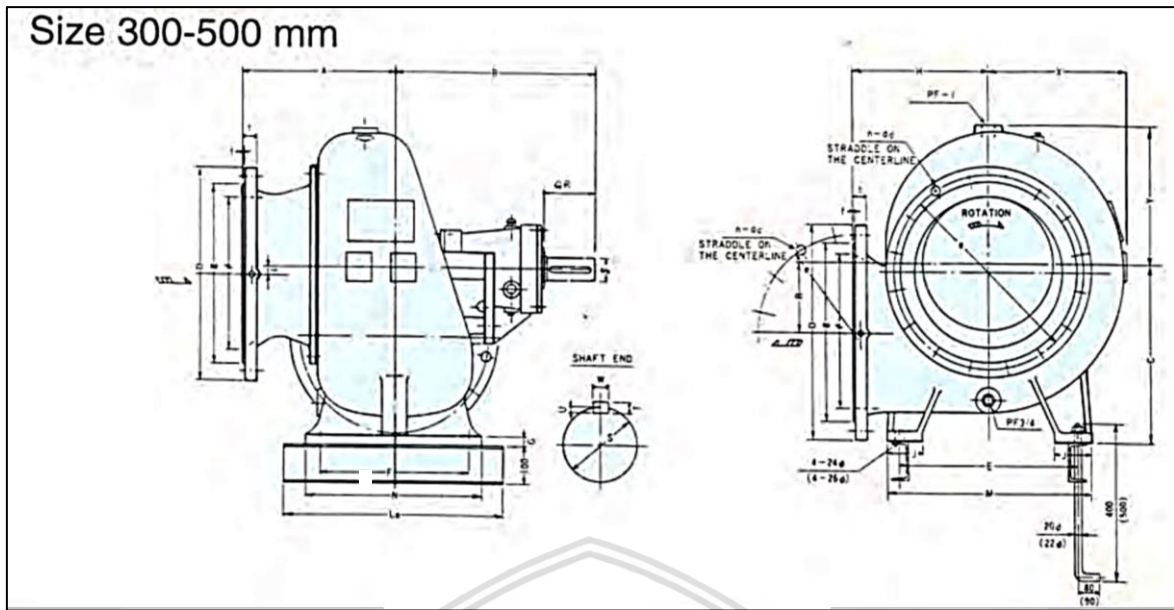
Dari hasil perhitungan hidrolika pompa tersebut maka dibutuhkan head pompa sebesar 5,573 m untuk dapat mengalirkan kapasitas debit sebesar 0.797 m<sup>3</sup>/detik atau 47.833 m<sup>3</sup>/menit.

#### 4.1.1.6 Pemilihan Pompa dan Daya Pompa

Berdasarkan perencanaan perhitungan diatas, maka pemilihan pompa dilakukan dengan mempertimbangkan total head pompa dan kapasitas debit yang akan dialirkan, serta data-data yang mendukung seperti ukuran diameter pipa. Pemilihan jenis pompa berdasarkan faktor faktor tersebut dipilih pompa banjir dengan model 400 sz merek Ebara





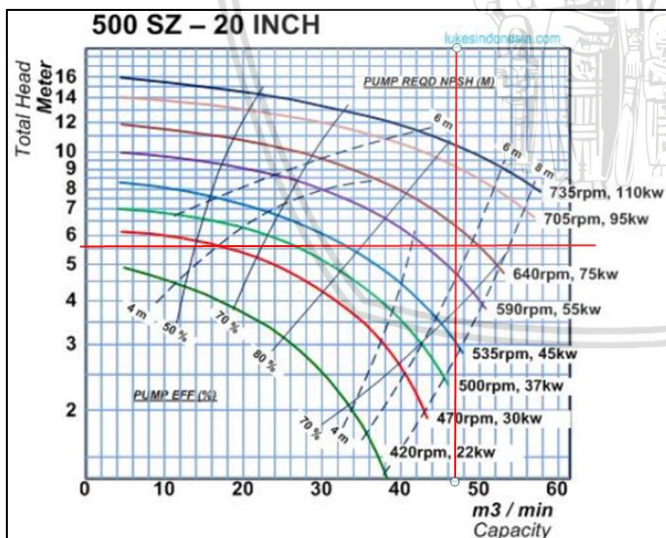


unit : mm

MODEL	PUMP DIMENSIONS															FLANGE DIMENSIONS					SHAFT DIMENSIONS					PUMP WEIGHT	
	A	R	H	C	I	E	F	G	J	Lb	M	N	X	Y	Ø	D	g	e	n-d	t	f	S	QR	T	U	W	kg
300SZ	340	590	280	360	25	330	290	24	75	450	400	350	280	257	300 (12")	445	370	400	16 - 25	32	3	48	124	8	4,5	12	220
350SZ	390	680	330	420	20	410	350	26	90	550	490	420	330	307	340 (14")	490	415	445	16 - 25	34	3	55	153	8	4,5	12	310
400SZ	430	770	370	470	25	490	410	28	100	600	570	480	381	364	400 (16")	560	475	510	16 - 27	36	3	65	180	10	5	15	497
500SZ	540	850	460	580	31	620	500	32	125	750	720	600	476	451	500 (20")	675	585	620	20 - 27	40	3	75	180	12	6	18	840

Gambar 4.32 Data Teknis Pompa

Sumber: Lukesindonesia.com



Gambar 4.33 Kurva Power Pompa

Sumber: Lukesindonesia.com

Dari kurva diatas didapat:

Debit pemompaan : 0.797 m<sup>3</sup>/detik atau 47.833 m<sup>3</sup>/menit

Head total : 5.573 m

Merk : EBARA



Diameter Hisap	: 0.406 m
Daya motor	: 75 kW
Jumlah putaran	: 640 rpm
Berat	: 840 kg
Efisiensi	: 70%

Dari perhitungan diatas diketahui bahwa 1 unit pompa dapat mengosongkan kolam retensi dalam waktu 2 hari atau 48 jam dikarenakan kolam retensi harus segera di kodisikan untuk kosong maka akan di rencanakan 2 unit pompa dengan kapasitas yang sama sehingga waktu pengosongan hanya selama 1 hari atau 24 jam. Dimulai pada saat kondisi kapasitas hilir siap dialirkan

Berdasarkan rumus (2-25) didapatkan rumus perhitungan NPSH yaitu

$$h_{sv} = h_a + h_s - h_v - h_f$$

dimana:

$$h_a = + 218 \text{ m berdasarkan tabel didapatkan nilai } h_a \text{ sebesar } 33,08 \text{ ft}$$

$$h_v = \text{untuk suhu } 25^{\circ}\text{C maka didapatkan tekanan uap air sebesar } 1,06 \text{ ft}$$

$$h_s = \text{elevasi tandon tertinggi} - \text{elevasi pompa}$$

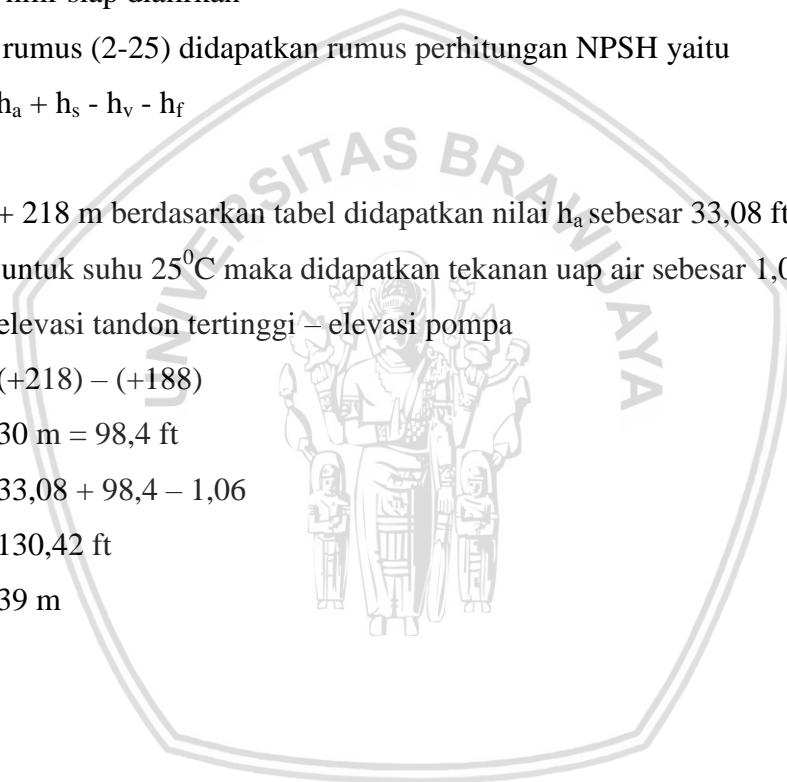
$$= (+218) - (+188)$$

$$= 30 \text{ m} = 98,4 \text{ ft}$$

$$H_{sv} = 33,08 + 98,4 - 1,06$$

$$= 130,42 \text{ ft}$$

$$= 39 \text{ m}$$



**(Halaman ini sengaja dikosongkan)**



**(Halaman ini sengaja dikosongkan)**



### 4.3 Penelusuran Banjir Menggunakan Aplikasi HEC RAS 5.0.3

Dalam studi ini, analisa banjir rancangan yang akan dipakai sebagai input data simulasi hidraulika aliran dilakukan dengan bantuan aplikasi program HEC RAS versi 5.0.3 Tahapan-tahapan yang dilakukan dalam pengolahan data pada program HEC-RAS versi 5.0.3 dijelaskan pada subbab-subbab berikut ini.

Untuk mendapatkan hasil yang sesuai dengan yang diinginkan, pemodelan harus disesuaikan dengan kondisi dilapangan, untuk lebih jelasnya sistim pemodelan dibagi menjadi 2 skenario yaitu :

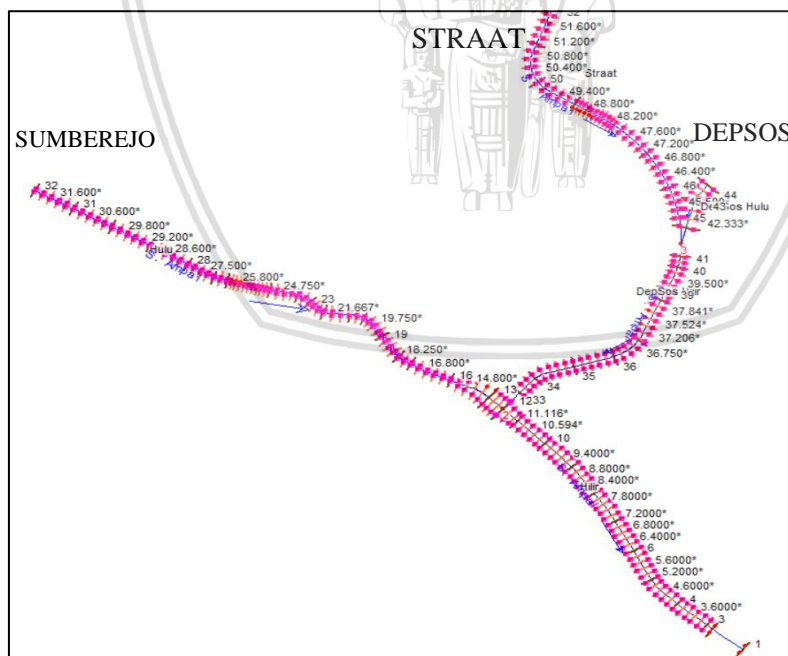
1. Skenario I dengan kondisi sebelum adanya kolam retensi
2. Skenario II dengan kondisi setelah ada kolam retensi

#### 4.3.1. Input Data Geometri

Data utama yang dibutuhkan pada suatu sistem sungai antara lain adalah data potongan melintang, data jarak antar potongan melintang, koefisien Manning dan data pada percabangan sungai.

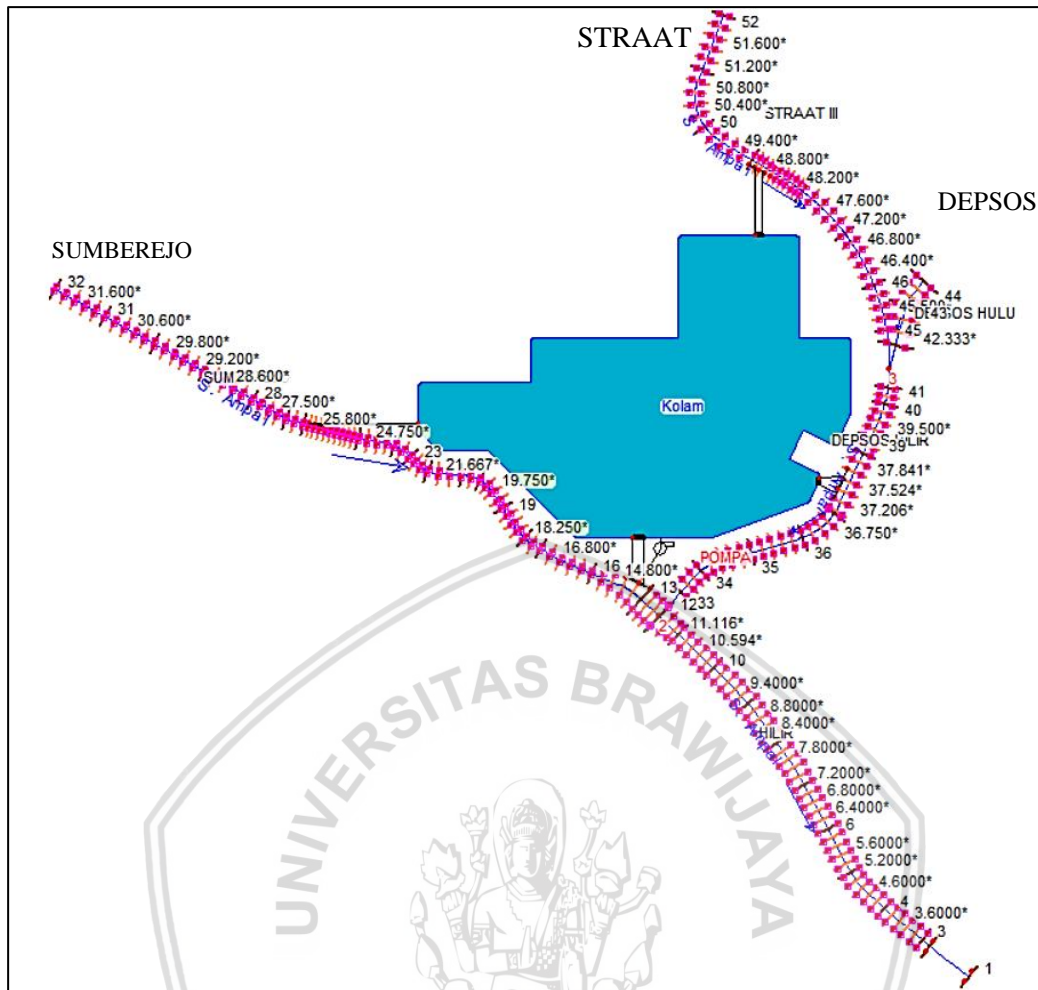
##### a. Skema sistem sungai

Dalam studi ini skema sungai dikaji mulai dari Sungai Ampal pada hilir (Patok 1) sampai pada Hilir dari ketiga sungai (Patok 32, 52, dan 44). Skema sistem sungai dapat dilihat pada Gambar berikut



Gambar 4.35 Skema Sistem Sungai Ampal Hulu (Kondisi I)

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018

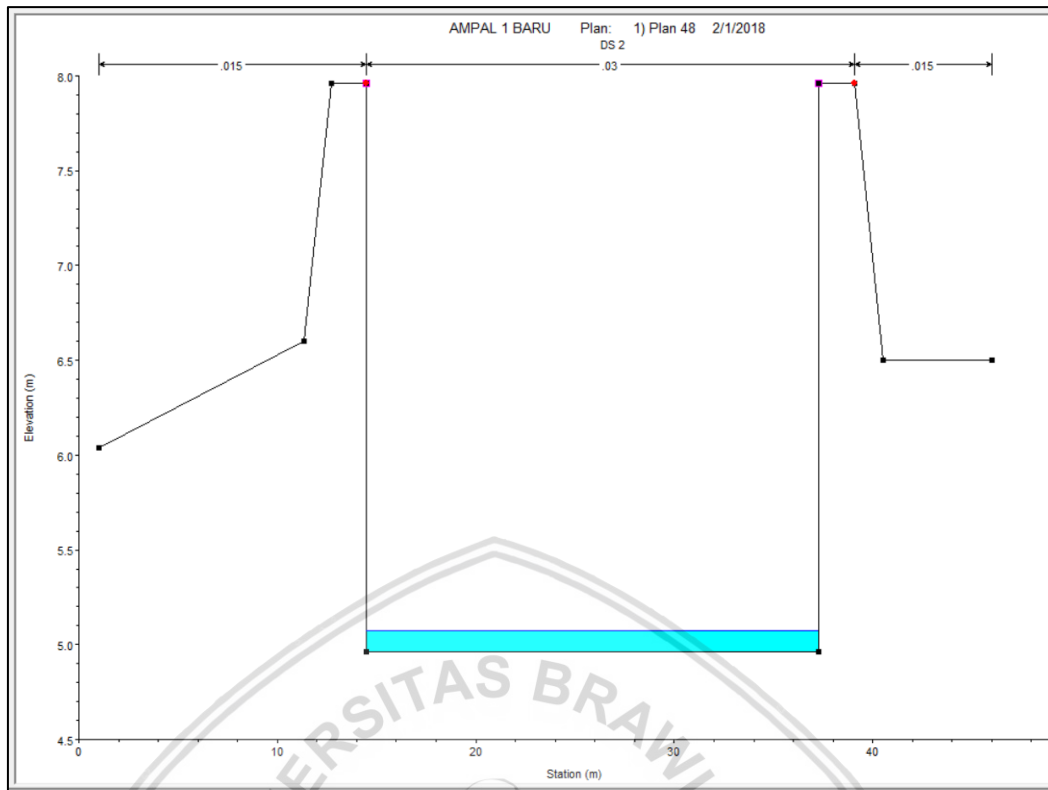


Gambar 4.36 Skema Sistem Sungai Ampal Hulu (Kondisi II)

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS Versi 5.0.3, 2018

#### b. Geometri Potongan Melintang

Data penampang melintang digambarkan dengan memasukkan data titik-titik koordinat yang merupakan stasiun (station) dan elevasi (elevation) dari kiri ke kanan secara urut dan direncanakan secara sistematis dari hulu ke hilir. Dalam studi ini ada 52 cross atau data potongan melintang yang lebarnya bervariasi. Berikut adalah contoh dari gambar potongan melintang sungai Depsos section 2 atau Cross 42



Gambar 4.37 Cross Section Saluran Depsos Section DS.2

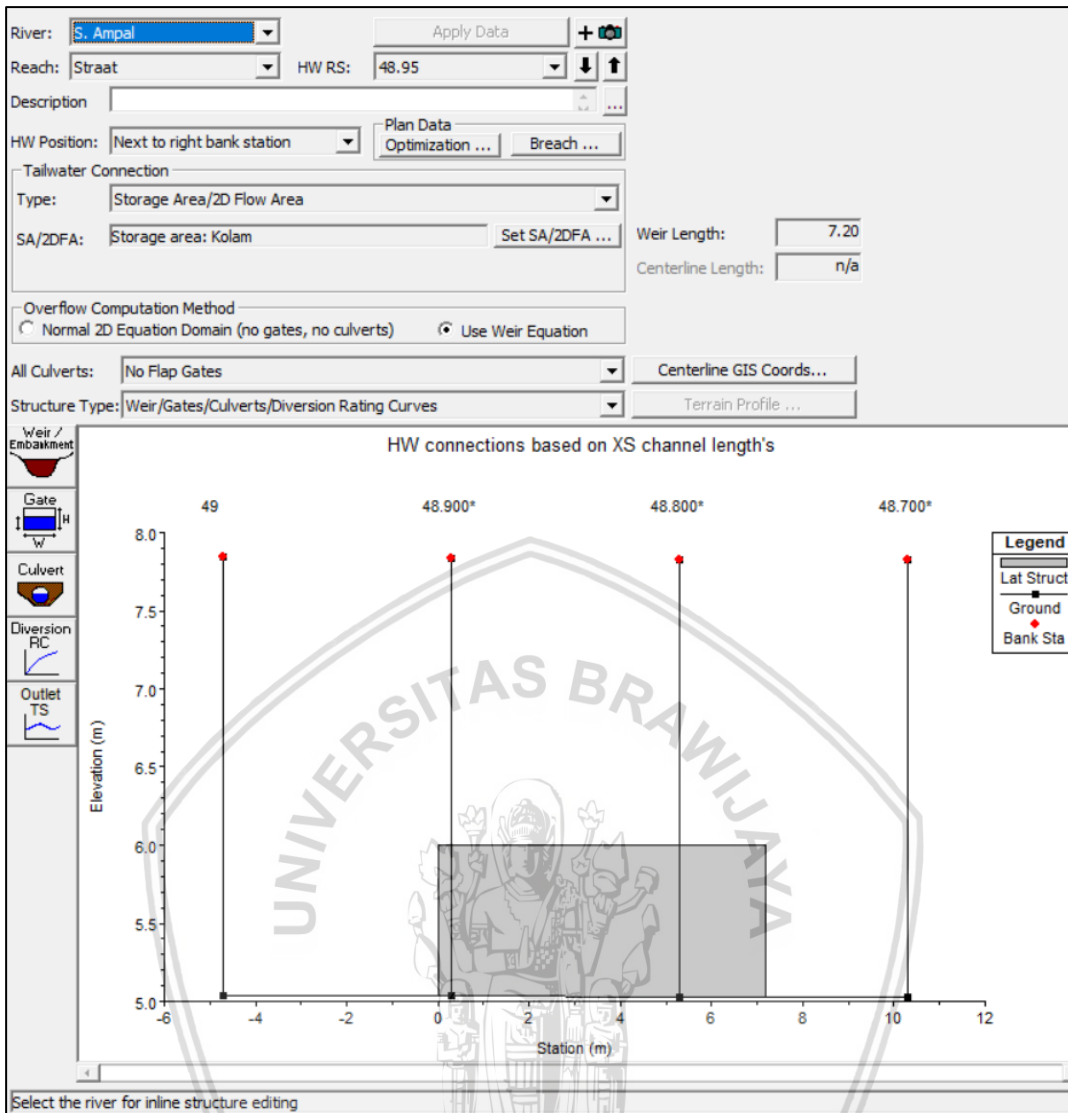
Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018

c. Koefisien Kekasaran Manning

Koefisien Manning yang dipakai dalam studi ini diambil sebesar 0.03. Nilai koefisien tersebut diambil berdasarkan kondisi sungai hasil galian dengan kondisi tanpa tumbuhan. Kriteria tersebut diambil berdasarkan Tabel 2.10 pada Bab 2.

d. Data Inlet dan Outlet

Untuk data Inlet yaitu pelimpah samping berdasarkan perhitungan yang sudah dilakukan maka hasil dari permodelan pada HEC-RAS versi 5.0.3 sebagai berikut

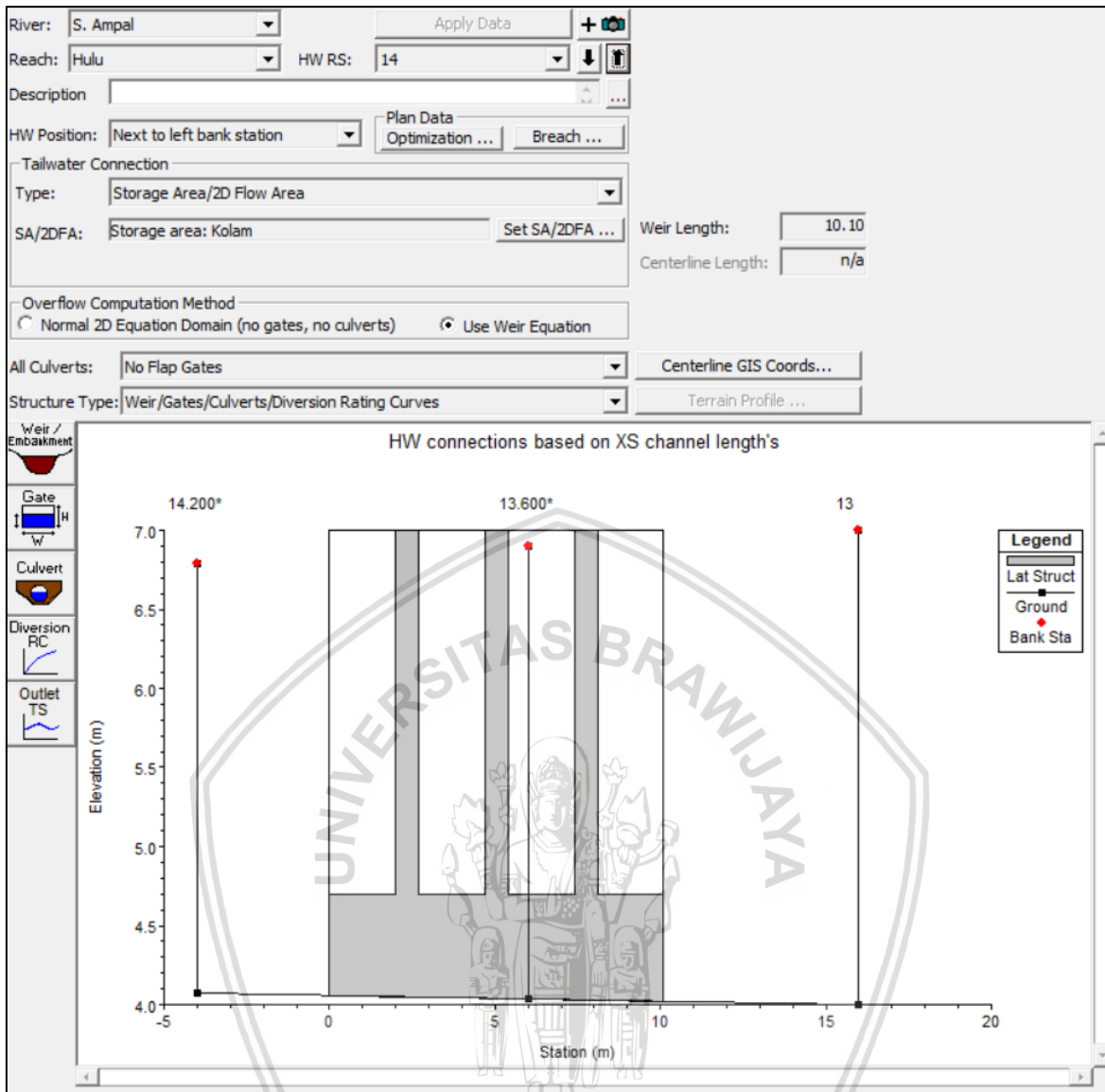


Gambar 4.38 Input Data Inlet saluran Straat

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018

Untuk data Outlet berupa pintu bedasarkan perhitungan yang sudah di lakukan maka hasil dari permodelan pada HEC-RAS versi 5.0.3 sebagai berikut





Gambar 4.39 Input Data Outlet

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018

### 4.3.2. Data Aliran Tidak Permanen (Unsteady Flow)

Input untuk kondisi hulu digunakan flow hydrograph yang merupakan hidrograf yang menyajikan data besar debit, elevasi muka air dan waktu. Input di masukan pada masing masing sungai pada bagian hulu. Data yang dimasukan disesuaikan dengan hasil perhitungan hidrologi menggunakan Qrencana 5 tahun dengan interval 12 menit

River: S. Ampal Reach: Straat RS: 52

Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:   
Path:

Enter Table Data time interval: 12 Minute

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 17AUG2017 Time: 0000  
 Fixed Start Time: Date:  Time:

No. Ordinates

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
1	16Aug2017 2400	00:00	0.21
2	17Aug2017 0012	00:12	1.1
3	17Aug2017 0024	00:24	5.13
4	17Aug2017 0036	00:36	13.99
5	17Aug2017 0048	00:48	29.15
6	17Aug2017 0100	01:00	51.94
7	17Aug2017 0112	01:12	54.95
8	17Aug2017 0124	01:24	53.51
9	17Aug2017 0136	01:36	50.48
10	17Aug2017 0148	01:48	46.28
11	17Aug2017 0200	02:00	40.88
12	17Aug2017 0212	02:12	34.05
13	17Aug2017 0224	02:24	28.64
14	17Aug2017 0236	02:36	24.5
15	17Aug2017 0248	02:48	21.13
16	17Aug2017 0300	03:00	18.37
17	17Aug2017 0312	03:12	16.07
18	17Aug2017 0324	03:24	14.15
19	17Aug2017 0336	03:36	12.49
20	17Aug2017 0348	03:48	11.03
21	17Aug2017 0400	04:00	9.75
22	17Aug2017 0412	04:12	8.62
23	17Aug2017 0424	04:24	7.74
24	17Aug2017 0436	04:36	6.97
25	17Aug2017 0448	04:48	6.31
26	17Aug2017 0500	05:00	5.73

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow:  Multiplier:

Gambar 4.40 Proses Memasukan Data Debit Saluran Straat

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018

#### 4.3.3. Hasil Analisa Program HEC RAS

Dengan menggunakan aplikasi ini penelusuran banjir dapat di lakukan secara digital dan didapatkan gambaran kondisi sungai pada bagian hilir dengan aliran debit  $Q$  rencana 5 Tahun ditinjau pada ketinggian air yang tertinggi di bagian hilir.





















#### 4.3.4 Rekapitulasi Hasil Analisa HEC-RAS

Dari hasil running Hec-Ras didapatkan hasil rekapitulasi kondisi aliran antara sebelum dan sesudah adanya perencanaan kolam retensi guna menanggulangi banjir sebagai berikut







Dari hasil permodelan dan running pada program HEC-RAS 5.0.3 memperlihatkan perbedaan debit banjir, ketinggian muka air banjir yang cukup berbeda pada jam yang sama yaitu jam ke 1.5

Saluran Sumberejo ditinjau pada section 22 sebelum adanya perencanaan kolam retensi memiliki ketinggian muka air banjir 2.55 meter dari dasar sungai dengan debit yang mengalir  $18.89 \text{ m}^3/\text{detik}$  dan setelah adanya perencanaan kolam retensi hasil dari peredaman kolam menjadikan ketinggian muka air pada section tersebut menjadi 1.82 meter dari dasar sungai dengan debit yang mengalir  $15.37 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Hasil dari peredaman atau debit air yang masuk kedalam kolam retensi melalui inlet Sumberejo pada waktu tersebut sebesar  $3.52 \text{ m}^3/\text{detik}$ .

Saluran Straatt III ditinjau pada section 48 sebelum adanya perencanaan kolam retensi memiliki ketinggian muka air banjir 3.1 meter dari dasar sungai dengan debit yang mengalir  $52.17 \text{ m}^3/\text{detik}$  dan setelah adanya perencanaan kolam retensi hasil dari peredaman kolam menjadikan ketinggian muka air pada section tersebut menjadi 2.27 meter dari dasar sungai dengan debit yang mengalir  $30.02 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Hasil dari peredaman atau debit air yang masuk kedalam kolam retensi melalui inlet Straat III pada waktu tersebut sebesar  $22.15 \text{ m}^3/\text{detik}$ .

Saluran Depsos ditinjau pada section 37 sebelum adanya perencanaan kolam retensi memiliki ketinggian muka air banjir 3.1 meter dari dasar sungai dengan debit yang mengalir  $123.77 \text{ m}^3/\text{detik}$  dan setelah adanya perencanaan kolam retensi hasil dari peredaman kolam menjadikan ketinggian muka air pada section tersebut menjadi 60.94 meter dari dasar sungai dengan debit yang mengalir  $60.94 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Hasil dari peredaman yang terjadi  $62.83 \text{ m}^3/\text{detik}$  namun debit air yang masuk kedalam kolam retensi melalui inlet Depsos pada waktu tersebut sebesar  $40.68 \text{ m}^3/\text{detik}$  karena peredaman sebesar  $22.15 \text{ m}^3/\text{detik}$  sudah masuk ke dalam kolam retensi melalui inlet Straat III.

Saluran Hilir ditinjau pada section 37 sebelum adanya perencanaan kolam retensi memiliki ketinggian muka air banjir 3.76 meter dari dasar sungai dengan debit yang mengalir  $143.92 \text{ m}^3/\text{detik}$  dan setelah adanya perencanaan kolam retensi hasil dari peredaman kolam menjadikan ketinggian muka air pada section tersebut menjadi 2.97 meter dari dasar sungai dengan debit yang mengalir  $78.69 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Hasil dari peredaman yang terjadi  $65.23 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Hasil ini merupakan hasil dari peredaman yang di rencanakan dengan perencanaan kolam retensi yang dilakukan.

Pengoprasian pintu dilakukan pada perencanaan kolam retensi menggunakan 4 buah pintu dengan lebar 2 meter dan dibuka pada saat jam ke 1.4 dibuka 4 buah pintu setinggi 1

meter, saat jam ke 1.6 tinggi bukaan dinaikan hingga menjadi 1.5 meter, pada saat jam ke 1.8 hingga jam ke 2 tinggi bukaan di turunkan menjadi 1 meter kembali, dan pada saat jam ke 2.2 2 buah pintu ditutup dan 2 buah pintu terbuka dengan tinggi bukaan 1 meter. Setelah itu pada jam ke 2.4 semua pintu ditutup karena pada saat tersebut sudah tidak ada debit atau aliran yang masuk ke dalam kolam retensi. Dengan meninggalkan ketinggian muka air pada kolam setinggi 3.1 meter dari dasar kolam.

Kolam retensi harus segera dikosongkan agar dapat segera digunakan kembali secara optimal. Diperlukan sistem pompa guna menaikkan air atau mengalirkan air dari dasar kolam menuju saluran outlet. Direncanakan 2 unit pompa dan pompa beroperasi ketika kondisi hilir mampu menerima tambahan debit dari pompa. Pada saat jam kelima pompa sudah bisa dioperasikan dengan mengalirkan debit total  $1.594 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Kedua pompa dioperasikan untuk mengosokan volume kolam sebesar  $137759.875 \text{ m}^3$  dan dioperasikan selama 24 jam.

#### 4.4 Stabilitas Lereng Kolaam Retensi

Pengecekan kekuatan lereng kolam retensi perlu dilakukan guna menghindari terjadinya longsor. Dalam perencanaan tinggi kolam retensi dari dasar kolam adalah 4,3 meter dengan kemiringan 1 : 1.5. berikut adalah data data yang di gunakan dalam analisa stabilitas lereng kolam retensi :

Kemiringan	= 1 : 1.5
Tinggi	= 4.3 meter.
Y dry	= $11.38 \text{ kN/m}^3$
Y sat	= $14.24 \text{ kN/m}^3$
$\gamma$ water	= $9.81 \text{ kN/m}^3$
$\Phi$	= 4.987
c	= $1.06 \text{ t/m}^2$
e	= 0.003





Contoh perhitungan pada Irisan 2 :

(1) Nomor irisan bidang

(3) Area = Luas Irisan

(4) Nilai Kohesi =  $1.06 \text{ t/m}^2$

(5) Nilai  $\gamma$  yang digunakan

(6) Gaya Berat tiap pias = Area (3) x  $\gamma$  (5)  
 =  $2.99 \text{ m}^2 \times 11.38 \text{ kN/m}^3$   
 = 34.01 kN

(7) Sudut yang dibentuk dari sumbu lingkaran masing-masing pias

(8) Nilai sin dari (6) =  $\sin \alpha$   
 =  $\sin 30.6$   
 = 0.51

(9) Nilai cos dari (6) =  $\cos \alpha$   
 =  $\cos 30.6$   
 = 0.86

(11) Beban yang timbul pada tiap pias  
 = Gaya Berat tiap pias (6) x  $\sin \alpha$  (8)  
 =  $34.01 \times 0.51$   
 = 17.31

(13) Nilai tan dari  $\Phi$  =  $\tan \Phi$   
 =  $\tan 4.397$   
 = 0.08

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \Phi}{T + (e \times N)}$$

$$F_s = \frac{100.73 + (154.12 - 0.00 - 0.00) \times 0.08}{53.26 + 0}$$

$$= \frac{112.5805701}{53.26}$$

$$2.113 \quad \text{Aman}$$



Contoh perhitungan pada Irisan 2 :

(1) Nomor irisan bidang

(8) Nilai Kohesi =  $1.06 \text{ t/m}^2$

(12) Gaya Berat tiap pias = Area (5) x  $\gamma$  (9)  
 =  $1.18 \text{ m}^2 \times 11.38 \text{ kN/m}^3$   
 =  $13.42 \text{ kN}$

(16) Sudut yang dibentuk dari sumbu lingkaran masing-masing pias

(17) Nilai sin dari (16) =  $\sin \alpha$   
 =  $\sin 30.6$   
 =  $0.51$

(18) Nilai cos dari (16) =  $\cos \alpha$   
 =  $\cos 30.6$   
 =  $0.86$

(23) Tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang lurus

(21) Beban yang timbul pada tiap pias  
 = Gaya Berat tiap pias (15) x  $\sin \alpha$  (17)  
 =  $39.2 \times 0.51$   
 =  $19.95$

$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \Phi}{T + (e \times N)}$$

$$F_s = \frac{100.73}{50.56} + \frac{(227.29 - 38.69 - 0.00) \times 0.08}{0}$$

$$= \frac{115.2323897}{50.56}$$

$$2.279243413 \quad \text{Aman}$$



$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \Phi}{T + (e \times N)}$$

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{100.73}{61.29} + \frac{(186.94 - 13.52 - 0.00) \times 0.08}{0} \\
 &= \frac{114.0644289}{61.29} \\
 &1.861089869
 \end{aligned}$$





$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \Phi}{T + (e \times N)}$$

$$F_s = \frac{100.73}{53.26} + \frac{(154.12 - 0.00 - 1.76) \times 0.08}{5.08}$$

$$= \frac{112.446}{58.34}$$

$$1.92733$$

Aman







$$F_s = \frac{C \times l + (N - U - Ne) \times \tan \Phi}{T + (e \times N)}$$

$$F_s = \frac{100.73}{50.56} + \frac{(227.29 - 38.69 - 0.00) \times 0.08}{7.50}$$

$$= \frac{115.232}{58.05}$$

$$1.98496$$

Aman

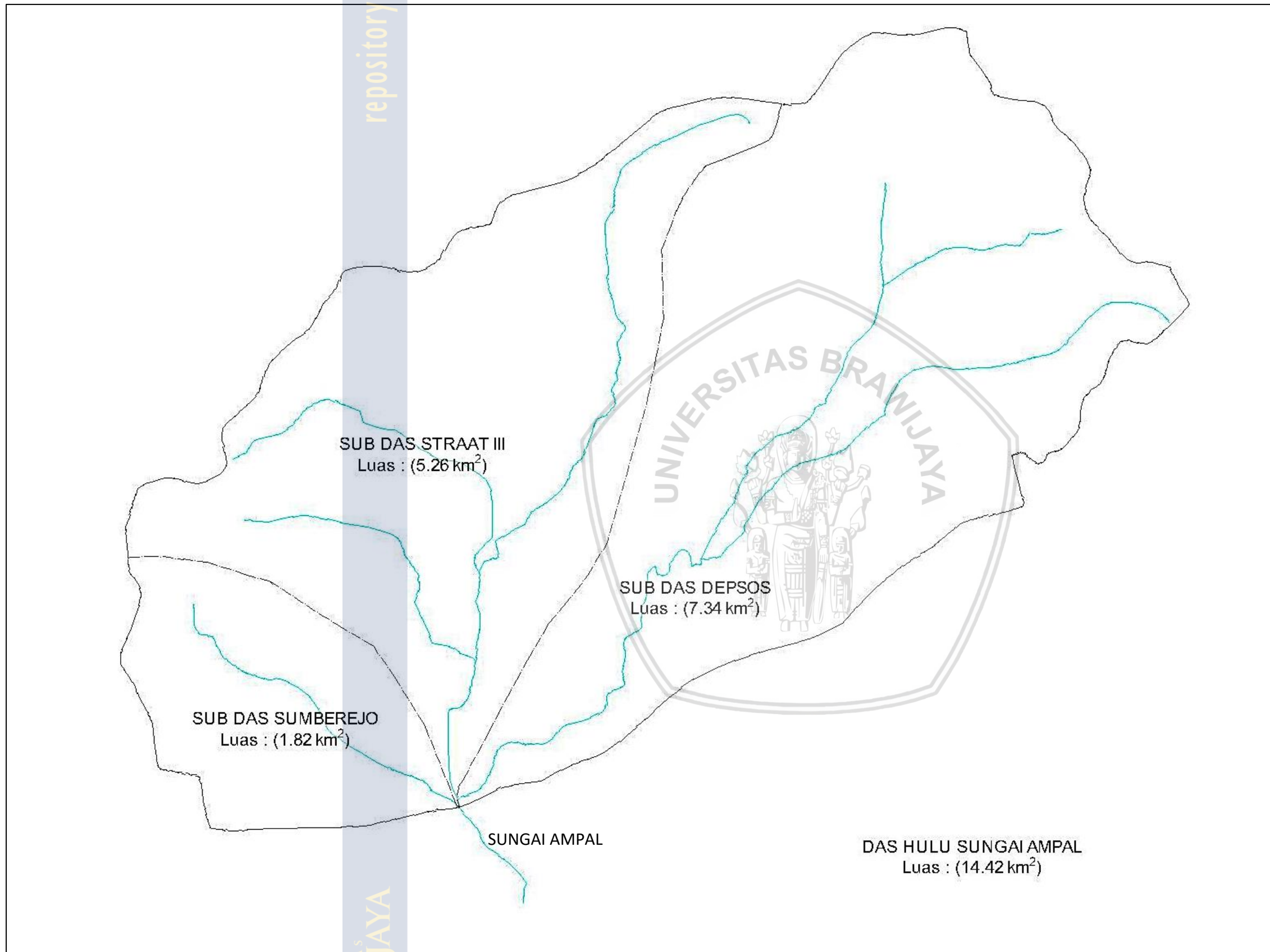








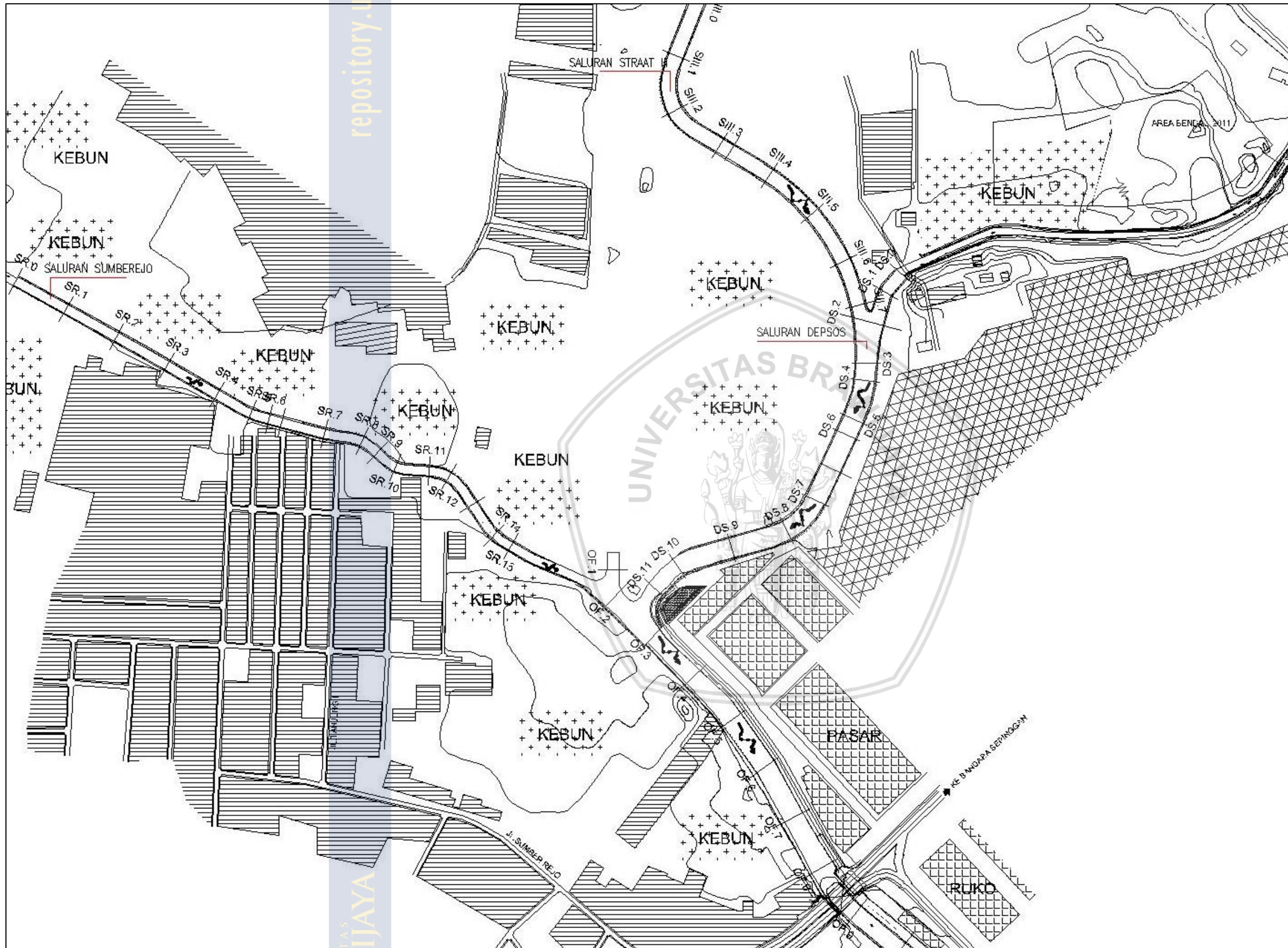




Gambar 4.2 Daerah Aliran Sungai Ampal Bagian Hulu  
Sumber: Perencanaan, 2017



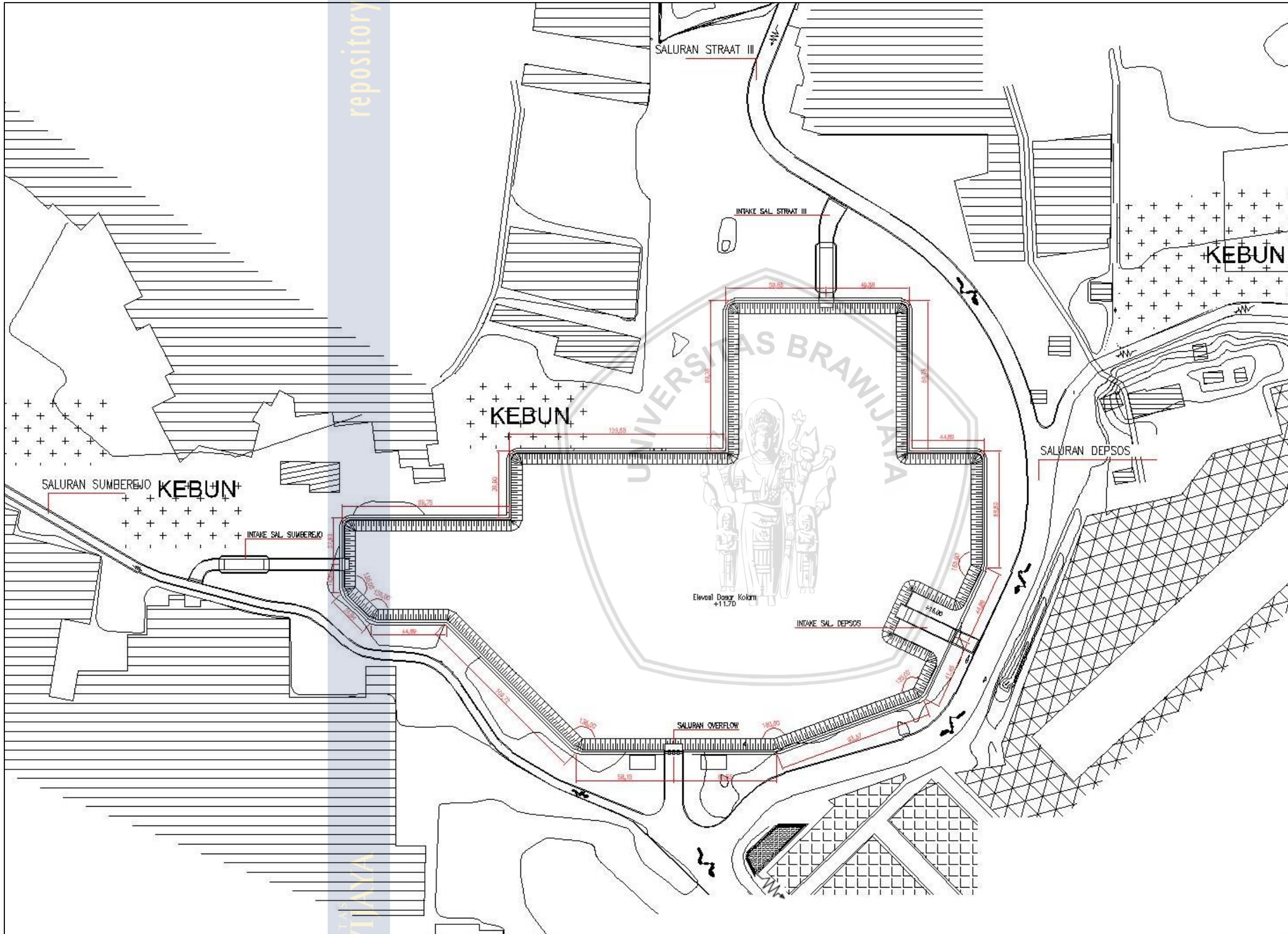




Gambar 4.15 Skema Lokasi Studi  
Sumber: Perencanaan, 2018



(Halaman ini sengaja dikosongkan)



Gambar 4.34 Skema Lokasi Penempatan Kolam Retensi, Inlet Kolam, Outlet Kolam Dan Pompa  
 Sumber: Perencanaan, 2018



(Halaman ini sengaja dikosongkan)



Tabel 4.99  
Tabel Skema Inflow kedalam Kolam

t (jam)	Q Inflow (Q5) (m <sup>3</sup> /detik)			Kumulatif Q Inflow (m <sup>3</sup> /detik)	Volume Inflow (Q5) m <sup>3</sup>			Volume Inflow m <sup>3</sup>	Kumulatif Volume m <sup>3</sup>	H dari dasar m	Elevasi
	Depsos	Straat III	Sumberejo		Depsos	Straat III	Sumberejo				
	(1)	(2)	(3)		(4)	(5)	(6)				
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	11.70
0.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	11.70
0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5588.41	5588.41	5588.41	0.13	11.84
0.6	0.00	0.00	15.52	15.52	0.00	295.46	10388.97	10684.43	16272.83	0.39	12.10
0.8	0.00	0.82	13.33	14.16	2205.36	8795.24	8343.74	19344.33	35617.17	0.85	12.56
1	6.13	23.61	9.84	39.58	13956.31	18083.92	5846.22	37886.45	73503.62	1.72	13.42
1.2	32.64	26.62	6.40	65.66	24259.88	18649.45	3645.42	46554.75	120058.37	2.73	14.43
1.4	34.75	25.18	3.73	63.66	24396.49	17041.24	1624.30	43062.03	163120.40	3.61	15.32
1.6	33.02	22.16	0.78	55.96	22426.10	14439.98	281.92	37148.00	200268.41	4.35	16.05
1.8	29.27	17.96	0.00	47.23	19171.98	10983.26	0.00	30155.24	230423.65	4.92	16.63
2	23.98	12.55	0.00	36.54	14827.30	6578.94	0.00	21406.24	251829.89	5.32	17.03
2.2	17.21	5.72	0.00	22.93	9364.48	2172.15	0.00	11536.63	263366.52	5.54	17.24
2.4	8.81	0.31	0.00	9.12	3170.63	112.42	0.00	3283.04	266649.57	5.60	17.30
2.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
2.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
3.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
3.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
3.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
3.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
4.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
4.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
4.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30

Lanjutan Tabel 4.99  
Tabel Skema Inflow kedalam Kolam

t (jam)	Q Inflow (Q5) (m <sup>3</sup> /detik)			Kumulatif Q Inflow (m <sup>3</sup> /detik)	Volume Inflow (Q5) m <sup>3</sup>			Volume Inflow m <sup>3</sup>	Kumulatif Volume m <sup>3</sup>	H dari dasar m	Elevasi
	Depsos	Straat III	Sumberejo		Depsos	Straat III	Sumberejo				
	(1)	(2)	(3)		(4)	(5)	(6)				
4.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
5.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
5.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
5.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
5.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
6.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
6.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
6.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
6.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
7.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
7.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
7.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
7.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
8.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
8.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
8.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
8.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
9.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
9.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
9.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
9.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	266649.57	5.60	17.30

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.101  
Tabel Skema Outflow keluar Kolam dengan Pintu

T (Jam)	Kumulatif Volume m <sup>3</sup>	Q Out (Pintu) (m <sup>3</sup> /detik)	Tinggi Bukaan m	Jumlah Terbuka Unit	Kumulatif Q Out (Pintu) (m <sup>3</sup> /detik)	Volume Out (Pintu) m <sup>3</sup>	Volume Out Kumulatif(Pintu) m <sup>3</sup>	Tampungan Akhir m <sup>3</sup>	Elevasi Muka air 11.7	Tinggi Muka Air Outlet 13.7
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	11.7	13.7
0.2	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	11.70	0
0.4	5588.41	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	5588.41	11.70	0
0.6	16272.83	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	16272.83	11.82	0
0.8	35617.17	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	35617.17	12.06	0
1	73503.62	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	73503.62	12.48	0
1.2	120058.37	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	120058.37	13.32	0
1.4	163120.40	8.96	1	4	35.86	25817.96	25817.96	137302.44	14.34	0.64
1.6	200268.41	14.26	1.5	4	57.05	41076.13	66894.09	133374.32	14.72	1.02
1.8	230423.65	8.96	1	4	35.86	25817.96	92712.05	137711.60	14.63	0.93
2	251829.89	8.68	1	4	34.72	24998.13	117710.19	134119.71	14.73	1.03
2.2	263366.52	7.76	1	2	15.53	11179.51	128889.69	134476.83	14.65	0.95
2.4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.78	1.08
2.6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.73	1.03
2.8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.73	1.03
3	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.73	1.03
3.2	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.73	1.03
3.4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.73	1.03
3.6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.73	1.03
3.8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.73	1.03



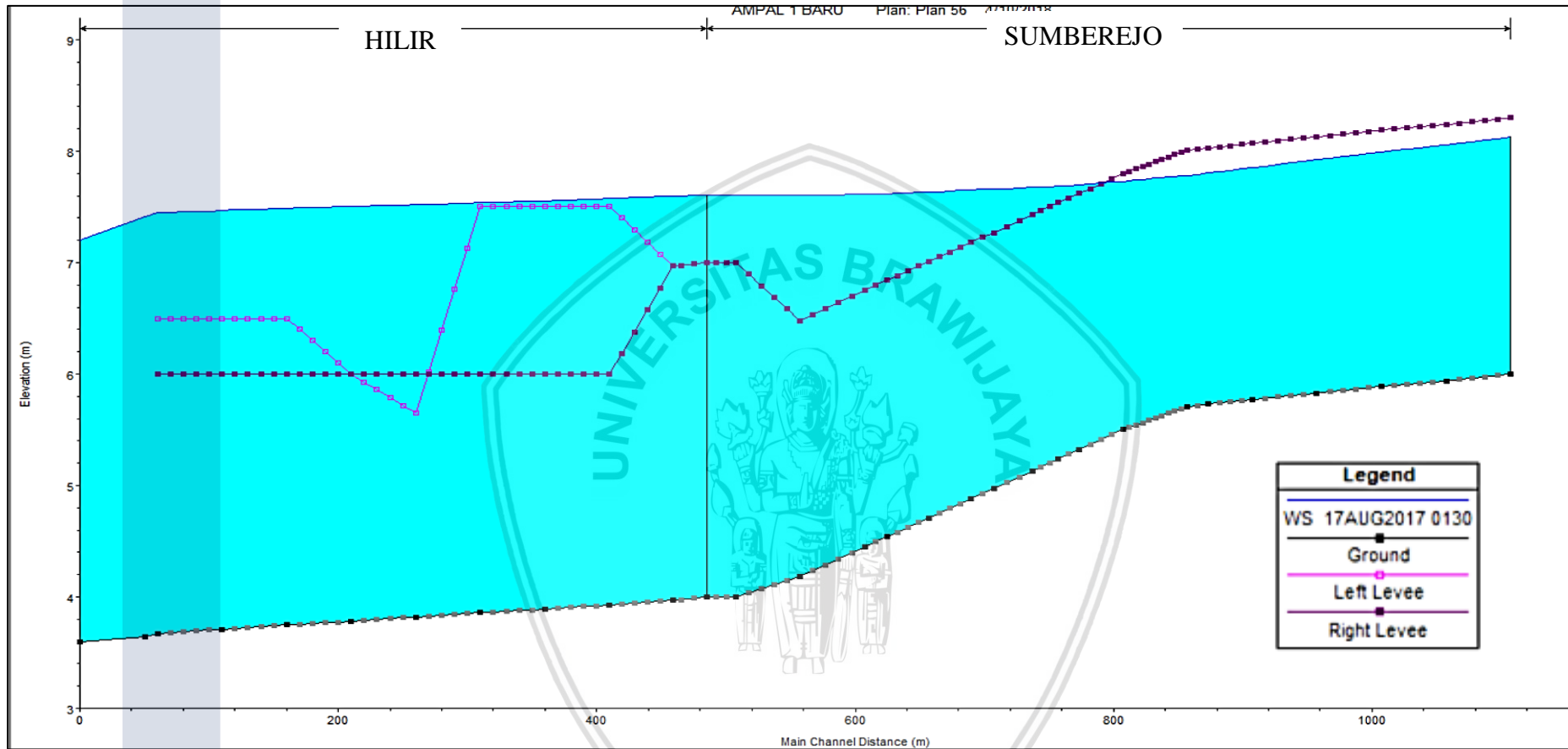
Lanjutan Tabel 4.101  
Tabel Skema Outflow keluar Kolam dengan Pintu

T (Jam)	Kumulatif Volume m <sup>3</sup>	Q Out (Pintu) (m <sup>3</sup> /detik)	Tinggi Bukaan m	Jumlah Terbuka Unit	Kumulatif Q Out (Pintu) (m <sup>3</sup> /detik)	Volume Out (Pintu) m <sup>3</sup>	Volume Out Kumulatif(Pintu) m <sup>3</sup>	Tampungan Akhir m <sup>3</sup>	Elevasi Muka air 11.7	Tinggi Muka Air Outlet 13.7
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	11.70	0
4.2	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	11.70	0
4.4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	11.84	0
4.6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	12.10	0
4.8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	12.56	0
5	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	13.42	0
5.2	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.43	0.73
5.4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.79	1.09
5.6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.71	1.01
5.8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.72	1.02
6.2	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.73	1.03
6.4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
6.6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
6.8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
7	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
7.2	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
7.4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
7.6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
7.8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10

Lanjutan Tabel 4.101  
Tabel Skema Outflow keluar Kolam dengan Pintu

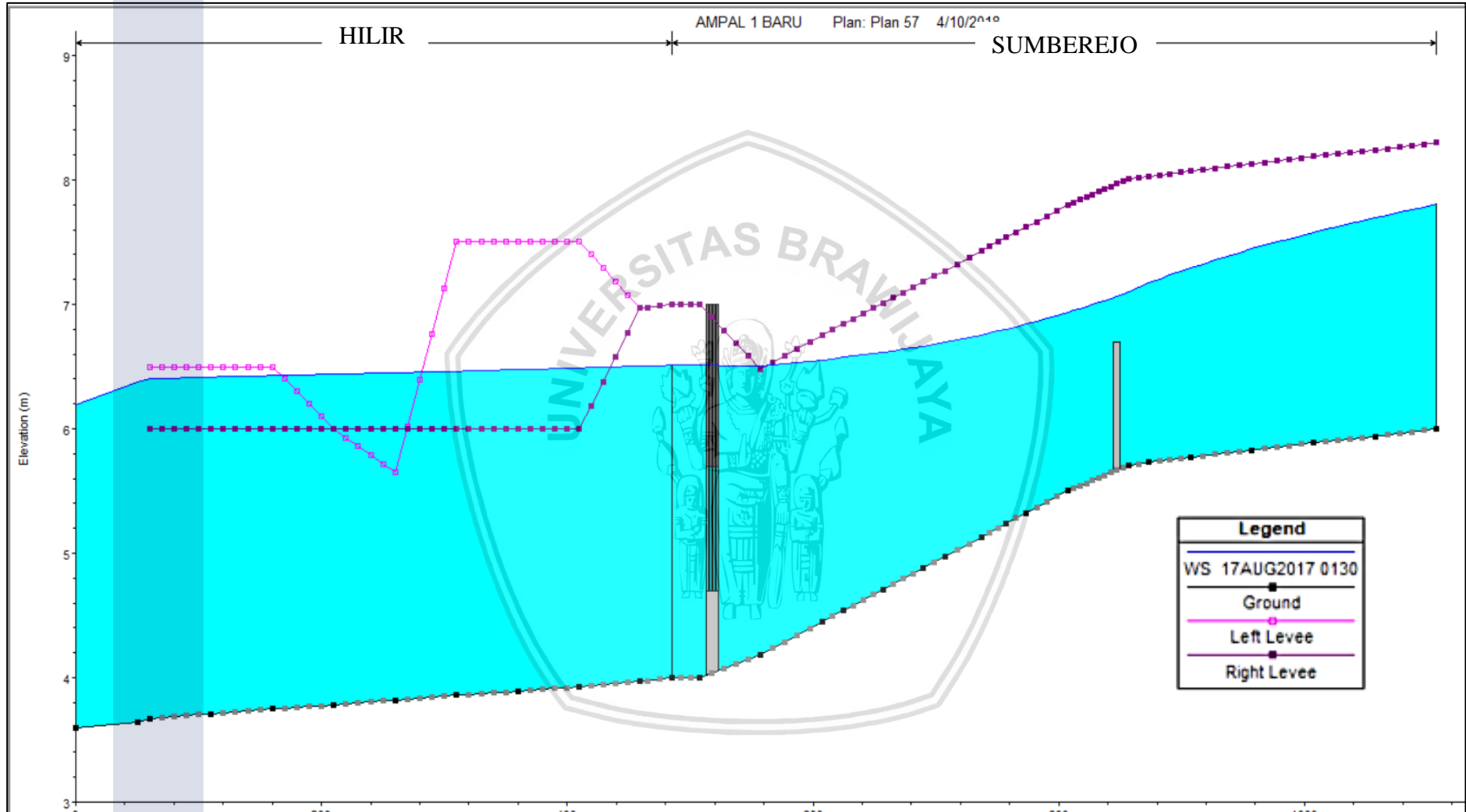
T (Jam)	Kumulatif Volume m <sup>3</sup>	Q Out (Pintu) (m <sup>3</sup> /detik)	Tinggi Bukaan m	Jumlah Terbuka Unit	Kumulatif Q Out (Pintu) (m <sup>3</sup> /detik)	Volume Out (Pintu) m <sup>3</sup>	Volume Out Kumulatif(Pintu) m <sup>3</sup>	Tampungan Akhir m <sup>3</sup>	Elevasi Muka air 11.7	Tinggi Muka Air Outlet 13.7
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
8.2	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
8.4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
8.6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
8.8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
9	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
9.2	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
9.4	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
9.6	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
9.8	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10
10	266649.57	0.00	0	0	0.00	0.00	128889.69	137759.87	14.80	1.10

Sumber:Hasil Perhitungan, 2018



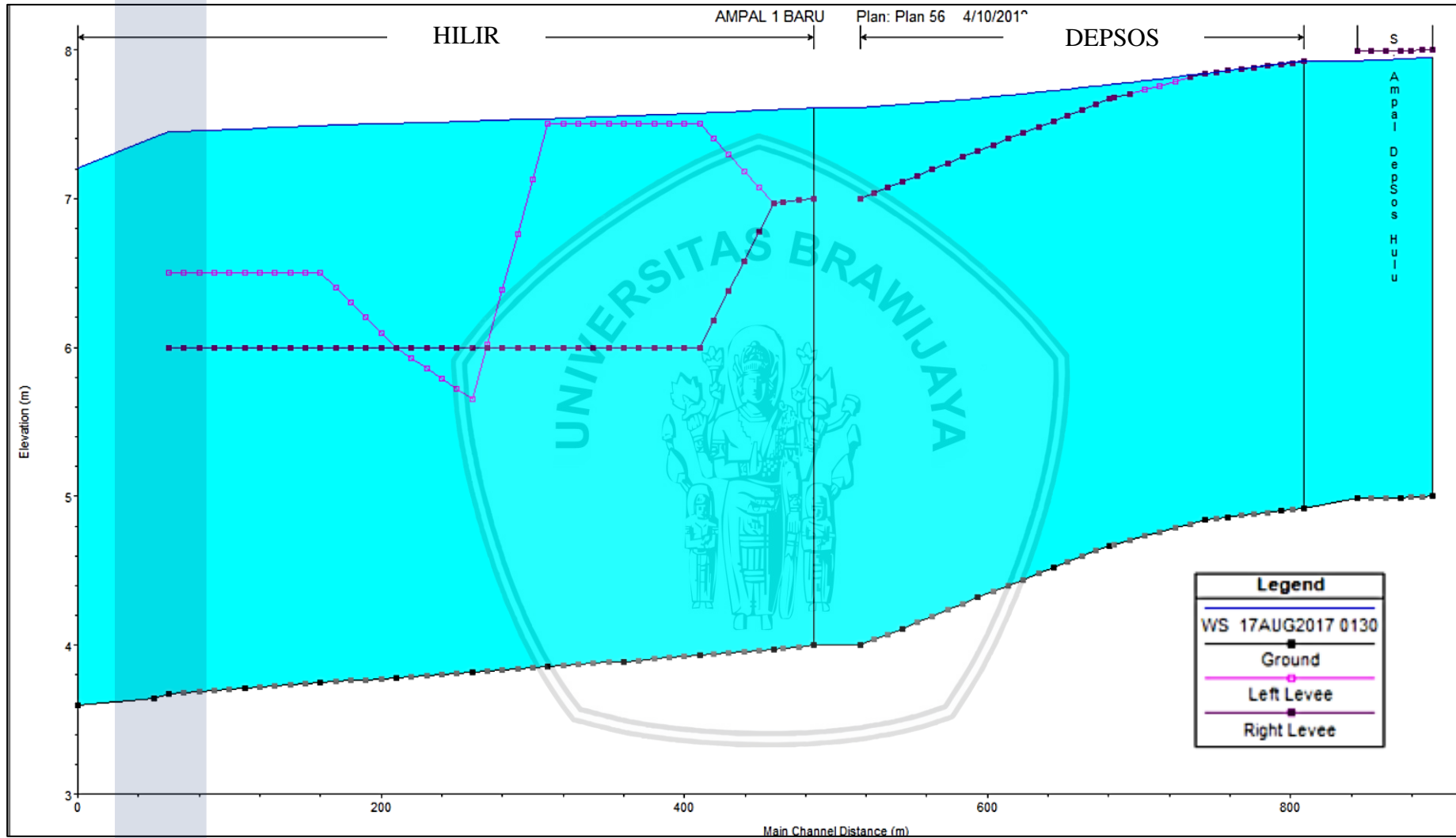
Gambar 4.41 Long Section Saluran Sumberejo Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Sebelum Ada Kolam)

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS Versi 5.0.3, 2018



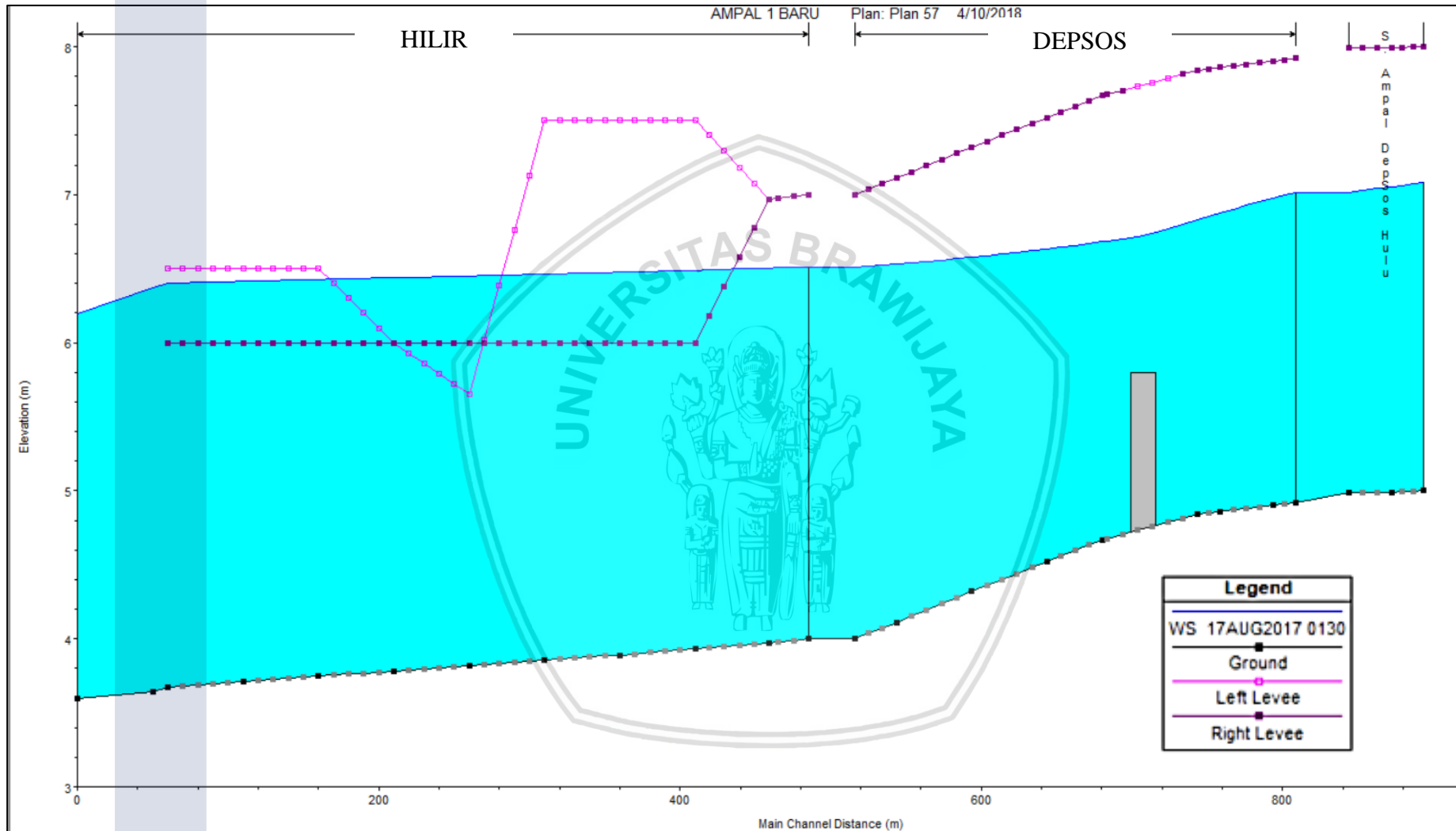
Gambar 4.42 Long Section Saluran Sumberejo Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Setelah Ada Kolam)

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018



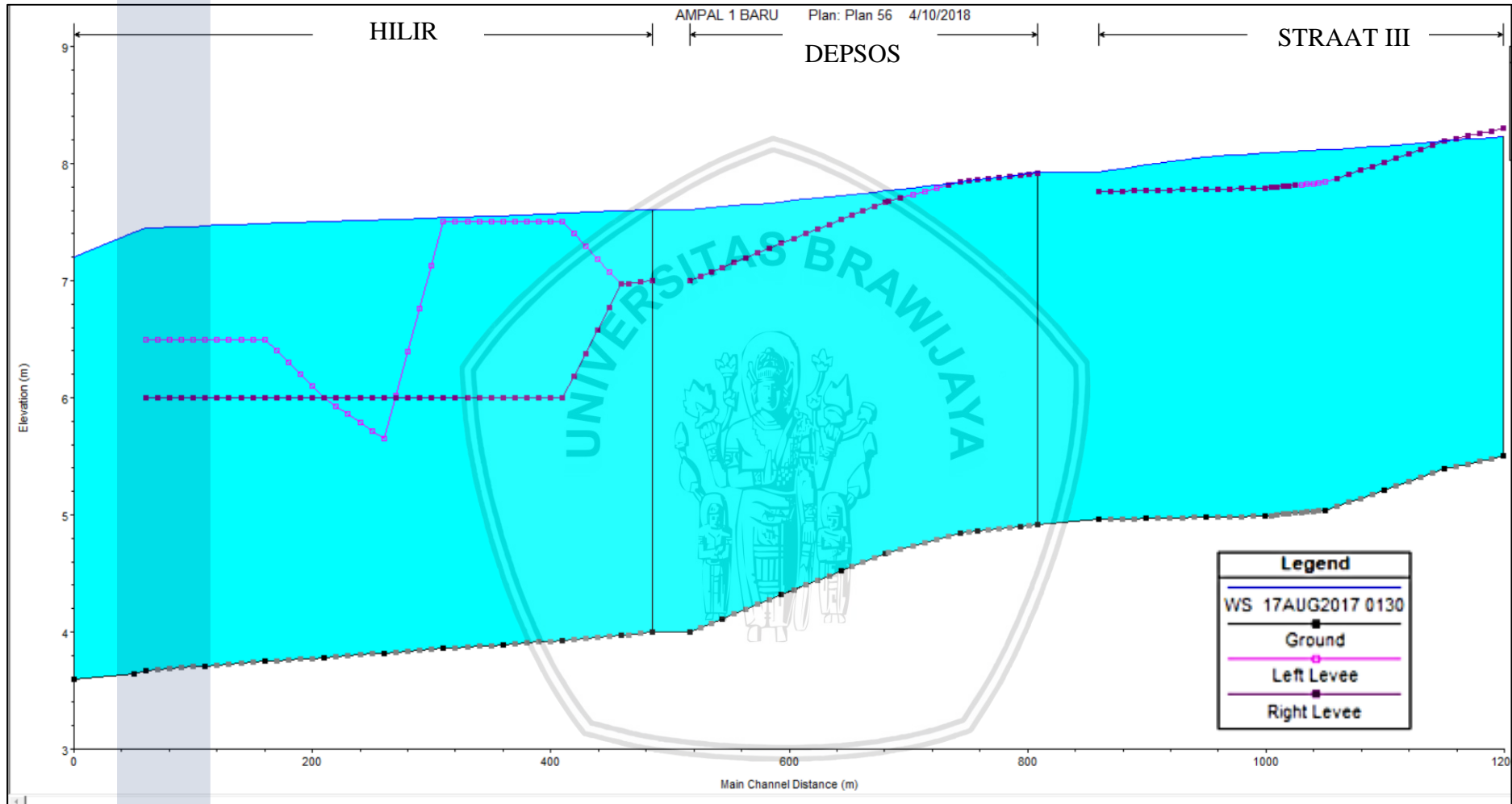
Gambar 4.43 Long Section Saluran Depsos Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Sebelum Ada Kolam)

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018



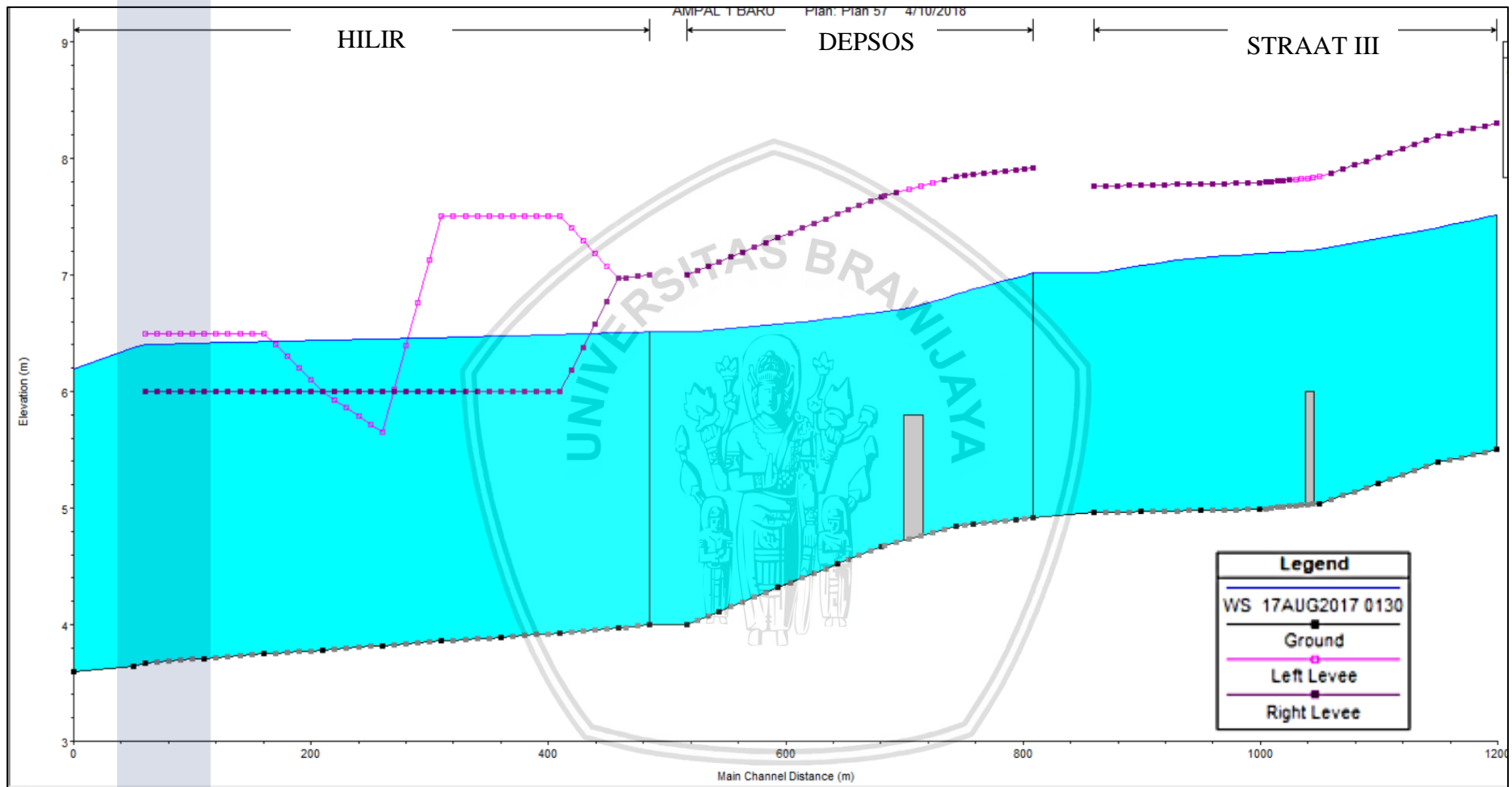
Gambar 4.44. Long Section Saluran Depsos Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Setelah Ada Kolam)

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018



Gambar 4.45 Long Section Saluran Straat III Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Sebelum Ada Kolam)

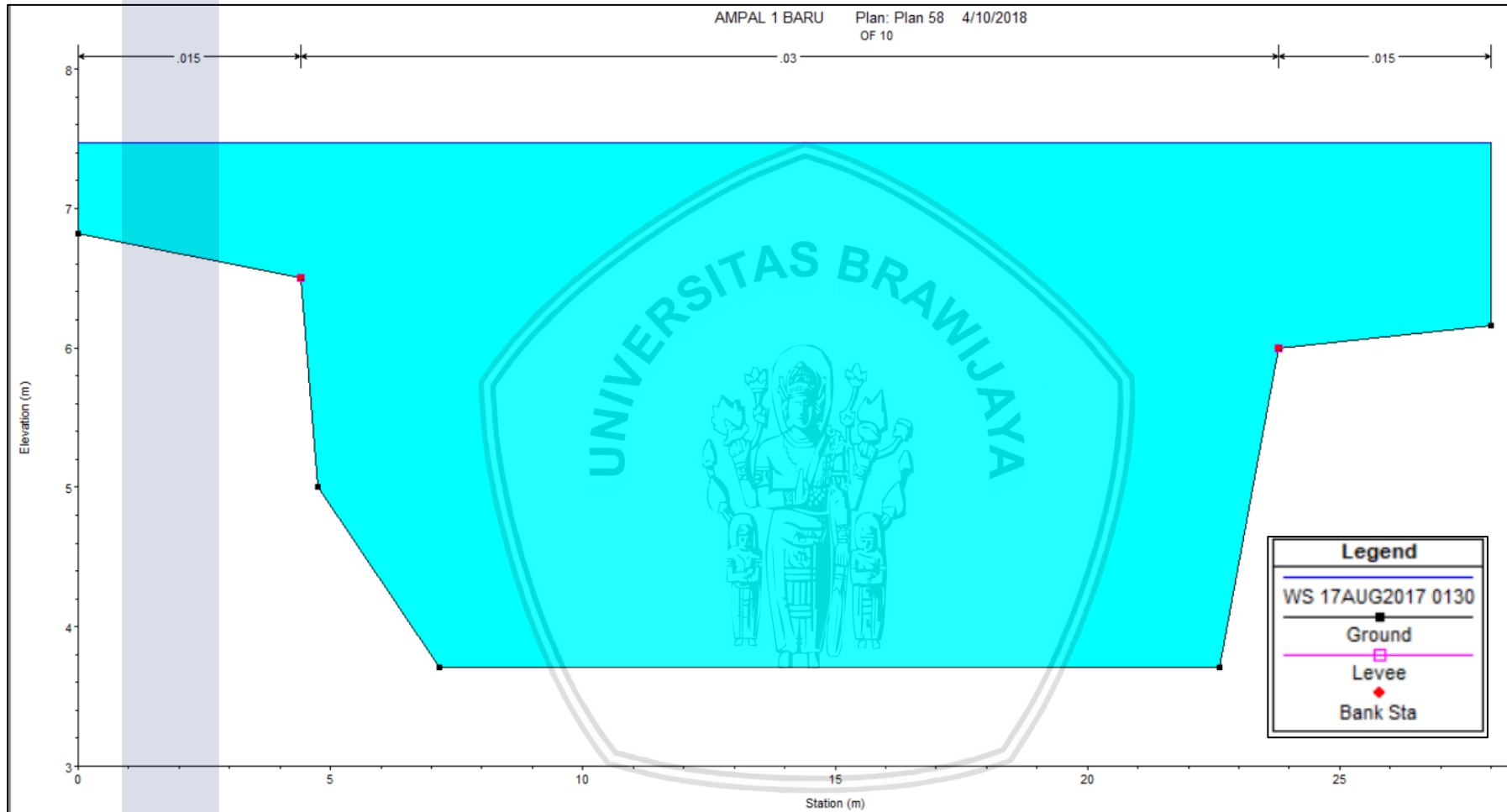
Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS Versi 5.0.3, 2018



Gambar 4.46 Long Section Saluran Straat III Menuju Hilir Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Setelah Ada Kolam)

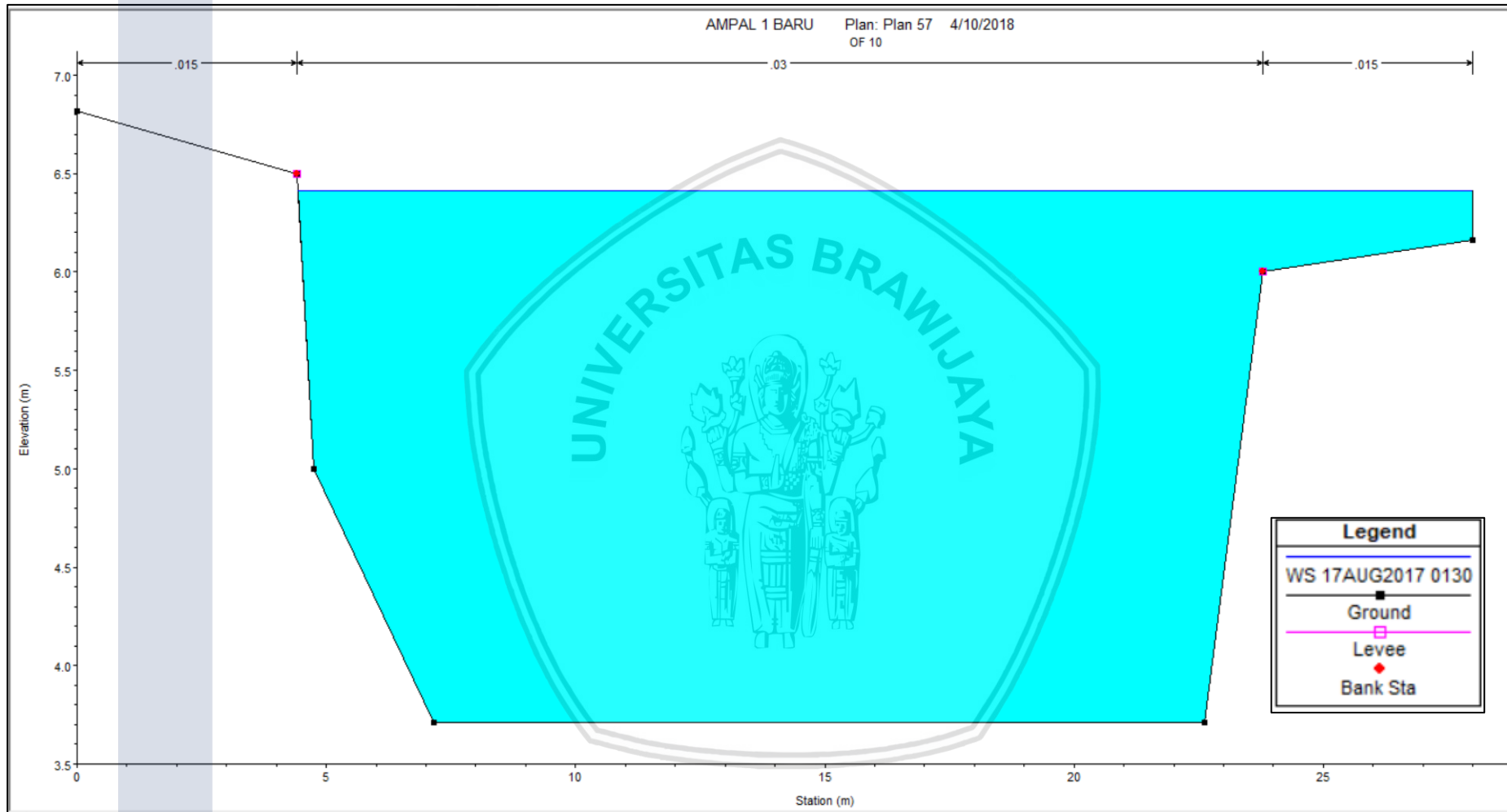
Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS Versi 5.0.3, 2018





Gambar 4.47 Cross Section Saluran Hilir Section 10 Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Sebelum Ada Kolam)

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS Versi 5.0.3, 2018



Gambar 4.48 Cross Section Saluran Hilir Section 10 Dengan Debit Banjir Kala Ulang Q5th (Kondisi Setelah Ada Kolam)

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS Versi 5.0.3, 2018

Tabel 4.102

Tabel Perbandingan Kondisi Aliran setelah dilakukannya perencanaan pada section 10 jam ke 1.5.

Saluran	Section	Setelah Ada Kolam				Sebelum Ada Kolam			
		Debit	Tinggi	Kecepatan	Froude	Debit	Tinggi	Kecepatan	Froude
		Q (m <sup>3</sup> /dt)	Muka Air (m)	V (m/dt)	F	Q (m <sup>3</sup> /dt)	Muka Air (m)	V (m/dt)	F
Straat III	52	52	2.06	2.8	0.62	52	2.73	2.11	0.41
Straat III	51	52.03	2.07	2.79	0.62	52.04	2.8	2.07	0.39
Straat III	50	52.07	2.16	2.68	0.58	52.08	2.94	1.6	0.3
Straat III	49	52.1	2.25	2.41	0.51	52.12	3.08	1.48	0.27
Straat III	48	30.02	2.27	1.47	0.31	52.17	3.1	1.45	0.26
Straat III	47	30.05	2.26	1.48	0.31	52.21	3.08	1.47	0.27
Straat III	46	30.08	2.21	1.51	0.33	52.25	3.02	1.39	0.25
Straat III	45	30.1	2.17	1.54	0.33	52.27	2.96	1.51	0.28
Depsos Hulu	44	71.3	2.19	2.33	0.5	71.3	2.95	1.73	0.32
Depsos Hulu	43	71.32	2.17	2.35	0.51	71.32	2.95	1.73	0.32
Depsos Hulu	42	71.34	2.14	2.38	0.52	71.35	2.93	1.74	0.32
Depsos Hilir	41	101.44	2.21	3.28	0.7	123.63	3	2.64	0.49
Depsos Hilir	40	101.45	2.2	3.3	0.71	123.64	3.01	2.7	0.5
Depsos Hilir	39	101.47	2.16	3.36	0.73	123.68	3	2.94	0.54
Depsos Hilir	38	101.49	2.14	3.38	0.74	123.69	3	2.76	0.51
Depsos Hilir	37	60.94	2.21	1.97	0.42	123.77	3.1	2.58	0.47
Depsos Hilir	36	60.97	2.33	1.87	0.39	123.8	3.2	2.54	0.45
Depsos Hilir	35	61	2.5	1.74	0.35	123.85	3.35	2.52	0.44
Depsos Hilir	34	61.04	2.69	1.62	0.32	123.9	3.52	2.4	0.41
Depsos Hilir	33	61.06	2.78	1.57	0.3	123.93	3.61	2.4	0.4
Sumberejo	32	18.42	1.83	2.23	0.53	18.42	2.13	1.93	0.42
Sumberejo	31	18.47	1.79	2.29	0.55	18.46	2.12	1.94	0.42
Sumberejo	30	18.51	1.73	2.38	0.58	18.5	2.1	1.96	0.43
Sumberejo	29	18.55	1.67	2.47	0.61	18.53	2.09	1.97	0.43
Sumberejo	28	18.59	1.59	2.6	0.66	18.56	2.08	1.98	0.44
Sumberejo	27	18.61	1.52	2.72	0.7	18.58	2.07	1.99	0.44

Lanjutan Tabel 4.102

Tabel Perbandingan Kondisi Aliran setelah dilakukannya perencanaan pada section 10 jam ke 1.5.

Saluran	Section	Setelah Ada Kolam				Sebelum Ada Kolam			
		Debit	Tinggi	Kecepatan	Froude	Debit	Tinggi	Kecepatan	Froude
		Q (m <sup>3</sup> /dt)	Muka Air (m)	V (m/dt)	F	Q (m <sup>3</sup> /dt)	Muka Air (m)	V (m/dt)	F
Sumberejo	26	18.62	1.48	2.79	0.73	18.59	2.07	1.99	0.44
Sumberejo	25	15.34	1.57	2.17	0.55	18.62	2.23	1.86	0.4
Sumberejo	24	15.35	1.69	2.02	0.5	18.74	2.38	0.92	0.19
Sumberejo	23	15.36	1.74	1.96	0.47	18.78	2.44	0.87	0.18
Sumberejo	22	15.37	1.82	1.87	0.44	18.89	2.55	0.8	0.16
Sumberejo	21	15.38	1.95	1.76	0.4	19.01	2.69	0.66	0.13
Sumberejo	20	15.39	2.02	1.7	0.38	19.05	2.77	0.7	0.13
Sumberejo	19	15.4	2.16	1.59	0.35	19.08	2.92	0.69	0.13
Sumberejo	18	15.41	2.3	1.49	0.31	19.15	3.08	0.76	0.14
Sumberejo	17	15.43	2.37	1.43	0.3	19.18	3.16	0.76	0.14
Sumberejo	16	15.48	2.61	1.2	0.24	19.24	3.42	0.65	0.11
Sumberejo	13	17.12	2.79	0.25	0.05	19.32	3.61	0.21	0.04
Sumberejo	12	17.15	2.78	0.25	0.05	19.36	3.61	0.21	0.04
Hilir	11	78.24	2.81	1.55	0.29	143.34	3.63	2.11	0.35
Hilir	10	78.3	2.83	1.57	0.31	143.42	3.64	2.11	0.37
Hilir	9	78.36	2.86	1.45	0.29	143.5	3.66	1.93	0.34
Hilir	8	78.43	2.87	1.45	0.29	143.58	3.68	1.93	0.34
Hilir	7	78.49	2.9	1.41	0.28	143.67	3.7	1.93	0.33
Hilir	6	78.56	2.93	1.34	0.27	143.75	3.73	1.83	0.32
Hilir	5	78.62	2.95	1.49	0.29	143.83	3.74	1.99	0.34
Hilir	4	78.69	2.97	1.41	0.27	143.92	3.76	1.86	0.31
Hilir	3	78.75	3	1.52	0.3	144	3.78	2.04	0.35
Hilir	2	78.76	3	4.57	1.16	144.01	3.77	5	1.11
Hilir	1	78.8	2.85	3.15	0.69	144.06	3.6	3.59	0.69

Sumber: Pengolahan Data HEC-RAS versi 5.0.3, 2018

Tabel 4.103  
Data-data yang digunakan

Data	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )			$\Phi$	c	e
	(dry)	(sat)	water			
	11.38	14.24	9.81	4.397	1.06	0.033

Tabel 4.104  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Kosong Pada Keadaan Normal

Irisan	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	c (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	W (kN)	$\alpha$ (°)	sin $\alpha$	cos $\alpha$	I	T = W sin $\alpha$ (kN)	N = W cos $\alpha$ (kN)	tan $\phi$	N tan $\phi$	C x I
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	
1	1	1.6	1.06	11.38	18.20	63	0.89	0.45	2.20	16.22	8.26	0.08	0.64	
2	1	2.99	1.06	11.38	34.01	30.6	0.51	0.86	1.16	17.31	29.28	0.08	2.25	
3	1	3.19	1.06	11.38	36.29	28	0.47	0.88	1.13	17.04	32.04	0.08	2.46	
4	1	2.91	1.06	11.38	33.10	14	0.24	0.97	1.03	8.01	32.12	0.08	2.47	100.7
5	1	2.39	1.06	11.38	27.19	2	0.03	1.00	1.00	0.95	27.17	0.08	2.09	
6	1	1.65	1.06	11.38	18.77	-10	-0.17	0.98	1.02	-3.26	18.49	0.08	1.42	
7	1	0.65	1.06	11.38	7.39	-24	-0.41	0.91	1.09	-3.01	6.76	0.08	0.52	
<b>JUMLAH</b>										53.260	154.12		11.85	100.73

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.105  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Muka Air Penuh Pada Keadaan Normal

Irisan	b	hw	hu	A dry	A sat	A air	c	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\gamma$ air	W dry	W sat	W air	W total
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	1	12.00	0.00	1.05	0.55	0.00	1.06	11.38	14.24	9.81	11.94	7.83	0.00	19.78
2	1	12.00	0.00	1.18	1.81	0.00	1.06	11.38	14.24	9.81	13.42	25.77	0.00	39.20
3	1	6.53	0.00	0.65	2.54	0.00	1.06	11.38	14.24	9.81	7.39	36.17	0.00	43.56
4	1	0.00	0.01	0.08	2.83	0.08	1.06	11.38	14.24	9.81	0.94	40.30	0.78	42.03
5	1	0.00	0.68	0.00	2.39	0.68	1.06	11.38	14.24	9.81	0.00	34.03	6.67	40.70
6	1	0.95	1.40	0.00	1.65	1.35	1.06	11.38	14.24	9.81	0.00	23.50	13.24	36.74
7	1	0.00	2.05	0.00	0.66	2.22	1.06	11.38	14.24	9.81	0.00	9.40	21.77	31.17

Lanjutan Tabel 4.105  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Muka Air Penuh Pada Keadaan Normal

$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	u	I	$T = W \sin \alpha$	$N = W \cos \alpha$	$U = u \times I$	$\tan \phi$	$(N-U) \tan \phi$	$C \times l$
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
63	0.89	0.45	0.00	0.45	17.62	8.98	0.00	0.08	0.69	100.73
30.6	0.51	0.86	0.00	0.86	19.95	33.74	0.00	0.08	2.59	100.73
28	0.47	0.88	0.00	0.88	20.45	38.46	0.00	0.08	2.96	100.73
14	0.24	0.97	0.14	0.97	10.17	40.78	0.13	0.08	3.13	100.73
2	0.03	1.00	6.67	1.00	1.42	40.68	6.66	0.08	2.62	100.73
-10	-0.17	0.98	13.73	0.98	-6.38	36.18	13.52	0.08	1.74	100.73
-24	-0.41	0.91	20.10	0.91	-12.68	28.48	18.37	0.08	0.78	100.73
Jumlah					50.557	227.29	38.69		14.50	100.73

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.106  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Rapid Rawdown Pada Keadaan Normal

Irisan	b	hw	hu	A dry	A sat	A air	c	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\gamma$ air	W dry	W sat	W air	W total
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1.0	1.0	12.0	0.0	1.1	0.6	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	11.9	7.8	0.0	19.8
2.0	1.0	12.0	0.0	1.2	1.8	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	13.4	25.8	0.0	39.2
3.0	1.0	6.5	0.0	0.7	2.5	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	7.4	36.2	0.0	43.6
4.0	1.0	0.0	0.0	0.1	2.8	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	0.9	40.3	0.0	41.2
5.0	1.0	0.0	0.7	0.0	2.4	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	0.0	34.0	0.0	34.0
6.0	1.0	1.0	1.4	0.0	1.7	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	0.0	23.5	0.0	23.5
7.0	1.0	0.0	2.1	0.0	0.7	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	0.0	9.4	0.0	9.4
<b>Jumlah</b>														

Lanjutan Tabel 4.106  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Rapid Rawdown Pada Keadaan Normal

$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	u	I	$T = W \sin \alpha$	$N = W \cos \alpha$	$U = u \times I$	$\tan \phi$	$(N-U) \tan \phi$	C x l
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
63.0	0.9	0.5	0.0	0.5	17.6	9.0	0.0	0.1	0.7	
30.6	0.5	0.9	0.0	0.9	20.0	33.7	0.0	0.1	2.6	
28.0	0.5	0.9	0.0	0.9	20.5	38.5	0.0	0.1	3.0	
14.0	0.2	1.0	0.0	1.0	10.0	40.0	0.0	0.1	3.1	100.7
2.0	0.0	1.0	0.0	1.0	1.2	34.0	0.0	0.1	2.6	
-10.0	-0.2	1.0	0.0	1.0	-4.1	23.1	0.0	0.1	1.8	
-24.0	-0.4	0.9	0.0	0.9	-3.8	8.6	0.0	0.1	0.7	
					61.3	186.9	0.0	14.4		100.7

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.107  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Kosong Pada Keadaan Gempa

Irisan	b	A	c	$\gamma$	W	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	I
1	2	3	4	5	6	8	9	10	11
1	1.00	1.60	1.06	11.38	18.20	63.00	0.89	0.45	2.20
2	1.00	2.99	1.06	11.38	34.01	30.60	0.51	0.86	1.16
3	1.00	3.19	1.06	11.38	36.29	28.00	0.47	0.88	1.13
4	1.00	2.91	1.06	11.38	33.10	14.00	0.24	0.97	1.03
5	1.00	2.39	1.06	11.38	27.19	2.00	0.03	1.00	1.00
6	1.00	1.65	1.06	11.38	18.77	-10.00	-0.17	0.98	1.02
7	1.00	0.65	1.06	11.38	7.39	-24.00	-0.41	0.91	1.09
Jumlah									

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Lanjutan Tabel 4.107  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Kosong Pada Keadaan Gempa

$T = W \sin \alpha$	$N = W \cos \alpha$	$N_e = eW \sin \alpha$	$\tan \phi$	$N \tan \phi$	C x I	15 + 16
12	13	14	15	16	17	18
16.22	8.26	0.53	0.08	0.64	100.73	100.73
17.31	29.28	0.57	0.08	2.25	100.73	0.00
17.04	32.04	0.56	0.08	2.46	100.73	0.00
8.01	32.12	0.26	0.08	2.47	100.73	0.00
0.95	27.17	0.03	0.08	2.09	100.73	0.00
-3.26	18.49	-0.11	0.08	1.42	100.73	0.00
-3.01	6.76	-0.10	0.08	0.52	100.73	0.00
53.26029496	154.1173971	1.76		11.8505701	100.73	112.5805701

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Tabel 4.108  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Muka Air Penuh Pada Keadaan Gempa

Irisan	b	hw	hu	A dry	A sat	A air	c	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\gamma$ air	W dry	W sat	W air
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	1	12	0	1.05	0.55	0	1.06	11.38	14.24	9.81	11.94	7.83	0.00
2	1	12	0	1.18	1.81	0	1.06	11.38	14.24	9.81	13.42	25.77	0.00
3	1	6.53	0	0.65	2.54	0	1.06	11.38	14.24	9.81	7.39	36.17	0.00
4	1	0	0.014	0.083	2.83	0.08	1.06	11.38	14.24	9.81	0.94	40.30	0.78
5	1	0	0.68	0	2.39	0.68	1.06	11.38	14.24	9.81	0.00	34.03	6.67
6	1	0.95	1.4	0	1.65	1.35	1.06	11.38	14.24	9.81	0.00	23.50	13.24
7	1	0	2.05	0	0.66	2.22	1.06	11.38	14.24	9.81	0.00	9.40	21.77
Jumlah													

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

Lanjutan Tabel 4.108  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Muka Air Penuh Pada Keadaan Gempa

W total	$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	u	I	$T = W \sin \alpha$	$N = W \cos \alpha$	$N_e = eW \sin \alpha$	$U = u \times I$	$\tan \phi$	$(N-U) \tan \phi$	$C \times I$
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
19.78	63.00	0.89	0.45	0.00	0.45	17.62	8.98	0.58	0.00	0.08	0.69	100.73
39.20	30.60	0.51	0.86	0.00	0.86	19.95	33.74	0.66	0.00	0.08	2.59	
43.56	28.00	0.47	0.88	0.00	0.88	20.45	38.46	0.67	0.00	0.08	2.96	
42.03	14.00	0.24	0.97	0.14	0.97	10.17	40.78	0.34	0.13	0.08	3.13	
40.70	2.00	0.03	1.00	6.67	1.00	1.42	40.68	0.05	6.66	0.08	2.62	
36.74	-10.00	-0.17	0.98	13.73	0.98	-6.38	36.18	-0.21	13.52	0.08	1.74	
31.17	-24.00	-0.41	0.91	20.10	0.91	-12.68	28.48	-0.42	18.37	0.08	0.78	
						50.56	227.29	1.67	38.69	0.54	14.50	100.73

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

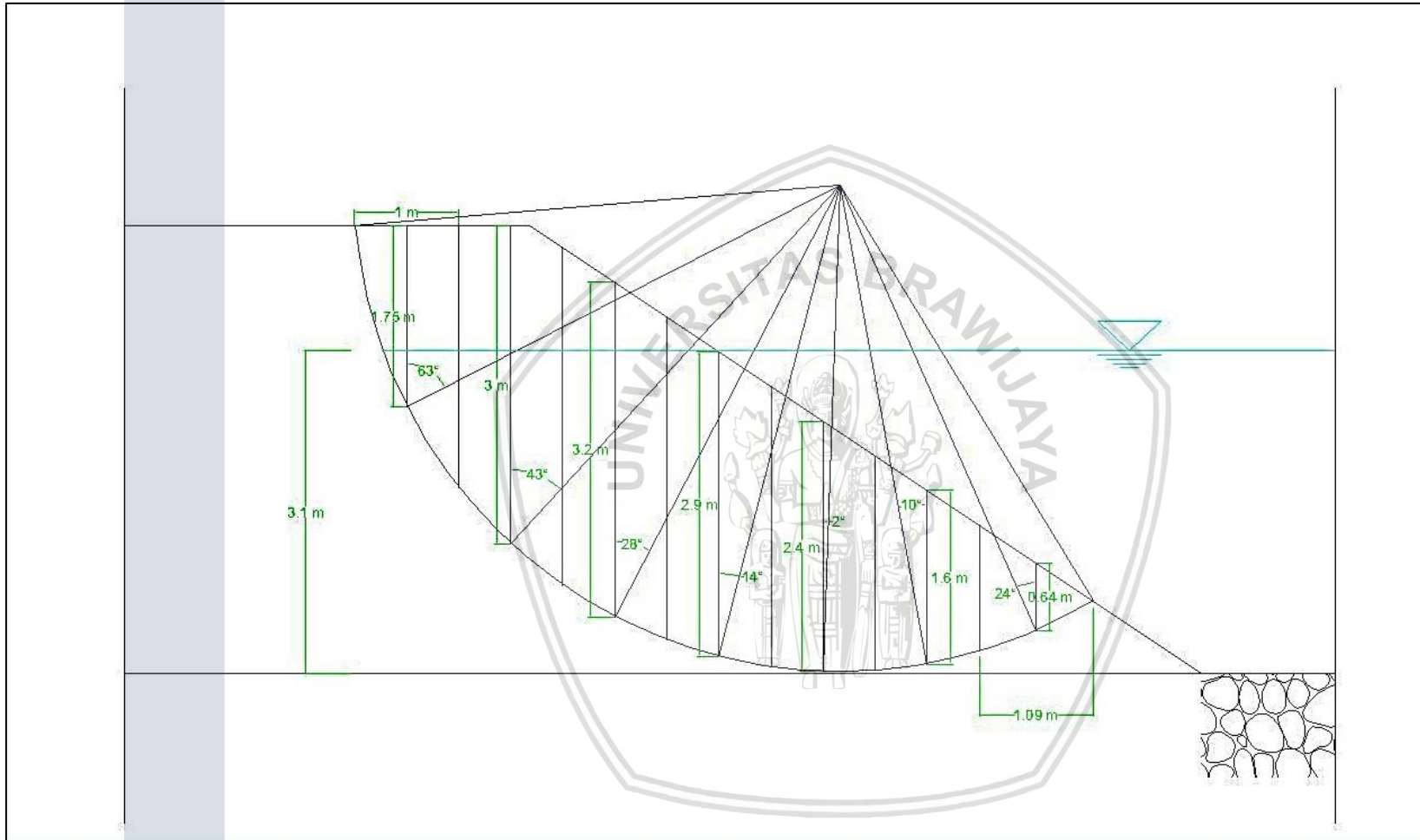
Tabel 4.109  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Rapid Rawdown Pada Keadaan Gempa

Irisan	b	hw	hu	A dry	A sat	A air	c	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\gamma$ air	W dry	W sat	W air	W total
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1.0	1.0	12.0	0.0	1.1	0.6	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	11.9	7.8	0.0	19.8
2.0	1.0	12.0	0.0	1.2	1.8	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	13.4	25.8	0.0	39.2
3.0	1.0	6.5	0.0	0.7	2.5	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	7.4	36.2	0.0	43.6
4.0	1.0	0.0	0.0	0.1	2.8	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	0.9	40.3	0.0	41.2
5.0	1.0	0.0	0.7	0.0	2.4	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	0.0	34.0	0.0	34.0
6.0	1.0	1.0	1.4	0.0	1.7	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	0.0	23.5	0.0	23.5
7.0	1.0	0.0	2.1	0.0	0.7	0.0	1.1	11.4	14.2	9.8	0.0	9.4	0.0	9.4
<b>Jumlah</b>														

Lanjutan Tabel 4.109  
Perhitungan Stabilitas Lereng Kolam Retensi Kondisi Rapid Rawdown Pada Keadaan Gempa

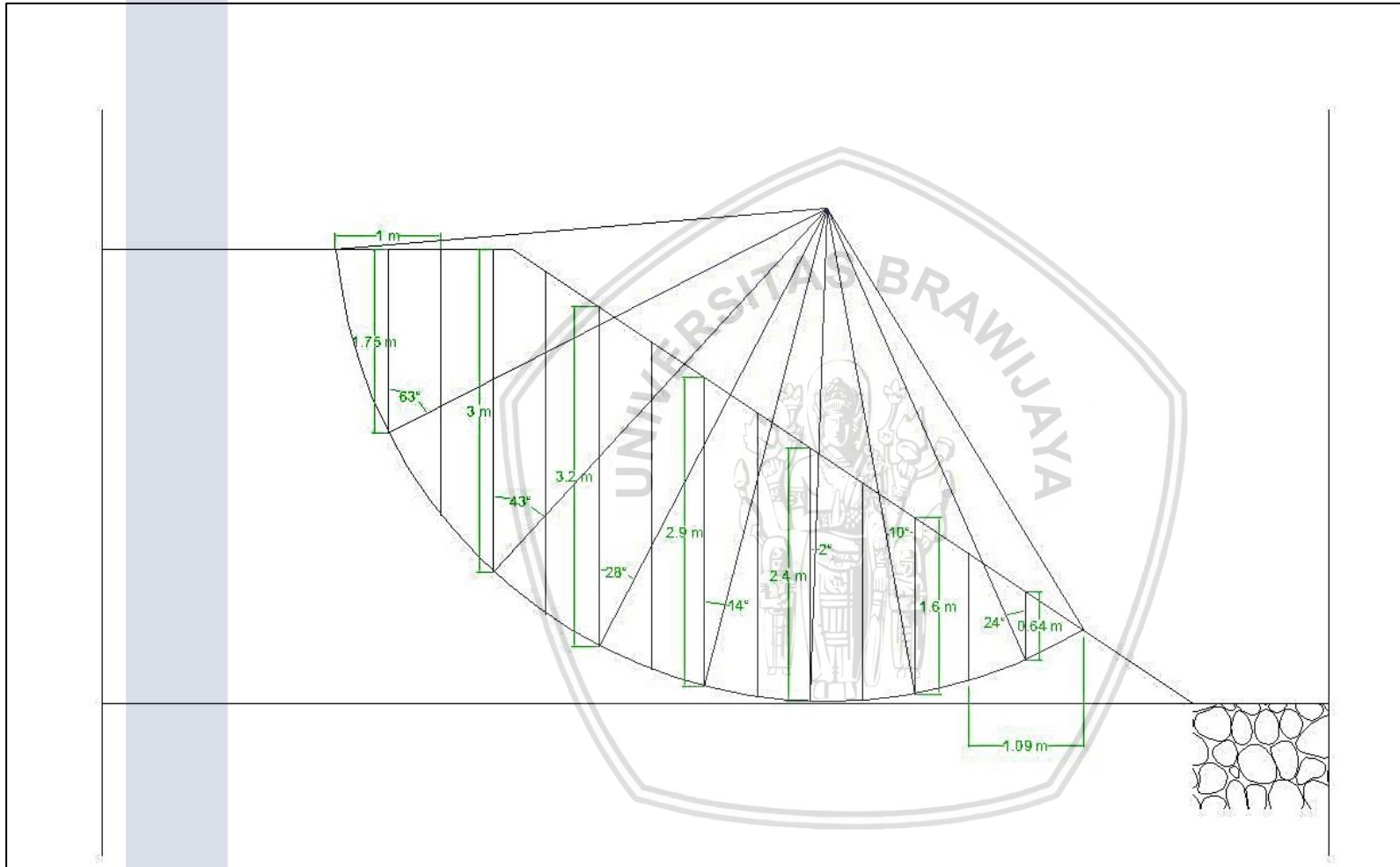
$\alpha$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	u	I	$T = W \sin \alpha$	$N = W \cos \alpha$	$N_e = eW \sin \alpha$	$U = u \times I$	$\tan \phi$	$(N-U) \tan \phi$	$C \times l$
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
63.0	0.9	0.5	0.0	0.5	17.6	9.0	0.6	0.0	0.1	0.7	100.7
30.6	0.5	0.9	0.0	0.9	20.0	33.7	0.7	0.0	0.1	2.6	0.0
28.0	0.5	0.9	0.0	0.9	20.5	38.5	0.7	0.0	0.1	3.0	0.0
14.0	0.2	1.0	0.1	1.0	10.0	40.0	0.3	0.1	0.1	3.1	0.0
2.0	0.0	1.0	6.7	1.0	1.2	34.0	0.0	6.7	0.1	2.1	0.0
-10.0	-0.2	1.0	13.7	1.0	-4.1	23.1	-0.1	13.5	0.1	0.7	0.0
-24.0	-0.4	0.9	20.1	0.9	-3.8	8.6	-0.1	18.4	0.1	-0.8	0.0
					61.3	186.9	2.0	38.7	0.5	11.4	100.7

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



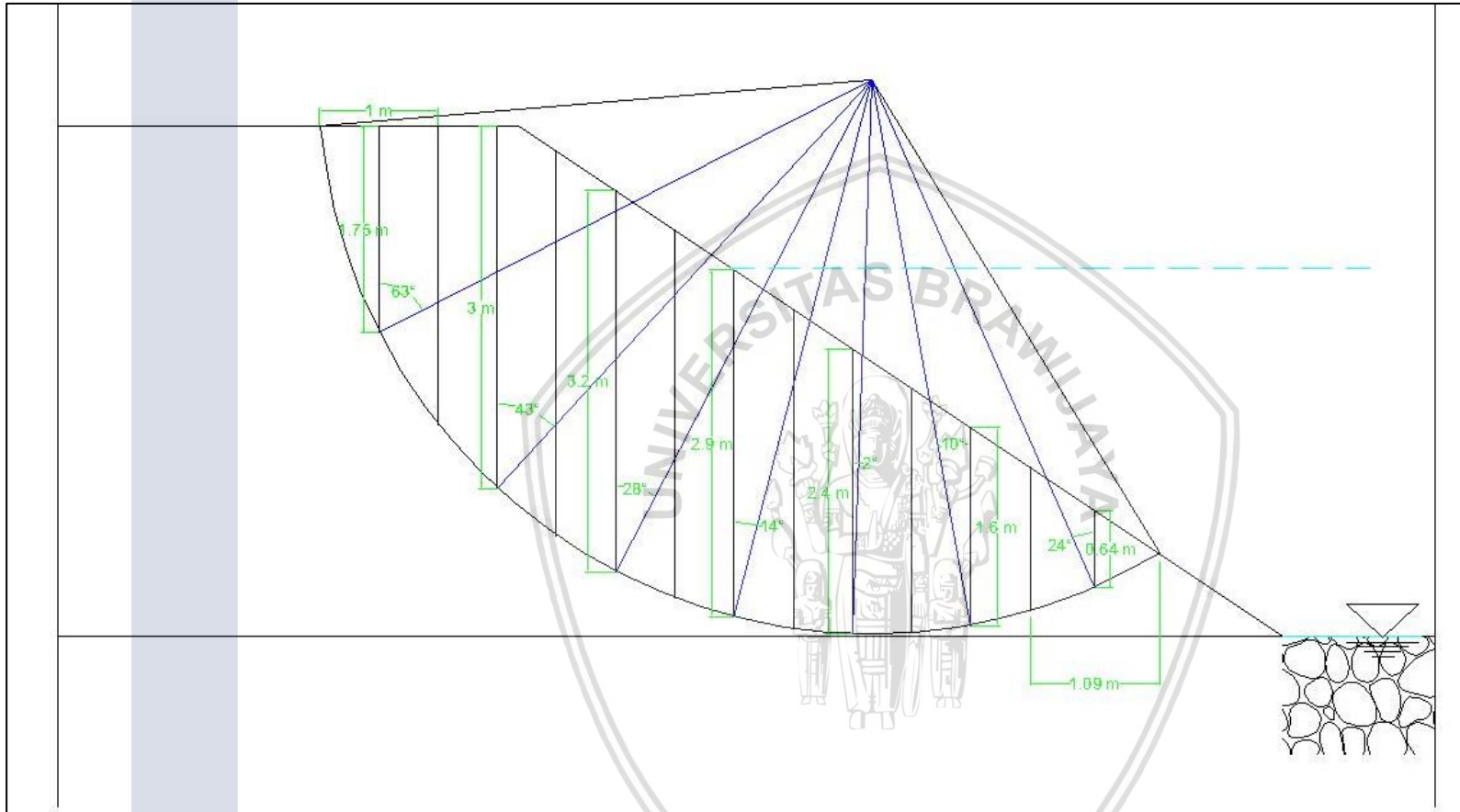
Gambar 4.49 Gambar Stabilitas Metode Felenius Pada Kondisi Muka Air Penuh Keadaan Normal Dan Gempa

Sumber: Perhitungan, 2018



Gambar 4.50 Gambar Stabilitas Metode Felenius Pada Kondisi Kosong Keadaan Normal Dan Gempa

Sumber: Perhitungan, 2018



Gambar 4.51 Gambar Stabilitas Metode Felenius Pada Kondisi Rapid Rawdown Keadaan Normal Dan Gempa  
 Sumber: Perhitungan, 2018

## BAB V

### KESIMPULAN

#### 5.1. Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan kolam retensi yang berguna untuk menanggulangi banjir di Kota Balikpapan Provinsi Kalimantan Timur didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Debit banjir rancangan yang dihitung dengan menggunakan hujan rancangan metode Log Pearson tipe III dan telah lolos uji kesesuaian distribusi metode *Smirnov-Kolmogorof* dan *Chi-Square* selanjutnya menggunakan dua metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu dan Limantara sebagai dasar perencanaan diperoleh nilai debit banjir rancangan maksimum sebagai berikut :

Tabel 5.1

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Maksimum Sungai Ampal Metode HSS Nakayasu

Kala Ulang	Depsos Bawah	Sungai	
		Straat III	Sumberejo
1	37.603	28.646	16.576
2	56.976	43.390	25.046
5	72.163	54.948	31.686
10	82.600	62.891	36.249
20	91.747	69.852	40.248
25	96.694	73.618	42.411
50	107.850	82.108	47.289
100	119.600	91.051	52.426

Sumber : Perhitungan, 2017

Tabel 5.2

Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Maksimum Sungai Ampal Metode HSS Limantara

Kala Ulang	Depsos Bawah	Sungai	
		Straat III	Sumberejo
1	25.838	18.447	6.803
2	39.110	27.903	10.207
5	49.515	35.316	12.874
10	56.665	40.410	14.708
20	62.932	44.874	16.314
25	66.321	47.289	17.184
50	73.964	52.734	19.143
100	82.014	58.470	21.207

Sumber : Perhitungan, 2017

Dari hasil diatas maka selanjutnya digunakan debit perhitungan Metode Nakayasu karena memiliki nilai yang lebih besar dibanding dengan nilai yang di hasilkan oleh metode Limantara. Untuk hasil perhitungan metode Limantara diharapkan dapat bermanfaat untuk perhitungan dalam studi kasus selanjutnya pada lokasi studi. Dalam perencanaan selanjutnya digunakan debit banjir rancangan kala ulang 5 tahun.

2. Berdasarkan hasil perhitungan menggunakan grafik hubungan antara tinggi muka air dan debit yang dialirkan (Rating Curve) yang di lakukan didapatkan nilai kapasitas eksisting dari sungai ampal bagian hilir section 12 sebesar 82.48 m<sup>3</sup>/detik.
3. Sistem kolam retensi yang sesuai dari segi layout berdasarkan analisa terlampir dalam lampiran. Selanjutnya hasil perhitungan pelimpah samping menggunakan metode bilangan berdasarkan pada kriteria perencanaan 04 didapatkan nilai lebar dari masing masing pelimpah yang selanjutnya digunakan sebagai inlet dari kolam retensi dengan rincian sebagai berikut :

Tabel 5.3  
Tabel Rekapitulasi Pelimpah Samping Menggunakan Metode De'Marchi

Nama Sungai	Lebar Pelimpah	Debit Rencana (Hulu)	Debit Melewati Pelimpah	Debit Setelah Pelimpah (Hilir)
	m	m <sup>3</sup> /Detik	m <sup>3</sup> /Detik	m <sup>3</sup> /Detik
Depsos	16.25	100.49	34.747	65.7410
Straat III	7.20	54.95	26.623	28.3251
Sumberejo	5.00	31.69	15.523	16.1622

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Guna menghindari terjadinya limpasan atau meluapnya kolam retensi maka di rencanakan 4 buah pintu sebagai outlet yang memiliki lebar masing masing 2 meter yang pola operasinya sesuai dengan perencanaan sebagai berikut :

Tabel 5.4 Tabel Perencanaan Buka-an Pintu

T (Jam)	Tinggi Buka-an	Jumlah Terbuka
1.4	1	4
1.6	1.5	4
1.8	1	4
2	1	4
2.2	1	2

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Pengoperasian pintu dilakukan pada saat jam ke 1.4 dibuka 4 buah pintu setinggi 1 meter, saat jam ke 1.6 tinggi bukaan dinaikan hingga menjadi 1.5 meter, pada saat jam ke 1.8 hingga jam ke 2 tinggi bukaan di turunkan menjadi 1 meter kembali, dan pada saat jam ke 2.2 2 buah pintu ditutup dan 2 buah pintu terbuka dengan tinggi bukaan 1 meter. Setelah itu pada jam ke 2.4 semua pintu ditutup karena pada saat tersebut sudah tidak ada debit atau aliran yang masuk ke dalam kolam retensi.

Dikarenakan Kondisi kolam retensi harus segera kosong agar dapat segera berfungsi kembali maka di rencanakan pompa. Dari hasil perencanaan direncanakan 2 unit pompa dan pompa beroperasi ketika kondisi hilir mampu menerima tambahan debit dari debit pompa. Pada saat jam kelima pompa sudah bisa dioperasikan dengan mengalirkan debit total  $1.594 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Kedua pompa dioperasikan untuk mengosokan volume kolam sebesar  $137759.875 \text{ m}^3$  dan dioperasikan selama 24 jam.

Berikut ini merupakan spesifikasi teknis pompa yang digunakan dalam studi ini:

Debit pemompaan	: $0.797 \text{ m}^3/\text{detik}$ atau $47.833 \text{ m}^3/\text{menit}$
Head total	: 5.573 m
Merk	: EBARA
Diameter Hisap	: 0.406 m
Daya motor	: 75 kW
Jumlah putaran	: 640 rpm
Berat	: 840 kg
Efisiensi	: 70%

Dengan penelusuran banjir menggunakan aplikasi HEC-RAS guna meninjau hasil dari perencanaan kolam retensi dalam studi ini pada saat jam ke 1.5 untuk kondisi sebelum adanya kolam tinggi muka air pada hilir sungai memiliki ketinggian 3.76 meter dan hasil dari peredaman setelah adanya ketinggian di hilir menjadi 2.97 m. Meninjau hasil analisa tersebut maka peredaman yang terjadi sebesar 21%.



**(Halaman ini sengaja dikosongkan)**



**DAFTAR PUSTAKA**

- Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional
- Limantara, Lily Montarcih. 2010. *Hidrologi Praktis*. Bandung: Lubuk Agung
- Limantara, Lily Montarcih. 2009. *Hidrologi Dasar*. Malang: Tirta Media
- Priyantoro, Dwi 1991. *Hidrolika Saluran Tertutup*. Malang : Jurusan Teknik Pengairan  
Fakultas Teknik Unniversitas Brawijaya
- Soewarno. 1995. *Hidrologi – Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1*. Bandung:  
Nova.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi – Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 2*. Bandung:  
Nova.
- Sosrodarsono, Suyono dan K. Takeda. 1983. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT Pradnya  
Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan M. Tominaga. 1984. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta:  
PT Pradnya Paramita.
- Asdak, C. 2007. *Hidrologi dan Pengelolaan DAS*. Yogyakarta: Gajah Mada University Press.
- Chow, Ven Te. 1997. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta: Erlangga.
- Hadisusanto, Nugroho. 2010. *Aplikasi Hidrologi*. Malang : Jogja Mediautama
- Harto Br, Sri. 1993. *Analisis Hidrologi*. Jakarta: PT. Gramedia Pustaka
- Raju, K.G. Ranga. 1986. *Aliran Melalui Saluran Terbuka*. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Sularso. 2000. *Pompa dan Kompresor*. Jakarta: Pradnya Paramita