

**ANALISIS KERUNTUHAN BENDUNGAN KALOLA
DENGAN MENGGUNAKAN APLIKASI ZHONG XING HY21**

**SKRIPSI
TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI SISTEM INFORMASI
SUMBER DAYA AIR**

**Diajukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik**



**Disusun Oleh :
HAFIDH BURHAN AZWAR
NIM. 145060400111021**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG**

2019

repository.ub.ac.id

LEMBAR PENGESAHAN
ANALISIS KERUNTUHAN BENDUNGAN KALOLA
DENGAN MENGGUNAKAN APLIKASI ZHONG XING HY21

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI SISTEM INFORMASI SUMBER DAYA AIR

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



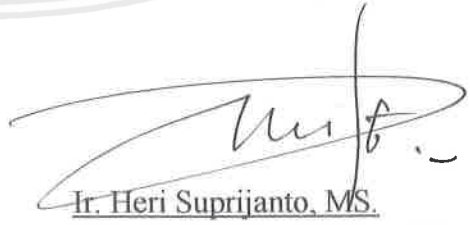
HAFIDH BURHAN AZWAR
NIM. 145060400111021

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 2 Oktober 2019

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II


Prof. Dr. Ir. Prijo Tri Juwono, MT.
NIP. 19700721 200012 1 001


Ir. Heri Suprijanto, MS.
NIP. 19590625 198503 1 003

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan



Dr. Ir. Lissy Andawayanti, MS.
NIP. 19640131 198609 2 001



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI DAN PENDIDIKAN TINGGI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK

Jl. Mayjend. Haryono no. 167, Malang, 65145, Indonesia
Telp. : +62-341-587710, 587710; Fax. : +62-341-551430
<http://teknik.ub.ac.id> E-mail : teknik@ub.ac.id

PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang sepengetahuan saya, di dalam Naskah SKRIPSI ini tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam Naskah SKRIPSI ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur PLAGIASI, saya bersedia SKRIPSI ini digugurkan dan gelar akademik yang telah saya peroleh (SARJANA TEKNIK/Strata-1) dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku.

(Peraturan Menteri Pendidikan Nasional RI No. 17 Tahun 2010, Pasal 12 dan Pasal 13)

Malang,
Mahasiswa



Nama : Hafidh Burhan Azwar
NIM : 145060400111021
Jurusan: TEKNIK PENGAIRAN



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI DAN PENDIDIKAN TINGGI
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK

Jl. Mayjend. Haryono no. 167, Malang, 65145, Indonesia
Telp. : +62-341-587710, 587710; Fax. : +62-341-551430
<http://teknik.ub.ac.id> E-mail : teknik@ub.ac.id

UNDANG – UNDANG REPUBLIK INDONESIA NOMOR 20 TAHUN 2003 SISTEM PENDIDIKAN NASIONAL

Pasal 25 Ayat 3 :

Lulusan Perguruan Tinggi Yang Karya Ilmiahnya Digunakan Untuk Memperoleh Gelar Akademik, Profesi, Atau Vokasi Terbukti Merupakan Jiplakan Dicabut Gelarnya.

Pasal 70 :

Lulusan Yang Karya Ilmiah Yang Digunakan Untuk Mendapatkan Gelar Akademik, Profesi, Atau Vokasi Sebagaimana Dimaksud Dalam Pasal 25 Ayat (2) Terbukti Merupakan Jiplakan Dipidana Penjara Paling Lama Dua Tahun Dan/Atau Pidana Denda Paling Banyak Rp. 200.000.000,00 (Dua Ratus Juta Rupiah).





UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA



SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 108/UN10.F07.14.11/TU/2019

Sertifikat ini diberikan kepada :

HAFIDH BURHAN AZWAR

Dengan Judul Skripsi :

ANALISIS KERUNTUHAN BENDUNGAN KALOLA DENGAN MENGGUNAKAN APLIKASI ZHONG XING HY21

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 26 September 2019



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 1 001

*Skripsi ini saya persembahkan kepada:
Ibu dan Almarhum Ayah saya yang sangat saya sayangi serta para saudara dan seluruh
pihak yang telah memotivasi, mendukung, dan mendo'akan saya selama ini.*

“Allah Tidak Akan Membebani Seseorang Melainkan Sesuai dengan Kesanggupannya”

QS. Al – Baqarah: 286

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga dapat menyelesaikan laporan ini yang berjudul “**Analisis Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Menggunakan Aplikasi Zhong Xing HY21**”, serta sholawat dan salam selalu tercurah kepada junjungan kita Nabi Besar Muhammad SAW.

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

1. Orang tua, nenek, dan seluruh keluarga, serta saudara-saudara saya atas doa, dorongan, dan semangat yang diberikan kepada penulis.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Pitojo Tri Juwono, MT. dan Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS. selaku dosen pembimbing yang telah sabar selalu memberi arahan dan bimbingannya dalam penyelesaian skripsi ini.
3. Bapak Dr. Ir. Runi Asmaranto, ST., MT. dan Bapak Prima Hadi Wicaksono, ST., MT. selaku penguji I dan II yang telah memberikan saran beserta kritik terhadap penulis atas penyempurnaan skripsi ini.
4. Bapak Ir. Miki Riando yang telah membantu dan memberikan dukungan yang luar biasa dan ijin kepada penulis.
5. Bapak Eric Virgiawan, ST., MT. yang telah membantu dan memberikan dukungan yang luar biasa pada penulis dalam penyelesaian laporan ini.
6. Chintya Ayu Permata Herdita dan keluarga yang telah membantu dan memberikan segala bentuk dukungan yang luar biasa pada penulis.
7. Teman-teman seperjuangan dalam menyelesaikan skripsi ini yaitu Laily, Yufintra, Roid, Agung, Valdi, Yudhis, Angel dan Sunan yang telah membantu dan memberikan dukungan yang luar biasa.
8. Rekan-rekan mahasiswa Teknik Pengairan, khususnya kepada rekan-rekan angkatan 2014 yang telah memberikan dukungan yang luar biasa.
9. Dan semua pihak yang namanya tidak mungkin disebut satu-persatu yang telah membantu secara moril maupun materiil.

Penulis menyadari bahwa dalam penyelesaian laporan skripsi ini masih banyak

repository.ub.ac.id

kekurangan. Untuk itu penyusun mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun guna memperbaiki laporan ini.

Akhir kata, semoga laporan skripsi ini dapat memberikan ilmu yang sangat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, September 2019

Penulis



DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xvii
RINGKASAN.....	xxiii
SUMMARY	xxv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Identifikasi Masalah.....	3
1.3 Rumusan Masalah.....	4
1.4 Batasan Masalah	5
1.5 Tujuan	5
1.6 Manfaat	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Analisis Keruntuhan Bendungan	7
2.2.1 Rekahan pada Tubuh Bendungan yang Dapat Menjadi Penyebab Keruntuhan Bendungan	8
2.2.1.1 Rekahan pada Tubuh Bendungan Akibat <i>Piping</i>	8
2.2.1.2 Rekahan pada Tubuh Bendungan Akibat <i>Overtopping</i>	9
2.2.1.3 Acuan Parameter untuk Rekahan pada Bendungan	9
2.3 Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	10
2.3.1 Kemampuan Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	10
2.3.2 Keterbatasan Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	11
2.4 Analisis Hidrologi	11
2.4.1 Analisis Curah Hujan	12
2.4.1.1 Hujan Kawasan atau DAS (Daerah Aliran Sungai)	12
2.4.1.2 Pengujian atau Pemeriksaan Konsistensi Data	

Hujan yang Tersedia	13
2.4.1.3 Analisis Hujan Rerata Daerah Menggunakan Metode Poligon Thiessen.....	15
2.4.2 Analisis Perhitungan Curah Hujan Rancangan.....	16
2.4.2.1 Perhitungan Dispersi.....	17
2.4.2.2 Metode Distribusi Normal	20
2.4.2.3 Metode Distribusi Log Normal.....	21
2.4.2.4 Metode Distribusi Log Pearson III	23
2.4.2.5 Metode Distribusi Gumbel	25
2.4.3 Uji Kesesuaian Data Distribusi Frekuensi	27
2.4.3.1 Uji Kesesuaian <i>Smirnov-Kolmogorov</i>	28
2.4.3.2 Uji Kesesuaian <i>Chi Kuadrat (Chi-Square Test)</i>	29
2.4.4 Curah Hujan Maksimum Boleh Jadi (<i>PMP/Probable Maximum Precipitation</i>).....	32
2.4.5 Intensitas Hujan	35
2.4.6 Koefisien Pengaliran atau Limpasan	35
2.4.7 Curah Hujan Netto	36
2.4.8 Distribusi Hujan.....	36
2.4.9 <i>Probable Maximum Flood (PMF)</i>	38
2.4.10 Analisis Banjir Rancangan dengan Metode Hidrograf Satuan Sintetis	38
2.4.10.1 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	39
2.4.10.2 Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I.....	41
2.5 Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>) Melalui Waduk.....	43
2.5.1 Debit Melalui Pelimpah.....	44
2.5.2 Prinsip Perhitungan Penelusuran Banjir	46
2.6 Klasifikasi Bahaya Bendungan.....	47
2.7 Rencana Tindak Darurat (RTD)	52
2.7.1 Tujuan Penyusunan RTD.....	52
2.7.2 Ketentuan Dalam Penyusunan RTD	52
2.7.3 Peninjauan Kembali RTD.....	53
2.8 Tanggung Jawab dan Komunikasi untuk Menunjang RTD	53
2.8.1 Prosedur untuk Tindak Darurat.....	53
2.8.2 Pelaksanaan Evakuasi	54

2.8.3	Alur Komunikasi	54
2.8.4	Sistem Peringatan Dini Terjadinya Bencana Keruntuhan Bendungan.....	55
2.9	Mitigasi Bencana	56
2.10	Pemulihan Terhadap Dampak Bencana	57
BAB III METODE PENELITIAN		65
3.1	Deskripsi Lokasi Studi	59
3.2	Kondisi Geografis dan Topografi	61
3.3	Data Teknis	62
3.3.1	Kondisi Teknis Bendungan	62
3.3.2	Lengkung Kapasitas Waduk	68
3.4	Kondisi Hidrologi dan Klimatologi	70
3.5	Kondisi Geologi	71
3.6	Data Pendukung Kajian	72
3.7	Langkah Pengerjaan Skripsi.....	72
3.8	Bagan Alir Pengerjaan Skripsi.....	73
3.9	Bagan Alir Penggunaan Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	74
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN		75
4.1	Analisis Hidrologi	75
4.1.1	Analisis Curah Hujan	75
4.1.1.1	Data Curah Hujan	75
4.1.1.2	Uji Konsistensi Data Hujan	75
4.1.1.3	Analisis Hujan Rerata Daerah Menggunakan Metode Poligon Thiessen	89
4.1.2	Curah Hujan Rancangan	92
4.1.2.1	Analisis Distribusi Frekuensi	92
4.1.2.1.1	Metode Gumbel	93
4.1.2.1.2	Metode Log Pearson III.....	96
4.1.2.1.3	Metode Normal.....	98
4.1.2.1.4	Metode Log Normal	100
4.1.3	Uji Kesesuaian Distribusi	103
4.1.3.1	Uji <i>Smirnov Kolmogrov</i>	103
4.1.3.1.1	Uji <i>Smirnov Kolmogrov</i> Terhadap Distribusi Gumbel	103

4.1.3.1.2	Uji <i>Smirnov Kolmogrov</i> Terhadap Distribusi Log Pearson III	105
4.1.3.1.3	Uji <i>Smirnov Kolmogrov</i> Terhadap Distribusi Normal.....	107
4.1.3.1.4	Uji <i>Smirnov Kolmogrov</i> Terhadap Distribusi Log Normal	111
4.1.3.2	Uji <i>Chi Square</i>	112
4.1.3.2.1	Uji <i>Chi Square</i> Terhadap Distribusi Gumbel.....	112
4.1.3.2.2	Uji <i>Chi Square</i> Terhadap Distribusi Log Pearson III	114
4.1.3.2.3	Uji <i>Chi Square</i> Terhadap Distribusi Normal.....	116
4.1.3.2.4	Uji <i>Chi Square</i> Terhadap Distribusi Log Normal.....	118
4.1.3.3	Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi	120
4.1.4	<i>Probability Maximum Precipitation (PMP)</i>	121
4.1.5	Intensitas Curah Hujan.....	127
4.1.5.1	Koefisien Pengaliran.....	127
4.1.5.2	Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman.....	128
4.1.6	Analisis Hidrograf Banjir Rancangan.....	130
4.1.6.1	Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	130
4.1.6.2	Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I.....	150
4.2	Lengkung Kapasitas Waduk	168
4.3	Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>) Melalui Waduk.....	169
4.4	Analisis Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	181
4.4.1	Data-data dan Parameter Analisis Keruntuhan Bendungan Kalola.....	181
4.4.2	Proses Running Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	183
4.4.2.1	Masukan/ <i>Input Data</i>	183
4.4.2.1.1	Peta Topografi dan Jaringan Sungai	184
4.4.2.1.2	Pembuatan <i>Boundary Curve</i>	184
4.4.2.1.3	<i>Boundary Condition</i>	185

4.4.2.1.4	Lengkung Kapasitas	187
4.4.2.1.5	Data Teknis Bendungan, Skenario Simulasi Keruntuhan Bendungan dan <i>Input</i> Simulasi Keruntuhan.....	188
4.4.2.1.6	Penjelasan Parameter Inputan Data Teknis Bendungan, Skenario Keruntuhan Bendungan dan Simulasi Keruntuhan Bendungan	192
4.4.2.1.7	<i>Inflow</i> Hidrograf	195
4.4.2.1.8	<i>Setting</i> Parameter <i>Simulation Model</i> dan <i>Setting</i> Parameter <i>Simulation Control</i>	195
4.4.2.2	<i>Output</i> Data	197
4.4.2.2.1	Grafik Pengosongan Waduk/ <i>Depletion</i>	197
4.4.2.2.2	Peta Genangan Banjir	202
4.4.2.2.3	Desa Terdampak.....	204
4.4.2.2.4	Kedalaman Banjir	206
4.4.2.2.5	Elevasi Muka Air Banjir.....	210
4.4.2.2.6	Kecepatan Banjir	213
4.4.2.2.7	Karakteristik Banjir	217
4.4.2.2.8	Rekapitulasi	221
4.5	Rencana Tindak Darurat Bendungan Kalola	237
4.5.1	Tanggung Jawab Pengelola Bendungan Kalola.....	237
4.5.2	Tanggung Jawab Koordinasi.....	238
4.5.2.1	Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Waspada	239
4.5.2.2	Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Siaga atau Awas untuk Kabupaten Wajo.....	240
4.5.2.3	Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Siaga atau Awas untuk Kabupaten Sidrap.....	241
4.5.3	Tanggung Jawab Evakuasi oleh Pemerintah Kabupaten Wajo Dan Kabupaten Sidrap.....	242
4.5.4	Tanggung Jawab Evakuasi oleh Pengelola Bendungan Kalola ..	242
4.5.5	Sistem Komunikasi dan Peringatan Dini	243
4.5.5.1	Sistem Komunikasi	243

4.5.5.2	Sistem Peringatan Dini	243
4.5.6	Deteksi Keadaan Darurat	244
4.5.7	Rencana Evakuasi dan Pengungsian	246
4.5.8	Tanggung Jawab untuk Pengakhiran Keadaan Darurat	246
4.5.8.1	Keadaan Darurat di Bendungan Kalola	246
4.5.8.2	Keadaan Darurat di Hilir Bendungan Kalola.....	247
4.5.9	Klasifikasi Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola.....	246
4.5.10	Keadaan Darurat Bendungan	248
4.5.10.1	Keruntuhan Bendungan (<i>Dam Break</i>)	248
4.5.10.2	Siaga Bendungan	249
4.5.10.3	<i>Piping</i> Melalui Tubuh Bendungan.....	250
4.5.10.4	Pelimpasan (<i>Overtopping</i>).....	251
BAB V PENUTUP		259
5.1	Kesimpulan	259
5.2	Saran	260

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2. 1	Formasi Pembentukan Rekahan pada Tubuh Bendungan Akibat <i>Piping</i>	9
Gambar 2. 2	Formasi Pembentukan Rekahan pada Tubuh Bendungan Akibat <i>Overtopping</i>	9
Gambar 2. 3	Lengkung Massa Ganda (<i>Double Mass Curve</i>)	14
Gambar 2. 4	Poligon Thiessen.....	16
Gambar 2. 5	Sketsa Bentuk Keruncingan Kurva.....	19
Gambar 2. 6	Kurva Distribusi Normal.....	21
Gambar 2. 7	Contoh Kurva Peluang Log Normal	23
Gambar 2. 8	Menentukan Harga K_m	33
Gambar 2. 9	Faktor Penyesuaian Rata-rata Terhadap Pengamatan Maksimum.....	34
Gambar 2. 10	Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum	34
Gambar 2. 11	Faktor Penyesuaian Rata-rata dan Simpangan Baku Terhadap Panjang Pengamatan Data.....	35
Gambar 2. 12	Persentase <i>PMP</i> Terhadap Hujan 24 Jam	38
Gambar 2. 13	Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	41
Gambar 2. 14	Sketsa Penetapan Parameter WF dan RUA	41
Gambar 2. 15	Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I.....	42
Gambar 2. 16	Sketsa Debit Banjir Melewati Ambang Pelimpah	44
Gambar 2. 17	Penentuan Klasifikasi Bahaya Bendungan	48
Gambar 3. 1	Peta Lokasi Bendungan Kalola.....	60
Gambar 3. 2	Lokasi Bendungan Kalola Berdasarkan Citra Satelit.....	60
Gambar 3. 3	Peta Aliran Sungai Waduk Kalola	61
Gambar 3. 4	Potongan Melintang Bendungan Kalola	65
Gambar 3. 5	Potongan Melintang <i>Saddle Dam</i> Bendungan Kalola.	66
Gambar 3. 6	Denah Pelimpah dan Potongan Memanjang Pelimpah Bendungan Kalola.....	67
Gambar 3. 7	Denah Bendungan Kalola	68

Gambar 3. 8	Kurva Lengkung Kapasitas Waduk Bendungan Kalola	69
Gambar 3. 9	Grafik Curah Hujan Bulanan Rerata DAS Kalola.....	71
Gambar 3. 10	Bagan Alir dalam Pengerjaan Skripsi Analisis Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Menggunakan Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	73
Gambar 3. 11	Bagan Alir Penggunaan Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	74
Gambar 4. 1	Peta Bendungan Kalola.....	76
Gambar 4. 2	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Watang Kalola.....	77
Gambar 4. 3	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Barukku	78
Gambar 4. 4	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Tinggora Posi	79
Gambar 4. 5	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Legading.....	80
Gambar 4. 6	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Watang Kalola (Terkoreksi)	81
Gambar 4. 7	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Barukku (Terkoreksi).....	82
Gambar 4. 8	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Tinggora Posi (Terkoreksi)	83
Gambar 4. 9	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Legading (Terkoreksi).....	84
Gambar 4. 10	Peta Poligon Thiessen.....	89
Gambar 4. 11	Menentukan Harga K_m	122
Gambar 4. 12	Grafik Faktor Penyesuaian Rata-rata Terhadap Pengamatan Maksimum	123
Gambar 4. 13	Grafik Faktor Penyesuaian Rata-rata dan Simpangan Baku Terhadap Panjang Pengamatan Data	123
Gambar 4. 14	Grafik Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum	124
Gambar 4. 15	Gambar Grafik <i>Depth-area, or area-reduction</i>	125
Gambar 4. 16	Peta Isohit PMP Pulau Sulawesi.....	126
Gambar 4. 17	Grafik Distribusi Hujan Jam-jaman dalam Bentuk Genta.....	129
Gambar 4. 18	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.....	135
Gambar 4. 19	Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Nakayasu	149
Gambar 4. 20	Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I	154
Gambar 4. 21	Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Gamma I.....	167
Gambar 4. 22	Lengkung Kapasitas Waduk Kalola	169
Gambar 4. 23	Sketsa Muka Air Banjir di Atas Pelimpah dengan Kala Ulang Banjir Q_{1000}	177

Gambar 4. 24 Grafik Hubungan <i>Inflow</i> dan <i>Outflow</i> pada Pelimpah dengan Debit	
Q_{1000}	178
Gambar 4. 25 Sketsa Muka Air Banjir di Atas Pelimpah dengan Kala Ulang Banjir	
Q_{PMF}	180
Gambar 4. 26 Grafik Hubungan <i>Inflow</i> dan <i>Outflow</i> pada Pelimpah dengan Debit	
Q_{PMF}	181
Gambar 4. 27 <i>Input</i> Peta Topografi Jaringan Sungai Bendungan Kalola Pada	
Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	184
Gambar 4. 28 <i>Boundary Curve</i> pada Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	184
Gambar 4. 29 <i>Boundary Curve</i> pada Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i> untuk Simulasi	
Saddle Dam.....	185
Gambar 4. 30 <i>Upper Boundary</i>	185
Gambar 4. 31 <i>Lower Boundary</i>	186
Gambar 4. 32 <i>Upper Boundary</i> untuk Simulasi pada <i>Saddle Dam</i>	186
Gambar 4. 33 <i>Lower Boundary</i> untuk Simulasi pada <i>Saddle Dam</i>	187
Gambar 4. 34 <i>Input</i> Data Lengkung Kapasitas Waduk pada Aplikasi <i>Zhong Xing</i>	
<i>HY21</i>	187
Gambar 4. 35 <i>Input</i> Data Lengkung Kapasitas Waduk pada Aplikasi <i>Zhong Xing</i>	
<i>HY21</i> untuk Simulasi pada <i>Saddle Dam</i>	188
Gambar 4. 36 <i>Input</i> Data Teknis Bendungan dan Model Skenario <i>Overtopping</i> pada	
Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	189
Gambar 4. 37 <i>Input</i> Data Teknis Bendungan dan Model Skenario <i>Piping</i> Atas	
dengan Kondisi Muka Air Banjir pada Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	190
Gambar 4. 38 <i>Input</i> Data Teknis Bendungan dan Model Skenario <i>Piping</i> Atas	
dengan Kondisi Muka Air Normal pada Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	191
Gambar 4. 39 <i>Input</i> Data Teknis Bendungan dan Model Skenario <i>Saddle Dam</i>	
<i>Piping</i> Bawah dengan Kondisi Muka Air Normal pada Aplikasi	
<i>Zhong Xing HY21</i>	192
Gambar 4. 40 <i>Input Inflow</i> Hidrograf saat Kondisi Muka Air Banjir pada Aplikasi	
<i>Zhong Xing HY21</i>	195
Gambar 4. 41 <i>Setting Parameter Simulation Model</i> pada Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i> .	196
Gambar 4. 42 <i>Setting Parameter Simulation</i> Kontrol pada Aplikasi <i>Zhong Xing</i>	
<i>HY21</i>	197
Gambar 4. 43 Grafik <i>Outflow</i> dan Kurva Deplesi Skenario <i>Overtopping</i>	198

Gambar 4. 44 Grafik <i>Outflow</i> dan Kurva Depleksi Skenario Piping Atas Kondisi Muka Air Banjir.....	199
Gambar 4. 45 Grafik <i>Outflow</i> dan Kurva Depleksi Skenario Piping Atas Kondisi Muka Air Normal	200
Gambar 4. 46 Grafik <i>Outflow</i> dan Kurva Depleksi Skenario <i>Piping</i> Bawah Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain (PMF) pada <i>Saddle Dam</i>	201
Gambar 4. 47 <i>Overlay</i> Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola untuk Skenario <i>Overtopping</i> pada Google Earth.....	202
Gambar 4. 48 <i>Overlay</i> Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Banjir pada Google Earth.....	203
Gambar 4. 49 <i>Overlay</i> Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Normal pada Google Earth.....	203
Gambar 4. 50 <i>Overlay</i> Genangan Banjir Akibat Keruntuhan <i>Saddle Dam</i> Bendungan Kalola untuk Skenario <i>Piping</i> Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada Google Earth	204
Gambar 4. 51 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 1 – 10 Skenario <i>Overtopping</i>	207
Gambar 4. 52 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 11 – 19 Skenario <i>Overtopping</i>	207
Gambar 4. 53 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario <i>Piping</i> Atas MAB.....	208
Gambar 4. 54 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 7 – 12 Skenario <i>Piping</i> Atas MAB.....	208
Gambar 4. 55 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak Skenario <i>Piping</i> Atas MAN	209
Gambar 4. 56 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario <i>Piping</i> Bawah MAB untuk <i>Saddle Dam</i>	209
Gambar 4. 57 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 7 – 11 Skenario <i>Piping</i> Bawah MAB untuk <i>Saddle Dam</i>	210
Gambar 4. 58 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 1 – 10 Skenario <i>Overtopping</i>	210
Gambar 4. 59 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 11 – 19 Skenario	

	<i>Overtopping</i>	211
Gambar 4. 60	Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario <i>Piping</i> Atas MAB	211
Gambar 4. 61	Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 7 – 12 Skenario <i>Piping</i> Atas MAB	212
Gambar 4. 62	Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak Skenario <i>Piping</i> Atas MAN	212
Gambar 4. 63	Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario <i>Piping</i> Bawah MAB untuk <i>Saddle Dam</i>	213
Gambar 4. 64	Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 7 – 11 Skenario <i>Piping</i> Bawah MAB untuk <i>Saddle Dam</i>	213
Gambar 4. 65	Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 1 – 10 Skenario <i>Overtopping</i>	214
Gambar 4. 66	Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 11 – 19 Skenario <i>Overtopping</i>	214
Gambar 4. 67	Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario <i>Piping</i> Atas MAB	215
Gambar 4. 68	Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 7 – 12 Skenario <i>Piping</i> Atas MAB	215
Gambar 4. 69	Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak Skenario <i>Piping</i> Atas MAN	216
Gambar 4. 70	Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario <i>Piping</i> Bawah MAB untuk <i>Saddle Dam</i>	216
Gambar 4. 71	Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 7 – 11 Skenario <i>Piping</i> Bawah MAB untuk <i>Saddle Dam</i>	217
Gambar 4. 72	Grafik Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Overtopping</i>	223
Gambar 4. 73	Grafik Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Banjir	224
Gambar 4. 74	Grafik Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Normal	225
Gambar 4. 75	Grafik Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario Keruntuhan <i>Saddle Dam</i> karena <i>Piping</i> Bawah Kondisi Muka Air Banjir	225

Gambar 4. 76 Grafik Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Overtopping</i>	226
Gambar 4. 77 Grafik Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Banjir	227
Gambar 4. 78 Grafik Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Normal	227
Gambar 4. 79 Grafik Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario Keruntuhan Saddle Dam karena <i>Piping</i> Bawah Kondisi Muka Air Banjir	228
Gambar 4. 80 Profil Potongan Melintang Sungai 1 – 3 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario <i>Overtopping</i>	230
Gambar 4. 81 Profil Potongan Melintang Sungai 4 – 6 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario <i>Overtopping</i>	231
Gambar 4. 82 Profil Potongan Melintang Sungai 7 – 9 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario <i>Overtopping</i>	232
Gambar 4. 83 Profil Potongan Melintang Sungai 10 – 12 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario <i>Overtopping</i>	233
Gambar 4. 84 Profil Potongan Melintang Sungai 13 – 15 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario <i>Overtopping</i>	234
Gambar 4. 85 Profil Potongan Melintang Sungai 16 – 18 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario <i>Overtopping</i>	235
Gambar 4. 86 Profil Potongan Melintang Sungai 19 – 21 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario <i>Overtopping</i>	236
Gambar 4. 87 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Waspada	239
Gambar 4. 88 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Siaga atau Awas untuk Kabupaten Wajo	240

Gambar 4. 89 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Siaga atau Awas untuk Kabupaten Sidrap.....	241
--	-----





(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2. 1	Penyebab Runtuhnya Bendungan	7
Tabel 2. 2	Prosentase dari Sebab-sebab Terjadinya Keruntuhan Bendungan	7
Tabel 2. 3	Sebab-sebab dan Jumlah Kerusakan Bendungan	8
Tabel 2. 4	Nilai untuk Lebar Rekahan yang Terjadi dan Waktu Terjadinya Keruntuhan pada Bendungan.....	10
Tabel 2. 5	Nilai $Q/\sqrt{n}$ dan $R/\sqrt{n}$	15
Tabel 2. 6	Faktor Frekuensi untuk Distribusi Normal dan Log Normal.....	22
Tabel 2. 7	Faktor Frekuensi untuk Distribusi Log Pearson III	24
Tabel 2. 8	Nilai Variabel Reduksi Gumbel.....	26
Tabel 2. 9	Hubungan Reduksi Rata-rata (Y_n) dan Reduksi Standar Deviasi (S_n) dengan Jumlah Data Kejadian (n).....	27
Tabel 2. 10	Nilai D Kritis Uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i>	29
Tabel 2. 11	Nilai Kritis untuk Uji <i>Chi Kuadrat</i>	31
Tabel 2. 12	Angka Koefisien Aliran untuk Daerah Aliran Sungai (C).....	36
Tabel 2. 13	Intensitas Hujan dalam (%) yang Diijinkan PSA-007.....	37
Tabel 2. 14	Pedoman Banjir Rencana untuk Pelimpah	45
Tabel 2. 15	Hubungan Kesetaraan Konsekuensi Daerah Hilir Bendungan dengan Klasifikasi Bahaya	46
Tabel 2. 16	Matriks Jumlah Penduduk Terkena Resiko Keruntuhan Bendungan untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan	48
Tabel 2. 17	Matriks Jumlah Keluarga yang Terancam Bahaya Keruntuhan Bendungan untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan	48
Tabel 3. 1	Hubungan Antara Elevasi , Luas Area, dan Volume Bendungan Kalola Berdasarkan Desain Awal Waduk dan Hasil Pengukuran 2013.....	69
Tabel 3. 2	Data Klimatologi Rata-rata Stasiun Watang Kalola (1992-2012).....	70
Tabel 3. 3	Data Curah Hujan Bulanan pada DAS Kalola (1992-2012).....	70
Tabel 4. 1	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Watang Kalola	77
Tabel 4. 2	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Barukku.....	78
Tabel 4. 3	Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Tinggora Posi	79

Tabel 4. 4 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Legading	80
Tabel 4. 5 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Watang Kalola (Terkoreksi)	81
Tabel 4. 6 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Barukku (Terkoreksi)	82
Tabel 4. 7 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Tinggora Posi (Terkoreksi).....	83
Tabel 4. 8 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Legading (Terkoreksi)	84
Tabel 4. 9 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Watang Kalola dengan Metode RAPS	85
Tabel 4. 10 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Barukku dengan Metode RAPS.....	86
Tabel 4. 11 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Tinggora Posi dengan Metode RAPS	87
Tabel 4. 12 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Legading dengan Metode RAPS	88
Tabel 4. 13 Luas Pengaruh Stasiun Hujan Terhadap DAS Bendungan Kalola.....	89
Tabel 4. 14 Perhitungan Curah Hujan Rerata dengan Menggunakan Metode Thiessen.....	90
Tabel 4. 15 Sebaran Nilai Distribusi Gumbel.....	93
Tabel 4. 16 Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Distribusi Gumbel	95
Tabel 4. 17 Sebaran Nilai Distribusi Log Pearson III	96
Tabel 4. 18 Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Distribusi Log Pearson III..	97
Tabel 4. 19 Sebaran Nilai Distribusi Normal	98
Tabel 4. 20 Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Distribusi Normal.....	99
Tabel 4. 21 Sebaran Nilai Distribusi Log Normal.....	100
Tabel 4. 22 Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Distribusi Log Normal	102
Tabel 4. 23 Rekapitulasi Nilai Curah Hujan Rancangan.....	102
Tabel 4. 24 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Gumbel.....	103
Tabel 4. 25 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Log Pearson III	105
Tabel 4. 26 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Normal	107
Tabel 4. 27 Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal Untuk Nilai z Negatif.....	108
Tabel 4. 28 Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal Untuk Nilai z Positif	109
Tabel 4. 29 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Log Normal..	111
Tabel 4. 30 Perhitungan Batas Kelas Uji <i>Chi Square</i> untuk Distribusi Gumbel.....	113
Tabel 4. 31 Perhitungan <i>Chi Square</i> untuk Distribusi Gumbel	114
Tabel 4. 32 Perhitungan Batas Kelas Uji <i>Chi Square</i> untuk Distribusi Log Pearson III	115

Tabel 4. 33 Perhitungan <i>Chi Square</i> untuk Distribusi Log Pearson III.....	115
Tabel 4. 34 Perhitungan Batas Kelas Uji <i>Chi Square</i> untuk Distribusi Normal.....	117
Tabel 4. 35 Perhitungan <i>Chi Square</i> untuk Distribusi Normal.....	117
Tabel 4. 36 Perhitungan Batas Kelas Uji <i>Chi Square</i> untuk Distribusi Log Normal	118
Tabel 4. 37 Perhitungan <i>Chi Square</i> untuk Distribusi Log Normal	119
Tabel 4. 38 Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov	120
Tabel 4. 39 Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi <i>Chi Square</i>	120
Tabel 4. 40 Perhitungan PMP <i>Basin Rainfall</i> pada DAS Bendungan Kalola.....	126
Tabel 4. 41 Nilai Koefisien Pengaliran (C)	127
Tabel 4. 42 Intensitas Hujan Dalam % dengan Durasi Hujan 6 Jam.....	128
Tabel 4. 43 Distribusi Hujan dengan Durasi 6 Jam dalam Bentuk Genta	128
Tabel 4. 44 Perhitungan Nilai Hujan Efektif	128
Tabel 4. 45 Distribusi Hujan Netto Jam-jaman	129
Tabel 4. 46 Parameter Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.....	131
Tabel 4. 47 Lengkung Hidrograf Nakayasu.....	132
Tabel 4. 48 Persamaan Ordinat Lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	132
Tabel 4. 49 Perhitungan Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	133
Tabel 4. 50 Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 25 Tahun dengan Metode Nakayasu.....	136
Tabel 4. 51 Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 50 Tahun dengan Metode Nakayasu.....	139
Tabel 4. 52 Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 100 Tahun dengan Metode Nakayasu.....	141
Tabel 4. 53 Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 1000 Tahun dengan Metode Nakayasu.....	143
Tabel 4. 54 Debit Banjir Rancangan untuk <i>Probability Maximum Flood</i> (PMF) dengan Metode Nakayasu	145
Tabel 4. 55 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Nakayasu	147
Tabel 4. 56 Perhitungan Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I	152
Tabel 4. 57 Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 25 Tahun dengan Metode Gamma I	155
Tabel 4. 58 Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 50 Tahun dengan Metode Gamma I	157

Tabel 4. 59 Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 100 Tahun dengan Metode Gamma I	159
Tabel 4. 60 Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 1000 Tahun dengan Metode Gamma I	161
Tabel 4. 61 Debit Banjir Rancangan untuk <i>Probability Maximum Flood</i> (PMF) dengan Metode Gamma I	163
Tabel 4. 62 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Gamma I	165
Tabel 4. 63 Perbandingan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu dan HSS Gamma I	168
Tabel 4. 64 Lengkung Kapasitas Waduk Kalola	169
Tabel 4. 65 Perhitungan Nilai Koefisien Limpahan (C)	170
Tabel 4. 66 Hubungan H-C-Q di Atas Pelimpah	171
Tabel 4. 67 Hubungan H/Hd dengan Ka	172
Tabel 4. 68 Hubungan H-S-Q di Atas Pelimpah	173
Tabel 4. 69 Perhitungan Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>) di Atas Pelimpah dengan Q_{1000}	175
Tabel 4. 70 Perhitungan Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>) di Atas Pelimpah dengan Q_{PMF}	178
Tabel 4. 71 Parameter <i>Input</i> Analisis Keruntuhan pada Saat Kondisi Muka Air Waduk Banjir	180
Tabel 4. 72 Parameter <i>Input</i> Analisis Keruntuhan pada Saat Kondisi Muka Air Waduk Normal	183
Tabel 4. 73 Perbedaan Debit <i>Outflow</i> Puncak Setiap Skenario Keruntuhan Bendungan Kalola yang Dihasilkan oleh Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	202
Tabel 4. 74 Luas Genangan Banjir untuk Setiap Skenario Keruntuhan Bendungan Kalola	204
Tabel 4. 75 Daftar Desa Terdampak Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola (<i>Overtopping</i>)	205
Tabel 4. 76 Daftar Desa Terdampak Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola (<i>Piping</i> Atas MAB)	205
Tabel 4. 77 Daftar Desa Terdampak Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola (<i>Piping</i> Atas MAN)	206
Tabel 4. 78 Daftar Desa Terdampak Akibat Keruntuhan <i>Saddle Dam</i> Bendungan Kalola (<i>Piping</i> Bawah MAB)	206

Tabel 4. 79 Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan <i>Overtopping</i>	217
Tabel 4. 80 Waktu Puncak Banjir untuk Skenario Keruntuhan <i>Overtopping</i>	218
Tabel 4. 81 Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan <i>Piping</i> Atas pada Kondisi MAB.....	219
Tabel 4. 82 Waktu Puncak Banjir untuk Skenario Keruntuhan <i>Piping</i> Atas pada Kondisi MAB.....	219
Tabel 4. 83 Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan <i>Piping</i> Atas pada Kondisi MAN	220
Tabel 4. 84 Waktu Puncak Banjir untuk Skenario Keruntuhan <i>Piping</i> Atas pada Kondisi MAN	220
Tabel 4. 85 Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan <i>Saddle Dam Piping</i> Bawah pada Kondisi MAB.....	220
Tabel 4. 86 Waktu Puncak Banjir untuk Skenario Keruntuhan <i>Saddle Dam Piping</i> Bawah pada Kondisi MAB.....	221
Tabel 4. 87 Perbandingan Hasil Setiap Skenario Keruntuhan dari Aplikasi <i>Zhong</i> <i>Xing HY21</i>	221
Tabel 4. 88 Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Overtopping</i>	223
Tabel 4. 89 Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Banjir.....	224
Tabel 4. 90 Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Normal.....	224
Tabel 4. 91 Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario Keruntuhan <i>Saddle Dam</i> karena <i>Piping</i> Bawah Kondisi Muka Air Banjir.....	225
Tabel 4. 92 Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Overtopping</i>	226
Tabel 4. 93 Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Banjir.....	226
Tabel 4. 94 Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario <i>Piping</i> Atas Kondisi Muka Air Normal	227
Tabel 4. 95 Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario Keruntuhan <i>Saddle Dam</i> karena <i>Piping</i> Bawah Kondisi Muka Air Banjir.....	228

Tabel 4. 96 Perbedaan Debit <i>Outflow</i> Puncak Setiap Skenario Keruntuhan Bendungan Kalola yang Dihasilkan oleh Aplikasi <i>Zhong Xing HY21</i>	229
Tabel 4. 97 Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola.	247
Tabel 4. 98 Tindakan Penanganan Bencana pada Daerah Terdampak.....	251



RINGKASAN

Hafidh Burhan Azwar, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, September 2019. *Analisis Keruntuhan Bendungan Kalola Dengan Menggunakan Aplikasi Zhong Xing HY21*. Dosen Pembimbing: Dr. Ir. Pitojo Trijuwono, MT. dan Ir. Heri Suprijanto, MS.

Keruntuhan bendungan bisa menjadi bencana yang sangat mengerikan karena dapat menyebabkan banyak kerugian harta benda, korban jiwa, serta kerusakan lingkungan. Sehingga, pada setiap bendungan diperlukan tindakan analisis keruntuhan bendungan (*Dam Break Analysis*) dan simulasi keruntuhan bendungan (*Dam Break Simulation*) untuk mengetahui kemungkinan banjir yang bisa terjadi akibat runtuhnya bendungan. Hasil dari analisis yang dilakukan tersebut diolah dan dibukukan menjadi sebuah pedoman yang biasa disebut dokumen RTD.

Pada studi ini, analisis keruntuhan bendungan dilakukan terhadap Bendungan Kalola, Kabupaten Wajo, Sulawesi Selatan. Dalam melakukan analisis keruntuhan bendungan, perlu dilakukan terlebih dahulu analisis hidrologi pada DAS Bendungan Kalola. Perhitungan banjir rancangan dilakukan dengan 2 metode yaitu Nakayasu dan Gamma I. Namun karena metode Nakayasu menghasilkan nilai banjir rancangan yang lebih besar dibanding metode Gamma I dengan nilai sebesar 589,801 m³/det untuk Q₁₀₀₀ dan 1.600,738 m³/det untuk Q_{PMF}, maka dipilihlah hasil dari metode Nakayasu untuk analisis selanjutnya. Setelah didapat nilai banjir rancangan, maka dilanjutkan dengan melakukan analisis keruntuhan Bendungan Kalola dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21*.

Output dari aplikasi *Zhong Xing HY21* adalah berupa peta genangan banjir dan karakteristik banjir (waktu tiba, waktu puncak, kedalaman, kecepatan, dan elevasi banjir). Skenario yang digunakan dalam simulasi keruntuhan Bendungan Kalola adalah *overtopping*, *piping* atas kondisi MAB, *piping* atas kondisi MAN, dan keruntuhan *saddle dam* karena skenario keruntuhan *piping* bawah kondisi MAB. Dari analisis tersebut didapatkan kondisi keruntuhan terparah adalah karena *overtopping* yang menyebabkan luas genangan banjir sebesar 223,206 km² dengan 19 desa terdampak dan 11.495 jiwa penduduk terkena resiko, dengan klasifikasi bahaya bendungan tingkat 4 (sangat tinggi).

Kata Kunci: Keruntuhan Bendungan, Bendungan Kalola, *Zhong Xing HY21*, Genangan Banjir, Klasifikasi Bahaya Bendungan



SUMMARY

Hafidh Burhan Azwar, Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, September 2019. *Dam Break Analysis Of Kalola Dam Using Zhong Xing HY21 Application*. Lecturer: Dr. Ir. Pitojo Trijuwono, MT. and Ir. Heri Suprijanto, MS.

The collapse of a dam can be a terrible disaster because it can cause a lot of property losses, victims, and environmental damage. Therefore, at each dam is necessary to analyze the collapse of the dam and dam break simulations to determine the possibility of flooding that could occur as a result of the collapse of the dam. The results of the analysis are processed and recorded as a guideline commonly referred to as RTD document.

In this study, dam break analysis was carried out on the Kalola Dam, Wajo Regency, South Sulawesi. In dam break analysis, hydrological analysis of the Kalola Dam watershed needs to be done first. Flood design analysis is done by 2 methods, Nakayasu and Gamma I. However, because the Nakayasu method produced a flood design value greater than the Gamma I method with values of 589,801 m³/sec for Q₁₀₀₀ and 1,600,738 m³/sec for Q_{PMF}, the results of the Nakayasu method were selected for further analysis. After the flood design value is obtained, it is continued by analyzing the collapse of the Kalola Dam by using the Zhong Xing HY21 application.

The output of the Zhong Xing HY21 application is in the form of a flood inundation map and flood characteristics (arrival time, peak time, depth, velocity, and flood elevation). The scenarios used in the dam break analysis of Kalola Dam collapse simulation are overtopping, top piping with FWL condition, top piping with NWL condition, and saddle dam collapse due to the under piping with FWL condition. From the analysis it was found that the worst collapse condition was due to overtopping which caused a flood inundation area of 223,206 km² with 19 villages affected and 11,495 inhabitants at risk, with hazard classification of the dam of level 4 (very high).

Kata Kunci: Dam Break, Kalola Dam, Zhong Xing HY21, Flood Inundation, Hazard Classification of The Dam



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sumber daya air yang ada di Indonesia cukup melimpah. Melimpahnya sumber daya air tersebut harus dimanfaatkan dan dikelola dengan baik. Oleh karena itu, maka perlu dilakukan suatu bentuk usaha yang mampu untuk menjadikan pemanfaatan dan pengelolaan sumber daya air dengan baik. Pengusahaan sumber daya air tersebut harus dilakukan dengan memperhatikan fungsi sosial dan lingkungan hidup, serta terjaminnya keselamatan kekayaan negara dan kelestarian lingkungan. Usaha yang dapat dilakukan adalah dengan membangun bangunan air guna mengelola sumber daya air yang ada. Salah satu contoh bangunan air yang dapat dibangun untuk bisa mengoptimalkan pemanfaatan dan pengelolaan sumber daya air dengan baik adalah dengan membangun bendungan. Pembangunan bendungan merupakan salah satu upaya berbentuk pembangunan infrastruktur guna mendukung program ketahanan pangan dan energi.

Bendungan merupakan suatu konstruksi yang dibangun dengan maksud untuk menahan aliran air dari sungai sehingga dapat menimbulkan sebuah tampungan air atau yang disebut waduk. Air yang dibendung tersebut dapat digunakan untuk berbagai keperluan, beberapa contoh diantaranya adalah untuk memenuhi kebutuhan air baku, untuk sumber energi pembangkit listrik tenaga air, untuk kebutuhan air irigasi, serta juga dapat sebagai sarana pariwisata dan olahraga serta juga dapat dimanfaatkan untuk budidaya perairan.

Menurut Peraturan Pemerintah no. 37 tahun 2010, dijelaskan bahwa bendungan adalah bangunan yang berupa urugan tanah, urugan batu, beton, dan/atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat pula dibangun untuk menahan dan menampung limbah tambang (*tailing*), atau menampung lumpur sehingga terbentuk waduk.

Pada satu sisi, bendungan memiliki banyak sekali fungsi dan manfaat. Namun pada sisi lain, bendungan juga bisa menjadi potensi bencana. Bencana yang ditimbulkan oleh bendungan adalah akibat apabila bendungan mengalami keruntuhan. Sesuai dengan Peraturan Pemerintah no. 37 tahun 2010, kegagalan bendungan adalah keruntuhan sebagian atau seluruh bendungan atau bangunan pelengkapannya dan/atau kerusakan yang

mengakibatkan tidak berfungsinya bendungan. Keruntuhan bendungan bisa menimbulkan banjir bandang yang cukup dahsyat sampai jauh ke wilayah hilir sehingga dapat pula menimbulkan banyak kerugian harta benda dan korban jiwa serta kerusakan lingkungan yang cukup parah.

Ada banyak sekali faktor yang mampu menyebabkan terjadinya keruntuhan suatu bendungan. Beberapa faktor penyebab terjadinya keruntuhan yang sangat memungkinkan adalah karena rusak atau runtuhnya batuan pondasi dari bendungan, kurang atau tidak memadainya pelimpah bendungan yang mampu mengalirkan aliran air banjir pada tampungan bendungan, buruknya kualitas konstruksi dari bendungan itu sendiri, terdapatnya amblesan pada tubuh bendungan yang terjadi secara tidak merata, terjadinya tekanan air pori secara berlebihan, longsor pada tubuh bendungan dan wilayah penahan air tampungan dari bendungan, buruknya kualitas material penyusun bendungan, kesalahan dalam menjalankan operasional bendungan, tidak adanya perawatan dan pemeliharaan bendungan dengan baik oleh pihak pengelola, akibat terjadinya gempa bumi dan faktor alam lainnya.

Tetapi, pada umumnya penyebab terjadinya keruntuhan bendungan adalah akibat *piping* dan *overtopping*. Keruntuhan bendungan akibat *overtopping* merupakan suatu kondisi dimana bendungan mengalami keruntuhan yang disebabkan oleh melimpasnya air tampungan melewati puncak bendungan menuju ke bagian hilir bendungan dan dapat menyebabkan erosi serta longsor pada tubuh bendungan, terutama jenis bendungan tipe urugan tanah. Sedangkan keruntuhan akibat *piping* adalah keruntuhan bendungan yang dikarenakan terjadinya rembesan pada tubuh bendungan yang dimana rembesan tersebut membawa material bendungan secara berangsur-angsur atau sering disebut dengan erosi buluh. Setelah terjadinya keruntuhan, air tampungan waduk akan mengalir ke hilir mengikuti wilayah aliran sungai di hilir bendungan dengan debit dan kecepatan yang sangat tinggi. Ketika sungai sudah tidak dapat menampung debit banjir tersebut, maka air banjir akan meluap keluar dari badan sungai menggenangi pemukiman dan lahan di sekitar aliran sungai.

Keruntuhan pada suatu bendungan tidak hanya bisa terjadi pada bendungan utama (*main dam*), namun pada bendungan yang memiliki bangunan bendungan pelana (*saddle dam*), maka keruntuhan juga dapat terjadi pada bagian *saddle dam* tersebut. *Saddle dam* dibangun untuk menutup tampungan waduk yang memiliki cekungan yang dapat membuat air waduk melimpah ke daerah sekitar waduk. Penyebab runtuhnya *saddle dam* sama dengan penyebab runtuhnya *main dam*, bisa karena *overtopping* dan juga *piping*.

Berdasarkan akibat yang ditimbulkan dari keruntuhan suatu bendungan pada wilayah hilir bendungan, dalam hal ini pemukiman warga dan berbagai fasilitas dan fungsi-fungsionalan lainnya, maka harus dibuat analisis kondisi hidrolik alur dan lembah sungai pada hilir bendungan. Hal tersebut dilakukan guna mengetahui bagaimana sebaran dan besaran dampak akibat runtuhnya bendungan pada wilayah hilir bendungan, karena dapat dipahami pula bahwa bertambah tahun juga semakin bertambah pula perkembangan wilayah hilir bendungan. Klasifikasi tingkat bahaya suatu bendungan juga harus selalu dilakukan pembaruan sesuai perkembangan kondisi di wilayah hilir bendungan.

Untuk meminimalisir jatuhnya korban jiwa dan kerugian material pada wilayah hilir bendungan yang disebabkan oleh dampak banjir akibat dari runtuhnya bendungan, maka perlu dilakukan Studi Analisis Keruntuhan Bendungan. Hasil dari studi analisis tersebut adalah Panduan Rencana Tindak Darurat (RTD) Bendungan yang dapat digunakan sebagai panduan untuk instansi pengelola bendungan dan pemerintah wilayah setempat dan juga badan penanggulangan bencana wilayah tersebut dalam melakukan tindakan pada saat terjadinya keadaan darurat pada bendungan.

1.2 Identifikasi Masalah

Peristiwa keruntuhan suatu bendungan pada umumnya sering terjadi karena air tampungan waduk melimpas melewati puncak bendungan (*overtopping*) dan bisa juga disebabkan oleh rembesan yang mengalir pada tubuh bendungan yang dimana rembesan tersebut membawa material (*piping*). Runtuhnya suatu bendungan dapat menyebabkan terjadinya banjir bandang pada wilayah hilir bendungan. Banjir yang terjadi akibat runtuhnya bendungan bisa menjadi ancaman besar bagi penduduk di wilayah hilir bendungan, karena dapat menimbulkan jatuhnya korban jiwa dan kerugian materi yang cukup besar.

Bendungan Kalola yang merupakan bendungan urugan tanah dengan inti kedap yang merupakan bendungan dalam wilayah kerja Balai Besar Wilayah Sungai Pompengan Jeneberang, yang terletak di Desa Sogi, Kecamatan Maniangpajo, Kabupaten Wajo, yang berada pada wilayah sungai Walanae Cenranae.

Seiring berjalannya waktu, Bendungan Kalola yang konstruksinya dilakukan pada tahun 1992-1995 ini mengalami banyak perubahan. Perubahan paling besar terjadi pada bagian hilir bendungan ini sendiri. Pertumbuhan penduduk pada wilayah hilir bendungan pun kian pesat seiring berjalannya waktu. Oleh karena itu, maka hal tersebut harus dijadikan perhatian penting oleh pihak pengelola bendungan dan aparat pemerintahan setempat. Perhatian yang dimaksud adalah upaya dan tindakan dari kemungkinan akibat

runtuhnya Bendungan Kalola sehingga ketika peristiwa itu benar terjadi, maka nilai kerugian materi dan jatuhnya korban jiwa dapat dihindari. Untuk mewujudkan hal tersebut, maka diperlukan tindakan Analisis Keruntuhan Bendungan (*Dam Break Analysis*) dan Simulasi Keruntuhan Bendungan (*Dam Break Simulation*) guna mengetahui kemungkinan-kemungkinan banjir, besaran banjir, dan arah aliran banjir yang terjadi akibat runtuhnya Bendungan Kalola.

Dalam pelaksanaan studi ini, dapat dilakukan dengan menggunakan *software* atau aplikasi *Zhong Xing HY21*. Aplikasi *Zhong Xing HY21* digunakan dalam pengerjaan studi ini karena aplikasi tersebut dapat dikatakan sebagai aplikasi terbaru untuk melakukan analisis keruntuhan bendungan di Indonesia dan sudah terkalibrasi dengan kejadian yang sudah pernah terjadi pada Situ Gintung yang mengalami keruntuhan pada tanggal 27 Maret 2009. Selain itu, dalam pengerjaannya juga dapat dikatakan mudah, karena untuk input data pendukung lebih mudah dibandingkan dengan aplikasi serupa lainnya. Aplikasi *Zhong Xing HY21* juga sudah mendukung sistem operasi *windows* pada *PC*.

Analisis dan simulasi dalam aplikasi tersebut dilakukan dalam 2 (dua) kondisi yaitu kondisi ketika muka air waduk normal dan kondisi ketika terjadi hujan paling tinggi yang kemudian menjadi kondisi banjir yang paling tinggi. Pada kondisi muka air waduk normal, skenario yang dipakai adalah terjadinya *piping* pada 3 (tiga) bagian yaitu bagian bawah, tengah, dan atas tubuh bendungan. Sedangkan pada kondisi muka air waduk banjir, skenario yang dipakai ada 2 (dua) skenario, yaitu *piping* dan *overtopping*. Pada akhirnya, hasil yang didapat dari proses analisis dan simulasi dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* adalah peta sebaran banjir akibat runtuhnya Bendungan Kalola serta didapatkan juga waktu tiba banjir dan kedalaman banjir pada suatu wilayah terdampak. Sehingga kemudian dapat digunakan sebagai acuan dan pedoman dalam melakukan rencana evakuasi akibat dari dampak banjir yang timbul akibat runtuhnya Bendungan Kalola.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan dari apa yang sudah dijelaskan pada bagian latar belakang, maka dapat dipaparkan permasalahan yang ada dengan sebagai berikut:

1. Bagaimana hasil yang didapatkan dari perhitungan debit banjir rancangan maksimum (Q_{PMF}) daerah aliran sungai yang masuk ke dalam Waduk Kalola?
2. Bagaimana peta sebaran genangan banjir pada wilayah terdampak yang dihasilkan oleh aplikasi *Zhong Xing HY21* sesuai dengan skenario yang telah ditentukan sebagai akibat dari runtuhnya Bendungan Kalola?

3. Bagaimana kondisi waktu tiba banjir dan waktu puncak banjir pada wilayah terdampak akibat keruntuhan Bendungan Kalola yang dihasilkan oleh aplikasi *Zhong Xing HY21*?
4. Bagaimana karakteristik banjir pada wilayah terdampak yang dihasilkan aplikasi *Zhong Xing HY21* akibat dari keruntuhan Bendungan Kalola sesuai dengan skenario yang telah ditetapkan?
5. Bagaimana klasifikasi tingkat bahaya banjir berdasarkan banjir yang terjadi pada wilayah yang terdampak akibat terjadinya keruntuhan Bendungan Kalola?

1.4 Batasan Masalah

Sehubungan dengan pembahasan masalah yang dapat menjadi luas, maka untuk mencapai tujuan yang diinginkan diperlukan suatu batasan masalah. Sehingga untuk mewujudkan hal tersebut, batasan masalah yang dibuat adalah sebagai berikut:

1. Tidak ada pembahasan mengenai struktur bangunan Bendungan Kalola.
2. Tidak ada pembahasan mengenai sistem operasi dan pemeliharaan dari Bendungan Kalola.
3. Pengerjaan simulasi dari analisis keruntuhan Bendungan Kalola dilakukan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21*.
4. Pengerjaan simulasi keruntuhan Bendungan Kalola dilakukan dengan menggunakan 2 (dua) skenario, yaitu *piping* dan *overtopping*. Dan juga berdasarkan pada 2 (dua) kondisi, yaitu kondisi muka air waduk normal dan kondisi muka air waduk banjir.
5. Hanya melakukan analisis daerah terdampak banjir akibat runtuhnya Bendungan Kalola dan rencana evakuasi yang dapat dilakukan setelah mengetahui hasil analisis daerah terdampak akibat banjir.
6. Tidak melakukan analisis terhadap stabilitas Bendungan Kalola.
7. Tidak membahas analisis hidrolika.

1.5 Tujuan

Dengan melihat permasalahan dan pembahasan yang ada, adapun tujuan yang ingin dicapai dari laporan studi analisis keruntuhan Bendungan Kalola dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* ini adalah sebagai berikut:

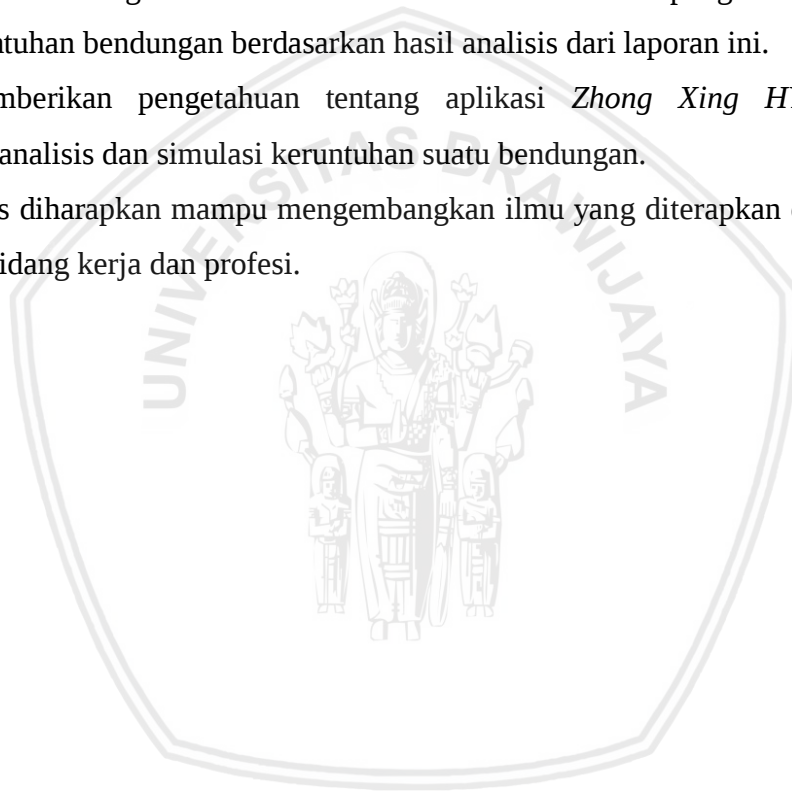
1. Mengetahui debit banjir yang masuk ke dalam Waduk Kalola berdasarkan potensi curah hujan yang ada pada wilayah yang dapat mewakili area sekitar daerah tangkapan waduk.
2. Mengetahui kondisi penyebab terjadinya keruntuhan Bendungan Kalola yang dapat mengakibatkan kemungkinan banjir yang paling parah.

3. Mengetahui peta sebaran genangan banjir yang ditimbulkan akibat dari runtuhnya Bendungan Kalola berdasarkan hasil dari aplikasi *Zhong Xing HY21*.
4. Mengetahui karakteristik banjir yang dapat terjadi akibat keruntuhan Bendungan Kalola.
5. Mengetahui waktu tiba dan waktu puncak banjir yang akan terjadi akibat dari runtuhnya Bendungan Kalola.

1.6 Manfaat

Selain adanya tujuan yang ingin dicapai, maka diharapkan pula ada manfaat yang didapatkan. Manfaat tersebut antara lain:

1. Dapat digunakan sebagai media untuk membantu menambah pengetahuan tentang analisis keruntuhan bendungan berdasarkan hasil analisis dari laporan ini.
2. Mampu memberikan pengetahuan tentang aplikasi *Zhong Xing HY21* dalam menjalankan analisis dan simulasi keruntuhan suatu bendungan.
3. Untuk penulis diharapkan mampu mengembangkan ilmu yang diterapkan dalam studi ini untuk di bidang kerja dan profesi.



BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam melakukan kegiatan pengerjaan analisis keruntuhan bendungan (*Dam Break Analysis*) dengan aplikasi *Zhong Xing HY21*, diperlukan beberapa data pendukung yang dapat menunjang dalam melakukan *running* aplikasi *Zhong Xing HY21*. Data pendukung yang diperlukan antara lain adalah data sekunder yang berupa data hidrologi yang kemudian diolah menjadi data curah hujan maksimum boleh jadi (*PMP*) dan debit banjir maksimum (Q_{PMF}). Selain itu, diperlukan pula lengkung kapasitas waduk untuk dijadikan data pendukung guna mengetahui volume tampungan waduk.

2.2 Analisis Keruntuhan Bendungan

Keruntuhan suatu bendungan tidak terjadi dengan begitu saja, pasti terdapat suatu masalah serius sehingga menyebabkan bendungan runtuh. Waktu terjadinya keruntuhan bisa saja terjadi sewaktu-waktu seiring membesarnya permasalahan yang terjadi pada tubuh bendungan sampai bendungan benar-benar mengalami kegagalan dan runtuh (*collapse*).

Tabel 2. 1
Penyebab Runtuhnya Bendungan

Penyebab runtuh	Jumlah kasus	Lokasi Kejadian			
		USA	Eropa	Negara Industri Maju	Negara Dunia ke-3
<i>Overtopping</i> dalam pelaksanaan	6	1	1	-	4
<i>Overtopping</i> dalam pengoperasian	9	1	2	-	6
<i>Overtopping</i> karena kerusakan pada bagian <i>upstream dam</i>	2	1	-	-	1
<i>Seepage</i>	14	6	-	2	6
Gempa Bumi	2	-	-	-	2
Sebab lain	3	-	-	-	3
Sebab yang tidak terlacak	3	-	-	-	3
Jumlah	39	9	3	2	25

Sumber: Masrevaniah, Konstruksi Bendungan Urugan Volume 1

Tabel 2. 2
Prosentase dari Sebab-sebab Terjadinya Keruntuhan Bendungan

Sebab-sebab keruntuhan bendungan	Prosentase keruntuhan bendungan		
	<i>Concrete Dam</i>	<i>Embankment Dam</i>	Semua tipe bendungan
<i>Overtopping</i>	29 %	35 %	34 %
<i>Foundation</i>	53 %	21 %	30 %
<i>Piping and seepage</i>	0 %	38 %	28 %
Sebab-sebab lain	18 %	6 %	8 %

Sumber: Masrevaniah, Konstruksi Bendungan Urugan Volume 1

Tabel 2. 3
Sebab-sebab dan Jumlah Kerusakan Bendungan

Sebab kerusakan dam	Tipe Bendungan						Total	
	Concrete Dam		Embankment Dam		Tipe lain			
	F	I	F	I	F	I	F	I
Overtopping	6	3	18	7	3	-	27	10
Flow Erosion	3	-	14	17	-	-	17	17
Slope protection damage	-	-	-	13	-	-	-	13
Embankment leakage	-	-	23	14	-	-	23	14
Foundation leakage	5	6	11	43	1	-	17	49
Sliding	2	-	5	28	-	-	7	28
Deformation	-	2	3	29	3	-	6	31
Deterioration	-	6	2	3	-	-	2	9
Earthquake instability	-	-	-	3	-	-	-	3
Faulty Construction	2	-	-	3	-	-	2	3
Gate Failure	1	2	1	3	-	-	2	5
Total	19	19	77	163	7	-	103	182

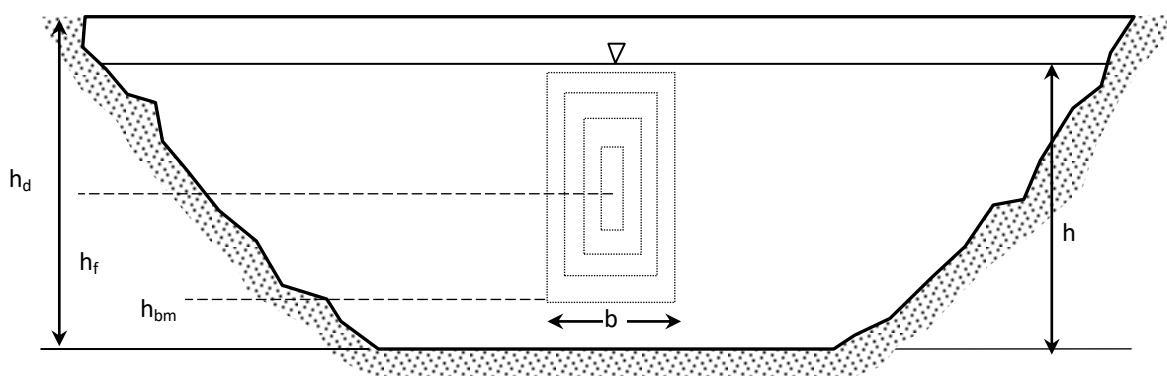
Sumber: Masrevaniah, Konstruksi Bendungan Urugan Volume 1

2.2.1 Rekahan pada Tubuh Bendungan yang Dapat Menjadi Penyebab Keruntuhan Bendungan

Banyak sekali faktor yang dapat mempengaruhi terjadinya keruntuhan dari suatu bendungan. Dari banyak faktor penyebab tersebut, indikasi yang terjadi sebelum keruntuhan total bisa jadi sama, yaitu terbentuknya rekahan (*breaching*). Rekahan (*breaching*) merupakan suatu kondisi dimana terdapat lubang atau celah pada tubuh bendungan, sehingga bendungan dapat dilalui oleh air tumpungan dan juga material yang terbawa air masuk ke dalam tubuh bendungan. Kondisi tersebut hanya dapat diketahui dengan pemantauan langsung di lapangan. Rekahan yang ada pada tubuh bendungan dapat dijadikan indikasi suatu bendungan dapat mengalami keruntuhan. Terdapat 2 (dua) penyebab terjadinya rekahan pada tubuh bendungan, yaitu rekahan akibat *piping* dan *overtopping*.

2.2.1.1 Rekahan pada Tubuh Bendungan Akibat *Piping*

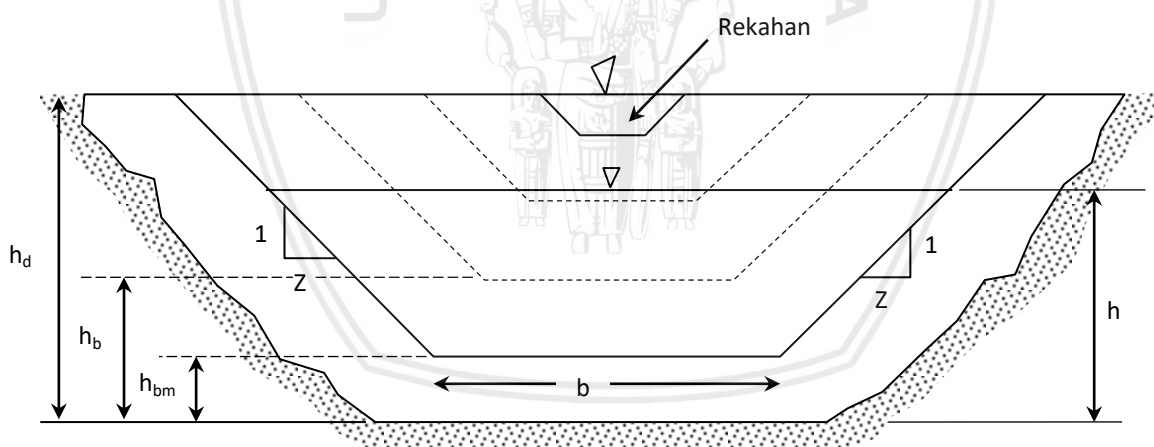
Rekahan akibat *piping* terjadi karena adanya rembesan air waduk yang membawa material melewati tubuh bendungan. Rekahan tersebut bisa terjadi pada lokasi tak tertentu di tubuh bendungan. Rembesan disebabkan karena adanya ruang untuk air waduk bisa mengalir di tubuh bendungan. Pada umumnya, bendungan tipe urugan pasti mengalami rembesan, namun rembesan yang dimaksud adalah rembesan yang direncanakan, sedangkan yang menjadi masalah dan dapat menyebabkan keruntuhan adalah rembesan yang lebih besar daripada rembesan rencana. Rembesan yang mengangkut material tersebut dapat membuat rekahan pada tubuh bendungan, dan apabila tidak segera ditangani, rekahan tersebut akan membesar dan bisa menyebabkan bendungan runtuh.



Gambar 2. 1 Formasi Pembentukan Rekahan pada Tubuh Bendungan Akibat Piping
Sumber: Fread (1999,p.8)

2.2.1.2 Rekahan pada Tubuh Bendungan Akibat Overtopping

Rekahan akibat *overtopping* disebabkan oleh meluapnya air waduk melewati puncak bendungan, kondisi dimana *inflow* pada waduk melebihi kapasitas tampungan dan juga melebihi kemampuan *spillway* untuk mengalirkan debit banjir. Air waduk yang meluap melewati puncak bendungan yang membawa material, dengan seiringnya waktu akan menyebabkan tubuh bendungan mulai tergerus dan mulai timbul rekahan akibat tekanan air. Sebelum terjadi keruntuhan, rekahan akan semakin membesar dari puncak bendungan sampai ke pondasi bendungan.



Gambar 2. 2 Formasi Pembentukan Rekahan pada Tubuh Bendungan Akibat Overtopping
Sumber: Fread (1999,p.7)

2.2.1.3 Acuan Parameter untuk Rekahan pada Bendungan

Dalam analisis keruntuhan bendungan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* yang keruntuhannya disebabkan oleh rekahan (*breaching*), besaran lebar rekahan yang terjadi pada tubuh bendungan saat bendungan runtuh (*collapse*) maupun saat terjadinya rekahan, ditentukan dengan batasan-batasan tertentu. Batasan yang ditetapkan tersebut telah disesuaikan dengan pengalaman dari pengamatan pada bendungan-bendungan yang mengalami keruntuhan.

Tabel 2. 4

Nilai untuk Lebar Rekahan yang Terjadi dan Waktu Terjadinya Keruntuhan pada Bendungan

	Bendungan Urugan	Bendungan Beton	Bendungan Pelengkung
Lebar Rekahan	$\frac{1}{2}$ hingga 4 x tinggi bendungan	Beberapa kali lebar monolit	Lebar total bendungan
Lereng Samping Rekahan	0 sampai 1 tinggi bendungan	0	Lereng dinding lembah
Waktu Keruntuhan	0,5 hingga 4x tinggi bendungan	0,1 hingga 0,5	Mendekati tiba-tiba (0,1 jam)
Elevasi Muka Air Waduk Pada Keruntuhan	1 sampai 5 ft di atas puncak bendungan	0 sampai 50 ft di atas puncak bendungan	0 sampai 50 ft di atas puncak bendungan

Sumber: *Manual BOSS DAMBRK L. Fread*

2.3 Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Aplikasi *Zhong Xing HY21* merupakan sebuah aplikasi yang dapat digunakan dalam menjalankan analisis keruntuhan bendungan. Aplikasi ini dapat mensimulasikan terjadinya keruntuhan suatu bendungan, mampu memberikan gambaran mengenai sebaran genangan banjir pada hilir bendungan, dan juga dapat memperlihatkan pergerakan aliran air akibat keruntuhan bendungan. Aplikasi ini telah terkalibrasi dengan kejadian yang sudah pernah terjadi, tepatnya pada saat peristiwa runtuhnya Situ Gintung yang mengalami keruntuhan pada 27 Maret 2009, hasil analisis keruntuhan Situ Gintung dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* hampir sama dengan genangan banjir yang terjadi sesungguhnya.

Analisis keruntuhan bendungan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* dilakukan dengan 2 (dua) skenario kondisi penyebab keruntuhan, yaitu *piping* dan *overtopping*. Pada skenario *piping* dilakukan dalam 2 (dua) kondisi muka air waduk yaitu muka air waduk saat kondisi banjir dan normal. Keruntuhan bendungan yang diakibatkan *piping* diasumsikan terjadi pada bagian atas bendungan (puncak mercu pelimpah bendungan), bagian tengah bendungan (setinggi *coverdam*), dan pada bagian bawah tubuh bendungan. Sedangkan skenario *overtopping* dilakukan dengan kondisi muka air banjir.

2.3.1 Kemampuan Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Kemampuan yang dapat dilakukan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* antara lain adalah:

- Mampu mensimulasikan aliran dengan kondisi subkritis dan superkritis pada *routing* yang sama.
- Mampu mensimulasikan keruntuhan yang terjadi pada suatu bendungan. Mampu mensimulasikan gerakan aliran genangan banjir akibat keruntuhan bendungan.
- Mampu mensimulasikan pengaruh *backwater* pada banjir yang terjadi akibat runtuhnya bendungan.

- d) Dapat memberikan nilai mengenai kecepatan aliran banjir, waktu tiba banjir, dan kedalaman banjir pada suatu daerah terdampak.
- e) Mampu untuk menetapkan waktu yang ditempuh aliran genangan banjir pada daerah terdampak.
- f) Mampu menampilkan animasi dari banjir yang terjadi.
- g) Kesanggupan untuk menelusur (*routing*) hidrograf tertentu dengan menggunakan *dynamic routing* dengan cepat dalam berbagai kondisi skenario keruntuhan.
- h) Kesanggupan simulasi pengaruh alur sungai *meandering* dalam dataran banjir yang lebar.

2.3.2 Keterbatasan Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Dibalik cukup banyaknya kemampuan yang dapat dilakukan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21*, aplikasi tersebut juga memiliki beberapa keterbatasan dalam pengoperasiannya, diantaranya yaitu:

- a) Tidak dapat menjalankan simulasi keruntuhan bendungan pada sistem bendungan yang berderetan pada satu sungai (*cascade*).
- b) Hasil dari simulasi keruntuhan bendungan belum tentu benar dan akan sesuai apabila bendungan benar-benar mengalami keruntuhan, hal tersebut dapat dipengaruhi oleh data yang dipakai tidak terjamin dan kondisi daerah sekitar bendungan yang bisa jadi berubah-ubah seiring perkembangan jaman (kondisi lapangan sudah tidak sesuai dengan yang ada di peta).
- c) Tidak dapat menetapkan waktu surutnya banjir yang terjadi akibat keruntuhan suatu bendungan.
- d) Perlu dilakukan beberapa kali simulasi untuk membandingkan hasil dan menetapkan kemungkinan yang bisa terjadi.

2.4 Analisis Hidrologi

Menurut Sri Harto (1993,p.1), analisis hidrologi merupakan satu bagian analisis awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidraulik. Dalam artian lain, informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisis hidrologi merupakan masukan penting dalam analisis selanjutnya. Untuk menunjang dalam perencanaan bangunan air, maka perlu ditetapkan besaran-besaran rencana, antara lainnya adalah hujan, banjir, maupun unsur hidrologi yang lainnya.

Pada studi analisis keruntuhan bendungan ini, analisis hidrologi dilakukan untuk menentukan besaran curah hujan maksimum boleh jadi (*Probable Maximum Precipitation* atau biasa disingkat *PMP*) dan juga untuk menentukan besaran debit banjir maksimum

(*Probable Maximum Flood* atau *PMF*). Hasil dari analisis hidrologi tersebut akan digunakan untuk data dasar dalam melakukan analisis keruntuhan bendungan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* dalam berbagai kondisi penyebab keruntuhan bendungan yaitu kondisi *piping* (muka air waduk normal dan banjir) dan kondisi *overtopping* (muka air waduk banjir).

2.4.1 Analisis Curah Hujan

Pada studi analisis keruntuhan bendungan diperlukan adanya data curah hujan, hal tersebut digunakan untuk menghitung besarnya curah hujan maksimal boleh jadi (*PMP*) yang nantinya diolah untuk mengetahui besaran debit banjir maksimal (*PMF*). Sehingga nanti dapat dilakukan analisis karakteristik banjir yang bisa terjadi akibat runtuhnya suatu bendungan.

Data curah hujan didapatkan dari hasil pencatatan pada stasiun penakar hujan ataupun stasiun-stasiun meteorologi yang biasanya dipasang baik untuk kebutuhan-kebutuhan yang bersifat umum, maupun yang bersifat khusus dan sementara. Stasiun penakar hujan yang dipakai adalah stasiun penakar hujan yang lokasi dan cakupan catatannya mengukur curah hujan pada daerah tangkapan air waduk bendungan terkait atau daerah aliran sungai (*DAS*) yang alirannya masuk ke waduk.

2.4.1.1 Hujan Kawasan atau Hujan DAS (Daerah Aliran Sungai)

Hujan kawasan atau hujan *DAS* merupakan peristiwa hujan yang terjadi dan berpengaruh pada aliran sungai suatu *DAS* atau daerah tangkapan air waduk (*catchment area*). Hujan kawasan diukur pada stasiun penakar hujan yang terdapat di daerah tersebut, untuk suatu *DAS* biasanya terdapat minimal 1 (satu) stasiun penakar hujan. Dalam melakukan analisis hidrologi pada studi analisis keruntuhan bendungan, data curah hujan dari stasiun penakar hujan pada daerah sekitar *DAS* yang alirannya menuju waduk tersebut yang diperlukan.

Pada suatu daerah, curah hujan yang terjadi belum tentu memiliki kesamaan pada 1 titik pengukuran dengan titik lainnya, karena suatu stasiun hujan hanya dapat mencatat kedalaman hujan di titik tempat stasiun tersebut berada. Sehingga data curah hujan suatu wilayah dapat memiliki variabilitas hujan baik itu variabilitas ruang maupun waktu terjadinya hujan. Apabila pada *DAS* tersebut terdapat lebih dari 1 stasiun hujan, maka perlu dihitung curah hujan rata-rata pada daerah tersebut. Terdapat 3 cara yang umum digunakan dalam menghitung curah hujan rerata suatu daerah, yaitu:

a) Metode rerata aritmatik (aljabar)

Metode ini digunakan apabila stasiun penakar hujan tersebar secara merata pada suatu daerah. Selain itu, dibutuhkan pula distribusi hujan yang cukup relatif merata pada seluruh DAS.

b) Metode Poligon Thiessen

Metode poligon thiessen banyak dan cocok digunakan untuk menghitung curah hujan rerata suatu kawasan yang memiliki stasiun penakar hujan yang letaknya tidak merata.

c) Metode Isohiet

Metode isohiet dilakukan dengan membuat garis yang menghubungkan titik-titik dengan kedalaman hujan yang sama. Hujan pada suatu daerah yang dihubungkan dengan garis tersebut dianggap merata dan sama dengan nilai rerata dari kedua garis isohyet.

2.4.1.2 Pengujian atau Pemeriksaan Konsistensi Data Hujan yang Tersedia

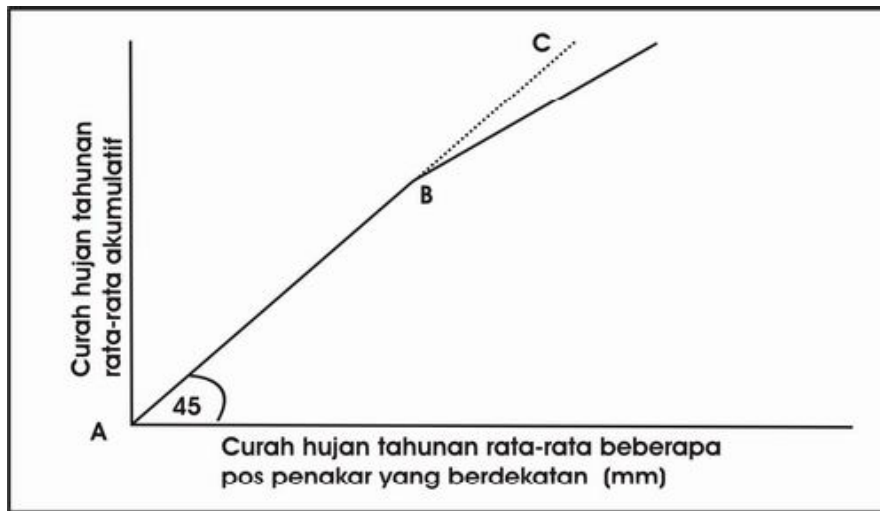
Uji konsistensi data merupakan suatu proses dimana data hujan yang telah tercatat dilakukan uji kebenarannya sehingga apa yang dicatat merupakan data yang benar terjadi di lapangan. Suatu data hujan dapat dikatakan konsisten dan benar apabila data hujan yang terukur sama seperti hujan sesungguhnya yang terjadi.

Faktor penyebab data hujan menjadi tidak konsisten, antara lain adalah:

- a) Faktor perubahan alam.
- b) Faktor manusia yang merubah fungsi lahan pada DAS sehingga fungsi lahan tidak ideal.
- c) Faktor alat pengukur.
- d) Faktor lokasi stasiun penakar hujan yang kurang memadai.

Sebelum data hujan dipakai atau diolah untuk tindakan selanjutnya, maka perlu dilakukan uji konsistensi terlebih dahulu. Dalam melakukan uji konsistensi data hujan dapat dilakukan dengan metode kurva massa ganda (*double mass curve*) dan juga dengan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*).

Metode kurva massa ganda dibuat dengan membandingkan hujan tahunan kumulatif pada stasiun x dengan stasiun pembanding y . Stasiun pembanding biasanya adalah nilai rerata dari beberapa stasiun di dekatnya. Suatu data dikatakan konsisten apabila dalam penggambaran kurva, data tersebut memiliki bentuk kemiringan garis yang lurus. Apabila terdapat patahan pada kemiringan garis, maka data tersebut dapat dikatakan tidak konsisten dan perlu dikoreksi. Koreksi dilakukan dengan mengalikan data setelah kurva berubah dengan perbandingan kemiringan setelah dan sebelum kurva patah.



Gambar 2. 3 Lengkung Massa Ganda (*Double Mass Curve*)

Sumber: BSN 2012 SNI 7746:2012

Pada contoh gambar, data yang konsisten akan membentuk garis A-B-C, dan yang tidak konsisten akan membentuk garis A-B-C'. Jika data menunjukkan tidak konsisten, maka harus dilakukan koreksi agar data menjadi konsisten, rumus koreksi tersebut adalah:

$$H_z = \frac{Tg\alpha}{Tg\alpha_o} \cdot H_o \dots\dots\dots (2-1)$$

Keterangan:

- H_z = data hujan terkoreksi (mm)
 H_o = data hujan pada stasiun pengamatan (mm)
 $Tg\alpha$ = kemiringan garis sebelum penyimpangan
 $Tg\alpha_o$ = kemiringan garis setelah penyimpangan

Metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*) merupakan metode yang digunakan untuk menghitung atau menguji kepanggahan suatu data hujan yang tercatat pada stasiun penakar hujan dengan mendeteksi pergeseran nilai rata-rata (*mean*). Pengujian dilakukan dengan menghitung kumulatif penyimpangan terhadap nilai rerata yang dibagi dengan akar kumulatif rata-rata penyimpangan kuadrat terhadap nilai reratanya. Rumus yang dapat digunakan adalah sebagai berikut:

$$S_o^* = 0 \dots\dots\dots (2-2)$$

$$S_k^* = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y})^2, \text{ nilai } k = 1, 2, 3, \dots, n \dots\dots\dots (2-3)$$

$$S_k^{**} = \frac{S_k^*}{D_y}, \text{ dengan nilai } k = 0, 1, 2, \dots, n \dots\dots\dots (2-4)$$

$$D_y^2 = \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2 / n \dots\dots\dots (2-5)$$

Nilai statistik Q adalah $Q = \max_{0 \leq k \leq n} |S_k^*|$

Nilai statistik R (*range*) adalah $R = \max_{0 \leq k \leq n} S_k^{**} - \min_{0 \leq k \leq n} S_k^{**}$

Tabel 2. 5
Nilai $Q/\sqrt{n}$ dan $R/\sqrt{n}$

n	$Q/\sqrt{n}$			$R/\sqrt{n}$		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1,05	1,14	1,29	1,21	1,28	1,38
20	1,10	1,22	1,42	1,34	1,43	1,60
30	1,12	1,24	1,48	1,40	1,50	1,70
40	1,31	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,50	1,62	1,85
	1,22	1,36	1,63	1,62	1,75	2,00

Sumber: Sri Harto (1993,p.60)

2.4.1.3 Analisis Hujan Rerata Daerah Menggunakan Metode Poligon Thiessen

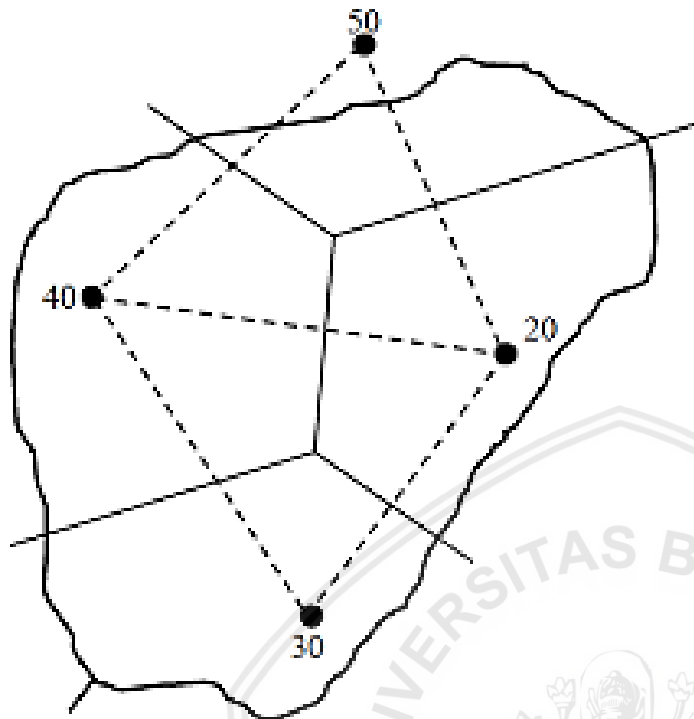
Pada studi ini, dalam pembahasan analisis curah hujan untuk mendapatkan hujan rerata daerah digunakan dengan menggunakan metode poligon thiessen. Metode ini digunakan karena DAS Kalola memiliki stasiun penakar hujan yang sebarannya tidak merata, sehingga menyebabkan sebaran kedalaman hujan juga tidak merata. Dalam menggunakan metode poligon thiessen, penghitungan curah hujan rerata daerah dilakukan dengan mempertimbangkan daerah pengaruh tiap-tiap stasiun pengamatan.

Metode thiessen dapat memberikan hasil yang lebih akurat dibandingkan dengan metode rerata aritmatik (aljabar). Akan tetapi, penentuan titik pengamatan dan pemilihan ketinggian akan mempengaruhi ketelitian hasil yang didapat.

Perhitungan hujan rerata dengan menggunakan metode poligon thiessen dapat dilakukan dengan cara:

- Menghubungkan masing-masing stasiun hujan dengan garis poligon.
- Membuat garis berat antara 2 stasiun hujan hingga bertemu dengan garis berat lainnya pada satu titik dalam poligon.
- Luas area yang mewakili masing-masing stasiun hujan dibatasi oleh garis berat pada poligon.

- d) Luas sub-area masing-masing stasiun hujan dipakai sebagai faktor pemberat dalam menghitung hujan rata-rata.



Gambar 2. 4 Poligon Thiessen
Sumber: Triatmodjo (2008,p.34)

$$\bar{p} = \frac{A_1 P_1 + A_2 P_2 + \dots + A_n P_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2-6)$$

Keterangan:

$\bar{p}$ = hujan rerata kawasan

$P_1, P_2, \dots, P_n$ = hujan pada stasiun 1, 2, 3, ..., n

$A_1, A_2, \dots, A_n$ = luas daerah yang mewakili stasiun 1, 2, 3, ..., n

Menurut Triatmodjo (2008,p.35), disebutkan bahwa metode poligon thiessen banyak digunakan untuk menghitung hujan rerata kawasan. Poligon thiessen adalah tetap untuk suatu jaringan stasiun hujan tertentu. Apabila terdapat perubahan jaringan stasiun hujan, seperti pemindahan atau penambahan stasiun maka harus dibuat lagi poligon yang baru.

2.4.2 Analisis Perhitungan Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan merupakan besarnya hujan yang akan terjadi dan terulang pada suatu periode tertentu, hujan yang terjadi tersebut minimal menyamai dan melampaui sekali pada periode ulang tertentu. Curah hujan rancangan tersebut nantinya akan digunakan untuk mencari nilai intensitas hujan yang digunakan untuk mendapatkan nilai banjir rencana.

Dalam melakukan perhitungan nilai curah hujan rancangan, terdapat 4 (empat) metode yang umum digunakan, yaitu:

- a) Metode Distribusi Normal
- b) Metode Distribusi Log Normal
- c) Metode Distribusi Log Pearson III
- d) Metode Distribusi Gumbel

Untuk melakukan perhitungan curah hujan rancangan dengan menggunakan metode-metode tersebut, sebelumnya harus dilakukan terlebih dahulu perhitungan dispersi guna memperoleh parameter-parameter yang akan dipakai dalam perhitungan curah hujan rancangan dengan menggunakan metode-metode tersebut.

2.4.2.1 Perhitungan Dispersi

Perhitungan dispersi sering juga disebut sebagai perhitungan variasi. Perhitungan dispersi merupakan cara untuk mengukur besaran nilai variasi atau dispersi. Variasi atau dispersi itu sendiri merupakan besaran derajat dari sebaran variat disekitar nilai rata-rata suatu data sembarang variable hidrologi. Variat dari suatu variable hidrologi tidak semuanya sama dengan nilai rata-ratanya, akan tetapi nilai variat memiliki kemungkinan lebih besar atau lebih kecil dari nilai rata-ratanya. Pada studi ini, perhitungan dispersi hanya dibatasi sebatas untuk perhitungan distribusi frekuensi.

Perhitungan dispersi yang dilakukan adalah sebagai berikut:

- a) Standar deviasi

Standar deviasi merupakan nilai rata-rata penyimpangan mutlak dari rata-rata hitung untuk semua nilai variat. Varian dihitung sebagai nilai kuadrat dari deviasi standar. Rumus perhitungan standar deviasi yang digunakan yaitu:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2-7)$$

$$Sd^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \dots\dots\dots (2-8)$$

Keterangan:

Sd	= Standar deviasi
X_i	= Nilai variat
$\bar{X}$	= Rata-rata hitung
Sd^2	= Varian
n	= Jumlah data

b) Koefisien variasi

Koefisien variasi merupakan nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata hitung dari suatu distribusi. Rumus perhitungan koefisien variasi adalah sebagai berikut:

$$CV = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2-9)$$

bila dibuat presentase:

$$CV = \frac{100 \cdot S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2-10)$$

Keterangan:

CV = Koefisien variasi

S = Standar deviasi

$\bar{X}$ = Rata-rata hitung

c) Kemencengan (*skewness*)

Kemencengan merupakan nilai yang menunjukkan ketidak simetrisan bentuk suatu distribusi. Pengukuran kemencengan adalah mengukur seberapa besar suatu kurva frekuensi dari suatu distribusi tidak simetri atau menceng. Ukuran kemencengan dinyatakan dengan besarnya koefisien kemencengan, dapat dihitung dengan rumus:

Untuk populasi:

$$CS = \frac{\alpha}{\sigma^3} \dots\dots\dots (2-11)$$

Untuk sampel:

$$CS = \frac{a}{S^3} \dots\dots\dots (2-12)$$

$$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^3 \text{ biased estimated} \dots\dots\dots (2-13)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 \text{ unbiased estimated} \dots\dots\dots (2-14)$$

Keterangan:

CS = Koefisien kemencengan n = Jumlah data

σ = Standar deviasi dari populasi a, α = Parameter kemencengan

S = Standar deviasi dari sampel

μ = Rata-rata hitung dari data populasi

$\bar{X}$ = Rata-rata hitung dari data sampel

X_i = Data ke-i

d) Pengukuran kurtosis

Pengukuran kurtosis bertujuan untuk memperoleh nilai keruncingan dari bentuk kurva distribusi, dapat dirumuskan dengan sebagai berikut:

$$CK = \frac{MA(4)}{S^4} \dots\dots\dots (2-15)$$

Untuk data yang belum dikelompokkan, maka:

$$CK = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{S^4} \dots\dots\dots (2-16)$$

Untuk data yang sudah dikelompokkan, maka:

$$CK = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4 \cdot f_i}{S^4} \dots\dots\dots (2-17)$$

Keterangan:

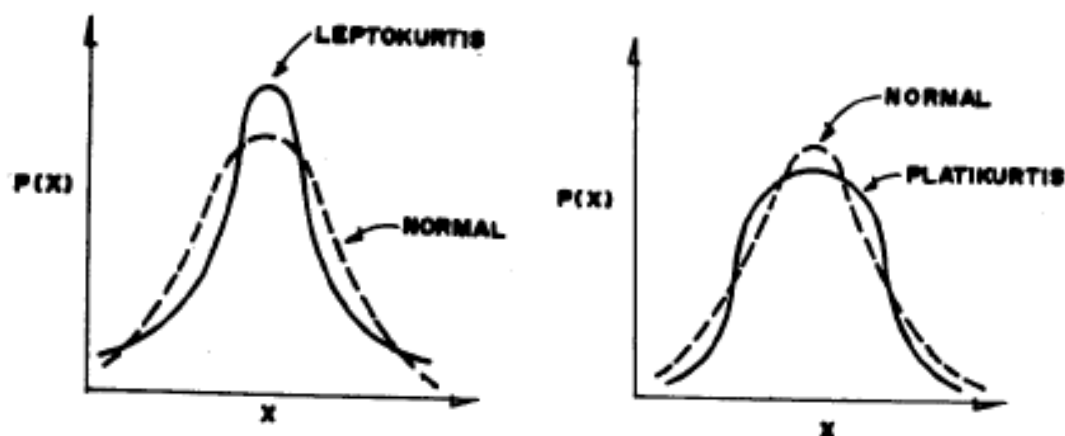
CK = Koefisien kurtosis
M4 = Momen ke-4 terhadap nilai rata-rata
S = Standar deviasi

Secara teoritis, jika:

CK = 3, disebut distribusi mesokurtis, puncaknya tidak begitu runcing dan tidak begitu datar, berbentuk distribusi normal.

CK > 3, disebut distribusi leptokurtis, puncaknya sangat runcing.

CK < 3, disebut distribusi platikurtis, puncaknya lebih datar.



Gambar 2. 5 Sketsa Bentuk Keruncingan Kurva

Sumber: Soewarno (1995,p.91)

2.4.2.2 Metode Distribusi Normal

Menurut Triatmodjo (2008,p.218), distribusi normal adalah simetris terhadap sumbu vertikal dan berbentuk lonceng yang juga disebut distribusi *Gauss*. Terdapat 2 (dua) parameter yang dimiliki distribusi normal, yaitu rerata μ dan standar deviasi σ dari populasi. Sifat khas distribusi normal adalah nilai asimetrisnya (*skewness*) hampir sama dengan nol ($C_s = 0$) dan dengan koefisien kurtosis sebesar 3 ($C_k = 3\sigma^2$ atau $+2,70 < C_k < 3,30$). Fungsi densitas peluang normal dari variable acak kontinyu X dapat ditulis sebagai berikut:

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{-1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \dots\dots\dots (2-18)$$

Keterangan:

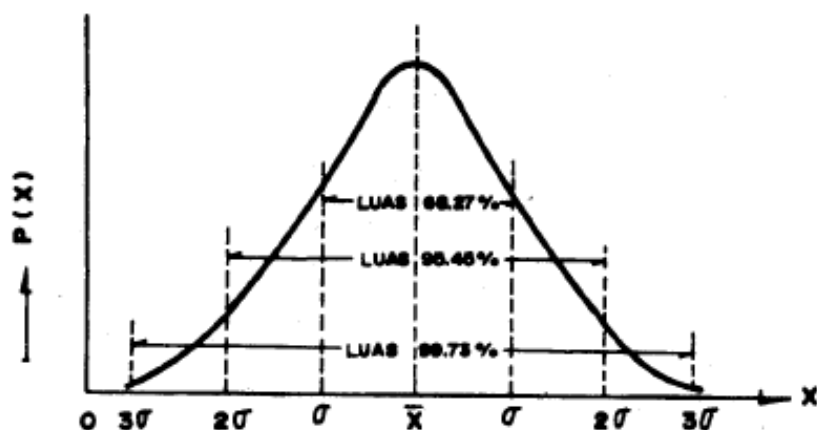
$P(X)$	= Fungsi kerapatan peluang normal
π	= 3,14156
e	= 2.71828
X	= Variabel acak kontinyu
μ	= Nilai X rata-rata
σ	= Standar deviasi dari nilai X

Menurut Soewarno (1995,p.107), apabila sebuah populasi dari data hidrologi mempunyai distribusi berbentuk distribusi normal, maka nilai variat yang berada pada daerah antara adalah sebagai berikut:

- Kira-kira 68,27 %, terletak di daerah satu standar deviasi sekitar nilai rata-ratanya, yaitu antara $(\mu-\sigma)$ dan $(\mu+\sigma)$.
- Kira-kira 95,45 %, terletak di daerah dua standar deviasi sekitar nilai rata-ratanya, yaitu antara $(\mu-2\sigma)$ dan $(\mu+2\sigma)$.
- Kira-kira 99,73 %, terletak di daerah tiga standar deviasi sekitar nilai rata-ratanya, yaitu antara $(\mu-3\sigma)$ dan $(\mu+3\sigma)$.

Kemungkinan (*probability*) yang dialami populasi dari data hidrologi dengan sebaran normal adalah sebagai berikut:

$P(\bar{x} - \sigma)$	= 15,87 %
$P(\bar{x} - \sigma)$	= 50 %
$P(\bar{x} - \sigma)$	= 84,14 %



Gambar 2. 6 Kurva Distribusi Normal

Sumber: Soewarno (1995,p.108)

Selanjutnya nilai $P(X)$ di plot pada kertas grafik peluang umumnya akan berbentuk persamaan garis lurus dengan persamaan umum sebagai berikut:

$$X_{tr} = \bar{x} + k \cdot S \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

Keterangan:

- X_{tr} = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu.
- $\bar{x}$ = Nilai rata-rata kejadian.
- k = Faktor frekuensi, merupakan fungsi peluang atau periode ulang.
- S = Standar deviasi.

2.4.2.3 Metode Distribusi Log Normal

Penggunaan distribusi log normal digunakan apabila nilai-nilai dari variable random tidak mengikuti distribusi normal, tetapi nilai logaritmanya memenuhi distribusi normal (Triatmodjo, 2008,p.222). Parameter yang digunakan pada distribusi log normal adalah rerata dan standar deviasi dari y yaitu μ_n dan σ_n^2 , sehingga persamaan yang digunakan adalah:

$$P(X) = \frac{1}{x\sigma_n\sqrt{2\pi}} \cdot e^{\frac{-1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_n}{\sigma_n}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

Keterangan:

- $P(X)$ = Fungsi kerapatan peluang log normal
- π = 3,14156
- e = 2.71828
- μ = Nilai X rata-rata
- σ = Standar deviasi dari nilai X

dengan:

$$\text{Nilai X rata-rata } \mu_n = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{\mu^4}{\mu^2 + \sigma^2} \right) \dots\dots\dots (2-21)$$

$$\text{Variansi } \sigma_n^2 = \ln \left(\frac{\sigma^2 + \mu^2}{\mu^2} \right) \dots\dots\dots (2-22)$$

$$\text{Koefisien variasi } C_v = \frac{\sigma_n}{\mu_n} \dots\dots\dots (2-23)$$

$$\text{Koefisien kemencengan } C_s = 3 C_v + C_v^3 \dots\dots\dots (2-24)$$

$$\text{Koefisien kurtosis } C_k = C_v^8 + 6 C_v^6 + 15 C_v^4 + 16 C_v \dots\dots\dots (2-25)$$

Persamaan transformasi yang dapat digunakan pada distribusi log normal adalah sebagai berikut:

$$\log X_{tr} = \log x + k \cdot S \log x \dots\dots\dots (2-26)$$

Keterangan:

$\log X_{tr}$ = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu.

$\log x$ = Nilai rata-rata kejadian.

k = Faktor frekuensi.

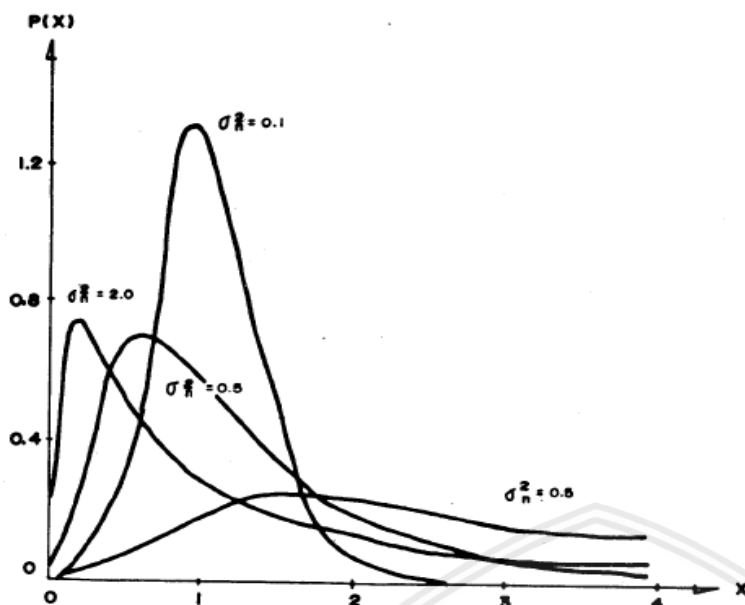
$S \log x$ = Standar deviasi.

Tabel 2. 6

Faktor Frekuensi untuk Distribusi Normal dan Log Normal

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,110	0,990	-1,28
2,000	0,500	0,00
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84
10,000	0,100	1,28
20,000	0,050	1,64
50,000	0,020	2,05
100,000	0,010	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

Sumber: Hadisusanto (2010,p.40)



Gambar 2. 7 Contoh Kurva Peluang Log Normal

Sumber: Soewarno (1995,p.150)

2.4.2.4 Metode Distribusi Log Pearson III

Distribusi Pearson terdapat 12 tipe, tetapi yang banyak digunakan dalam pelaksanaan analisis hidrologi adalah distribusi log Pearson III. Log Pearson III merupakan hasil transformasi dari model distribusi Pearson III dengan variatnya menjadi log. Fungsi kerapatan peluang yang dapat digunakan yaitu:

$$P(X) = \frac{1}{a \cdot \Gamma \cdot b} \left[\frac{X - C}{a} \right]^{b-1} e^{-\left[\frac{X-C}{a} \right]} \quad (2-27)$$

Keterangan:

- $P(X)$ = Fungsi kerapatan peluang variat X .
- X = Nilai variat.
- a, b, c = Parameter.
- Γ = Fungsi gamma.

Bentuk persamaan matematik untuk *plotting* nilai variat X pada kertas logaritmik merupakan persamaan garis lurus, berikut bentuk persamaannya:

$$X_{tr} = \bar{x} + k \cdot S \quad (2-28)$$

Keterangan:

- X_{tr} = Nilai logaritma X .
- $\bar{x}$ = Nilai rata-rata X .
- k = Karakteristik distribusi log Pearson III.
- S = Standar deviasi X .

Tabel 2. 7
Faktor Frekuensi untuk Distribusi Log Pearson III

Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,954	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber: Hadisusanto (2010,p.283)

2.4.2.5 Metode Distribusi Gumbel

Menurut Hadisusanto (2010,p.44), distribusi gumbel umumnya digunakan pada perhitungan hidrologi untuk menghitung kejadian yang ekstrim. Distribusi ini, mempunyai distribusi eksponensial ganda dengan persamaan sebagai berikut:

$$P(X) = e^{(-e)^{-Y}} \dots\dots\dots (2-29)$$

Dengan batasan: $X \leq x$
 $-\infty < X < +\infty$

Keterangan:

$P(X)$ = Fungsi kerapatan peluang X .

X = Variabel acak kontinyu.

e = 2,71828

Y = Faktor reduksi

Persamaan garis lurus distribusi Gumbel ditentukan dengan menggunakan metode momen:

$$Y = a(X - X_0) \dots\dots\dots (2-30)$$

Fisher dan Tippet mendapatkan harga:

$$a = \frac{1,281}{\sigma} \dots\dots\dots (2-31)$$

$$X_0 = \mu - \frac{0,577}{a} \text{ maka,}$$

$$X_0 = \mu - 0,455 \cdot \sigma \dots\dots\dots (2-32)$$

Keterangan:

μ = Nilai rata-rata.

σ = Standar deviasi.

Distribusi Gumbel mempunyai koefisien kemencengan (*skewness*) $\approx 1,1396$ dan kurtosis $\approx 5,4002$, sedangkan nilai Y , faktor reduksi Gumbel merupakan fungsi dari besarnya peluang atau periode ulang. Pendekatan persamaan garis lurus distribusi Gumbel yaitu:

$$X = \bar{x} + k \cdot S \dots\dots\dots (2-33)$$

Keterangan:

X_{tr} = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu.

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

S = Standar deviasi.

k = Faktor frekuensi k untuk harga ekstrim Gumbel ditulis dengan:

$$k = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots (2-34)$$

dengan:

Y_T = Reduksi variat.

Y_n = Reduksi rata-rata variat yang nilainya tergantung jumlah data (n).

$$Y_T = -\ln \left[-\ln \left\{ \frac{(T_r - 1)}{T_r} \right\} \right] \dots\dots\dots (2-35)$$

T_r = Periode ulang.

S_n = Standar deviasi variat yang nilainya tergantung jumlah data (n).

Tabel 2. 8
Nilai Variabel Reduksi Gumbel

Periode Ulang T (tahun)	Peluang (%)	Y_T
1,001	0,999	-1,930
1,110	0,990	-0,834
2,000	0,500	0,366
2,500	0,400	0,671
3,330	0,300	1,030
4,000	0,250	1,240
5,000	0,200	1,510
10,000	0,100	2,250
20,000	0,050	2,970
50,000	0,020	3,900
100,000	0,010	4,600
200,000	0,005	5,290
500,000	0,002	6,210
1000,000	0,001	6,900

Sumber: Hadisusanto (2010,p.46)

Tabel 2. 9

Hubungan Reduksi Rata-rata (Y_n) dan Reduksi Standar Deviasi (S_n) dengan Jumlah Data Kejadian (n)

n	Y_n	n	Y_n	n	S_n	n	S_n
10	0,4952	30	0,5362	10	0,9496	30	1,1124
11	0,4996	31	0,5371	11	0,9676	31	1,1159
12	0,5035	32	0,5380	12	0,9833	32	1,1193
13	0,5070	33	0,5388	13	0,9971	33	1,1226
14	0,5100	34	0,5396	14	1,0095	34	1,1255
15	0,5128	35	0,5402	15	1,0206	35	1,1285
16	0,5157	36	0,5410	16	1,0316	36	1,1313
17	0,5181	37	0,5418	17	1,0411	37	1,1339
18	0,5202	38	0,5424	18	1,0493	38	1,1363
19	0,5220	39	0,5430	19	1,0565	39	1,1388
20	0,5236	40	0,5436	20	1,0628	40	1,1413
21	0,5252	41	0,5442	21	1,0696	41	1,1436
22	0,5268	42	0,5448	22	1,0754	42	1,1458
23	0,5283	43	0,5453	23	1,0811	43	1,148
24	0,5296	44	0,5458	24	1,0864	44	1,1499
25	0,5309	45	0,5463	25	1,0915	45	1,1519
26	0,5320	46	0,5468	26	1,0961	46	1,1538
27	0,5332	47	0,5473	27	1,1004	47	1,1557
28	0,5343	48	0,5477	28	1,1047	48	1,1574
29	0,5353	49	0,5481	29	1,1086	49	1,159

Sumber: Hadisusanto (2010,p.46)

2.4.3 Uji Kesesuaian Data Distribusi Frekuensi

Data hidrologi yang digunakan untuk melakukan estimasi banjir rancangan (*design flood*) atau pun debit andalan menggunakan analisis frekuensi belum tentu sesuai dengan distribusi-distribusi yang dipilih. Oleh karena itu, perlu dilakukan ujian kesesuaian terhadap analisis frekuensi yang telah dilakukan. Untuk menentukan kesesuaian (*the goodness of fit*) distribusi frekuensi empiris dari sampel data terhadap fungsi distribusi frekuensi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris, diperlukan pengujian secara statistik. Pengujian ini dilakukan setelah penggambaran hubungan antara data kedalaman hujan atau data debit dan nilai probabilitas pada kertas probabilitas. Dalam menentukan kesesuaian distribusi frekuensi pada perhitungan statistik hidrologi sering diterapkan dua cara pengujian yaitu (Hadisusanto, 2010,p.47):

- Uji kesesuaian *Smirnov-Kolmogorov*.
- Uji kesesuaian *Chi Kuadrat (Chi-Square Test)*.

2.4.3.1 Uji Kesesuaian *Smirnov-Kolmogorov*

Uji *Smirnov-Kolmogorov* adalah uji distribusi terhadap penyimpangan data ke arah horizontal untuk mengetahui suatu data sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih atau tidak. Uji *Smirnov-Kolmogorov* ini juga sering disebut sebagai uji kecocokan *non-parametric*, karena pengujian yang dilakukan tidak menggunakan suatu fungsi distribusi tertentu. Sehingga, pengujian kesesuaian dapat dilakukan lebih sederhana dengan membandingkan kemungkinan setiap peluang empiris dan peluang teoritisnya untuk mendapatkan nilai perbedaan maksimum (D_{max}).

Berdasarkan perbedaan antara peluang pengamatan dan peluang teoritis didapat persamaan:

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)] \dots\dots\dots (2-36)$$

Keterangan:

- D = Perbedaan peluang maksimum.
 $P(X_m)$ = Nilai peluang data pengamatan (empiris).
 $P'(X_m)$ = Nilai peluang teoritis.

Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui beberapa hal seperti (Hadisusanto, 2010:48):

- Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model sebaran yang diharapkan atau diperoleh secara teoritis.
- Kebenaran hipotesis diterima atau ditolak.

Untuk mengadakan pemeriksaan uji tersebut terlebih dahulu dilakukan *plotting* data hujan hasil pengamatan pada kertas probabilitas dan garis durasi yang sesuai. *Plotting* data pengamatan hujan dan garis durasi pada kertas probabilitas tersebut dilakukan dengan tahapan sebagai berikut (Hadisusanto, 2010,p.48):

- Data hujan harian maksimum tiap tahun disusun dari urutan yang besar ke kecil.
- Peluang (probabilitas) dihitung dengan menggunakan persamaan *Weibull*.

$$P(X_i) = \frac{m}{n+1} \times 100\% \dots\dots\dots (2-37)$$

Keterangan:

- $P(X_i)$ = Peluang (probabilitas) terjadinya kumpulan nilai yang diharapkan selama periode pengamatan.
 m = Nomor urut kejadian atau peringkat kejadian.
 n = Jumlah data pengamatan.
- Plotting* data hujan X_m pengamatan dan peluangnya pada kertas probabilitas.

- d) Plot persamaan analisis frekuensi hujan berdasarkan periode ulang yang ditetapkan.
- e) Membandingkan perbedaan *plotting* nilai peluang data pengamatan. $P(X_m)$ dengan plot persamaan analisis frekuensi hujan berdasarkan periode ulang yang ditetapkan sebagai nilai peluang teoritis $P'(X_m)$.
- f) Nilai perbedaan yang terbesar antara $P(X_m)$ dan $P'(X_m)$, kemudian dibandingkan dengan nilai Δ kritis untuk uji kesesuaian *Smirnov-Kolmogorov*, kalau hasilnya nilai $(P(X_m) - P'(X_m)) < \text{nilai } \Delta \text{ kritis}$, artinya hipotesis diterima. Sebaliknya, jika nilai $(P(X_m) - P'(X_m)) > \text{nilai } \Delta \text{ kritis}$, artinya hipotesis ditolak.

Uji kesesuaian ini sebaiknya dilakukan pada setiap perhitungan analisis frekuensi hujan, hal ini untuk melihat apakah data kejadian hujan yang dipakai untuk perhitungan peluang kejadian hujan secara hipotesis diterima atau ditolak.

Tabel 2. 10

Nilai D Kritis Uji *Smirnov-Kolmogorov*

N	α			
	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	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,18	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N}}$

α = Derajat kepercayaan

Sumber: Hadisusanto (2010,p.49)

2.4.3.2 Uji Kesesuaian *Chi Kuadrat (Chi-Square Test)*

Uji kesesuaian *Chi Kuadrat* biasanya digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis, yakni menguji kebenaran distribusi yang digunakan pada perhitungan analisis frekuensi. Uji *Chi Kuadrat* ini menggunakan parameter χ^2 , dimana metode ini diperoleh berdasarkan rumus (Hadisusanto, 2010,p.49):

$$\chi^2 = \sum \frac{(Ef - Of)^2}{Ef} \dots\dots\dots (2-38)$$

Keterangan:

χ^2 = Harga *chi kuadrat*.

Ef = Frekuensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai pembagian kelas.

Of = Frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama.

Nilai χ^2 hasil perhitungan nilainya harus lebih kecil dari harga χ^2_{cr} (*chi kuadrat kritis*) pada Tabel 2.11, untuk derajat nyata tertentu (*level of significance*), yang sering diambil 5%. Adapun derajat kebebasan ini secara umum dapat dihitung dengan:

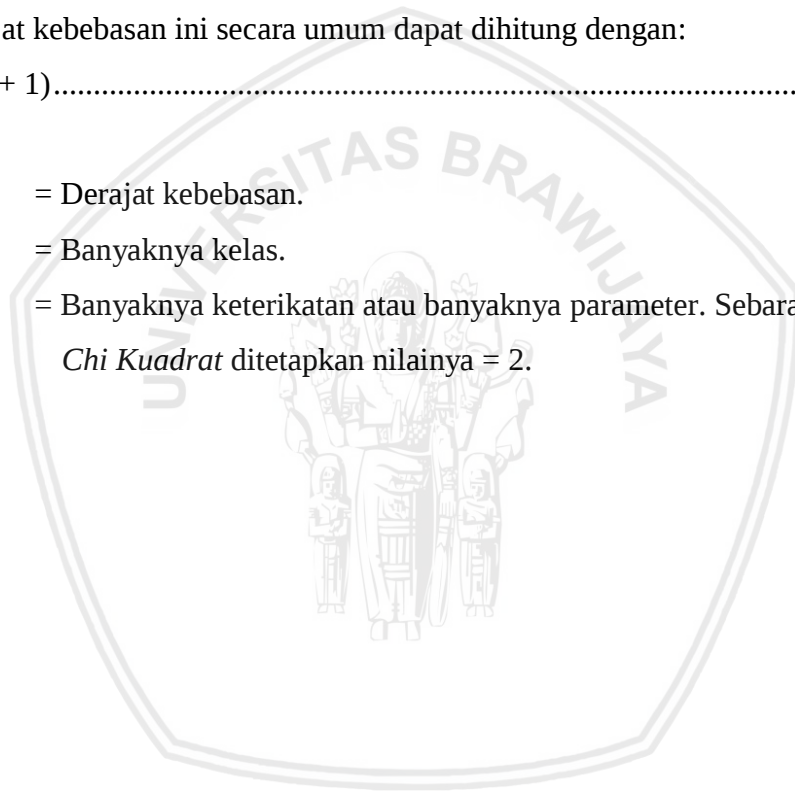
$$DK = K - (P + 1) \dots\dots\dots (2-39)$$

Keterangan:

DK = Derajat kebebasan.

K = Banyaknya kelas.

P = Banyaknya keterikatan atau banyaknya parameter. Sebaran untuk *Chi Kuadrat* ditetapkan nilainya = 2.



Tabel 2. 11
 Nilai Kritis untuk Uji *Chi Kuadrat*

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	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	52,236
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber: Soewarno (1995,p.222)

2.4.4 Curah Hujan Maksimum Boleh Jadi (*PMP/Probable Maximum Precipitation*)

Hujan berpeluang maksimum atau *PMP* dapat didefinisikan sebagai tinggi hujan terbesar dengan durasi tertentu yang secara meteorologi dimungkinkan bagi suatu daerah pengaliran atau DAS dalam suatu waktu dalam tahun, tanpa adanya kelonggaran yang dibuat untuk *trend* klimatologi jangka panjang. Untuk memperkirakan *PMP* tidak ada pembakuan atau ketentuan, karena banyaknya data dan mutu data yang sangat beragam, misalnya lokasi dan besarnya daerah pengaliran, topografi daerah pengaliran dan wilayah sungai, tipe badai yang menghasilkan hujan ekstrim serta cuaca.

Terdapat beberapa metode pendekatan yang bisa digunakan untuk menghitung *PMP* diantaranya adalah pendekatan meteorologi dan statistik. Pendekatan berdasarkan meteorologi bisa dilakukan dengan menggunakan metode *storm transposition* dan *moisture maximization*, namun pendekatan meteorologi tidak dapat digunakan di Indonesia, karena beberapa data yang dibutuhkan untuk melakukan metode yang ada bisa dibilang tidak tersedia di Indonesia. Sedangkan untuk kondisi di Indonesia bisa dilakukan dengan menggunakan pendekatan statistik yang dikerjakan dengan metode *Hersfield*.

Metode *Hersfield* (1961, 1986) merupakan prosedur dalam statistik yang digunakan untuk memperkirakan curah hujan maksimum boleh jadi (CMB), untuk kondisi data meteorologi yang sangat kurang atau perlu analisis dengan cepat. Pada metode ini curah hujan maksimum boleh jadi dihitung untuk tiap pos hujan (*point rainfall*), selanjutnya dicari curah hujan maksimum boleh jadi rata-ratanya, dan pada akhirnya diubah menjadi hujan daerah pengaliran sungai (DPS) yang didapatkan dari hasil perkalian curah hujan maksimum boleh jadi rata-rata dengan koefisien reduksi. Adapun rumus *Hersfield* yang digunakan adalah:

$$X_m = \bar{X}_p + K_m S_p \dots\dots\dots (2-40)$$

Keterangan:

- | | |
|-------------|---|
| X_m | = Nilai hujan maksimum boleh jadi. |
| $\bar{X}_p$ | = Rata-rata dari seri data hujan harian maksimum tahunan berjumlah n yang telah dikalikan faktor penyesuaian. |
| K_m | = Nilai fungsi dari hujan dan rata-rata hujan harian maksimum tahunan. |
| S_p | = Standar deviasi data hujan maksimum. |

Nilai $\bar{X}_p$ dan S_p yang digunakan pada persamaan (2-40) merupakan nilai dari $\bar{X}_n$ dan S_n yang sudah disesuaikan dengan pengamatan maksimum dan panjang pencatatan data. Persamaan nilai $\bar{X}_p$ dan S_p terhadap faktor koreksi yaitu:

$$\bar{X}_p = \bar{X}_n \cdot f_1 \cdot f_2 \dots\dots\dots (2-41)$$

Keterangan:

$\bar{X}_p$ = Nilai rerata data hujan maksimum pada persamaan (2-40).

$\bar{X}_n$ = Rerata hujan harian maksimum tahunan yang lolos penyaringan.

f_1 = Faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum.

f_2 = Faktor penyesuaian terhadap panjang data.

$$S_p = S_n \cdot f_3 \cdot f_4 \dots\dots\dots (2-42)$$

Keterangan:

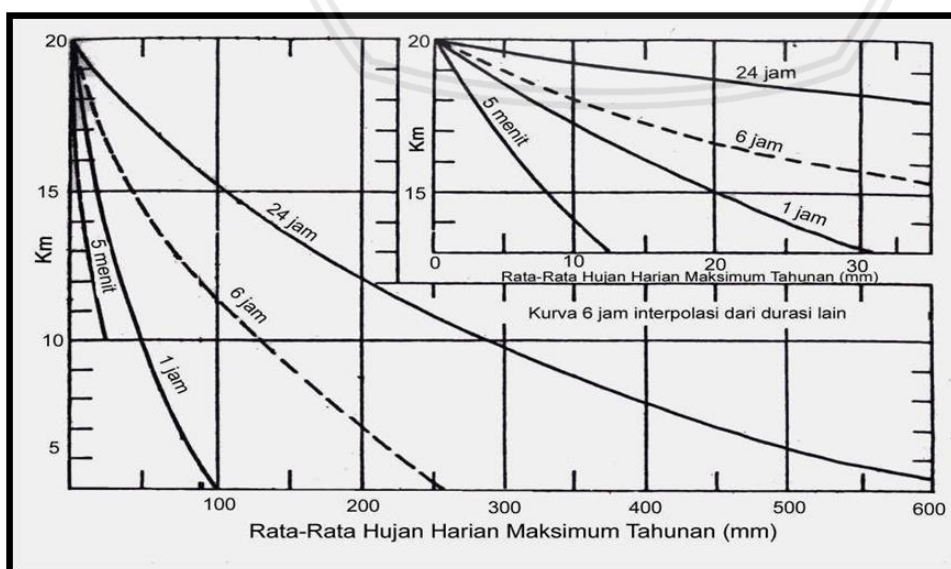
S_p = Standar deviasi data hujan maksimum pada persamaan (2-40).

S_n = Standar deviasi data hujan maksimum yang lolos penyaringan.

f_1 = Faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum.

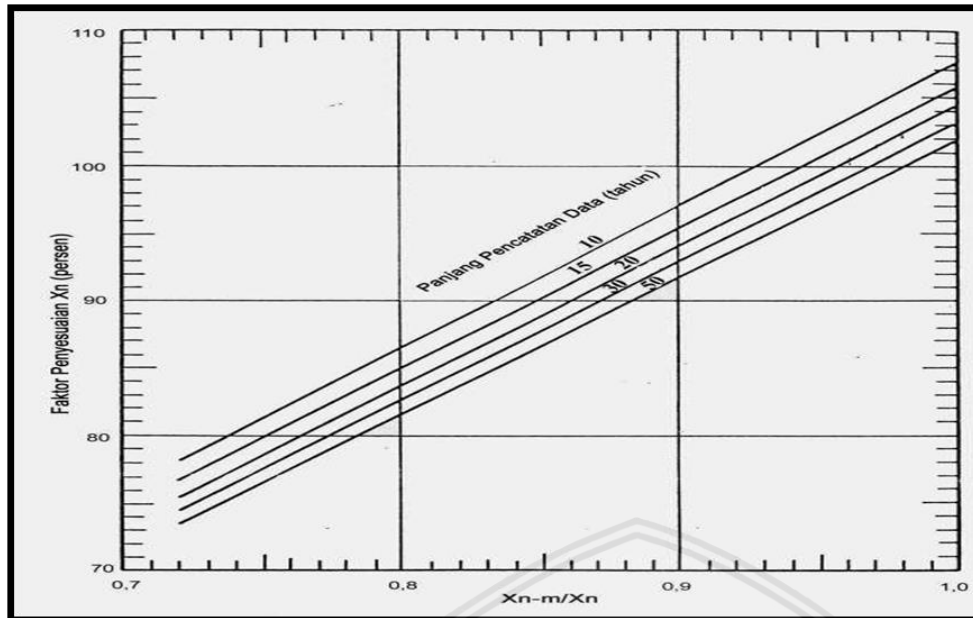
f_2 = Faktor penyesuaian terhadap panjang data.

Setelah menghitung hujan maksimum boleh jadi dengan menggunakan persamaan (2-40), hasilnya dikali dengan 1,13 (sebagai faktor pengali untuk waktu hujan 24 jam atau lebih) guna memperoleh hasil yang didapat dari hujan maksimum yang sesungguhnya. Faktor pengali tersebut tidak berlaku untuk hujan 24 jam yang diperoleh dari pengukuran dengan waktu yang lebih singkat misalnya 1 jam atau 6 jam.



Gambar 2. 8 Menentukan Harga K_m

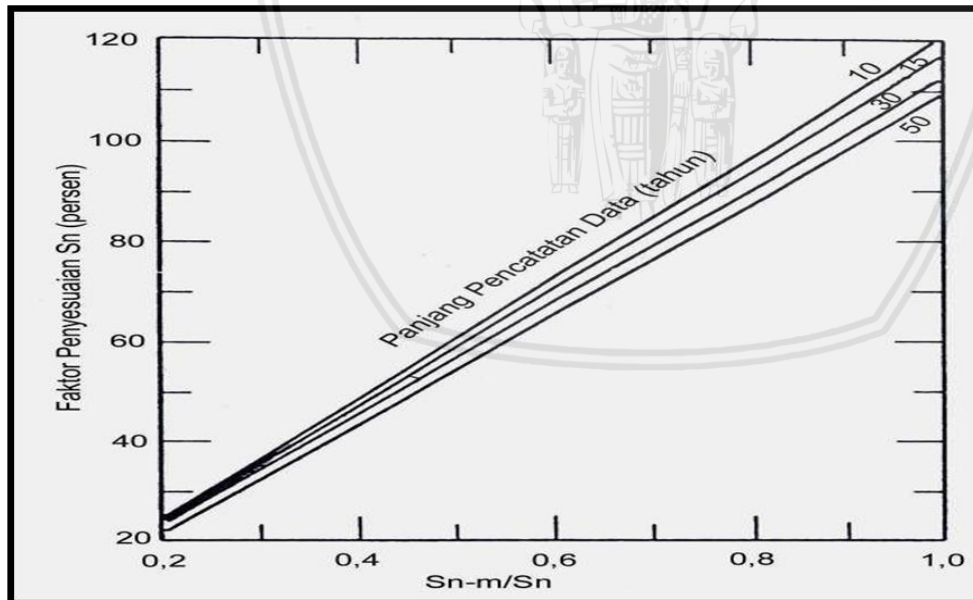
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2012,p.9)



Gambar 2. 9 Faktor Penyesuaian Rata-rata Terhadap Pengamatan Maksimum
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2012,p.9)

Keterangan gambar:

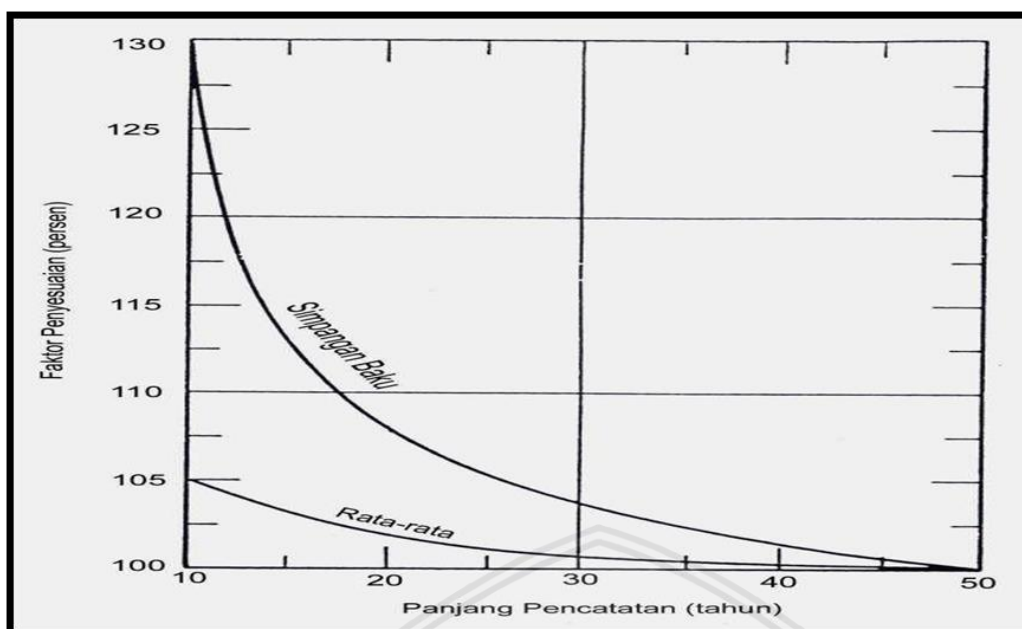
- X_n adalah rerata hujan harian maksimum tahunan.
- X_{n-m} adalah rerata hujan harian maksimum tahunan tanpa nilai maksimum.
- Faktor penyesuaian X_n (persen) adalah f_1 .



Gambar 2. 10 Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2012,p.10)

Keterangan gambar:

- S_n adalah standar deviasi.
- S_{n-m} adalah standar deviasi tanpa nilai maksimum.
- Faktor penyesuaian S_n (persen) adalah f_3 .



Gambar 2. 11 Faktor Penyesuaian Rata-rata dan Simpangan Baku Terhadap Panjang Pengamatan Data

Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2012,p.10)

Keterangan gambar:

- Faktor penyesuaian rata-rata adalah f_2 .
- Faktor penyesuaian simpangan baku adalah f_4 .

2.4.5 Intensitas Hujan

Menurut Sosrodarsono (1976,p.145), intensitas hujan merupakan intensitas curah hujan rerata selama waktu tiba banjir. Adapun curah hujan yang dipakai merupakan curah hujan harian yang digunakan untuk memperkirakan intensitas hujan dengan lama curah hujan sembarang. Rumus yang dipakai adalah rumus mononobe, dengan persamaan sebagai berikut:

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{tc} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2-43)$$

Keterangan:

- I = Intensitas hujan rata-rata selama t jam (mm/jam).
 tc = Waktu konsentrasi atau lama curah hujan (jam).
 R_{24} = Curah hujan harian, selama 24 jam (mm).

2.4.6 Koefisien Pengaliran atau Limpasan

Menurut Hadisusanto (2010,p.153), koefisien pengaliran merupakan perbandingan antara tebal aliran dan tinggi hujan untuk jangka waktu tertentu. Rumus yang dipakai adalah:

$$C = \frac{\text{tebal aliran}}{\text{tinggi hujan}} \dots\dots\dots (2-44)$$

Keterangan:

C = Koefisien pengaliran.

Sehingga koefisien pengaliran ini mempresentasikan efek daerah aliran sungai terhadap kehilangan air hujan menjadi aliran permukaan, dimana angka koefisien aliran itu sendiri tergantung pada kondisi alam permukaan tanah, meliputi kemiringan lereng, kelembaban tanah, infiltrasi, dan intensitas hujan.

Tabel 2. 12

Angka Koefisien Aliran untuk Daerah Aliran Sungai (C)

Kondisi Daerah Aliran Sungai	Angka (C)
Pegunungan curam	0,75 - 0,90
Pegunungan tersier	0,70 - 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 - 0,75
Dataran pertanian	0,45 - 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 - 0,80
Sungai di pegunungan	0,75 - 0,85
Sungai di dataran	0,45 - 0,75
Sungai besar yang sebagian alirannya di dataran rendah	0,50 - 0,75

Sumber: Hadisusanto (2010,p.155)

2.4.7 Curah Hujan Netto

Hujan netto merupakan curah hujan yang selanjutnya akan menjadi aliran permukaan atau limpasan langsung (*direct run-off*). Limpasan tersebut terdiri dari limpasan bawah permukaan dan limpasan permukaan. Dalam hal ini, dianggap proses perubahan hujan menjadi limpasan dengan mengikuti proses linier dan tetap (tidak berubah oleh waktu).

Rumus curah hujan netto adalah:

$$R_n = C \times R \dots\dots\dots (2-45)$$

Keterangan:

R_n = Curah hujan netto (mm/jam).

C = Koefisien pengaliran.

R = Intensitas curah hujan (mm/jam).

2.4.8 Distribusi Hujan

Distribusi hujan (agihan 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 dengan berdasarkan analisis frekuensi dan frekuensi kemunculan tertinggi pada distribusi hujan jam-jaman tertentu. Selanjutnya prosentase hujan tiap jam terhadap tinggi hujan total pada distribusi hujan yang ditetapkan.

Pemilihan durasi hujan kritis (*Critical Storm Duration*), pada prinsipnya tergantung pada luas DPS dan pengaruh-pengaruh lain seperti luas genangan waduk dan konfigurasi bangunan pelimpah, sehingga untuk setiap bendungan walaupun memiliki luas DPS yang sama belum pasti durasi hujan kritisnya sama.

Pemilihan durasi hujan dengan pola distribusinya sangat berpengaruh pada hasil banjir desain yang diperhitungkan. Curah hujan yang sama yang terdistribusi dengan dengan curah hujan yang panjang akan menghasilkan puncak banjir yang lebih rendah dibanding dengan yang terdistribusi dengan durasi yang pendek.

Bila data hidrograf banjir dari pos duga air otomatis dan data distribusi hujan jam-jaman dari stasiun hujan otomatis tidak tersedia, pola distribusi hujan dapat ditetapkan dengan mengacu pada tabel di bawah ini:

Tabel 2. 13
Intensitas Hujan dalam (%) yang Diiijinkan PSA-007

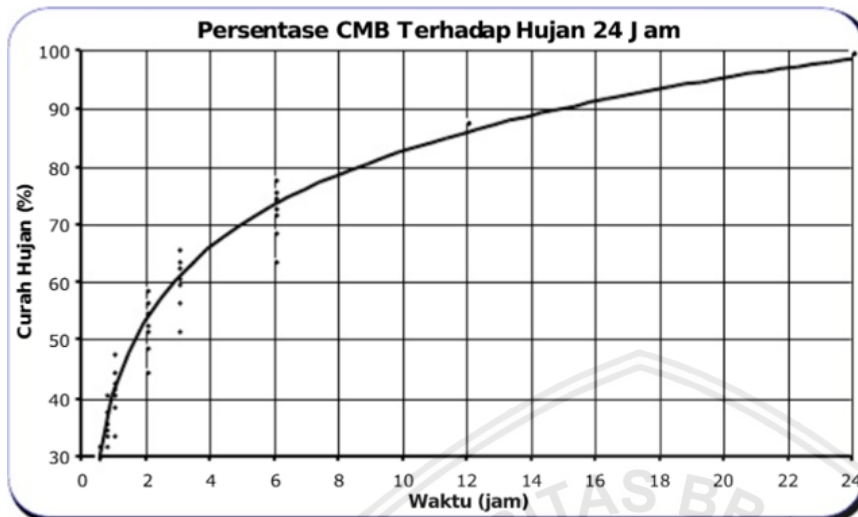
Kala ulang Tahun	Durasi Hujan							
	0.5	0.75	1	2	3	6	12	24
	Jam	Jam	Jam	Jam	jam	Jam	jam	Jam
5	32	41	48	59	66	78	88	100
10	30	38	45	57	64	76	88	100
25	28	36	43	55	63	75	88	100
50	27	35	42	53	61	73	88	100
100	26	34	41	52	60	72	88	100
1000	25	32	39	49	57	69	88	100
CMB	20	27	34	45	52	64	88	100

Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume II (Analisis Hidrologi) (1999)

Pemilihan durasi hujan yang menimbulkan banjir sangat berperan penting untuk menetapkan debit banjir rencana. Sebaiknya pola durasi hujan diambil dari hasil pengamatan pada daerah yang akan ditentukan debit banjirnya.

Pada umumnya hasil pengamatan pola durasi hujan tidak didapat, maka dilakukan optimasi durasi untuk hujan 6 jam sampai 24 jam, misal 6,9,12,15 dan seterusnya (PSA-007).

Untuk mendapatkan curah hujan kritis, distribusi hujan disusun dalam bentuk genta, dimana hujan tertinggi ditempatkan di tengah, tertinggi kedua di sebelah kiri, tertinggi ketiga di sebelah kanan dan seterusnya (PSA-007).



Gambar 2. 12 Persentase PMP Terhadap Hujan 24 Jam
Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Urugan (1999)

2.4.9 Probable Maximum Flood (PMF)

Probable maximum flood atau biasa disingkat dengan PMF merupakan suatu kemungkinan banjir maksimum yang dapat terjadi pada suatu daerah dengan durasi tertentu. Debit banjir maksimum sangat dipengaruhi oleh curah hujan yang cukup besar atau maksimum pada suatu daerah. Perhitungan kemungkinan debit banjir maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dapat dilakukan setelah diketahui kemungkinan curah hujan maksimum pada daerah tersebut. Rumus yang dapat digunakan untuk menghitung PMF adalah sebagai berikut:

$$PMF = PMP \times HSS \dots\dots\dots (2-46)$$

Keterangan:

- PMF = *Probable Maximum Flood* atau kemungkinan banjir maksimum (m^3/det).
- PMP = *Probable Maximum Precipitation* atau curah hujan maksimum boleh jadi (mm).
- HSS = Hidrograf satuan sintetis (m^3/det).

2.4.10 Analisis Banjir Rancangan dengan Metode Hidrograf Satuan Sintetis

Hidrograf satuan sintetis merupakan suatu cara untuk memperkirakan penggunaan konsep hidrograf satuan dalam suatu perencanaan yang tidak tersedia pengukuran-pengukuran langsung mengenai hidrograf banjir. Menurut Hadisusanto (2010,p.185), hidrograf satuan sintetis dapat dibuat untuk daerah aliran sungai yang sama sekali tidak ada

data pencatatan tinggi muka air otomatis (AWLR). Oleh karena itu, maka diperlukan observasi atau peninjauan pada daerah studi untuk dapat diketahui kondisi karakteristik daerah aliran sungai yang selanjutnya digunakan untuk menetapkan parameter-parameter yang dibutuhkan dalam pembuatan hidrograf sintetis. Adapun parameter-parameternya yaitu:

- Waktu konsentrasi untuk mengetahui waktu mulai hujan dari pusat hujan pada hietograf hingga mulai kenaikan air banjir.
- Waktu untuk mencapai puncak hidrograf.
- Waktu dasar (*time base*) hidrograf yaitu waktu yang diperlukan dari mulai banjir hingga waktu akhir banjir.
- Panjang sungai utama.
- Kemiringan daerah aliran sungai.
- Luas daerah aliran sungai.
- Koefisien aliran dan sebagainya.

Pada studi analisis keruntuhan bendungan ini, digunakan 2 (dua) macam hidrograf satuan sintesis, yaitu:

- Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.
- Hidrograf Satuan Sintetis Snyder.

2.4.10.1 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Dalam penggunaan metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu diperlukan beberapa parameter yang berhubungan dengan karakteristik daerah aliran sungai, antara lain yaitu:

- Luas daerah aliran sungai.
- Panjang sungai utama.
- Koefisien aliran.

Rumus yang digunakan pada metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu yaitu:

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_o}{3,60(0,30T_p + T_{0,30})} \dots\dots\dots (2-47)$$

Keterangan:

- | | |
|------------|---|
| Q_p | = Debit puncak banjir (m^3/det). |
| R_o | = Hujan satuan (mm). |
| T_p | = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam). |
| $T_{0,30}$ | = Waktu yang diperlukan penurunan debit, dari debit puncak sampai 30 % dari debit puncak (jam). |

Nilai tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir T_p , dihitung dengan persamaan:

$$T_p = t_g + 0,80t_r \quad (2-48)$$

Keterangan:

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

t_g = Waktu konsentrasi (jam).

$$\text{Untuk } L < 15 \text{ km, nilai } t_g = 0,21 L^{0,70} \quad (2-49)$$

$$\text{Untuk } L > 15 \text{ km, nilai } t_g = 0,40 + 0,058 L \quad (2-50)$$

t_r = Waktu hujan efektif (jam).

$$t_r = 0,50 t_g \text{ sampai } t_g \text{ (jam)} \quad (2-51)$$

Waktu yang diperlukan penurunan debit $T_{0,30}$ dapat dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$T_{0,30} = \alpha \times t_g \quad (2-52)$$

Nilai α merupakan faktor koefisien yang ditetapkan berdasarkan bentuk hidrograf banjir yang terjadi pada daerah aliran sungai.

- Untuk daerah aliran $\alpha = 2,0$.
- Untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1,5$.
- Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha = 3,0$.

Bagian lengkung naik (*rising limb*) hidrograf satuan seperti pada Gambar 2.13, mempunyai persamaan:

$$0 \leq t \leq T_p$$

$$Q_t = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,40} \quad (2-53)$$

Keterangan:

Q_t = Debit limpasan sebelum sampai puncak banjir (jam).

t = Waktu (jam).

Bagian lengkung turun (*decreasing limb*) hidrograf satuan mempunyai persamaan yang dapat digunakan, yaitu:

$$T_p \leq t \leq T_p + T_{0,30}$$

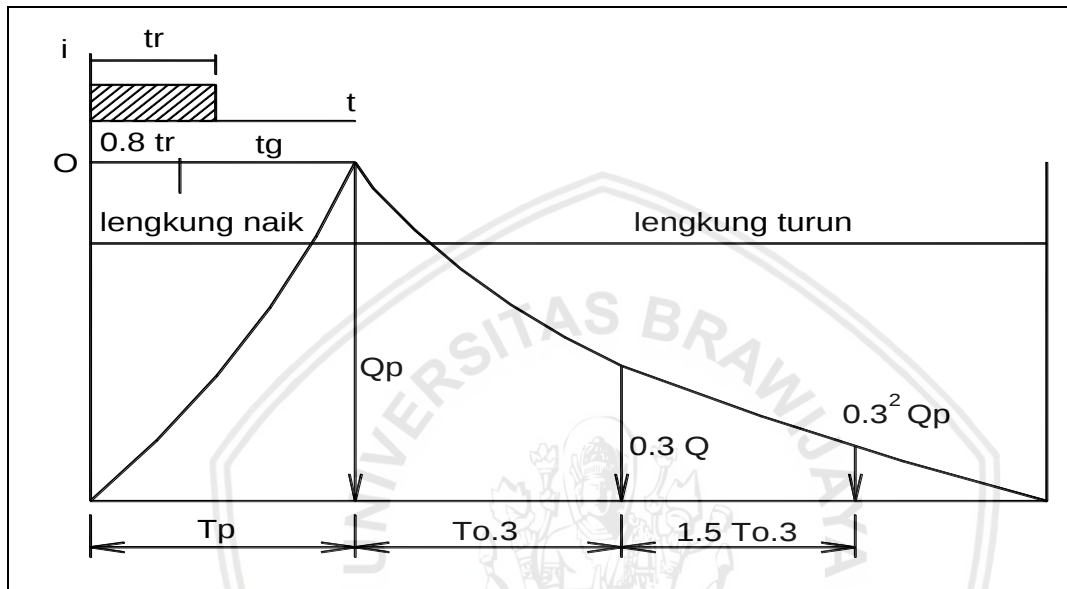
$$Q_t = Q_p \cdot 0,30^{\left(\frac{t-T_p}{T_{0,30}} \right)} \quad (2-54)$$

$$T_P + T_{0,30} \leq t \leq T_P + T_{0,30} + 1,5 T_{0,30}$$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,30 \left(\frac{t - T_P + 0,50 T_{0,30}}{1,50 T_{0,30}} \right) \dots\dots\dots (2-55)$$

$$t \geq T_P + T_{0,30} + 1,5 T_{0,30}$$

$$Q_t = Q_p \cdot 0,30 \left(\frac{t - T_P + 1,50 T_{0,30}}{2 T_{0,30}} \right) \dots\dots\dots (2-56)$$



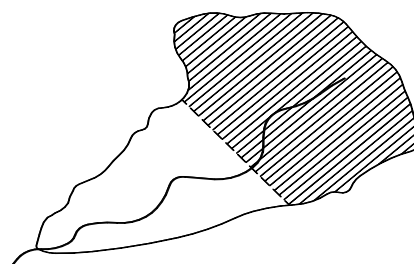
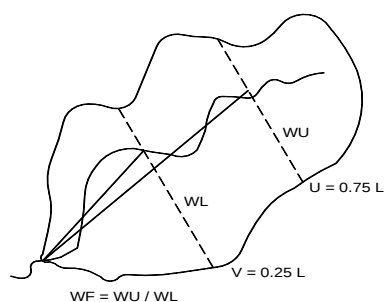
Gambar 2. 13 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu
Sumber: Hadisusanto (2010,p.201)

2.4.10.2 Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I

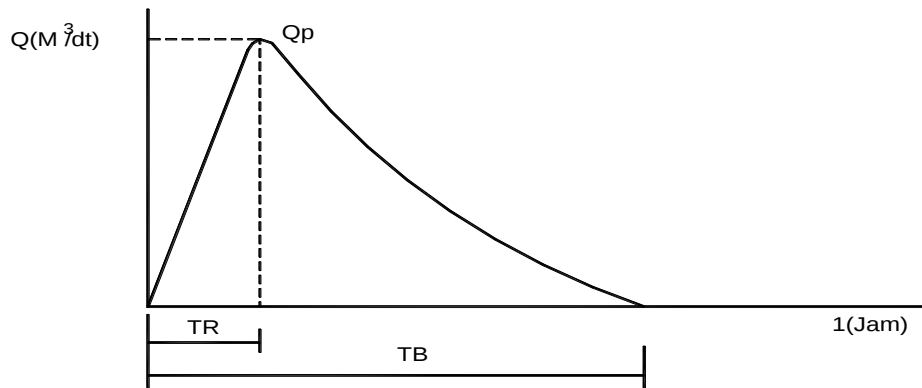
Hidrograf satuan sintetis ini dikembangkan oleh Sri Harto yang diturunkan berdasarkan teori hidrograf satuan sintetis yang dikemukakan oleh Sherman. Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I merupakan persamaan empiris yang diturunkan dengan mendasarkan pada parameter-parameter. Parameter yang digunakan antara lain adalah faktor sumber (SF), frekuensi sumber (SN), faktor lebar (WF), luas DAS sebelah hulu (RUA), faktor simetri (SIM), dan jumlah pertemuan sungai.

SKETSA PENETAPAN WF

SKETSA PENETAPAN RUA



Gambar 2. 14 Sketsa Penetapan Parameter WF dan RUA
Sumber: Montarchih (2010,p.163-164)



Gambar 2. 15 Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I

Sumber: Montarich (2010,p.165)

Satuan hidrograf sintetis Gama-I dibentuk oleh tiga komponen dasar yaitu waktu naik (TR), debit puncak (QP), waktu dasar (TB) dengan uraiannya adalah sebagai berikut:

Waktu naik (TR) dinyatakan dengan persamaan:

$$TR = 0,43 (L/100 SF)^3 + 1,0665 SIM + 1,2775 \dots\dots\dots (2-57)$$

Keterangan:

TR = Waktu naik (jam)

L = Panjang sungai (km)

SF = Faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat I dengan panjang sungai semua tingkat.

SIM = Faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DAS sebelah hulu (RUA).

WF = Faktor lebar yaitu perbandingan antara lebar DPS yang diukur dari titik di sungai yang berjarak $\frac{3}{4} L$ dan lebar DPS yang diukur dari titik yang berjarak $\frac{1}{4} L$ dari tempat pengukuran.

Debit Puncak (QP) dinyatakan dengan rumus:

$$QP = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot TR^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381} \dots\dots\dots (2-58)$$

Keterangan

QP = Debit puncak (m^3/det)

JN = Jumlah pertemuan sungai

TR = Waktu naik

Waktu dasar (TB) dinyatakan dengan rumus:

$$TB = 27,4132 \cdot TR^{0,1457} \cdot S^{-0,0956} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \dots\dots\dots (2-59)$$

Keterangan:

TB = Waktu dasar

- TR = Waktu naik
 S = Landai sungai rata-rata
 SN = Frekuensi sumber merupakan nilai perbandingan dari jumlah segmen sungai-sungai tingkat I dengan jumlah sungai semua tingkat.
 RUA = Luas relatif DAS hulu.

Koefisien Penampungan (K) dinyatakan dengan rumus :

$$K = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0697} \cdot D^{0,0452} \dots\dots\dots (2-60)$$

Keterangan:

- K = Koefisien penampungan
 A = Luas DAS (km²)
 S = Landai sungai rata-rata
 SF = Faktor sumber
 D = Kerapatan drainase

Debit Resesi (Qt) dinyatakan dengan rumus:

$$Qt = Qp \cdot e^{-(L/K)} \dots\dots\dots (2-61)$$

Keterangan:

- Qt = Debit pada waktu t (m³/det)
 Qp = Debit puncak (m³/det)
 t = Waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)
 K = Koefisien tampungan.

2.5 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) Melalui Waduk

Penelusuran aliran merupakan suatu prosedur untuk menetapkan waktu dan besarnya aliran (*flow hydrograph*) pada suatu titik pengamatan yang ditetapkan. Apabila aliran sungai banjir, maka prosedur untuk menetapkan penelusuran alirannya disebut dengan penelusuran banjir (*flood routing*).

Debit yang masuk ke waduk akan mengisi ruang tampungan waduk sehingga meningkatkan level muka air, selanjutnya level muka air mempengaruhi debit yang keluar dari tampungan. Hitungan besarnya debit yang keluar dari waduk akibat adanya debit masuk dan faktor tampungan disebut *routing* (penelusuran). Kegunaan dari hitungan ini adalah untuk mengetahui seberapa tinggi genangan dan debit yang keluar, selanjutnya untuk menentukan dimensi bendungan, sistem pelimpah dan sistem pengelakan aliran. Dalam studi ini, hitungan routing banjir hanya untuk mengecek apakah kapasitas pelimpah (*spillway*) berkait dengan elevasi puncak bendungan aman terhadap bahaya *overtopping*.

2.5.1 Debit Melalui Pelimpah

Bangunan Pelimpah atau *Spillway* dipakai setelah waduk beroperasi untuk melimpahkan banjir yang tidak tertampung. Dimensi pelimpahnya direncanakan dengan debit kala-ulang 1000 tahun (Q_{1000}) tetapi juga harus dapat dilewati debit maksimum boleh jadi (PMF) tanpa mengalami *overtopping*.

Debit melalui pelimpah dapat dihitung dengan rumus:

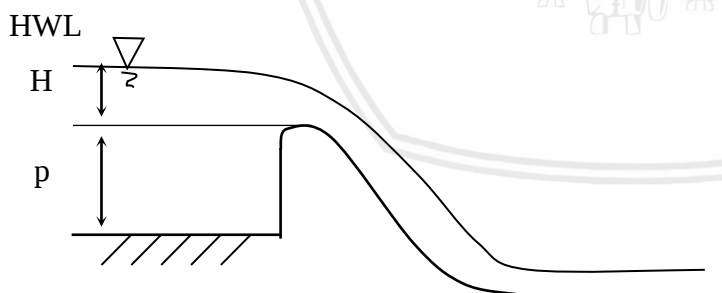
$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (2-62)$$

$$C_d = 2,2 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \dots\dots\dots (2-63)$$

$$C = 1,6 \frac{1 + 2a(h/H_d)}{1 + a(h/H_d)} \dots\dots\dots (2-64)$$

Keterangan:

- Q = Debit (m^3/det).
- C = Koefisien limpahan.
- C_d = Koefisien limpahan pada saat $h = H_d$.
- L = Lebar efektif pelimpah (m).
- H = Beda elevasi muka air waduk dan elevasi mercu (m).
- P = Tinggi mercu pelimpah dari apron (m).
- a = Konstanta (diperoleh pada saat $h = H_d$ yang berarti $C = C_d$ dan dengan rumus 2-64, maka harga a dengan mudah dapat diperoleh).



Gambar 2. 16 Sketsa Debit Banjir Melewati Ambang Pelimpah

Sumber: Sosrodarsono (1976,p.180)

Sedangkan panjang efektif pelimpah dihitung dengan rumus berikut:

$$L = L' - 2(n \cdot K_p + K_a)H \dots\dots\dots (2-65)$$

Keterangan:

- L = Panjang efektif bendung pelimpah (m).
- L' = Panjang sebenarnya (m).
- n = Jumlah pilar di atas mercu bendung pelimpah .

- K_p = Koefisien kontraksi pilar, diambil 0,03.
 K_a = Koefisien kontraksi tumpuan/*abutment* diambil 0,10.
 H = Tinggi total air limpasan di mercu bendung (m).

Tabel 2. 14
Pedoman Banjir Rencana untuk Pelimpah

Jenis dan kelas bendungan	Konsekuensi Besar		Konsekuensi Kecil	
	Banjir desain	Kapasitas pelimpah	Banjir desain	Kapasitas pelimpah
1. Bendungan Urugan				
a. < 40 m (rendah)	Q1000 dan PMF	1. Ditentukan dengan penelusuran banjir 2. Minimal 15% debit puncak PMF	Pilih yang besar antara Q1000 dan 0,5 PMF	1. Ditentukan dengan penelusuran banjir 2. Minimal 15% debit puncak PMF
b. 40 - 80 m (sedang)	Q1000 dan PMF	1. Ditentukan dengan penelusuran banjir 2. Minimal 15% debit puncak PMF	Pilih yang besar antara Q1000 dan 0,5 PMF	1. Ditentukan dengan penelusuran banjir 2. Minimal 25% debit puncak PMF
c. > 80 m (tinggi)	Q1000 dan PMF	1. Ditentukan dengan penelusuran banjir 2. Minimal 35% debit puncak PMF	Pilih yang besar antara Q1000 dan 0,5 PMF	1. Ditentukan dengan penelusuran banjir 2. Minimal 35% debit puncak PMF
2. Bendungan Beton				
	Q100	Minimal 125% Q100	0,5 Q100	Minimal 125% * 0,5 Q100

Sumber: SNI 03-3432-1994

Keterangan tabel:

- Konsekuensi besar apabila terdapat kelompok pemukiman penduduk (contoh: desa, kecamatan, kota/kabupaten), dan atau daerah usaha maupun industri baik yang sudah berkembang maupun akan dibangun.
- Konsekuensi kecil apabila sama sekali tidak ada atau hanya sedikit rumah penduduk dan atau daerah usaha atau industri.

Tabel 2. 15

Hubungan Kesetaraan Konsekuensi Daerah Hilir Bendungan dengan Klasifikasi Bahaya

Konsekuensi daerah hilir	Tingkat bahaya
Kecil	Rendah
	Sedang
	Tinggi
Besar	Sangat Tinggi

Sumber: SNI 03-3432-1994

2.5.2 Prinsip Perhitungan Penelusuran Banjir

Perhitungan penelusuran banjir dapat dilakukan dengan menggunakan metode ISD (*Inflow Storage Discharge*). Prinsip dasar hitungan penelusuran banjir akibat tampungan waduk dikembangkan dari persamaan kontinuitas, yaitu:

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots\dots\dots (2-66)$$

Keterangan:

- I = Aliran masuk ke waduk (*Inflow*) (m³/dt).
 O = Aliran keluar melalui pelimpah (*Outflow*) (m³/dt).
 ds/dt = Perubahan tampungan terhadap waktu (jam).

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t + \left(\frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t = S_2 - S_1 \dots\dots\dots (2-67)$$

Keterangan:

- S₁ = Tampungan waduk pada permulaan waktu t.
 S₂ = Tampungan waduk pada waktu t.
 I₁ = *Inflow* ke waduk pada permulaan waktu t.
 I₂ = *Inflow* ke waduk pada waktu t.
 O₁ = *Outflow* melalui pelimpah pada permulaan waktu t.
 O₂ = *Outflow* melalui pelimpah pada waktu t.

Untuk penelusuran banjir melalui waduk, persamaan di atas dapat dikembangkan sebagai berikut:

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) + \left(\frac{S_1}{\Delta t} + \frac{O_1}{2} \right) = \left(\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{O_2}{2} \right) \dots\dots\dots (2-68)$$

dan

$$\left(\frac{S_1}{\Delta t} + \frac{O_1}{2} \right) = \psi \dots\dots\dots (2-69)$$

$$\left(\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{O_2}{2} \right) = \phi \dots\dots\dots (2-70)$$

Keterangan:

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) = \text{Inflow sesaat masuk ke waduk (m}^3\text{/dt).}$$

$$\psi = \text{Fungsi inflow dan perubahan tampungan (m}^3\text{/dt).}$$

$$\phi = \text{Fungsi outflow dan perubahan tampungan (m}^3\text{/dt).}$$

Hitungan routing dimulai dengan asumsi pada awal banjir waduk dalam kondisi penuh dengan aliran dasar (*base flow*) melimpah di atas mercu.

2.6 Klasifikasi Bahaya Bendungan

Klasifikasi bahaya bendungan merupakan tingkat bahaya yang ditimbulkan dari adanya suatu bendungan yang didasarkan pada kepadatan penduduk dan tingkat pengembangan bagian hilir yang terpengaruh banjir bila terjadi keruntuhan bendungan.

Klasifikasi bahaya bagian hilir bendungan merupakan salah satu faktor penentu dalam menetapkan perlu tidaknya evaluasi keamanan secara formal dengan kemungkinan modifikasinya. Klasifikasi bahaya (*Hazard* Klasifikasi) Bendungan menurut keputusan Direktur Jenderal Sumber Daya Air Nomor : 257/KPTS/D/2011 tanggal 30 Mei 2011 mengenai Pedoman Teknis Konstruksi dan Bangunan Sipil, Klasifikasi Bahaya Bendungan, terdiri dari 4 (empat) kelas dimana pembagian kelas tersebut berdasarkan pada jumlah penduduk yang bermukim di bagian hilir bendungan yang akan terkena bencana (Penris = Penduduk Terkena Risiko).

Sistem klasifikasi tingkat bahaya sebagaimana tertuang dalam keputusan tersebut adalah sebagai berikut :

- a) Tingkat Bahaya Rendah (Kelas bahaya (1))
- b) Tingkat Bahaya Sedang (Kelas bahaya (2))
- c) Tingkat Bahaya Tinggi (Kelas bahaya (3))
- d) Tingkat Bahaya Sangat Tinggi (Kelas bahaya (4))

Penris berdasarkan kepada jumlah penduduk atau orang-orang yang berada di daerah genangan banjir di hilir bendungan dan diperoleh dari studi genangan serta dari matriks pada Tabel 2.16 dan Tabel 2.17 berikut ini:

Tabel 2. 16

Matriks Jumlah Penduduk Terkena Resiko Keruntuhan Bendungan untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan

Jumlah Kumulatif PenRis (orang)	Jarak Bagian Hilir dari Bendungan (km)				
	0 – 5	0 – 10	0 – 20	0 – 30	0 – >30
0	1	1	1	1	1
1 – 100	3	3	2	2	2
101 – 1000	4	4	4	3	3
> 1000	4	4	4	4	4

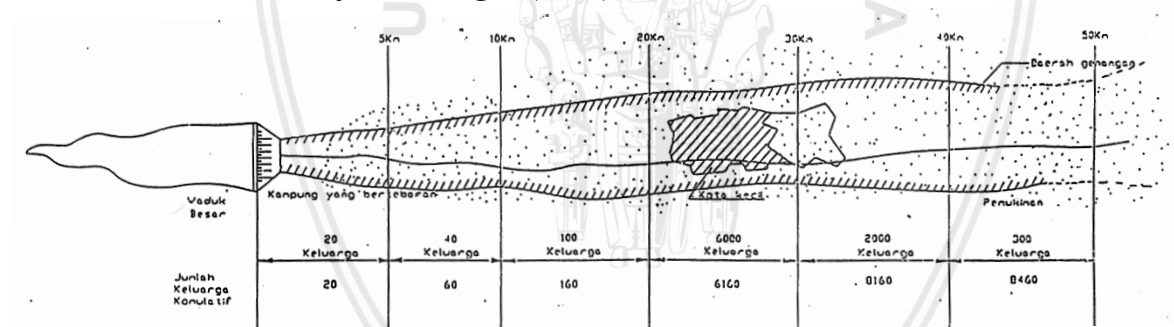
Sumber: Keputusan Dirjen SDA No. 257/KPTS/D/2011 Pedoman Teknis tentang Klasifikasi Bahaya Bendungan (2011)

Tabel 2. 17

Matriks Jumlah Keluarga yang Terancam Bahaya Keruntuhan Bendungan untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan

Jumlah Kumulatif Keluarga	Jarak Bagian Hilir dari Bendungan (km)				
	0 – 5	0 – 10	0 – 20	0 – 30	0 – >30
0	1	1	1	1	1
1 – 20	3	3	2	2	2
21 – 200	4	4	4	3	3
> 200	4	4	4	4	4

Sumber: Keputusan Dirjen SDA No. 257/KPTS/D/2011 Pedoman Teknis tentang Klasifikasi Bahaya Bendungan (2011)



Gambar 2. 17 Penentuan Klasifikasi Bahaya Bendungan

Sumber: Keputusan Dirjen SDA No. 257/KPTS/D/2011 Pedoman Teknis tentang Klasifikasi Bahaya Bendungan (2011)

Berdasarkan pada tingkat respon tindak darurat (*the level of emergency response*), respon tindak darurat bendungan diklasifikasi menjadi 4 (empat) kondisi, yaitu:

A. Kondisi Abnormal.

Secara umum kondisi abnormal adalah suatu kondisi dimana perilaku bendungan menyimpang dari perilaku normal atau perilaku yang direncanakan. Kondisi abnormal belum sampai termasuk dalam kondisi darurat, tetapi apabila kondisi ini dibiarkan terus menerus dapat berkembang menjadi permasalahan yang dapat mengancam keamanan bendungan. Contoh indikasi kondisi abnormal berdasarkan pada adanya anomali data hasil pembacaan instrumentasi bendungan:

- 1) Adanya anomali data hasil pembacaan pada 3 (tiga) instrumen sejenis.
- 2) Adanya anomali data pembacaan pada 2 (dua) instrumen yang berbeda.
- 3) Adanya anomali data pembacaan 1 (satu) instrumen pada periode 3 (tiga) kali pembacaan berturutan.

Apabila terdeteksi salah satu dari indikasi tersebut di lapangan, maka petugas lapangan harus segera meningkatkan metode pemantauan bendungan dari pemantauan normal menjadi pemantauan intensif. Selain itu, pengelola bendungan harus segera mengundang ahli bendungan untuk melakukan pemeriksaan, mendokumentasikan permasalahan yang terjadi, dan mengevaluasi untuk menetapkan perlu tidaknya suatu perbaikan atau tindak lanjut lainnya. Setiap bendungan bisa jadi memiliki indikasi yang berbeda-beda, indikasi tersebut tergantung pada tipe dan kondisi bendungan tersebut. Contoh kondisi abnormal adalah kejadian luar biasa seperti terjadinya bencana gempa bumi, hujan badai, dan angin puting beliung.

B. Kondisi Waspada.

Kondisi waspada adalah kondisi dimana pada bendungan telah terdeteksi adanya permasalahan yang memerlukan pemantauan secara terus menerus (*constant*) atau diperlukan tindakan yang dibutuhkan perbaikan segera. Pada kondisi ini, permasalahan yang muncul masih berkembang secara lambat dan diperkirakan belum akan terjadi peristiwa keruntuhan bendungan, dengan anggapan bahwa permasalahan yang ada masih dapat diatasi.

Situasi yang terjadi harus dipantau secara intensif dan segera dilakukan tindakan perbaikan. Kepala pengelola bendungan sebagai pemimpin pihak yang terlibat dalam pelaksanaan RTD di bendungan harus mengupayakan dengan segala cara untuk melakukan mobilisasi sumber daya yang ada untuk mengendalikan situasi ini. Pada kondisi waspada, kepala pengelola bendungan bertanggung jawab atas pelaksanaan pemantauan dan perbaikan yang perlu dilakukan dengan secepatnya.

Pemimpin pelaksanaan RTD, dalam hal ini adalah kepala pengelola bendungan harus segera melaporkan mengenai kondisi yang terjadi pada bendungan kepada Dirjen SDA dan KKB/Balai Bendungan, dan pada kondisi yang lebih serius laporan pemberitahuan perlu disampaikan kepada pihak Gubernur/Bupati/Walikota, BNPB/BPBD dan Kepolisian.

Indikasi yang digunakan sebagai deteksi pada kondisi waspada antara lain:

- 1) Didih pasir kecil dengan aliran agak keruh atau kotor (*cloudy or dirty*) pada lereng hilir tubuh bendungan atau pada hilir kaki tubuh bendungan, atau aliran lumpur di hilir tubuh bendungan, munculnya aliran buluh (*piping*) atau daerah basah.

- 2) Terjadi peningkatan debit rembesan atau debit bocoran yang cukup signifikan, aliran rembesan berwarna keruh, munculnya didih pasir.
- 3) Terdapat rembesan di sekitar conduit.
- 4) Terbentuknya lubang benam (*sink hole*) dengan aliran rembesan yang terjadi pada tubuh bendungan atau pada hilir kaki bendungan.
- 5) Longsoran yang menyebabkan penurunan puncak bendungan, atau longsoran yang dapat berkembang membesar.
- 6) Retakan dan pergeseran pada struktur beton.
- 7) Terjadinya limpasan air melewati pelimpah darurat (fungsi pelimpah darurat adalah untuk meningkatkan keamanan bendungan, misal: untukantisipasi bila pintu pelimpah macet, datangnya banjir yang melampaui banjir desain).
- 8) Keluaran air waduk yang besar yang diperkirakan akan melampaui kapasitas sungai di hilir bendungan yang dapat menimbulkan banjir di pemukiman penduduk.
- 9) Indikasi lain berdasarkan tipe dan kondisi bendungan yang bersangkutan.

C. Kondisi Siaga.

Kondisi siaga digunakan apabila permasalahan yang terdeteksi pada kondisi waspada berkembang terus (progresif) menjadi lebih buruk atau sulit diatasi (keberhasilan penanganan sekitar 50%). Pada kondisi ini belum ada bahaya langsung yang dapat terjadi, namun apabila permasalahan berkembang terus, dapat diperkirakan akan terjadi keruntuhan bendungan. Pemimpin pihak pelaksana RTD harus berusaha terus melakukan upaya-upaya perbaikan dan bila mungkin menurunkan muka air waduk. Kepala Pengelola bendungan sebagai pemimpin pihak pelaksana RTD, bertanggung jawab terhadap pelaksanaan perbaikan dan tindakan darurat tertentu, seperti pembukaan dan penutupan pintu pelimpah, pintu intake, pintu darurat, perbaikan terhadap kerusakan yang terjadi, penurunan muka air waduk dan tindakan lain yang diperlukan.

Pemimpin pihak pelaksana RTD juga tetap harus melapor atau menyampaikan pemberitahuan mengenai kondisi bendungan kepada Dirjen SDA, KKB/Balai Bendungan, Gubernur/Bupati/Walikota yang bersangkutan, BNPB/BPBD, Kepolisian, dan pihak-pihak terkait lainnya.

Pada kondisi siaga ini mulai disampaikan peringatan bahaya kepada masyarakat, persiapan evakuasi dan bila perlu mulai dilakukan tindakan evakuasi terhadap sebagian penduduk (*partial evacuation*) yang terkena risiko atau dampak potensi keruntuhan bendungan yang tinggal di dataran banjir di hilir bendungan dan penduduk yang memiliki tingkat kerentanan tinggi.

Indikasi yang digunakan sebagai deteksi pada kondisi siaga antara lain:

- 1) Didih pasir besar, bertambahnya ukuran dan laju alirannya, khususnya bila pada aliran yang mengandung lumpur.
- 2) Perkembangan formasi rembesan yang cukup besar, khususnya dengan aliran yang mengandung lumpur.
- 3) Longsoran dengan massa material yang besar yang dapat merusak puncak bendungan dan terus berkembang.
- 4) Terbentuk lubang benam dengan disertai keluaran air yang mengandung lumpur.
- 5) Terjadi retakan besar, pergeseran atau kegagalan pada struktur beton utama yang merupakan bagian yang terpisahkan dengan tubuh bendungan.
- 6) Meningkatnya level muka air waduk mendekati puncak bendungan.
- 7) Terjadi luapan pada bagian bendungan di luar pelimpah.

D. Kondisi Awas.

Kondisi awas adalah suatu kondisi yang diperkirakan bendungan akan segera runtuh dan air waduk akan keluar tanpa dapat dikendalikan, atau telah terjadi keruntuhan atau terjadi ancaman banjir. Tindakan yang harus segera dilakukan oleh pemimpin pihak pelaksana RTD adalah harus segera menyampaikan laporan/pemberitahuan kepada Gubernur/Bupati/Walikota, BNPB/BPBD, Kepolisian dan pihak-pihak terkait lainnya untuk memberi peringatan kepada penduduk dan melaksanakan tindakan evakuasi penduduk di daerah potensi genangan banjir. Laporan juga disampaikan kepada Dirjen SDA, KKB/Balai Bendungan.

Indikasi yang digunakan sebagai deteksi pada kondisi siaga antara lain:

- 1) Berkembangnya didih pasir secara cepat (ukuran/laju aliran), munculnya didih pasir baru di dekat didih pasir sebelumnya khususnya bila ukurannya cukup besar, alirannya yang mengandung lumpur.
- 2) Berkembangnya tingkat rembesan secara cepat, khususnya dengan aliran yang mengandung lumpur.
- 3) Terjadi longsoran dengan massa material besar yang berakibat turunnya puncak bendungan hingga mendekati elevasi permukaan air waduk, atau rembesan yang cukup besar pada daerah longsoran.
- 4) Terjadi penurunan (*settlement*) yang diperkirakan telah mengakibatkan turunnya muka air waduk.
- 5) Retakan yang terjadi semakin berkembang hingga mencapai elevasi muka air waduk.

- 6) Pergerakan yang cukup besar atau kegagalan/kerusakan struktur beton yang menjadi satu dengan tubuh bendungan.
- 7) Air waduk yang meluap (*overtopping*) pada puncak bendungan urugan.
- 8) Banjir dari air waduk yang tak terkendali.

2.7 Rencana Tindak Darurat (RTD)

Pada Keputusan Dirjen SDA tentang Pedoman Teknis “Pedoman Penyusunan Rencana Tindak Darurat Bendungan” (2013), rencana tindak darurat (RTD) adalah pedoman bagi pemilik bendungan, pembangun bendungan dan/atau pengelola bendungan dan juga instansi terkait untuk melakukan tindakan yang diperlukan apabila terdapat gejala kegagalan bendungan dan terjadi kegagalan bendungan.

Dengan mengacu pada Peraturan Pemerintah nomor 37 Tahun 2010 pasal 54 tentang bendungan, dijelaskan bahwa setiap bendungan wajib memiliki rencana tindak darurat. Cakupan rencana tindak darurat paling tidak harus mencakup 2 (dua) kelompok tindakan, yaitu:

- a) Pengamanan bendungan.
- b) Penyelamatan masyarakat beserta lingkungan.

2.7.1 Tujuan Penyusunan RTD

Tujuan dibuatnya RTD antara lain adalah untuk:

- a) Mengenali indikasi ancaman keamanan bendungan.
- b) Mengetahui tindakan efektif tercepat yang dapat dilakukan apabila terjadi keruntuhan bendungan.
- c) Mempersiapkan upaya yang dapat dilakukan untuk meminimalisir banyaknya korban jiwa dan mengurangi kerusakan harta benda akibat runtuhnya bendungan.

2.7.2 Ketentuan Dalam Penyusunan RTD

Dalam penyusunan RTD memuat dua tindakan penting yaitu: pengamanan bendungan dan penyelamatan masyarakat serta lingkungan. Tindakan penyelamatan masyarakat akan di dalamnya akan melibatkan berbagai instansi dan pihak, LSM dan masyarakat sendiri yang terkena risiko potensi keruntuhan bendungan. Oleh karena itu dalam penyusunan ataupun revisi Rencana Tindak Darurat, perlu dilakukan konsultasi intensif dengan Pemerintah Provinsi/Kabupaten/Kota beserta jajaran instansi di bawahnya yang wilayahnya terdampak potensi kegagalan bendungan, kemudian setelah didapatkan kesepakatan harus dilakukan sosialisasi terhadap unsur masyarakat.

RTD harus disusun dengan sedemikian rupa, sehingga semua aspek pelaksanaan tindak darurat dapat tersaji secara lengkap, ringkas, sederhana, dan mudah dipahami.

2.7.3 Peninjauan Kembali RTD

RTD bendungan harus dilakukan peninjauan kembali dan dievaluasi secara rutin dan menyeluruh minimal 1 (satu) kali dalam 5 (lima) tahun. Di samping itu minimal 1 (satu) kali dalam 1 (satu) tahun atau jika terjadi perubahan pada struktur pejabat pelaksana RTD, maka perlu dilakukan pemutakhiran atau pembaharuan terhadap nama pejabat/instansi dan nomor telpon yang terlibat dalam pelaksanaan RTD.

Setiap pemutakhiran dan pembaharuan RTD, semua pejabat dan personil yang terkait dengan pelaksanaan kegiatan RTD harus secara resmi diberitahu dan diberi salinan dokumennya. Seperti halnya dalam penyusunan RTD, dalam revisi (evaluasi menyeluruh) RTD harus dilakukan konsultasi aktif dengan pemerintah daerah yang wilayahnya terdampak akibat keruntuhan bendungan dan juga dinas atau instansi terkait.

2.8 Tanggung Jawab dan Komunikasi untuk Menunjang RTD

Untuk menunjang efektifitas dari RTD yang telah dibuat, maka dibutuhkan penjelasan secara rinci mengenai tugas dan tanggung jawab petugas, pejabat dan berbagai instansi yang terlibat dalam pelaksanaan RTD. Masing-masing pihak terkait harus memahami tugas dan tanggung jawab masing-masing.

Penjelasan rinci yang dapat diberikan adalah:

- a) Pihak yang bertanggung jawab melaksanakan operasi dan pemeliharaan bendungan saat terjadi keadaan darurat.
- b) Pihak yang harus melakukan pemantauan dan pemeriksaan bendungan selama kejadian banjir ekstrim, selama liburan, akhir pekan dan kondisi normal.
- c) Pihak yang bertanggung jawab dalam menetapkan tahap-tahap keadaan darurat.
- d) Pihak yang bertanggung jawab dalam melakukan tindakan/respon terhadap timbulnya keadaan darurat.
- e) Alur komunikasi.
- f) Lokasi kantor pusat operasi darurat (*emergency operation center*).

2.8.1 Prosedur untuk Tindak Darurat

Ketika kondisi bendungan dinyatakan dalam keadaan darurat, pemimpin pelaksana RTD harus segera melakukan mobilisasi peralatan dan personil untuk mengendalikan situasi di bendungan dan segera menyampaikan laporan dan pemberitahuan kepada pejabat/instansi terkait.

Langkah yang harus dilakukan oleh pemimpin pelaksana RTD, antara lain:

- a) Menentukan lokasi kantor pusat operasi darurat untuk memantau perkembangan situasi dan mengkoordinasi kegiatan perbaikan bendungan.

- b) Menyediakan pelayanan sarana telepon dan nomor alternatifnya untuk keperluan koordinasi tindak lanjut keadaan darurat.
- c) Penyediaan listrik dan sarana penerangan.
- d) Menyediakan jalan alternatif untuk menuju ke dua sisi bendungan.

2.8.2 Pelaksanaan Evakuasi

Pemerintah daerah terdampak bencana memiliki tanggung jawab untuk penetapan keadaan darurat bencana dan perintah untuk pelaksanaan evakuasi, pada skala provinsi dilakukan oleh Gubernur dan skala kabupaten/kota dilakukan oleh Bupati/Walikota. Gubernur/Bupati/Walikota akan mengeluarkan penetapan keadaan darurat bendungan dan memberi perintah untuk melakukan evakuasi penduduk setelah menerima laporan dari pemimpin pelaksanaan RTD dan BPBD.

Evakuasi penduduk yang terkena dampak dari keruntuhan bendungan dilakukan oleh berbagai instansi terkait, lembaga dan pihak-pihak lain di bawah pengkoordinasian BPBD. Unsur yang dimiliki BPBD:

- a) Pengarahan terhadap penanggulangan bencana, yang anggotanya terdiri dari para pejabat pemerintah terkait dan anggota masyarakat profesional dan ahli.
- b) Pelaksanaan penanggulangan bencana, yang anggotanya terdiri dari tenaga profesional dan ahli.

Rencana evakuasi dilakukan dengan tergantung pada ukuran bendungan dan perkembangan pada daerah hilir bendungan. Untuk bendungan berukuran kecil dengan daerah hilir berupa pedesaan dengan jumlah penduduk yang relatif sedikit (bendungan berukuran kecil dengan klasifikasi tingkat bahaya rendah), umumnya cukup dilengkapi dengan rencana evakuasi yang bisa dikatakan sederhana. Tetapi untuk daerah terdampak yang berupa wilayah perkotaan yang luas, yang meliputi beberapa pemerintahan daerah dengan jumlah penduduk yang terkena resiko cukup besar, diperlukan rencana evakuasi yang lebih rinci dan kompleks, karena banyaknya instansi yang terlibat di dalam tindakan evakuasi. Dalam tindak pelaksanaan evakuasi perlu ditentukan penanggung jawab untuk masalah transportasi dan penanggung jawab untuk penanganan korban termasuk tempat pengungsian sementara, penyiapan rumah sakit, dan fasilitas kesehatan lainnya.

2.8.3 Alur Komunikasi

Petunjuk komunikasi merupakan hal yang paling penting dalam setiap pelaksanaan Rencana Tindak Darurat bendungan, petunjuk tersebut harus dibuat secara jelas, singkat, dan mudah untuk dipahami. Cara menghubungi pejabat terkait dan instansi terkait untuk pelaksanaan Rencana Tindak Darurat harus diuraikan secara jelas. Dalam petunjuk

komunikasi harus dicantumkan nama, instansi, alamat, nomor telepon (kantor dan rumah), nomor telepon genggam/selular personil dan pejabat pemerintah yang memiliki tanggung jawab pada pelaksanaan RTD.

Informasi munculnya keadaan darurat, bisa berasal dari penduduk yang tidak ada kaitannya terhadap pemilik/pengelola bendungan, yang kemudian melaporkan konisi tersebut kepada personel bendungan, atau bias juga berawal dari petugas OP bendungan yang kemudian melaporkan kepada atasannya atau kepada pemeriksa/supervisor bendungan. Setelah laporan diterima oleh pihak berwenang, supervisor bersama kepala unit pengelola bendungan harus segera melakukan pemeriksaan khusus atau luar biasa terhadap permasalahan yang ada.

Apabila dari hasil pemeriksaan bendungan dalam keadaan/kondisi abnormal, kepala unit pengelola bendungan segera meningkatkan intensitas pemantauan bendungan dari pemantauan normal menjadi pemantauan intensif dan melakukan pengaturan pelaksanaan tugas terhadap petugas di bawahnya. Supervisor harus segera melaporkan hasil pemeriksaannya kepada kepala pengelola bendungan, dan kemudian kepala pengelola bendungan melaporkan ke balai bendungan dan instansi atasannya yang terkait.

Apabila dari hasil pemeriksaan bendungan ditemukan indikasi dalam kondisi waspada, pengelola bendungan harus segera mengundang tenaga ahli bendungan untuk melakukan pemeriksaan dan evaluasi, serta memberikan saran teknis, dan menyampaikan laporan kondisi bendungannya kepada Dirjen SDA, KKB/Balai Bendungan, Direktur Bina OP SDA, instansi pengelola wilayah sungai yang bersangkutan. Pada kondisi waspada, ketika ancaman keamanan bendungannya sudah lebih buruk, laporan juga harus disampaikan kepada Gubernur/Bupati/Walikota, BPBD/BNPB dan Kepolisian. Laporan yang disampaikan harus jelas, kepada siapa disampaikan, apa isi pemberitahuan dan respon atau tindakan apa yang diinginkan dari penerima laporan tersebut.

Pada keadaan darurat, penyampaian laporan terhadap pejabat pemerintah daerah, BPBD, instansi terkait dan penduduk di hilir bendungan dapat dilakukan melalui jaringan telepon darat (*landline telephone*) atau telepon genggam atau dengan kurir khusus, radio antar penduduk radio. Pemberitahuan terhadap penduduk juga bisa dilakukan melalui media masa seperti: siaran televisi, radio dan koran, alarm, sirine, pengeras suara masjid, lonceng gereja, dll.

2.8.4 Sistem Peringatan Dini Terjadinya Bencana Keruntuhan Bendungan

Peringatan dini adalah rangkaian kegiatan pemberian peringatan dengan sesegera mungkin kepada masyarakat tentang kemungkinan terjadinya bencana pada suatu wilayah

oleh lembaga yang berwenang. Sistem peringatan dini dimaksudkan untuk memberi peringatan secara tepat waktu untuk persiapan dan pelaksanaan evakuasi penduduk yang aman dan efektif. Dengan pemberian peringatan tersebut, maka penduduk/masyarakat diharapkan segera dalam kondisi siap siaga, bertindak sesuai kondisi, situasi dan waktu yang tepat. Prinsip utamanya adalah memberikan informasi secara cepat, akurat, tepat sasaran, mudah diterima, mudah dipahami, dan terpercaya.

Dalam peristiwa bencana yang terkait dengan bendungan, peringatan dini dikeluarkan karena kemungkinan terjadinya bencana akibat potensi keruntuhan bendungan atau operasi waduk yang diperkirakan keluaran airnya akan melampaui kapasitas sungai.

Peringatan dini kepada penduduk yang kemungkinan terdampak, disampaikan oleh pemerintah daerah dan pengelola bendungan dengan melibatkan instansi dan lembaga terkait serta masyarakat dengan koordinator BPBD.

2.9 Mitigasi Bencana

Mitigasi bencana merupakan rangkaian upaya yang dapat dilakukan untuk menghindari terjadinya bencana dan meminimalisir risiko yang terjadi akibat bencana, upaya yang dapat dilakukan yaitu baik melalui pembangunan fisik maupun penyadaran dan peningkatan kemampuan menghadapi ancaman bencana.

Tindakan pencegahan yang dapat digolongkan dalam mitigasi pasif antara lain adalah:

- a) Penyusunan peraturan perundang-undangan
- b) Pembuatan peta rawan terjadinya bencana dan pemetaan masalah pada daerah rawan bencana.
- c) Pembuatan pedoman/standar/prosedur apabila terjadi bencana.
- d) Pembuatan brosur/leaflet/poster terkait rencana tindak darurat bencana.
- e) Penelitian/pengkajian karakteristik bencana yang mungkin terjadi.
- f) Pengkajian/analisis risiko akibat bencana.
- g) Internalisasi peduli bencana dalam muatan lokal pendidikan.
- h) Pembentukan organisasi dan atau satuan gugus tugas bencana.
- i) Perkuatan unit-unit sosial dalam masyarakat, seperti diadakannya forum.
- j) Pengarus-utamaan peduli bencana dalam perencanaan pembangunan.

Sedangkan tindakan pencegahan yang tergolong dalam mitigasi aktif antara lain:

- a) Pembuatan dan penempatan tanda-tanda peringatan, bahaya, larangan memasuki daerah rawan bencana.

- b) Melakukan pengawasan terhadap pelaksanaan berbagai peraturan tentang penataan ruang, izin mendirikan bangunan (IMB), dan peraturan lain yang berkaitan dengan pencegahan bencana.
- c) Pelatihan dasar kebencanaan bagi aparat (dalam hal ini pihak pengelola bendungan, pemerintah terkait wilayah terjadinya bencana, instansi terkait, dan masyarakat).
- d) Memindahkan penduduk dari daerah yang rawan bencana ke daerah yang lebih aman.
- e) Memberi penyuluhan dan peningkatan kewaspadaan masyarakat.
- f) Perencanaan daerah pengungsian sementara dan jalur-jalur evakuasi jika terjadi bencana.
- g) Pembuatan struktur bangunan yang berfungsi untuk mencegah, mengamankan, dan mengurangi dampak dan risiko yang ditimbulkan oleh terjadinya bencana.

2.10 Pemulihan Terhadap Dampak Bencana

Pemulihan yang dapat dilakukan antara lain meliputi tahap rehabilitasi dan tahap rekonstruksi. Rehabilitasi dilakukan adalah untuk mengembalikan kondisi daerah yang terkena bencana ke kondisi normal yang lebih baik, agar kehidupan dan penghidupan masyarakat dapat berjalan kembali. Tindakan rehabilitasi yang dapat dilakukan, antara lain:

- a) Perbaikan lingkungan pada daerah terdampak bencana.
- b) Perbaikan prasarana dan sarana umum pada daerah terdampak bencana.
- c) Alokasi bantuan perbaikan rumah masyarakat.
- d) Pemulihan kembali sosial psikologis.
- e) Menyediakan pelayanan kesehatan.
- f) Melakukan rekonsiliasi dan resolusi konflik.
- g) Pemulihan sosial, ekonomi, dan budaya akibat dampak bencana.
- h) Pemulihan keamanan dan ketertiban pada daerah terdampak bencana.
- i) Pemulihan kembali fungsi pemerintahan.
- j) Penataan kembali fungsi pelayanan public.

Tahap rekonstruksi adalah tahap untuk melakukan pembangunan kembali sarana dan prasarana yang rusak akibat bencana secara lebih baik dan sempurna. Oleh sebab itu, pembangunan yang dilakukan harus melalui suatu perencanaan yang didahului oleh pengkajian dari berbagai ahli dan sektor terkait. Rekonstruksi yang dapat dilakukan adalah:

- a) Pembangunan kembali prasarana dan sarana yang rusak akibat bencana.
- b) Pembangunan kembali sarana sosial yang terdapat di lingkungan masyarakat.
- c) Pembangkitan kembali unsur kehidupan sosial budaya masyarakat.

- d) Penerapan rancang atau konsep bangun yang tepat dan penggunaan peralatan yang lebih baik dan tahan bencana.
- e) Partisipasi dan peran serta andil lembaga dan organisasi kemasyarakatan, dunia usaha dan masyarakat.
- f) Pemulihan kondisi sosial, ekonomi, dan budaya.
- g) Perbaikan fungsi pelayanan publik.
- h) Peningkatan layanan utama dalam masyarakat.



BAB III METODE PENELITIAN

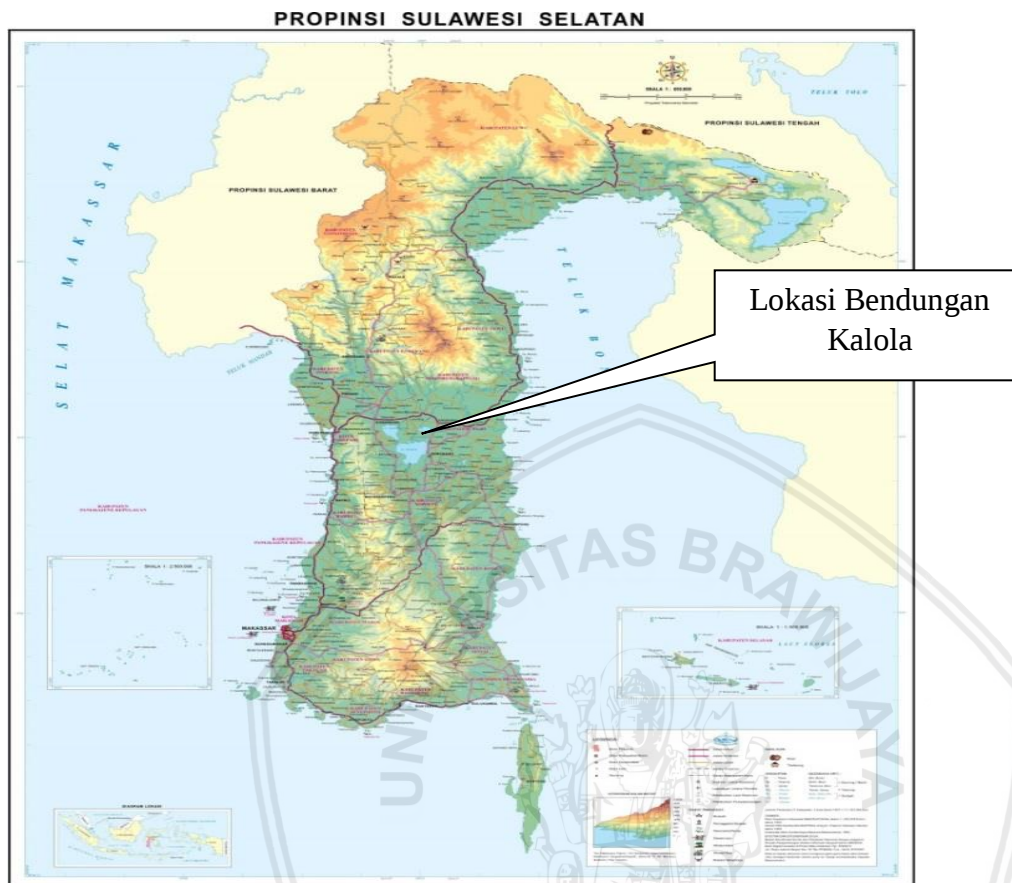
3.1 Deskripsi Lokasi Studi

Bendungan Kalola berada di dalam Daerah Aliran Sungai Kalola yaitu sekitar 10 km di hulu pertemuan antara Sungai Bila dan Sungai Kalola. DAS Kalola termasuk dalam wilayah Kecamatan Dua Pitue, Kabupaten Sidenreng Rappang dan Kecamatan Maniangepajo, Kabupaten Wajo. Sungai Kalola bermuara pada Sungai Bila di Tanru Tedong, Kabupaten Sidenreng Rappang. DAS Kalola termasuk dalam wilayah DAS Bila-Walanae, yang termasuk dalam Wilayah Sungai Walanae Cenranae. Sungai Bila bermuara pada Danau Tempe. Daerah Aliran Sungai Kalola sampai di muara Sungai Bila mempunyai luas 148,19 km². Sedangkan Daerah Tangkapan Air Bendungan Kalola mempunyai luas 122 km². Sungai Kalola di bagian hulu bendungan terbentuk dari 2 (dua) anak sungai utama, dengan panjang sungai utama sampai lokasi bendungan adalah 24,62 km dan kemiringan sungai sebesar 0,00463. Elevasi sungai pada bagian hulu adalah +140 m, sedangkan pada bagian hilir adalah +26 m. Panjang Sungai Kalola dari bendungan ke Sungai Bila adalah sekitar 13,56 km. Sungai Kalola termasuk sungai yang mengalir sepanjang tahun.

Secara administrasi Bendungan Kalola terletak di Desa Sogi, Kecamatan Maniangepajo, Kabupaten Wajo. Posisi ini berada di sebelah Barat Daya dari Kota Sengkang, Ibukota Kabupaten Wajo. Secara geografis posisi bendungan terletak pada 3° 53' 7,55" LS dan 120° 4' 38,37" BT. Sebelah utara daerah genangan waduk berbatasan langsung dengan Kecamatan Duapitue, Kabupaten Sidrap, sedangkan sebelah barat, timur dan selatan semuanya terdapat di Kecamatan Maniangepajo.

Bendungan Kalola memiliki luas total genangan sebesar 1300 hektar, 300 hektar dari luas total genangan tersebut berada pada wilayah Kabupaten Sidenreng Rappang. Air tampungan dari Waduk Kalola dimanfaatkan untuk sistem irigasi yang mengairi 6000-7000 hektare sawah dan masih bisa bertambah lagi seiring perkembangan jaman di Kabupaten Wajo dan juga untuk pembangkit listrik minihidro dengan daya yang dihasilkan adalah sebesar 160 KW. Ketika tampungan air Waduk Kalola melimpah, maka bendungan ini juga dimanfaatkan untuk mengalirkan debit air menuju Bendung Bila yang terdapat di Sungai Bila untuk dimanfaatkan sebagai air irigasi. Selain itu, dengan adanya bendungan

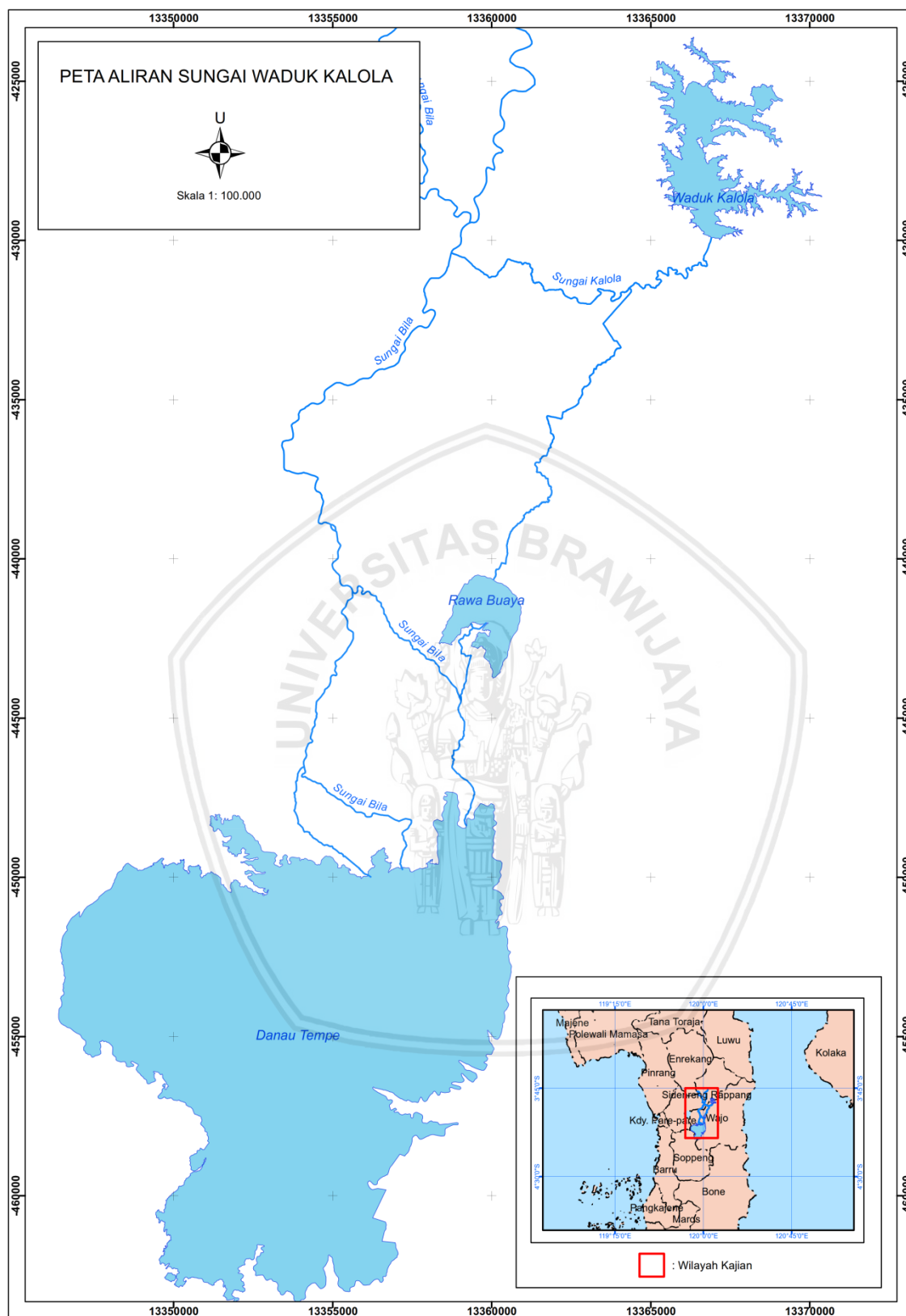
tersebut, maka dapat digunakan pula untuk pengendali banjir pada wilayah tangkapan air waduk.



Gambar 3.1 Peta Lokasi Bendungan Kalola
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)



Gambar 3.2 Lokasi Bendungan Kalola Berdasarkan Citra Satelit
Sumber: Google Earth Pro



Gambar 3.3 Peta Aliran Sungai Waduk Kalola
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)

3.2 Kondisi Geografis dan Topografi

Kabupaten Wajo, tepatnya pada lokasi Bendungan Kalola dibangun, secara geografis posisi bendungan terletak pada $3^{\circ} 53' 7,55''$ LS dan $120^{\circ} 4' 38,37''$ BT. Sebelah utara

daerah genangan waduk berbatasan langsung dengan Kecamatan Duapitue, Kabupaten Sidrap, sedangkan sebelah barat, timur dan selatan semuanya terdapat di Kecamatan Maniangpajo.

Kondisi topografi pada DAS Kalola secara umum berupa daerah perbukitan dan daerah dataran yang sedikit bergelombang. Ketinggian topografi di daerah puncak pegunungan sebagai batas daerah tangkapan air berkisar antara +100 sampai +250 m diatas permukaan laut. Pada daerah sekitar waduk dan bendungan elevasi sekitar +50 m. Kemiringan lahan rata-rata pada daerah hulu adalah 20% – 40%, sedangkan pada daerah hilir sekitar 5% – 20%. Arah kemiringan lahan umumnya dari utara ke selatan, dan dari timur laut ke barat daya.

Pada bagian Selatan bendungan merupakan hamparan yang sebagian bergelombang dan sebahagian merupakan hamparan sawah yang terairi melalui suplai air dari bendungan terutama di daerah Kalosi.

3.3 Data Teknis

3.3.1 Kondisi Teknis Bendungan

Data teknis dari Bendungan Kalola adalah sebagai berikut:

- **Umum**

Lokasi:

Desa/Kecamatan	: Desa Sogi/Kec. Maniangpajo
Kabupaten	: Wajo
Provinsi	: Sulawesi Selatan
Manfaat	: Suplesi irigasi seluas 6.803 ha, pengendalian banjir dan pariwisata
Tahun pelaksanaan konstruksi	: 1992-1995
Pengelola	: BBWS Pompengan-Jeneberang
Induk sungai	: Sungai Bila
Luas DAS	: 122 km ²

- **Waduk**

Elevasi muka air (MA) waduk:

Muka air banjir	: El. + 43,00 m
Muka air normal	: El. + 39,50 m
Muka air minimum	: El. + 32,40 m
Muka air normal/tampungan total	: 70 juta m ³ (desain) 61,54 juta m ³ (pengukuran 2013)
Volume efektif	: 57,8 juta m ³ (desain)

	53,6 juta m ³ (pengukuran 2013)
Volume mati	: 12,2 juta m ³ (desain)
	8 juta m ³ (pengukuran 2013)

• **Bendungan**

a) Bendungan Utama:

Tipe	: Urugan tanah dengan inti kedap (<i>zoned fill type</i>)
------	---

Elevasi dasar pondasi	: El. + 10,30 m
-----------------------	-----------------

Elevasi puncak	: El. + 45,30 m
----------------	-----------------

Panjang puncak	: 255,30 m
----------------	------------

Lebar puncak	: 8 m
--------------	-------

Tinggi dari pondasi terendah	: 35,0 m
------------------------------	----------

Kemiringan lereng hulu	: 1 : 3
------------------------	---------

Kemiringan lereng hilir	: 1 : 2,3
-------------------------	-----------

Jenis batuan dasar pondasi	: <i>Sand stone (fresh rock zone)</i>
----------------------------	---------------------------------------

b) Bendungan Pelana (*saddle*):

Tipe	: Urugan tanah dengan inti kedap
------	----------------------------------

Elevasi dasar pondasi	: El. + 35,30 m
-----------------------	-----------------

Elevasi puncak	: El. + 45,30 m
----------------	-----------------

Panjang puncak	: 77,0 m
----------------	----------

Lebar puncak	: 8 m
--------------	-------

Tinggi dari pondasi terendah	: 10,0 m
------------------------------	----------

Kemiringan lereng hulu	: 1 : 3
------------------------	---------

Kemiringan lereng hilir	: 1 : 2,3
-------------------------	-----------

Jenis batuan dasar pondasi	: <i>Sand stone (fresh rock zone)</i>
----------------------------	---------------------------------------

• **Bangunan Pelimpah (*spillway*)**

a) Pelimpah

Tipe	: Tapal kuda (<i>horse shoe type</i>)
------	---

Banjir rencana	: 900 m ³ /detik
----------------	-----------------------------

Kala ulang banjir	: 1000 tahun
-------------------	--------------

Kapasitas	: 900 m ³ /detik
-----------	-----------------------------

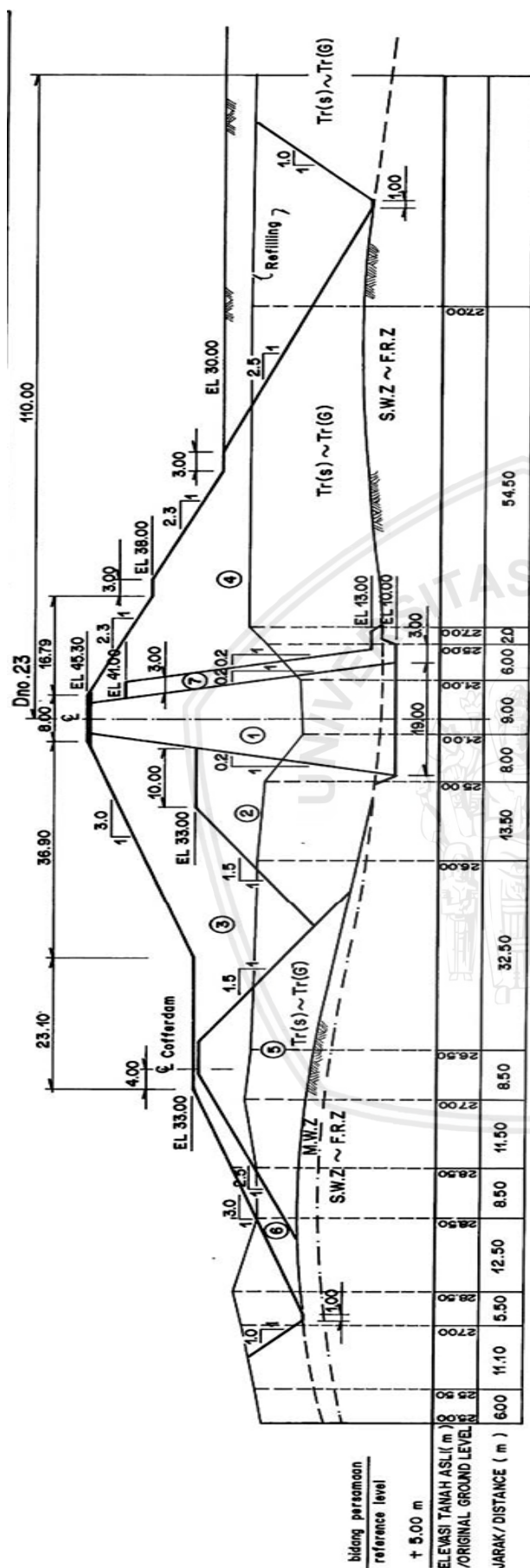
El. mercu	: El. + 39,50 m
-----------	-----------------

Panjang mercu bersih	: 76 m
----------------------	--------

Jumlah pintu (pintu darurat)	: 2 buah
------------------------------	----------

Tipe pintu	: <i>Slide gate (steel made fixed wheel gate)</i>
------------	---

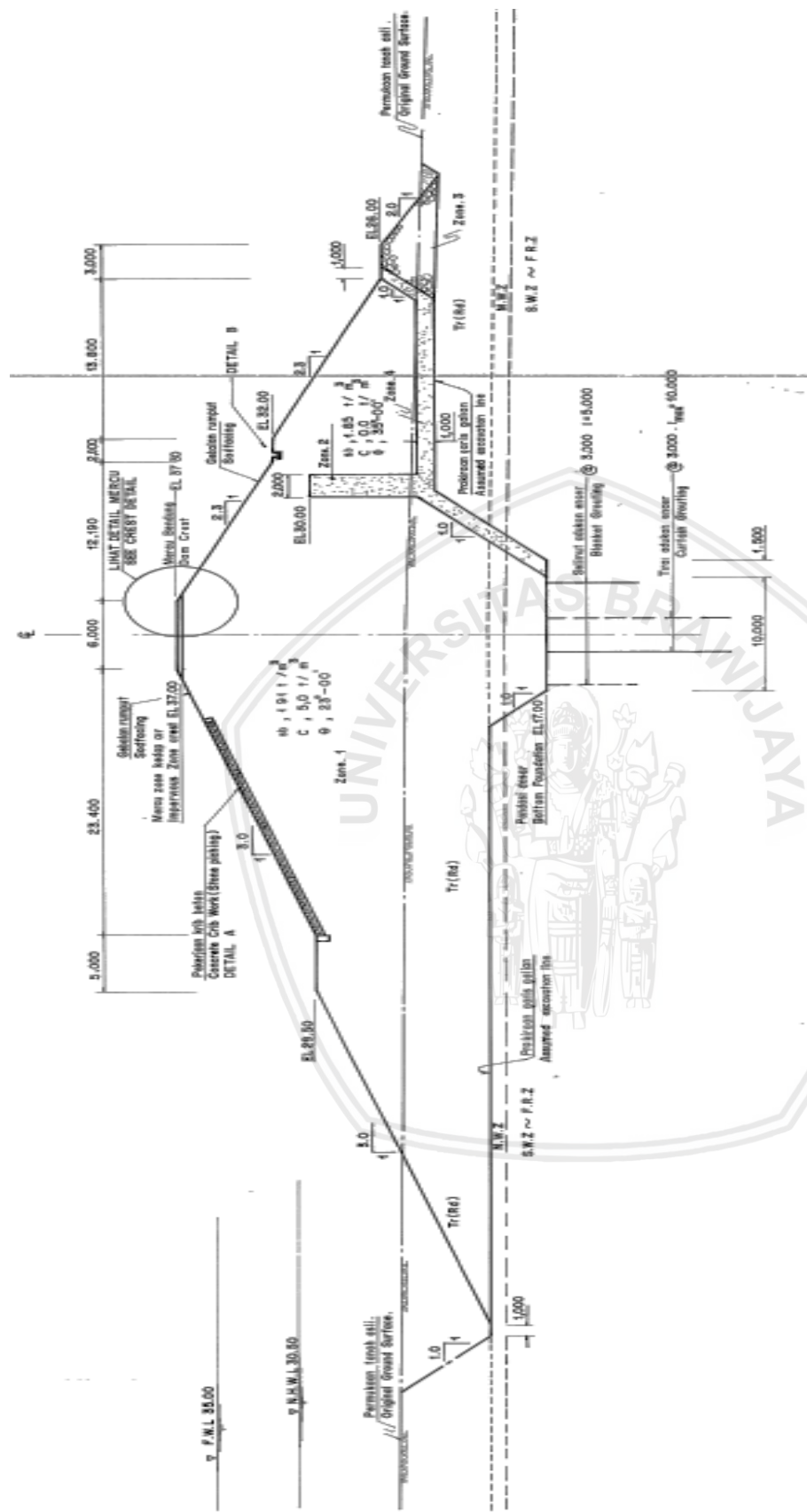
Lebar pintu	: 2,7 m
Tinggi pintu	: 1,6 m
FWL pintu	: El. + 43,00 m
NHWL pintu	: El. + 39,00 m
Tinggi normal bukaan	: 1,70 m
Tinggi maksimal bukaan	: 11,00 m
b) Saluran Pengantar (<i>chute way</i>)	
Tipe	: Saluran terbuka
Banjir rencana	: 900 m ³ /detik
Kala ulang periode banjir	: 1000 tahun
Kapasitas	: 900 m ³ /detik
Panjang saluran	: 51 m
c) Pemecah Energi	
Tipe	: USBR tipe III
Elevasi	: +16,5 m
Panjang saluran	: 60 m
• Terowongan Pengelak	
Tipe	: Terowongan
Bentuk	: Tapal kuda
Diameter	: Terowongan no.1 = Ø 4,6 m Terowongan no.2 = Ø 3,6 m
Panjang	: No.1 = 109 m dan No.2 = 86 m
Kapasitas	: 450 m ³ /dt (periode ulang 30 tahun)
• Bangunan Pengeluaran	
Tipe	: Terowongan bertekanan
Bentuk	: Lingkaran
Garis tengah, jumlah	: 3,6 m, 1 buah
Panjang	: 86 m
Jenis pintu intake/jumlah	: <i>Inclined fixed roller</i> (1 buah)
Jenis pintu pengatur/ jumlah	: <i>Jet flow gate</i> (2 buah)
Kapasitas	: 76 m ³ /dt
Pipa pesat	
Tipe	: <i>Steel conduit</i>
Jumlah jalur, panjang	: 1 jalur, 12 m
Diameter dalam	: 2,4 m



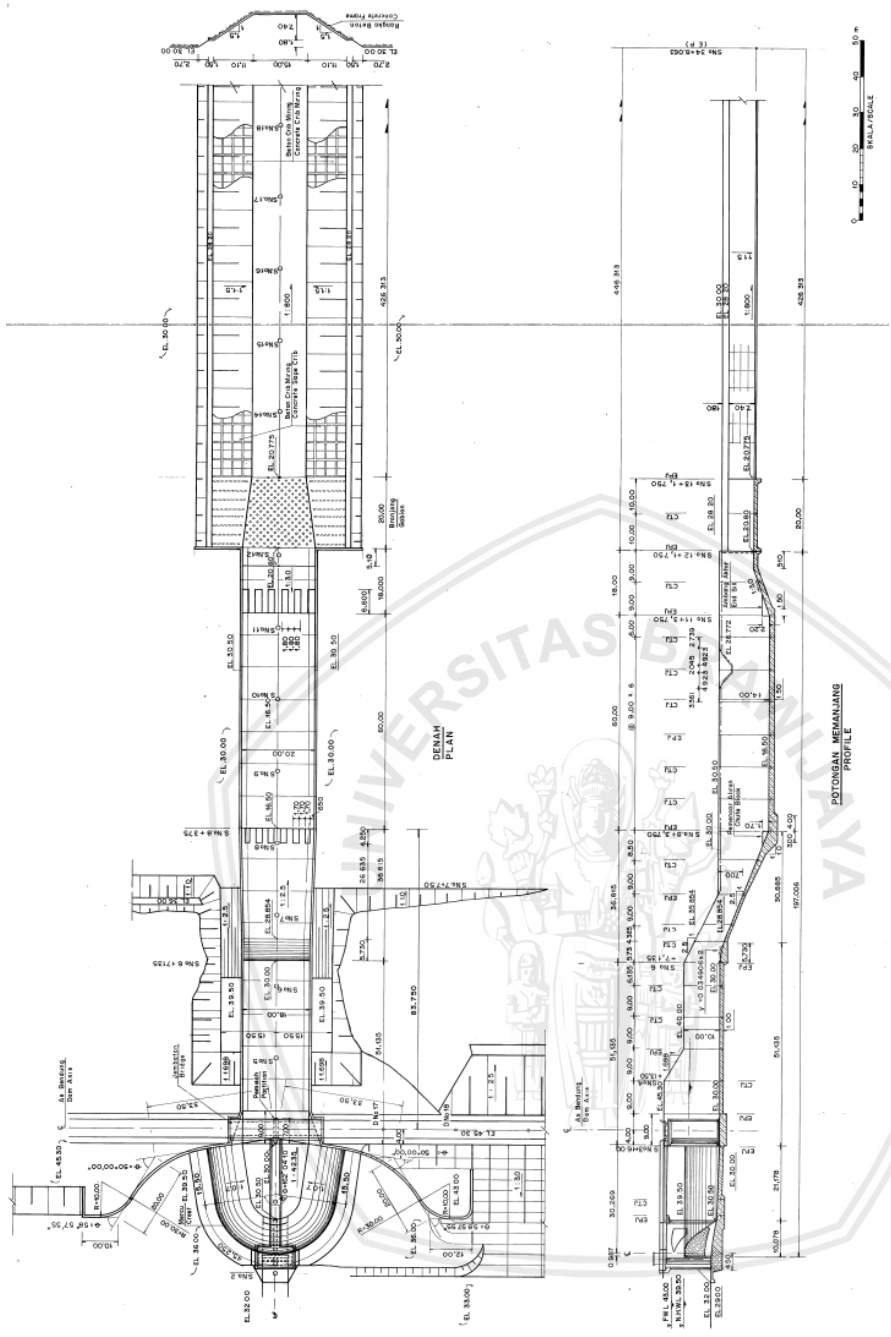
Dno. 24

Zone	Bahan / Material
1	Bahan Kedap Air Impervious Material
2	Bahan Semi Lolos Air (Batu-batuanau) Semi-pervious Material (Siltstone)
3	Bahan Semi Lolos Air (Konglomerat dan Batu-batuanau) Semi-pervious Material (Konglomerat and Sandstone)
4	Bahan Semi Lolos Air (Konglomerat dan Batu-batuanau) Semi-pervious Material (Konglomerat and Sandstone)
5	Bahan Semi Lolos Air (Konglomerat) Semi-pervious Material (Konglomerat)
6	Bahan Kedap Air (Konglomerat) Impervious Material (Konglomerat)
7	Zone Filter: Bahan Semi Lolos Air ke Lolos Air Filter Zone: Semi-pervious Material to Pervious Material

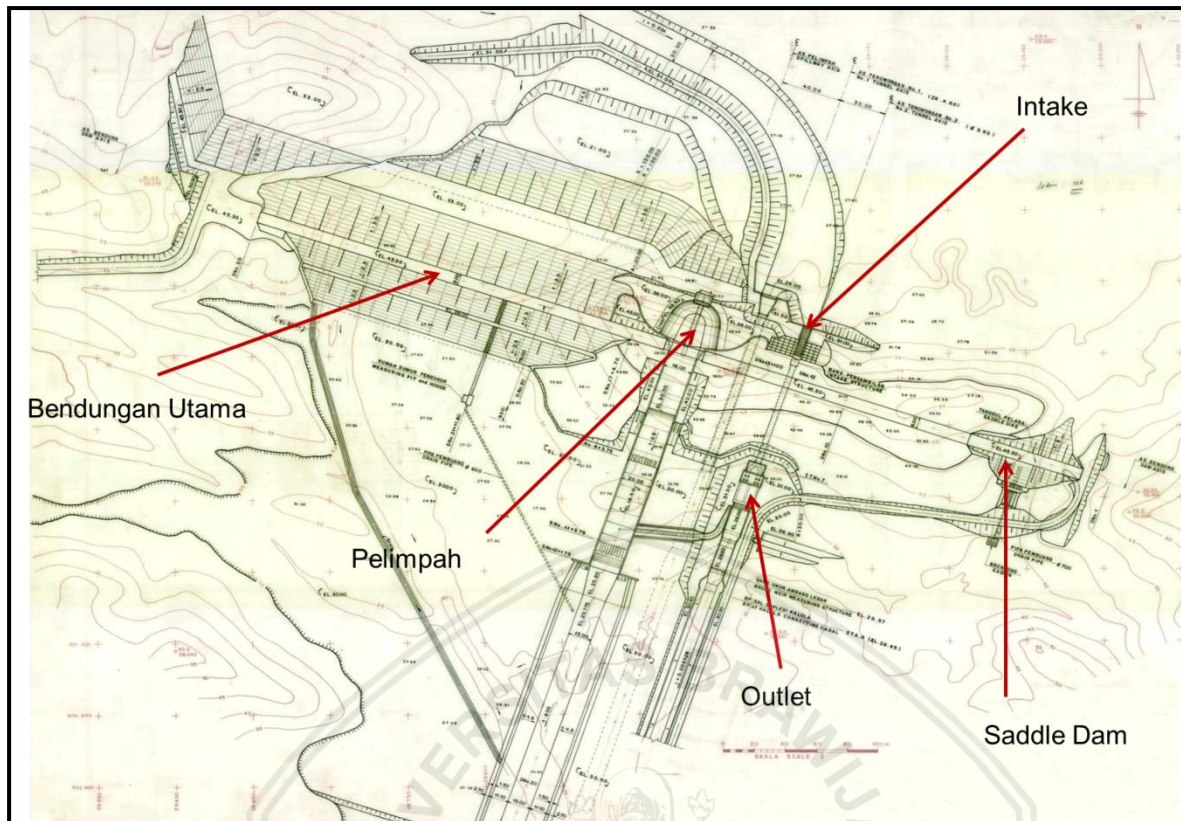
Gambar 3.4 Potongan Melintang Bendungan Kalola
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)



Gambar 3.5 Potongan Melintang Saddle Dam Bendungan Kalola
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)



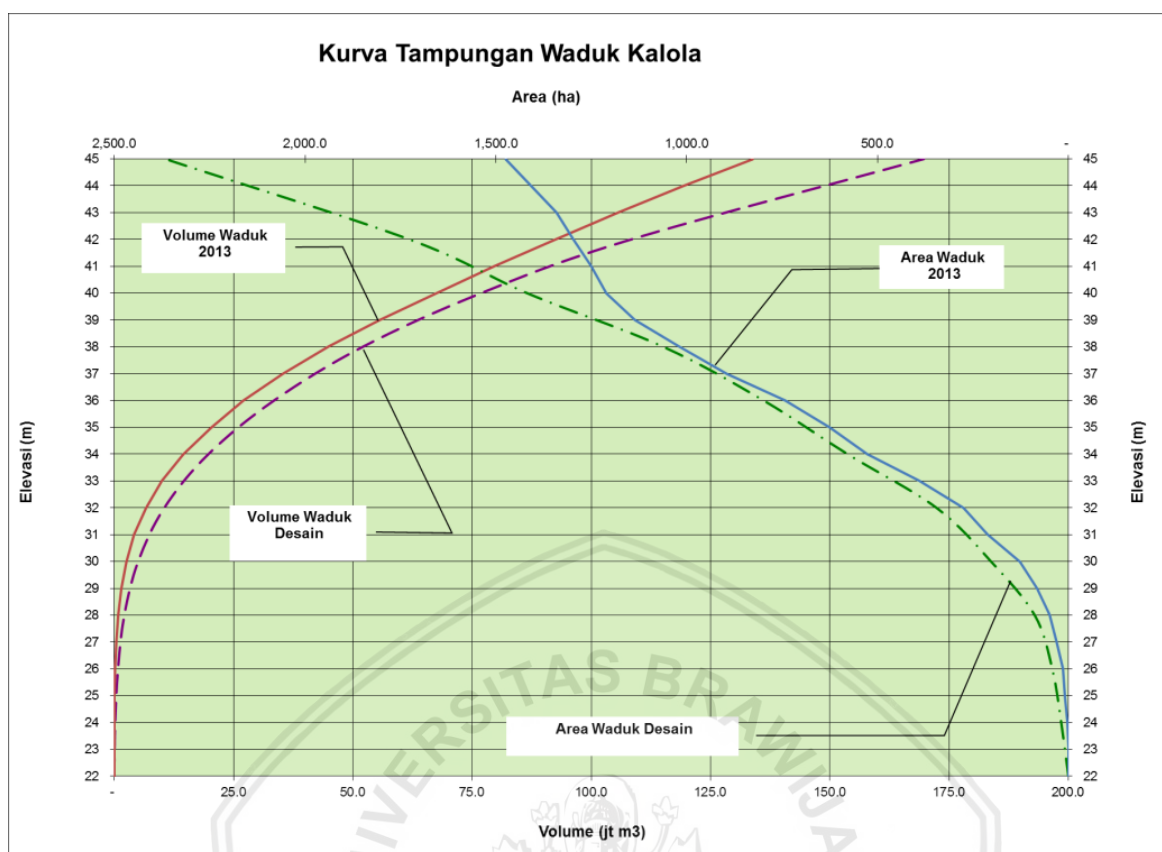
Gambar 3.6 Denah Pelimpah dan Potongan Memanjang Pelimpah Bendungan Kalola
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)



Gambar 3.7 Denah Bendungan Kalola
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)

3.3.2 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk digunakan untuk mengetahui nilai besarnya tampungan dari suatu waduk pada elevasi tertentu, sehingga bisa untuk menentukan nilai ketinggian muka air waduk yang dibutuhkan guna mengetahui besarnya volume tampungan waduk pada elevasi tertentu. Kurva lengkung kapasitas waduk bisa juga ditujukan untuk mengetahui besarnya nilai kehilangan air tampungan akibat perkolasi karena pengaruh luas muka air pada elevasi muka air tertentu.



Gambar 3.8 Kurva Lengkung Kapasitas Waduk Bendungan Kalola
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)

Tabel 3.1

Hubungan Antara Elevasi , Luas Area, dan Volume Bendungan Kalola Berdasarkan Desain Awal Waduk dan Hasil Pengukuran 2013

Elevasi (m)	Desain		Pengukuran 2013	
	Luas area (ha)	Volume (jt m ³)	Luas area (ha)	Volume (jt m ³)
22	0.00	-	-	-
24	18.74	0.19	1.93	0.01
26	42.21	0.80	14.77	0.19
28	88.18	2.10	48.20	0.81
30	202.63	5.01	126.38	2.51
32	345.45	10.49	274.62	6.62
34	578.46	19.73	526.67	14.54
36	798.65	33.50	742.65	27.13
38	1061.03	52.10	1019.54	44.90
40	1418.03	76.89	1211.16	67.41
42	1726.24	108.33	1296.21	92.45
45	2366.30	169.72	1474.74	133.81

Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)

3.4 Kondisi Hidrologi dan Klimatologi

Kondisi iklim pada lokasi Bendungan Kalola dan daerah tangkapan airnya dibedakan atas musim hujan dan musim kemarau. Musim hujan biasanya dimulai pada bulan Maret sampai bulan Agustus. Sedangkan musim kemarau dari bulan September sampai bulan Februari.

Berdasarkan data hujan dari stasiun yang ada pada DAS Kalola dan sekitarnya, curah hujan tahunan bervariasi dari 1.200 mm sampai 2.000 mm. Curah hujan bulanan sebesar 90 mm/bulan pada waktu musim kemarau. Puncak hujan bulanan terjadi pada bulan Mei dan menurun dari Juni ke Agustus.

Kondisi klimatologi secara detail seperti disajikan pada tabel 3.2 dan tabel 3.3 menyajikan data hujan bulanan rata-rata dari 4 (empat) stasiun yang ada di sekitar DAS Kalola.

Tabel 3.2

Data Klimatologi Rata-Rata Stasiun Watang Kalola (1992-2012)

Parameter	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nop	Des
Suhu udara rata-rata (°C)	25.5	25.3	25.1	25.1	24.4	23.0	25.0	23.8	24.5	25.8	26.3	25.7
Kelembaban relatif (%)	85.6	86.2	86.3	85.6	86.3	87.2	87.1	85.8	80.8	80.9	83.5	84.9
Kecepatan Angin (km/jam)	0.59	0.45	0.30	0.30	0.35	0.18	0.34	0.70	3.37	0.38	0.37	0.61
Lama penyinaran matahari (jam/hari)	6.2	6.3	6.2	6.4	6.4	4.7	5.3	7.2	7.8	7.8	7.2	6.6

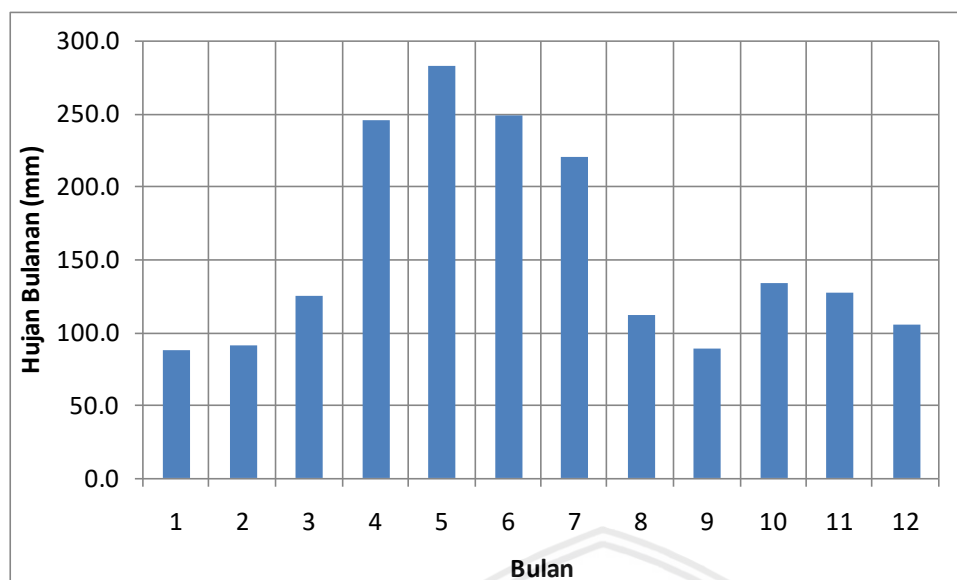
Sumber: Seksi Hidrologi Dinas PU SDA Sulawesi Selatan

Tabel 3.3

Data Curah Hujan Bulanan pada DAS Kalola (1992-2012)

Stasiun	Tahun	Bulan												Tahunan
		Jan	Peb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nop	Des	
Barukku	1994-2012	84.7	89.1	111.7	240.6	264.1	274.0	276.3	155.6	95.6	171.5	156.3	91.4	1919.5
Lagading	1990-2012	71.1	48.7	87.7	136.1	218.0	169.4	165.0	81.2	64.8	90.2	82.5	62.2	1214.8
Tingaraposi	1992-2012	112.9	135.7	142.1	377.8	329.2	240.2	244.9	133.5	116.0	107.5	107.2	129.2	2047.0
Watangkalola	1992-2012	84.5	90.6	157.7	228.2	321.0	316.2	197.0	77.3	79.8	167.9	164.7	138.2	1884.9
	Rata-rata	88.3	91.0	124.8	245.7	283.1	250.0	220.8	111.9	89.0	134.3	127.6	105.2	1871.8

Sumber: Seksi Hidrologi Dinas PU SDA Sulawesi Selatan



Gambar 3.9 Grafik Curah Hujan Bulanan Rerata DAS Kalola
Sumber: Hasil Analisis (2018)

3.5 Kondisi Geologi

Kondisi geologi disekitar bendungan umumnya terdiri dari batuan sedimen tersier *pliosen* dan deposit kuarter seperti *terrace*, talus dan deposit sungai seperti halnya yang terdapat di lokasi Bendung Bila.

Batuan sedimen tersier *pliosen* yang merupakan batuan dasar terdiri dari batuan pasir (*sandstone*), konglomerat, dan batuan lanau (*siltstone*). Batuan dasar dengan kemiringan N 46°-72° W/ 30°-45° W. Topografi geologi agak curam di bagian hulu dan lebih landai di bagian hilir.

Batuan dasar sebahagian besar merupakan batuan dengan konsolidasi lembut yang terdiri dari 3 (tiga) zona yaitu batuan dengan zona pelapukan tinggi (*highly weathered rock zone/HWZ*), pelapukan sedang (*moderately weathered rock zone/MWZ*) dan zona pelapukan sedikit (*slighly weathered zone/SWZ*) sampai batuan segar (*fresh rock zone*).

Ketebalan batuan *HWZ* antara 5-6 meter dengan nilai *N-value* lebih besar 50. Sedangkan batuan *MWZ* terdistribusi pada kedalaman 7-14 m dari permukaan tanah. Zona ini bertambah tebal ke arah puncak bukit. Dan zona batuan *SWZ* mendominasi di bawah batuan *MWZ* dengan nilai *N-value* lebih besar 50.

Deposit kuarter seperti batu pasir (*sand gravel*) dan *clayey silt* terdistribusi meluas dengan ketebalan 4,5 m (EL. 22,50) dengan nilai *N-value* 18-50 m, dan umumnya kedalaman antara 18-30 m. Sedangkan lapisan talus hanya terdapat pada daerah kemiringan permukaan dengan ketebalan < 2,0 m.

3.6 Data Pendukung Kajian

Beberapa data yang dibutuhkan untuk mendukung dalam penyelesaian studi ini diperoleh dari PT. Caturbina Guna Persada. Data-data yang didapatkan antara lain:

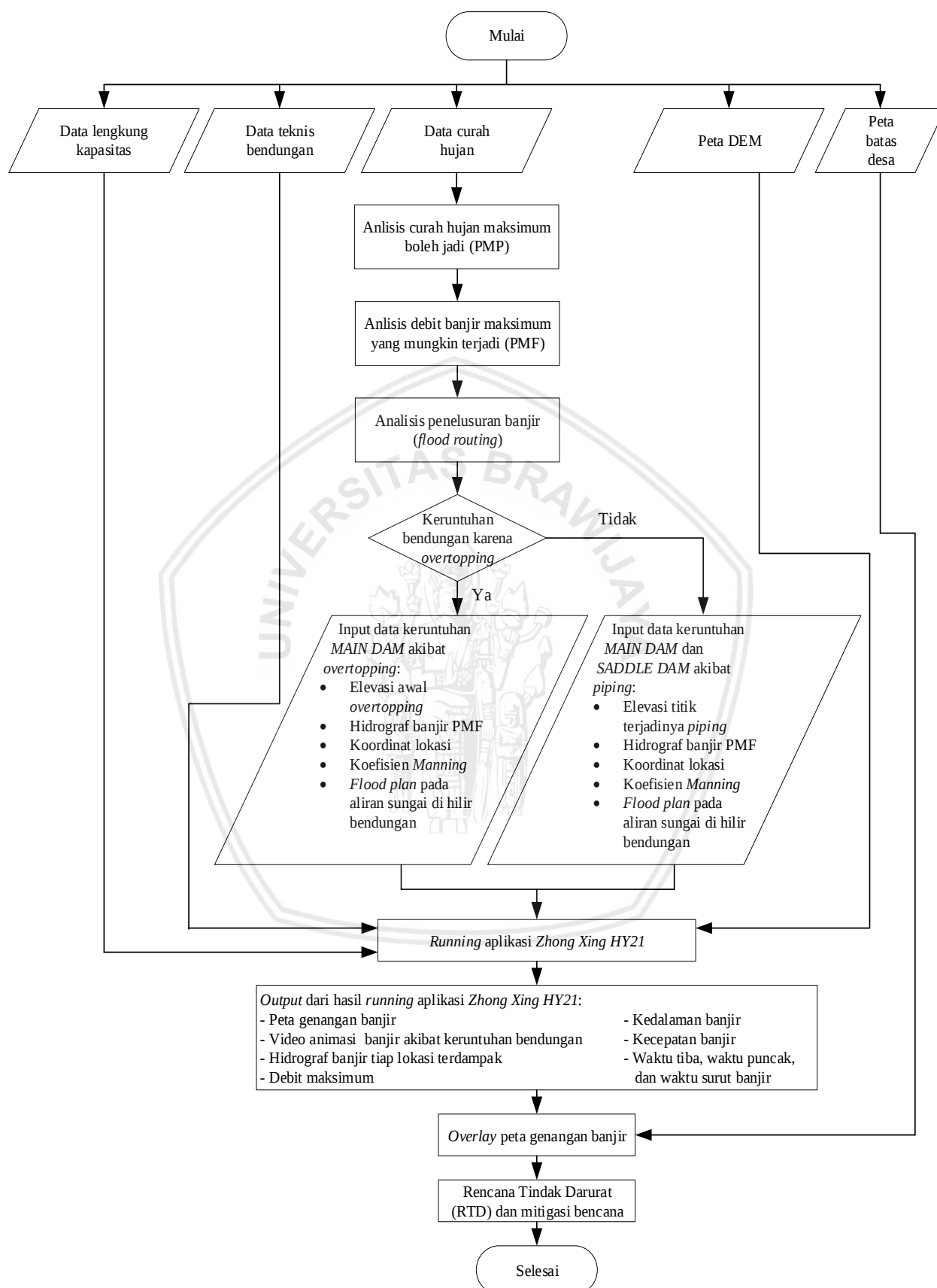
1. Lengkung kapasitas dari Bendungan Kalola.
2. Data curah hujan minimal 10 tahun. Data curah hujan tersebut didapatkan dari hasil pengukuran 4 stasiun hujan yang terdapat di sekitar DAS Bendungan Kalola, yaitu Stasiun Hujan Barukku, Stasiun Hujan Legading, Stasiun Hujan Tingora Posi, dan Stasiun Hujan Watang Kalola yang kemudian data tersebut digunakan di dalam analisis hidrologi.
3. Peta dari bentuk rupa bumi Indonesia (RBI).
4. Data teknis dari Bendungan Kalola.
5. Peta topografi yang berupa peta *DEM* untuk wilayah-wilayah sekitar Bendungan Kalola, yang digunakan sebagai pedoman untuk mengetahui elevasi, arah aliran, dan kondisi alam wilayah sekitar Bendungan Kalola, .
6. Peta administrasi wilayah sekitar Bendungan Kalola dan batas desa.
7. Peta stasiun hujan untuk digunakan sebagai alat bantu mengetahui besaran luas daerah yang menjadi pengaruh hujan.

3.7 Langkah Pengerjaan Skripsi

Berikut merupakan langkah-langkah yang akan dijalankan dalam proses pengerjaan pembahasan studi ini dengan dilihat secara garis besar, antara lain:

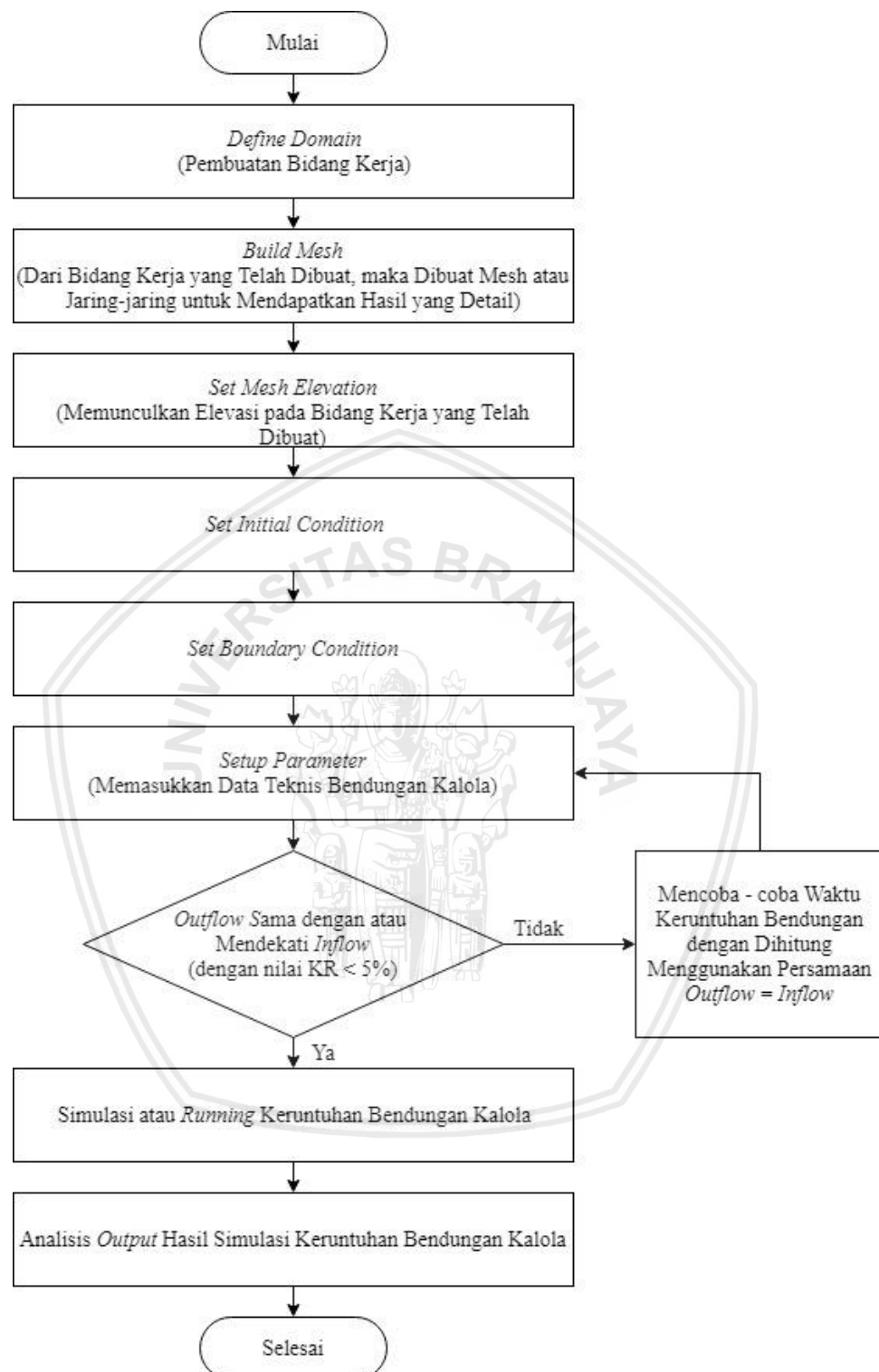
1. Melakukan perhitungan terhadap debit banjir maksimum (Q_{PMF}) dan juga perhitungan terhadap curah hujan maksimum boleh jadi (PMP) yang datanya diperoleh dari data hujan yang ada.
2. Memasukkan peta *Digital Elevation Model/DEM* sebagai dasar yang akan dipakai dalam pengerjaan kegiatan analisis keruntuhan bendungan dengan menggunakan *software Zhong Xing HY21*.
3. Menjalankan *software Zhong Xing HY21* untuk melakukan analisis keruntuhan bendungan. Dilakukan dengan 2 (dua) skenario kondisi yaitu *piping* dan *overtopping*.
4. Menyediakan peta rupa bumi Indonesia (RBI) yang digunakan sebagai dasar untuk melakukan *editing* peta genangan banjir hasil *running software Zhong Xing HY21*.
5. Melakukan analisis klasifikasi sebaran banjir pada daerah terdampak genangan dan bahaya yang ditimbulkan, hal tersebut mengacu pada hasil dari *running software Zhong Xing HY21*.

3.8 Bagan Alir Pengerjaan Skripsi



Gambar 3.10 Bagan Alir dalam Pengerjaan Skripsi Analisis Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Menggunakan Aplikasi Zhong Xing HY21

3.9 Bagan Alir Penggunaan Aplikasi *Zhong Xing HY21*



Gambar 3.11 Bagan Alir Penggunaan Aplikasi *Zhong Xing HY21*

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi merupakan suatu tindakan yang dilakukan untuk mengetahui karakteristik dan pergerakan air yang terdapat di bumi. Analisis hidrologi sangat dibutuhkan dalam kegiatan perencanaan dan pengoperasian sistem sumber daya air, hal tersebut dikarenakan perlunya diketahui estimasi debit yang digunakan sebagai dasar dalam perencanaan.

Pada umumnya, analisis hidrologi yang dilakukan adalah estimasi nilai debit berdasarkan pada hujan yang terjadi. Seperti pada bendungan, hujan yang terjadi pada DAS (*catchment area*) pada bendungan tersebut, perlu dilakukan analisis guna mengetahui besarnya debit banjir dan karakteristik hidrologi yang akan berpengaruh pada tampungan waduk.

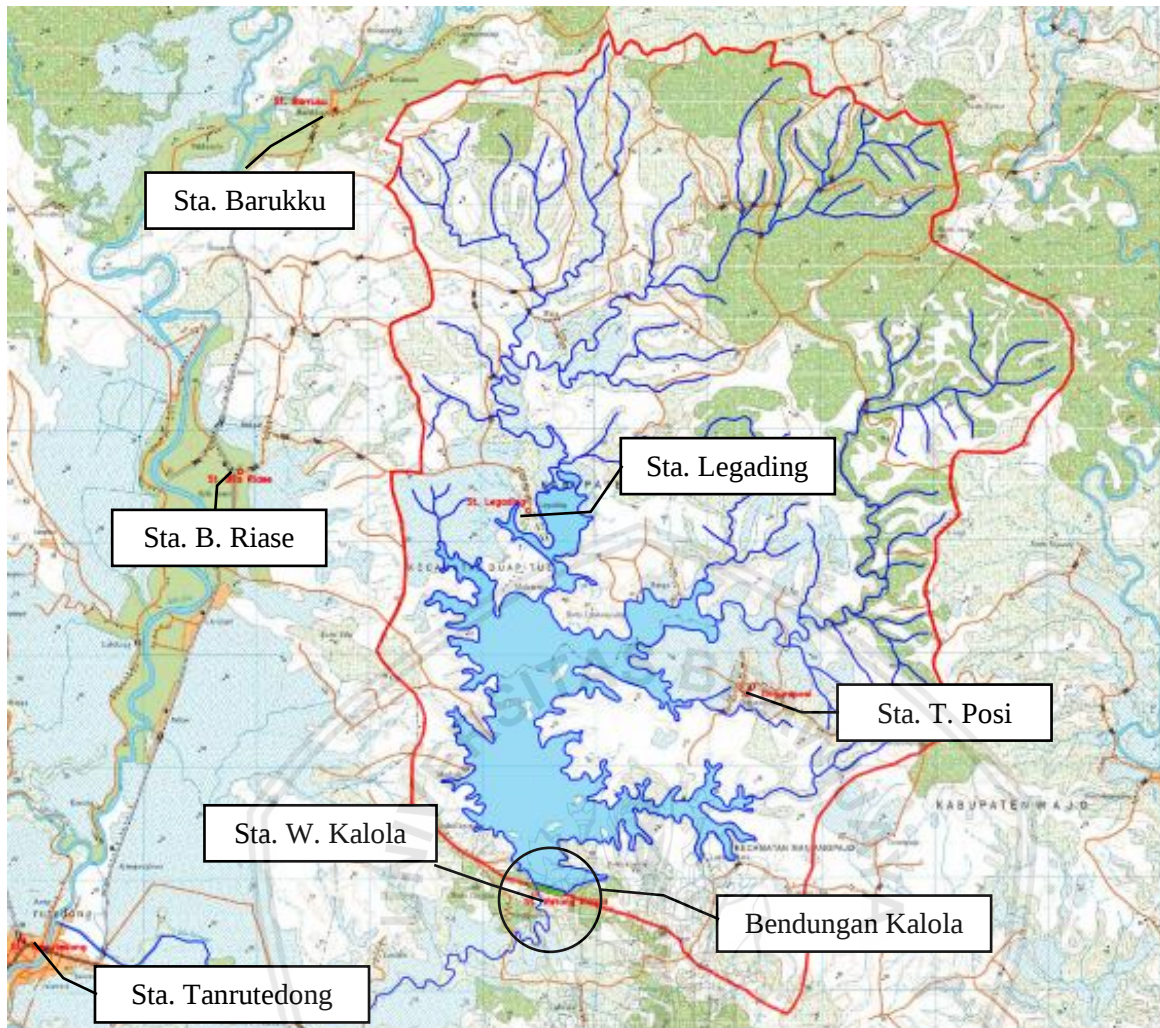
4.1.1 Analisis Curah Hujan

4.1.1.1 Data Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan dalam analisis hidrologi didapatkan dari PT. Caturbina Guna Persada dengan sumber utamanya dari Dinas PU SDA Sulawesi Selatan. Data hujan didapatkan dari 4 stasiun hujan yang berada di sekitar DAS Kalola, yaitu Stasiun Hujan Watang Kalola, Stasiun Hujan Barukku, Stasiun Hujan Tinggora Posi, Stasiun Hujan Tinggora Posi, dan Stasiun Hujan Legading. Data hujan yang ada berupa data hujan harian dengan waktu pencatatan dimulai dari tahun 1993 sampai tahun 2012 (20 tahun).

4.1.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Suatu data hujan sebelum digunakan dalam analisis hidrologi harus dilakukan uji konsistensinya untuk mengetahui apakah data yang dicatat sesuai dengan hujan yang benar terjadi pada waktu tersebut. Uji konsistensi dilakukan dengan menggunakan metode kurva massa. Metode kurva massa ganda dilakukan dengan membandingkan nilai kumulatif curah hujan suatu stasiun dengan nilai kumulatif curah hujan stasiun pembandingnya.

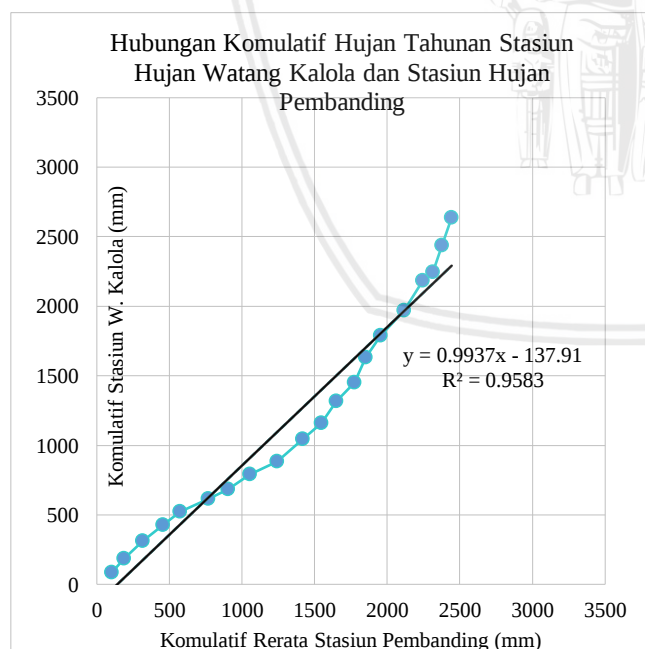


Gambar 4.1 Peta Bendungan Kalola
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)

Tabel 4.1
Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Watang Kalola

Tahun	Curah Hujan Stasiun Watang Kalola (mm)	Kumulatif Stasiun Watang Kalola (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)			Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Kumulatif Rerata
			Sta. Barukku	Sta. T. Posi	Sta. Legading		
1993	86	86	157	67	84	103	103
1994	100	186	158	49	42	83	186
1995	125	311	90	215	90	132	317
1996	115	426	150	205	64	140	457
1997	95	521	155	150	42	116	573
1998	92	613	160	310	110	193	766
1999	72	685	110	230	70	137	903
2000	105	790	85	115	260	153	1056
2001	95	885	251	150	155	185	1241
2002	160	1045	200	200	130	177	1418
2003	115	1160	169	150	67	129	1547
2004	155	1315	175	95	40	103	1650
2005	135	1450	167	115	88	123	1773
2006	180	1630	70	125	45	80	1853
2007	160	1790	160	80	60	100	1953
2008	180	1970	321	85	81	162	2116
2009	215	2185	109	242	41	131	2246
2010	60	2245	130	35	37	67	2314
2011	190	2435	131	20	36	62	2376
2012	200	2635	121	15	69	68	2444

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

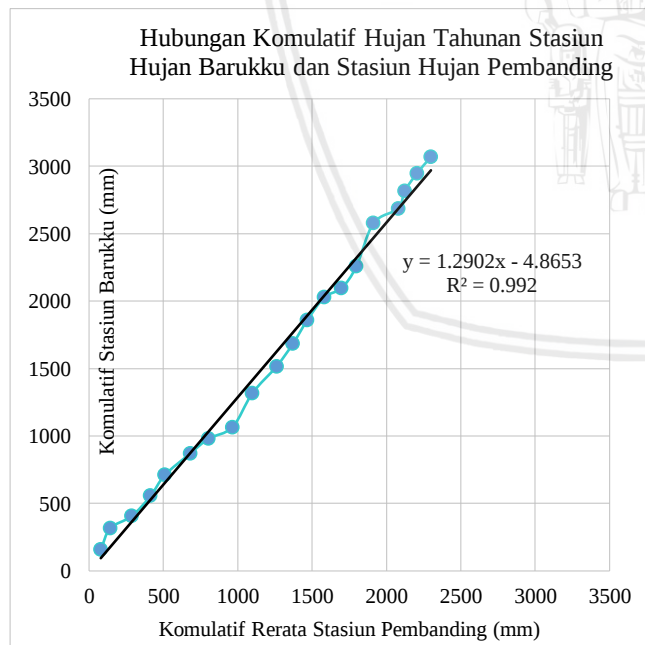


Gambar 4. 2 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Watang Kalola
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.2
Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Barukku

Tahun	Curah Hujan Stasiun Barukku (mm)	Komulatif Stasiun Barukku (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)			Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Komulatif Rerata
			Sta. W. Kalola	Sta. T. Posi	Sta. Legading		
1993	157	157	86	67	84	79	79
1994	158	315	100	49	42	64	143
1995	90	405	125	215	90	143	286
1996	150	555	115	205	64	128	414
1997	155	710	95	150	42	96	510
1998	160	870	92	310	110	171	680
1999	110	980	72	230	70	124	804
2000	85	1065	105	115	260	160	964
2001	251	1316	95	150	155	133	1098
2002	200	1516	160	200	130	163	1261
2003	169	1685	115	150	67	111	1372
2004	175	1860	155	95	40	97	1468
2005	167	2027	135	115	88	113	1581
2006	70	2097	180	125	45	117	1698
2007	160	2257	160	80	60	100	1798
2008	321	2578	180	85	81	115	1913
2009	109	2687	215	242	41	166	2079
2010	130	2817	60	35	37	44	2123
2011	131	2948	190	20	36	82	2205
2012	121	3069	200	15	69	95	2300

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

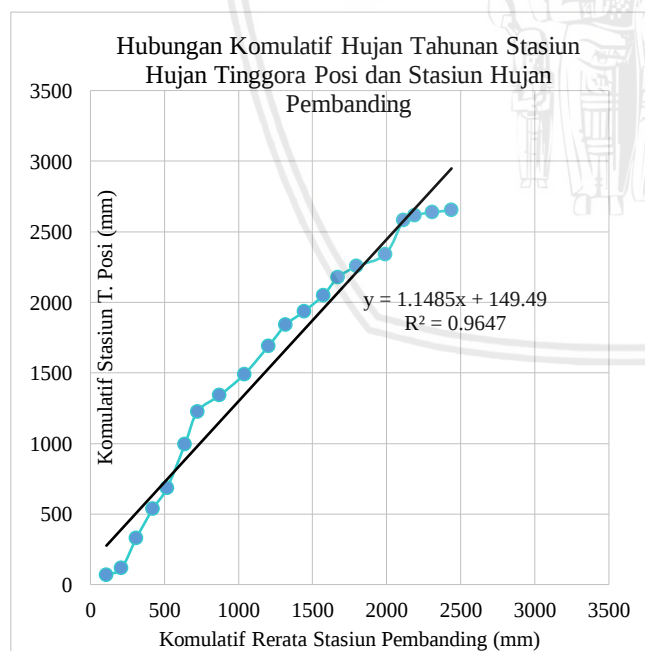


Gambar 4. 3 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Barukku
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.3
Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Tinggora Posi

Tahun	Curah Hujan Stasiun T. Posi (mm)	Komulatif Stasiun T. Posi (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)			Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Komulatif Rerata
			Sta. W. Kalola	Sta. Barukku	Sta. Legading		
1993	67	67	86	157	84	109	109
1994	49	116	100	158	42	100	209
1995	215	331	125	90	90	102	311
1996	205	536	115	150	64	110	420
1997	150	686	95	155	42	97	518
1998	310	996	92	160	110	121	638
1999	230	1226	72	110	70	84	722
2000	115	1341	105	85	260	150	872
2001	150	1491	95	251	155	167	1039
2002	200	1691	160	200	130	163	1203
2003	150	1841	115	169	67	117	1320
2004	95	1936	155	175	40	123	1443
2005	115	2051	135	167	88	130	1573
2006	125	2176	180	70	45	98	1671
2007	80	2256	160	160	60	127	1798
2008	85	2341	180	321	81	194	1992
2009	242	2583	215	109	41	122	2114
2010	35	2618	60	130	37	76	2189
2011	20	2638	190	131	36	119	2308
2012	15	2653	200	121	69	130	2438

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

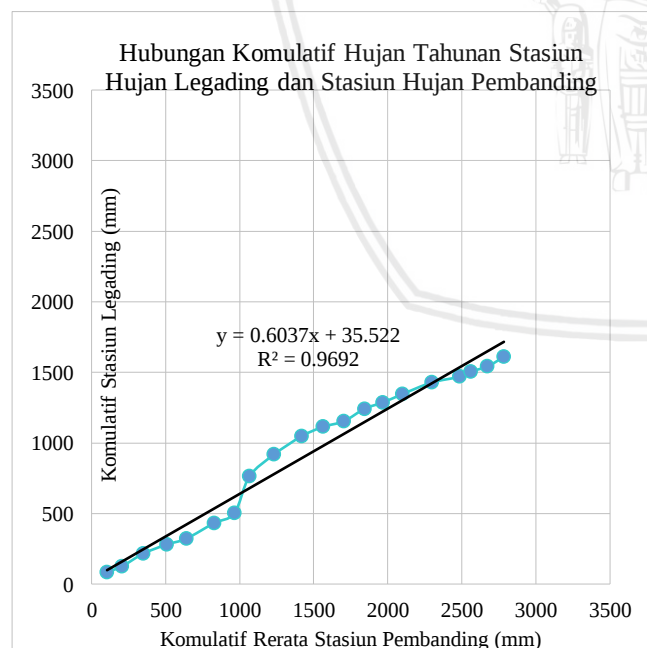


Gambar 4. 4 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Tinggora Posi
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.4
Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Legading

Tahun	Curah Hujan Stasiun Legading (mm)	Kumulatif Stasiun Legading (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)			Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Kumulatif Rerata
			Sta. W. Kalola	Sta. Barukku	Sta. T. Posi		
1993	84	84	86	157	67	103	103
1994	42	126	100	158	49	102	206
1995	90	216	125	90	215	143	349
1996	64	280	115	150	205	157	506
1997	42	322	95	155	150	133	639
1998	110	432	92	160	310	187	826
1999	70	502	72	110	230	137	964
2000	260	762	105	85	115	102	1065
2001	155	917	95	251	150	165	1231
2002	130	1047	160	200	200	187	1417
2003	67	1114	115	169	150	145	1562
2004	40	1154	155	175	95	142	1704
2005	88	1242	135	167	115	139	1843
2006	45	1287	180	70	125	125	1968
2007	60	1347	160	160	80	133	2101
2008	81	1428	180	321	85	195	2296
2009	41	1469	215	109	242	189	2485
2010	37	1506	60	130	35	75	2560
2011	36	1542	190	131	20	114	2674
2012	69	1611	200	121	15	112	2786

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



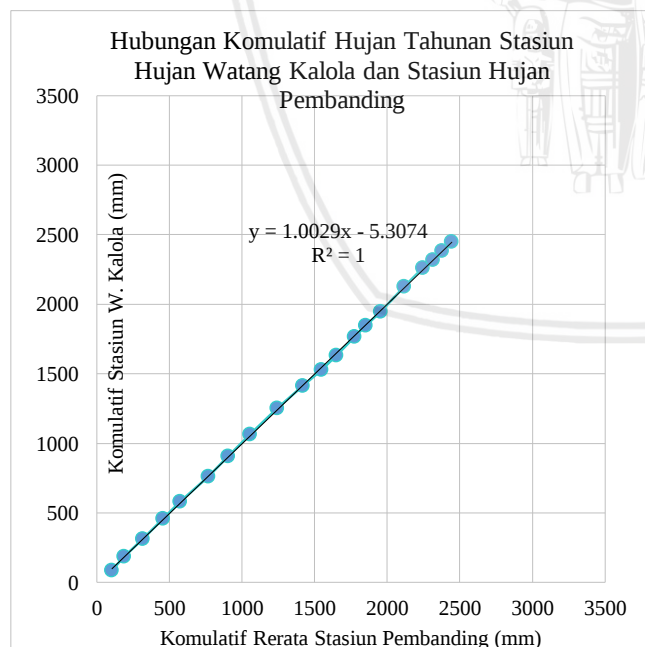
Gambar 4. 5 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Legading
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.5

Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Watang Kalola (Terkoreksi)

Tahun	Curah Hujan Stasiun Watang Kalola (mm)	Kumulatif Stasiun Watang Kalola (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)			Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Kumulatif Rerata
			Sta. Barukku	Sta. T. Posi	Sta. Legading		
1993	86	86	157	67	84	103	103
1994	100	186	158	49	42	83	186
1995	125	311	90	215	90	132	317
1996	147	458	150	205	64	140	457
1997	121	579	155	150	42	116	573
1998	183	762	160	310	110	193	766
1999	143	906	110	230	70	137	903
2000	157	1063	85	115	260	153	1056
2001	190	1252	251	150	155	185	1241
2002	160	1412	200	200	130	177	1418
2003	115	1527	169	150	67	129	1547
2004	103	1631	175	95	40	103	1650
2005	135	1766	167	115	88	123	1773
2006	80	1846	70	125	45	80	1853
2007	101	1947	160	80	60	100	1953
2008	180	2127	321	85	81	162	2116
2009	132	2259	109	242	41	131	2246
2010	60	2319	130	35	37	67	2314
2011	63	2382	131	20	36	62	2376
2012	66	2448	121	15	69	68	2444

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



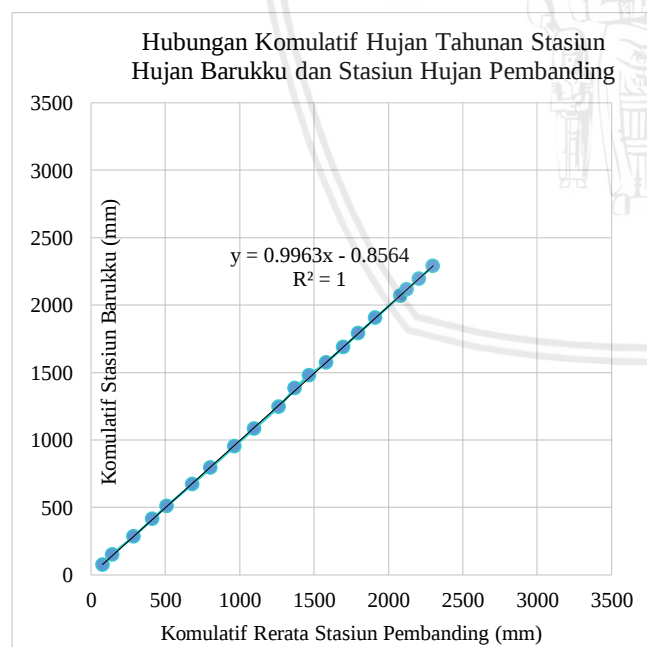
Gambar 4. 6 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Watang Kalola (Terkoreksi)

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.6
Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Barukku (Terkoreksi)

Tahun	Curah Hujan Stasiun Barukku (mm)	Komulatif Stasiun Barukku (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)			Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Komulatif Rerata
			Sta. W. Kalola	Sta. T. Posi	Sta. Legading		
1993	75	75	86	67	84	79	79
1994	76	151	100	49	42	64	143
1995	134	284	125	215	90	143	286
1996	129	414	115	205	64	128	414
1997	97	511	95	150	42	96	510
1998	160	671	92	310	110	171	680
1999	123	793	72	230	70	124	804
2000	158	952	105	115	260	160	964
2001	132	1084	95	150	155	133	1098
2002	162	1245	160	200	130	163	1261
2003	137	1382	115	150	67	111	1372
2004	98	1480	155	95	40	97	1468
2005	93	1573	135	115	88	113	1581
2006	116	1689	180	125	45	117	1698
2007	100	1789	160	80	60	100	1798
2008	115	1904	180	85	81	115	1913
2009	166	2070	215	242	41	166	2079
2010	44	2114	60	35	37	44	2123
2011	82	2195	190	20	36	82	2205
2012	94	2290	200	15	69	95	2300

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



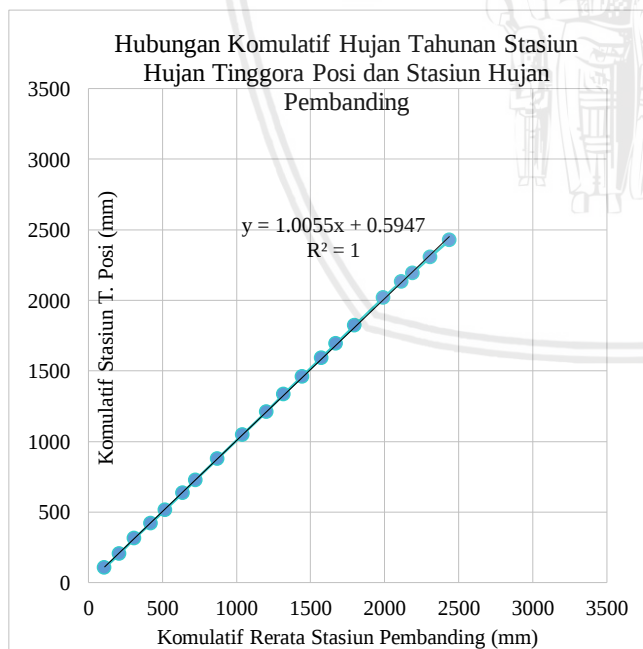
Gambar 4. 7 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Barukku (Terkoreksi)
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.7

Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Tinggora Posi (Terkoreksi)

Tahun	Curah Hujan Stasiun T. Posi (mm)	Komulatif Stasiun T. Posi (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)			Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Komulatif Rerata
			Sta. W. Kalola	Sta. Barukku	Sta. Legading		
1993	107	107	86	157	84	109	109
1994	96	203	100	158	42	100	209
1995	110	313	125	90	90	102	311
1996	105	419	115	150	64	110	420
1997	97	516	95	155	42	97	518
1998	121	637	92	160	110	121	638
1999	90	727	72	110	70	84	722
2000	152	878	105	85	260	150	872
2001	169	1047	95	251	155	167	1039
2002	165	1212	160	200	130	163	1203
2003	124	1336	115	169	67	117	1320
2004	125	1461	155	175	40	123	1443
2005	132	1593	135	167	88	130	1573
2006	100	1692	180	70	45	98	1671
2007	129	1821	160	160	60	127	1798
2008	197	2018	180	321	81	194	1992
2009	114	2132	215	109	41	122	2114
2010	62	2194	60	130	37	76	2189
2011	113	2307	190	131	36	119	2308
2012	119	2426	200	121	69	130	2438

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4. 8 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Tinggora Posi(Terkoreksi)

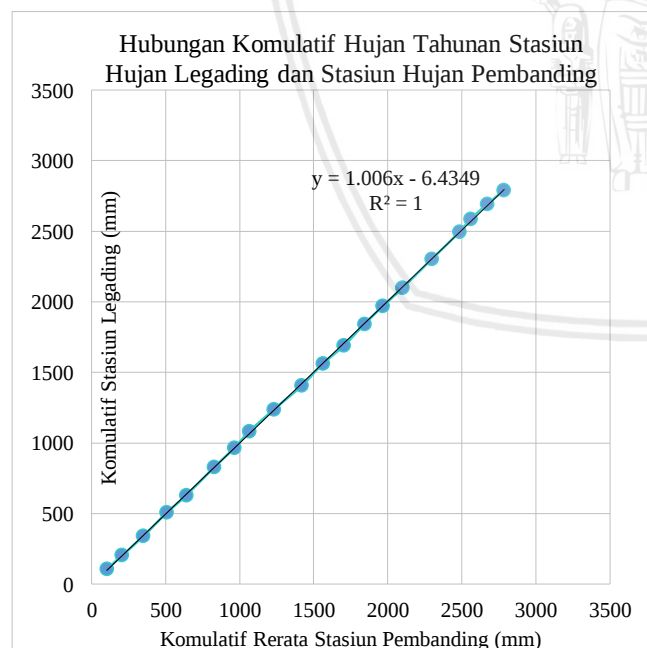
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.8

Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Legading (Terkoreksi)

Tahun	Curah Hujan Stasiun Legading (mm)	Komulatif Stasiun Legading (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)			Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Komulatif Rerata
			Sta. W. Kalola	Sta. Barukku	Sta. T. Posi		
1993	106	106	86	157	67	103	103
1994	97	203	100	158	49	102	206
1995	136	339	125	90	215	143	349
1996	166	505	115	150	205	157	506
1997	124	629	95	155	150	133	639
1998	198	827	92	160	310	187	826
1999	137	964	72	110	230	137	964
2000	118	1082	105	85	115	102	1065
2001	155	1237	95	251	150	165	1231
2002	168	1405	160	200	200	187	1417
2003	157	1562	115	169	150	145	1562
2004	128	1690	155	175	95	142	1704
2005	153	1843	135	167	115	139	1843
2006	127	1970	180	70	125	125	1968
2007	130	2100	160	160	80	133	2101
2008	202	2302	180	321	85	195	2296
2009	194	2496	215	109	242	189	2485
2010	91	2587	60	130	35	75	2560
2011	106	2693	190	131	20	114	2674
2012	98	2791	200	121	15	112	2786

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4. 9 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Legading (Terkoreksi)

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.9

Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Watang Kalola dengan Metode RAPS

No	Tahun	Curah Hujan	Sk*	[Sk*]	Dy ²	Sk**	[Sk**]
1	1993	86	-36	36,412	66,291	-0,932	0,932
2	1994	100	-22	22,412	25,114	-0,573	0,573
3	1995	125	3	2,588	0,335	0,066	0,066
4	1996	147	24	24,346	29,636	0,623	0,623
5	1997	121	-1	1,177	0,069	-0,030	0,030
6	1998	183	61	60,761	184,593	1,555	1,555
7	1999	143	21	20,941	21,925	0,536	0,536
8	2000	157	35	34,662	60,074	0,887	0,887
9	2001	190	67	67,443	227,428	1,726	1,726
10	2002	160	38	37,588	70,644	0,962	0,962
11	2003	115	-7	7,412	2,747	-0,190	0,190
12	2004	103	-19	19,261	18,550	-0,493	0,493
13	2005	135	13	12,588	7,923	0,322	0,322
14	2006	80	-42	41,984	88,133	-1,074	1,074
15	2007	101	-22	21,877	23,931	-0,560	0,560
16	2008	180	58	57,588	165,820	1,474	1,474
17	2009	132	10	10,044	5,044	0,257	0,257
18	2010	60	-62	62,412	194,761	-1,597	1,597
19	2011	63	-59	59,458	176,761	-1,521	1,521
20	2012	66	-56	56,144	157,610	-1,437	1,437

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Diketahui:

Rerata Curah Hujan = 122 mm

Jumlah Dy² = 1527,389

n = 20

Sk**max = Q = 1,726

Sk**min = -1,597

Dy = 39,082

$$R = Sk^{**max} - Sk^{**min}$$

$$= 3,323$$

Penyelesaian:

$$Q/\sqrt{n} = 1,726/\sqrt{20} = 0,386 < \text{dengan probabilitas } 90\% = 1,10 \text{ Diterima}$$

$$R/\sqrt{n} = 3,323/\sqrt{20} = 0,743 < \text{dengan probabilitas } 90\% = 1,34 \text{ Diterima}$$

Tabel 4.10

Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Barukku dengan Metode RAPS

No	Tahun	Curah Hujan	Sk*	[Sk*]	Dy ²	Sk**	[Sk**]
1	1993	75	-39	39,330	77,344	-1,212	1,212
2	1994	76	-39	38,852	75,473	-1,197	1,197
3	1995	134	19	19,133	18,304	0,589	0,589
4	1996	129	15	14,909	11,113	0,459	0,459
5	1997	97	-18	17,778	15,804	-0,548	0,548
6	1998	160	46	45,508	103,551	1,402	1,402
7	1999	123	8	8,280	3,428	0,255	0,255
8	2000	158	44	43,924	96,465	1,353	1,353
9	2001	132	18	17,521	15,350	0,540	0,540
10	2002	162	47	47,224	111,506	1,455	1,455
11	2003	137	22	22,158	24,549	0,683	0,683
12	2004	98	-17	16,757	14,040	-0,516	0,516
13	2005	93	-21	21,225	22,525	-0,654	0,654
14	2006	116	2	1,860	0,173	0,057	0,057
15	2007	100	-15	14,762	10,895	-0,455	0,455
16	2008	115	1	0,530	0,014	0,016	0,016
17	2009	166	51	51,060	130,357	1,573	1,573
18	2010	44	-71	70,610	249,291	-2,175	2,175
19	2011	82	-33	32,713	53,507	-1,008	1,008
20	2012	94	-20	20,081	20,161	-0,619	0,619

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Diketahui:

Rerata Curah Hujan = 114 mm

Jumlah Dy² = 1053,852

n = 20

Sk**max = Q = 1,573

Sk**min = -2,175

Dy = 32,463

$$R = Sk^{**max} - Sk^{**min}$$

$$= 3,748$$

Penyelesaian:

$$Q/\sqrt{n} = 1,573/\sqrt{20} = 0,352 < \text{dengan probabilitas } 90\% = 1,10 \text{ Diterima}$$

$$R/\sqrt{n} = 3,748/\sqrt{20} = 0,838 < \text{dengan probabilitas } 90\% = 1,34 \text{ Diterima}$$

Tabel 4.11

Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Tinggora Posi dengan Metode RAPS

No	Tahun	Curah Hujan	Sk*	[Sk*]	Dy ²	Sk**	[Sk**]
1	1993	107	-14	14,291	10,212	-0,478	0,478
2	1994	96	-25	25,291	31,982	-0,846	0,846
3	1995	110	-11	10,875	5,914	-0,364	0,364
4	1996	105	-16	16,011	12,818	-0,536	0,536
5	1997	97	-24	23,844	28,428	-0,798	0,798
6	1998	121	0	0,484	0,012	-0,016	0,016
7	1999	90	-32	31,660	50,118	-1,059	1,059
8	2000	152	30	30,237	45,713	1,012	1,012
9	2001	169	47	47,410	112,385	1,586	1,586
10	2002	165	44	43,706	95,510	1,462	1,462
11	2003	124	2	2,457	0,302	0,082	0,082
12	2004	125	4	3,865	0,747	0,129	0,129
13	2005	132	11	10,630	5,649	0,356	0,356
14	2006	100	-22	21,505	23,123	-0,720	0,720
15	2007	129	7	7,247	2,626	0,242	0,242
16	2008	197	76	75,575	285,581	2,529	2,529
17	2009	114	-7	7,291	2,658	-0,244	0,244
18	2010	62	-59	59,291	175,771	-1,984	1,984
19	2011	113	-8	8,291	3,437	-0,277	0,277
20	2012	119	-2	2,291	0,262	-0,077	0,077

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Diketahui:

Rerata Curah Hujan = 121 mm

Jumlah Dy² = 893,247

n = 20

Sk**max = Q = 2,529

Sk**min = -1,984

Dy = 29,887

$$R = Sk^{**max} - Sk^{**min}$$

$$= 4,513$$

Penyelesaian:

$$Q/\sqrt{n} = 2,529/\sqrt{20} = 0,565 < \text{dengan probabilitas } 90\% = 1,10 \text{ Diterima}$$

$$R/\sqrt{n} = 4,513/\sqrt{20} = 1,009 < \text{dengan probabilitas } 90\% = 1,34 \text{ Diterima}$$

Tabel 4.12

Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Legading dengan Metode RAPS

No	Tahun	Curah Hujan	Sk*	[Sk*]	Dy ²	Sk**	[Sk**]
1	1993	106	-34	33,546	56,266	-1,017	1,017
2	1994	97	-43	42,546	90,507	-1,290	1,290
3	1995	136	-4	3,546	0,629	-0,107	0,107
4	1996	166	26	26,423	34,909	0,801	0,801
5	1997	124	-16	15,546	12,084	-0,471	0,471
6	1998	198	58	58,454	170,845	1,772	1,772
7	1999	137	-3	2,598	0,338	-0,079	0,079
8	2000	118	-22	21,546	23,211	-0,653	0,653
9	2001	155	15	15,454	11,942	0,468	0,468
10	2002	168	28	28,454	40,482	0,863	0,863
11	2003	157	17	17,454	15,232	0,529	0,529
12	2004	128	-12	11,546	6,665	-0,350	0,350
13	2005	153	13	13,454	9,051	0,408	0,408
14	2006	127	-13	12,546	7,870	-0,380	0,380
15	2007	130	-10	9,546	4,556	-0,289	0,289
16	2008	202	62	62,454	195,026	1,893	1,893
17	2009	194	54	54,454	148,263	1,651	1,651
18	2010	91	-49	48,546	117,835	-1,472	1,472
19	2011	106	-34	33,546	56,266	-1,017	1,017
20	2012	98	-42	41,546	86,303	-1,259	1,259

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Diketahui:

Rerata Curah Hujan = 140 mm

Jumlah Dy² = 1088,279

n = 20

Sk**max = Q = 1,893

Sk**min = -1,472

Dy = 32,989

$$R = Sk^{**max} - Sk^{**min}$$

$$= 3,365$$

Penyelesaian:

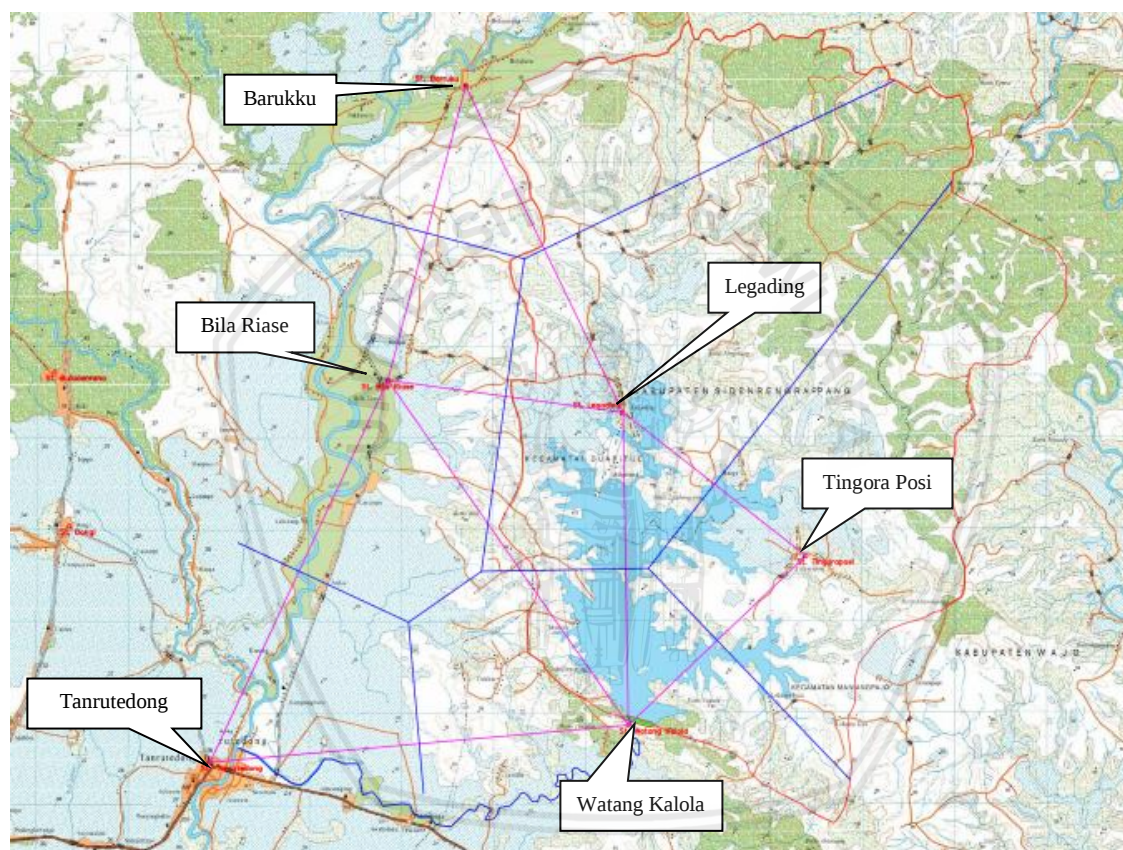
$$Q/\sqrt{n} = 1,893/\sqrt{20} = 0,423 < \text{dengan probabilitas } 90\% = 1,10 \text{ Diterima}$$

$$R/\sqrt{n} = 3,365/\sqrt{20} = 0,752 < \text{dengan probabilitas } 90\% = 1,34 \text{ Diterima}$$

4.1.1.3 Analisis Hujan Rerata Daerah Menggunakan Metode Poligon Thiessen

DAS Kalola memiliki luasan sebesar 122 km². Di dalam DAS Kalola terdapat 4 stasiun hujan yang berpengaruh dalam pencatatan data hujan yang terjadi pada sekitar aliran Sungai Kalola yang menuju Bendungan Kalola. 4 stasiun hujan yang dianggap dapat mewakili daerah yang berpengaruh tersebut adalah Stasiun Hujan Watang Kalola, Stasiun Hujan Barukku, Stasiun Hujan Tinggora Posi, dan Stasiun Hujan Legading.

Perhitungan hujan rerata daerah dilakukan dengan menggunakan metode Poligon Thiessen. Metode ini digunakan dengan mempertimbangkan daerah pengaruh. Berikut merupakan luas pengaruh tiap stasiun hujan terhadap DAS Bendungan Kalola.



Gambar 4. 10 Peta Poligon Thiessen

Sumber: Hasil Analisis (2018)

Tabel 4.13

Luas Pengaruh Stasiun Hujan Terhadap DAS Bendungan Kalola

No	Nama Stasiun	Luas (km ²)	Koef.Thiessen
1	Stasiun Hujan W. Kalola	14,120	0,116
2	Stasiun Hujan Barukku	17,300	0,142
3	Stasiun Hujan T. Posi	41,920	0,344
4	Stasiun Hujan Legading	48,660	0,399
	Jumlah	122,000	1

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.14

Perhitungan Curah Hujan Rerata dengan Menggunakan Metode Thiessen

No	Tahun	Tanggal	Stasiun Hujan								Hujan Rerata Harian (mm)	Hujan Rerata Harian Maksimum (mm)
			W. Kalola		Barukku		T. Posi		Legading			
			Bobot									
			Curah Hujan (mm)	0,116	Curah Hujan (mm)	0,142	Curah Hujan (mm)	0,344	Curah Hujan (mm)	0,399		
1	1993	8/6/1993	86,00	9,95	0,00	0,00	12,00	4,12	17,00	6,78	20,86	43,44
		3/5/1993	0,00	0,00	75,16	10,66	47,00	16,15	0,00	0,00	26,81	
		27/2/1993	18,00	2,08	0,00	0,00	107,00	36,77	0,00	0,00	38,85	
		29/6/1993	10,00	1,16	0,00	0,00	0,00	0,00	106,00	42,28	43,44	
2	1994	11/4/1994	100,00	11,57	0,00	0,00	21,00	7,22	4,00	1,60	20,38	45,40
		30/5/1994	19,00	2,20	75,64	10,73	30,00	10,31	7,00	2,79	26,03	
		31/5/1994	2,00	0,23	27,00	3,83	96,00	32,99	9,00	3,59	40,64	
		28/4/1994	31,00	3,59	22,00	3,12	0,00	0,00	97,00	38,69	45,40	
3	1995	6/6/1995	125,00	14,47	0,00	0,00	125,00	42,95	0,00	0,00	57,42	57,42
		22/4/1995	0,00	0,00	133,62	18,95	60,00	20,62	0,00	0,00	39,56	
		10/7/1995	22,00	2,55	0,00	0,00	110,42	37,94	0,00	0,00	40,49	
		31/5/1995	10,00	1,16	0,00	0,00	0,00	0,00	136,00	54,24	55,40	
4	1996	19/5/1996	146,76	16,99	0,00	0,00	13,00	4,47	15,00	5,98	27,44	94,21
		30/6/1996	11,00	1,27	129,40	18,35	35,00	12,03	4,00	1,60	33,24	
		30/8/1996	93,00	10,76	71,00	10,07	105,28	36,17	34,00	13,56	70,57	
		1/7/1996	56,00	6,48	147,00	20,85	2,00	0,69	165,97	66,20	94,21	
5	1997	15/11/1997	121,23	14,03	25,00	3,55	0,00	0,00	7,00	2,79	20,37	49,69
		3/7/1997	0,00	0,00	96,71	13,71	0,00	0,00	0,00	0,00	13,71	
		30/6/1997	0,00	0,00	0,00	0,00	97,45	33,48	14,00	5,58	39,07	
		26/3/1997	2,00	0,23	0,00	0,00	0,00	0,00	124,00	49,46	49,69	
6	1998	27/4/1998	183,17	21,20	0,00	0,00	220,00	75,59	0,00	0,00	96,79	100,81
		10/7/1998	0,00	0,00	160,00	22,69	47,00	16,15	15,00	5,98	44,82	
		25/4/1998	0,00	0,00	10,00	1,42	120,81	41,51	0,00	0,00	42,93	
		15/8/1998	0,00	0,00	154,00	21,84	0,00	0,00	198,00	78,97	100,81	
7	1999	20/6/1999	143,35	16,59	58,00	8,22	11,00	3,78	0,00	0,00	28,60	58,88
		8/10/1999	28,00	3,24	122,77	17,41	0,00	0,00	0,00	0,00	20,65	
		11/1/1999	0,00	0,00	0,00	0,00	89,63	30,80	0,00	0,00	30,80	
		9/10/1999	0,00	0,00	30,00	4,25	0,00	0,00	136,95	54,62	58,88	
8	2000	30/3/2000	157,07	18,18	5,00	0,71	0,00	0,00	12,00	4,79	23,67	52,07
		6/8/2000	25,00	2,89	158,42	22,46	0,00	0,00	11,00	4,39	29,74	
		22/2/2000	0,00	0,00	0,00	0,00	151,53	52,07	0,00	0,00	52,07	
		11/1/2000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	118,00	47,06	47,06	
9	2001	30/9/2001	189,85	21,97	23,00	3,26	20,00	6,87	0,00	0,00	32,11	72,84
		5/5/2001	0,00	0,00	132,01	18,72	0,00	0,00	0,00	0,00	18,72	
		5/10/2001	0,00	0,00	0,00	0,00	168,70	57,97	0,00	0,00	57,97	
		24/1/2001	7,00	0,81	72,00	10,21	0,00	0,00	155,00	61,82	72,84	
10	2002	8/5/2002	160,00	18,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	18,52	87,57
		2/5/2002	50,00	5,79	161,72	22,93	0,00	0,00	60,00	23,93	52,65	
		14/5/2002	0,00	0,00	0,00	0,00	165,00	56,69	0,00	0,00	56,69	
		5/5/2002	0,00	0,00	145,00	20,56	0,00	0,00	168,00	67,01	87,57	

Lanjutan Tabel 4.14

Perhitungan Curah Hujan Rerata dengan Menggunakan Metode Thiessen

No	Tahun	Tanggal	Stasiun Hujan								Hujan Rerata Harian (mm)	Hujan Rerata Harian Maksimum (mm)
			W, Kalola		Barukku		T, Posi		Legading			
			Bobot									
			Curah Hujan (mm)	0,116	Curah Hujan (mm)	0,142	Curah Hujan (mm)	0,344	Curah Hujan (mm)	0,399		
11	2003	5/5/2003	115.00	13.31	0.00	0.00	0.00	0.00	42.00	16.75	30.06	68.28
		21/6/2003	75.00	8.68	136.65	19.38	0.00	0.00	36.00	14.36	42.42	
		15/6/2003	0.00	0.00	15.00	2.13	123.75	42.52	0.00	0.00	44.65	
		7/7/2003	7.00	0.81	10.00	1.42	10.00	3.44	157.00	62.62	68.28	
12	2004	24/4/2004	103.15	11.94	57.00	8.08	0.00	0.00	1.00	0.40	20.42	57.38
		22/4/2004	17.00	1.97	97.73	13.86	35.00	12.03	4.00	1.60	29.45	
		9/7/2004	24.00	2.78	0.00	0.00	125.16	43.00	0.00	0.00	45.78	
		20/1/2004	40.00	4.63	12.00	1.70	0.00	0.00	128.00	51.05	57.38	
13	2005	8/7/2005	135.00	15.62	4.00	0.57	0.00	0.00	0.00	0.00	16.19	112.26
		8/5/2005	95.00	11.00	93.27	13.23	115.00	39.51	27.00	10.77	74.50	
		19/5/2005	0.00	0.00	0.00	0.00	131.92	45.33	0.00	0.00	45.33	
		7/5/2005	55.00	6.37	62.00	8.79	105.00	36.08	153.00	61.02	112.26	
14	2006	11/6/2006	80.43	9.31	0.00	0.00	0.00	0.00	15.00	5.98	15.29	56.09
		14/4/2006	0.00	0.00	116.35	16.50	0.00	0.00	0.00	0.00	16.50	
		5/4/2006	0.00	0.00	7.00	0.99	99.79	34.29	0.00	0.00	35.28	
		24/6/2006	20.00	2.31	22.00	3.12	0.00	0.00	127.00	50.65	56.09	
15	2007	12/10/2007	100.53	11.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.64	55.67
		13/6/2007	20.00	2.31	99.73	14.14	45.00	15.46	0.00	0.00	31.92	
		26/5/2007	0.00	0.00	8.00	1.13	128.54	44.17	26.00	10.37	55.67	
		26/10/2007	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	130.00	51.85	51.85	
16	2008	1/7/2008	180.00	20.83	10.00	1.42	0.00	0.00	0.00	0.00	22.25	86.01
		12/11/2008	0.00	0.00	115.02	16.31	5.00	1.72	2.00	0.80	18.83	
		25/6/2008	0.00	0.00	0.00	0.00	196.87	67.64	0.00	0.00	67.64	
		14/4/2008	25.00	2.89	18.00	2.55	0.00	0.00	202.00	80.57	86.01	
17	2009	16/3/2009	132.46	15.33	1.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	15.47	77.38
		5/11/2009	0.00	0.00	165.55	23.48	0.00	0.00	0.00	0.00	23.48	
		9/1/2009	0.00	0.00	0.00	0.00	114.00	39.17	0.00	0.00	39.17	
		13/3/2009	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	194.00	77.38	77.38	
18	2010	27/7/2010	60.00	6.94	11.00	1.56	30.00	10.31	2.00	0.80	19.61	46.41
		13/7/2010	0.00	0.00	43.88	6.22	5.00	1.72	5.00	1.99	9.93	
		25/7/2010	7.00	0.81	42.00	5.96	62.00	21.30	4.00	1.60	29.66	
		1/5/2010	15.00	1.74	47.00	6.66	5.00	1.72	91.00	36.30	46.41	
19	2011	28/5/2011	62.95	7.29	0.00	0.00	5.00	1.72	0.00	0.00	9.00	61.68
		13/5/2011	0.00	0.00	81.78	11.60	0.00	0.00	4.00	1.60	13.19	
		27/6/2011	0.00	0.00	0.00	0.00	113.00	38.83	5.00	1.99	40.82	
		28/6/2011	90.00	10.42	27.00	3.83	15.00	5.15	106.00	42.28	61.68	
20	2012	20/4/2012	66.27	7.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.67	40.89
		12/7/2012	65.00	7.52	94.41	13.39	5.00	1.72	0.00	0.00	22.63	
		29/5/2012	0.00	0.00	0.00	0.00	119.00	40.89	0.00	0.00	40.89	
		14/6/2012	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	98.00	39.09	39.09	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan pada tahun 1993:

Pada Stasiun Watang Kalola terjadi hujan maksimum pada tanggal 8 Juni 1993 sebesar 86 mm sedangkan pada Stasiun Barukku tidak terjadi hujan, pada Stasiun Tinggora Posi terjadi hujan sebesar 12 mm, dan pada Stasiun Legading terjadi hujan sebesar 17 mm.

$$\begin{aligned}\text{Hujan rerata harian Watang Kalola} &= \text{Curah hujan} \times \text{koefisien luas daerah} \\ &= 86 \times 0,116 \\ &= 9,95 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Hujan rerata harian Barukku} &= \text{Curah hujan} \times \text{koefisien luas daerah} \\ &= 0 \times 0,142 \\ &= 0 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Hujan rerata harian Tinggora Posi} &= \text{Curah hujan} \times \text{koefisien luas daerah} \\ &= 12 \times 0,344 \\ &= 4,12 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Hujan rerata harian Legading} &= \text{Curah hujan} \times \text{koefisien luas daerah} \\ &= 17 \times 0,399 \\ &= 6,78 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Hujan Rerata Harian} &= 9,95 + 0 + 4,12 + 6,78 \\ \text{(8 Juni 1993)} &= 20,86 \text{ mm}\end{aligned}$$

Hujan rerata harian maksimum dipilih yang terbesar dari 4 hari (jumlah hari ditentukan berdasarkan jumlah stasiun, hari dan tanggal mengikuti hujan maksimum yang terjadi pada tiap stasiun di tahun tersebut), nilai hujan rerata harian maksimum tahun 1993 = 43,44 mm.

4.1.2 Curah Hujan Rancangan

Perhitungan curah hujan rancangan dilakukan dengan menggunakan hasil dari perhitungan curah hujan rerata daerah.

4.1.2.1 Analisis Distribusi Frekuensi

Dalam melakukan perhitungan analisis distribusi frekuensi, terdapat 4 (empat) metode yang umum digunakan, yaitu:

- Metode Gumbel
- Metode Log Pearson III
- Metode Normal
- Metode Log Normal

4.1.2.1.1 Metode Gumbel

Tabel 4.15

Sebaran Nilai Distribusi Gumbel

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	$X - X_{\text{rerata}}$ (mm)	$(X - X_{\text{rerata}})^2$ (mm)	$(X - X_{\text{rerata}})^3$ (mm)	$(X - X_{\text{rerata}})^4$ (mm)
1	1993	43,436	-22,783	519,064	-11825,832	269427,722
2	1994	45,396	-20,822	433,576	-9028,134	187988,238
3	1995	57,418	-8,801	77,452	-681,632	5998,827
4	1996	94,211	27,992	783,552	21933,169	613953,072
5	1997	49,689	-16,530	273,226	-4516,295	74652,270
6	1998	100,810	34,592	1196,591	41392,192	1431829,272
7	1999	58,876	-7,343	53,916	-395,894	2906,954
8	2000	52,066	-14,153	200,301	-2834,815	40120,496
9	2001	72,842	6,623	43,870	290,566	1924,540
10	2002	87,569	21,350	455,821	9731,768	207772,932
11	2003	68,284	2,065	4,266	8,810	18,197
12	2004	57,384	-8,834	78,048	-689,509	6091,434
13	2005	112,260	46,042	2119,845	97601,409	4493741,826
14	2006	56,089	-10,130	102,618	-1039,519	10530,358
15	2007	55,671	-10,548	111,252	-1173,438	12376,940
16	2008	86,014	19,795	391,857	7756,958	153551,917
17	2009	77,377	11,159	124,516	1389,427	15504,142
18	2010	46,414	-19,804	392,210	-7767,443	153828,720
19	2011	61,678	-4,541	20,622	-93,650	425,279
20	2012	40,889	-25,330	641,586	-16251,067	411632,047
Jumlah		1324,374				
X_{rerata}		66,219	Jumlah	8024,186	123807,074	8094275,183
Standar Deviasi		20,551				

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan tahun 1993:

$$X_{\text{rerata}} = \text{Jumlah curah hujan} / n$$

$$= 1324,374 / 20$$

$$= 66,219 \text{ mm}$$

$$X - X_{\text{rerata}} = \text{Curah hujan} - X_{\text{rerata}}$$

$$= 43,436 - 66,219$$

$$= -22,783 \text{ mm}$$

$$(X - X_{\text{rerata}})^2 = (\text{Curah hujan} - X_{\text{rerata}})^2$$

$$= -22,783^2$$

$$= 519,064 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 (X - X_{\text{rerata}})^3 &= (\text{Curah hujan} - X_{\text{rerata}})^3 \\
 &= -22,783^3 \\
 &= -11825,832 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (X - X_{\text{rerata}})^4 &= (\text{Curah hujan} - X_{\text{rerata}})^4 \\
 &= -22,783^4 \\
 &= 269427,722 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Standar Deviasi} &= \sqrt{\frac{\sum (X - X_{\text{rerata}})^2}{n - 1}} \\
 &= \sqrt{\frac{8024,186}{20 - 1}} \\
 &= 20,551
 \end{aligned}$$

Menurut Sri Harto (1993,p.247), distribusi Gumbel mempunyai sifat bahwa nilai koefisien skewness $C_s = 1,1396$ dan kofisien kurtois $C_k = 5,4002$. Berikut merupakan perhitungan nilai C_s dan C_k .

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{n}{(n-1)(n-2)Sd^3} \sum (X - X_{\text{rerata}})^3 \\
 &= \frac{20}{(20-1)(20-2)(20,551)^3} (123807,074) \\
 &= 0,834 \\
 C_k &= \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \sum (X - X_{\text{rerata}})^4 \\
 &= \frac{20}{(20-1)(20-2)(20-3)(20,551)^4} (8094275,183) \\
 &= 3,122
 \end{aligned}$$

Dari hasil tersebut dapat dilihat bahwa hasil perhitungan C_s dan C_k tidak memenuhi syarat parameter statistik perhitungan dari distribusi gumbel dikarenakan memiliki nilai hitung < nilai syarat.

Tabel 4.16

Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Distribusi Gumbel

Tr (Tahun)	Y_T	K	Sd . K (mm)	X_{rancangan} (mm)
25	3,199	2,517	51,723	117,942
50	3,902	3,179	65,324	131,543
100	4,600	3,836	78,825	145,044
200	5,296	4,490	92,277	158,495
1000	6,907	6,006	123,436	189,655

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Dengan:

Tr (Tahun) = Kala ulang

Y_t = Variasi tereduksi

K = Faktor frakuensi k untuk nilai ekstrim Gumbel

X_{rancangan} = Curah hujan rancangan

Contoh Perhitungan:

Hujan rancangan kala ulang 25 tahun

Tr = 25

$$Y_t = -\ln\left(\ln \frac{Tr}{(Tr-1)}\right)$$

$$= -\ln\left(\ln \frac{25}{(25-1)}\right)$$

$$= 3,199$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \rightarrow \text{nilai } Y_n \text{ dan } S_n \text{ didapat dari Tabel 2.9}$$

$$= \frac{3,199 - 0,524}{1,063}$$

$$= 2,517$$

$$S_d \times K = 20,551 \times 2,517$$

$$= 51,723 \text{ mm}$$

$$X_{\text{rancangan}} = X_{\text{rerata}} + (S_d \times K)$$

$$= 66,219 + 51,723$$

$$= 117,942 \text{ mm}$$

4.1.2.1.2 Metode Log Pearson III

Tabel 4.17

Sebaran Nilai Distribusi Log Pearson III

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X (mm)	Log X - Log X_{rerata} (mm)	(Log X - Log X_{rerata}) ² (mm)	(Log X - Log X_{rerata}) ³ (mm)
1	1993	43,436	1,638	-0,165	0,027	-0,004
2	1994	45,396	1,657	-0,145	0,021	-0,003
3	1995	57,418	1,759	-0,043	0,002	0,000
4	1996	94,211	1,974	0,172	0,029	0,005
5	1997	49,689	1,696	-0,106	0,011	-0,001
6	1998	100,810	2,004	0,201	0,040	0,008
7	1999	58,876	1,770	-0,032	0,001	0,000
8	2000	52,066	1,717	-0,086	0,007	-0,001
9	2001	72,842	1,862	0,060	0,004	0,000
10	2002	87,569	1,942	0,140	0,020	0,003
11	2003	68,284	1,834	0,032	0,001	0,000
12	2004	57,384	1,759	-0,044	0,002	0,000
13	2005	112,260	2,050	0,248	0,061	0,015
14	2006	56,089	1,749	-0,054	0,003	0,000
15	2007	55,671	1,746	-0,057	0,003	0,000
16	2008	86,014	1,935	0,132	0,017	0,002
17	2009	77,377	1,889	0,086	0,007	0,001
18	2010	46,414	1,667	-0,136	0,018	-0,003
19	2011	61,678	1,790	-0,012	0,000	0,000
20	2012	40,889	1,612	-0,191	0,036	-0,007
Jumlah			36,048			
X_{rerata}			1,802	Jumlah	0,313	0,015
Standar Deviasi			0,128			

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan tahun 1993:

$$\text{Log } X = \text{Log (curah hujan)}$$

$$= \text{Log } 43,436$$

$$= 1,638 \text{ mm}$$

$$X_{\text{rerata}} = \text{Jumlah Log } X / n$$

$$= 36,048 / 20$$

$$= 1,802 \text{ mm}$$

$$\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}} = 1,638 - 1,802$$

$$= -0,165 \text{ mm}$$

$$(\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^2 = (-0,165)^2$$

$$= 0,027 \text{ mm}$$

$$(\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^3 = (-0,165)^3$$

$$= -0,004 \text{ mm}$$

$$\text{Standar Deviasi} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^2}{n - 1}}$$

$$= \sqrt{\frac{0,313}{20 - 1}}$$

$$= 0,128$$

Perhitungan koefisien kemencengan (C_s) adalah sebagai berikut

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)\text{Sd}^3} \sum (\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^3$$

$$= \frac{20}{(20-1)(20-2)(0,128)^3} (0,015)$$

$$= 0,414$$

Tabel 4.18

Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Distribusi Log Pearson III

Tr (Tahun)	Pr (%)	K	K . Sd Log X	Log X _{rancangan}	X _{rancangan}
25	4	1,884	0,242	2,044	110,751
50	2	2,268	0,291	2,094	124,060
100	1	2,625	0,337	2,139	137,870
200	0,5	2,962	0,380	2,183	152,314
1000	0,1	3,691	0,474	2,276	188,923

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Dengan:

Tr (Tahun) = Kala ulang

Pr (%) = Probabilitas

K = Karakteristik distribusi log pearson III, dapat dilihat pada Tabel 2.7

X_{rancangan} = Curah hujan rancangan

Contoh Perhitungan:

Hujan rancangan kala ulang 25 tahun

Tr (Tahun) = 25

Pr (%) = 100 / Tr

= 100 / 25

= 4 %

K = 1,884 → didapat dari Tabel 2.7 untuk $C_s = 0,414$ dan $T_r = 25$
diinterpolasi guna mendapatkan nilai K

$$\begin{aligned}\text{Log } X_{\text{rancangan}} &= \overline{\log X} + (K \cdot S_d) \\ &= 1,802 + (1,884 \cdot 0,128) \\ &= 2,044\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X_{\text{rancangan}} &= 10^{\text{Log } X_{\text{rancangan}}} \\ &= 10^{2,044} \\ &= 110,751 \text{ mm}\end{aligned}$$

4.1.2.1.3 Metode Normal

Tabel 4.19

Sebaran Nilai Distribusi Normal

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Curah Hujan Terurut (mm)	No. Ranking (m)	P (Probabilitas) = $m / (n+1)$	T (Periode Ulang) = $1 / P$	X - X_{rerata} (mm)	(X - X_{rerata}) ² (mm)
1	1993	43,436	112,260	1	0,048	21,000	46.042	2119.845
2	1994	45,396	100,810	2	0,095	10,500	34.592	1196.591
3	1995	57,418	94,211	3	0,143	7,000	27.992	783.552
4	1996	94,211	87,569	4	0,190	5,250	21.350	455.821
5	1997	49,689	86,014	5	0,238	4,200	19.795	391.857
6	1998	100,810	77,377	6	0,286	3,500	11.159	124.516
7	1999	58,876	72,842	7	0,333	3,000	6.623	43.870
8	2000	52,066	68,284	8	0,381	2,625	2.065	4.266
9	2001	72,842	61,678	9	0,429	2,333	-4.541	20.622
10	2002	87,569	58,876	10	0,476	2,100	-7.343	53.916
11	2003	68,284	57,418	11	0,524	1,909	-8.801	77.452
12	2004	57,384	57,384	12	0,571	1,750	-8.834	78.048
13	2005	112,260	56,089	13	0,619	1,615	-10.130	102.618
14	2006	56,089	55,671	14	0,667	1,500	-10.548	111.252
15	2007	55,671	52,066	15	0,714	1,400	-14.153	200.301
16	2008	86,014	49,689	16	0,762	1,313	-16.530	273.226
17	2009	77,377	46,414	17	0,810	1,235	-19.804	392.210
18	2010	46,414	45,396	18	0,857	1,167	-20.822	433.576
19	2011	61,678	43,436	19	0,905	1,105	-22.783	519.064
20	2012	40,889	40,889	20	0,952	1,050	-25.330	641.586
Jumlah		1324,374					Jumlah	8024,186
X_{rerata}		66,219						
Standar Deviasi		20,551						

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan tahun 1993:

$$\begin{aligned} P &= m / (n+1) \\ &= 19 / (20+1) \\ &= 0,905 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= 1 / P \\ &= 1 / 0,905 \\ &= 1,105 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_{\text{rerata}} &= \sum \frac{\text{curah hujan}}{n} \\ &= \frac{1324,374}{20} \\ &= 66,219 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X - X_{\text{rerata}} &= \text{Curah hujan} - X_{\text{rerata}} \\ &= 43,436 - 66,219 \\ &= -22,783 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (X - X_{\text{rerata}})^2 &= (\text{Curah hujan} - X_{\text{rerata}})^2 \\ &= -22,783^2 \\ &= 519,064 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Standar Deviasi} &= \sqrt{\frac{\sum (X - X_{\text{rerata}})^2}{n - 1}} \\ &= \sqrt{\frac{8024,186}{20 - 1}} \\ &= 20,551 \end{aligned}$$

Tabel 4.20

Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Distribusi Normal

Tr (Tahun)	K	X _{ancangan} (mm)
25	1,708	101,326
50	2,050	108,347
100	2,330	114,102
200	2,580	119,239
1000	3,090	129,720

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Dengan:

Tr (Tahun) = Kala ulang

K = Faktor frekuensi yang didapatkan pada Tabel 2.6

X_{ancangan} = Curah hujan rancangan

Contoh Perhitungan:

Hujan rancangan kala ulang 25 tahun

$$T_r = 25$$

$$K = 1,708 \rightarrow \text{didapat dari Tabel 2.6 untuk } T_r = 25$$

$$\begin{aligned} X_{\text{rancangan}} &= X_{\text{rerata}} + (S_d \cdot K) \\ &= 66,219 + (20,551 \cdot 1,708) \\ &= 101,326 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.1.2.1.4 Metode Log Normal

Tabel 4.21

Sebaran Nilai Distribusi Log Normal

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Ln X (mm)	Ln X - Ln X_{rerata} (mm)	(Ln X - Ln X_{rerata}) ² (mm)	(Ln X - Ln X_{rerata}) ³ (mm)
1	1993	43,436	3,771	-0,379	0,144	-0,054
2	1994	45,396	3,815	-0,335	0,112	-0,038
3	1995	57,418	4,050	-0,100	0,010	-0,001
4	1996	94,211	4,546	0,395	0,156	0,062
5	1997	49,689	3,906	-0,244	0,060	-0,015
6	1998	100,810	4,613	0,463	0,214	0,099
7	1999	58,876	4,075	-0,075	0,006	0,000
8	2000	52,066	3,953	-0,198	0,039	-0,008
9	2001	72,842	4,288	0,138	0,019	0,003
10	2002	87,569	4,472	0,322	0,104	0,033
11	2003	68,284	4,224	0,073	0,005	0,000
12	2004	57,384	4,050	-0,100	0,010	-0,001
13	2005	112,260	4,721	0,571	0,326	0,186
14	2006	56,089	4,027	-0,123	0,015	-0,002
15	2007	55,671	4,019	-0,131	0,017	-0,002
16	2008	86,014	4,455	0,304	0,093	0,028
17	2009	77,377	4,349	0,198	0,039	0,008
18	2010	46,414	3,838	-0,313	0,098	-0,031
19	2011	61,678	4,122	-0,028	0,001	0,000
20	2012	40,889	3,711	-0,439	0,193	-0,085
Jumlah			83,005	Jumlah	1,661	0,183
Ln X_{rerata}			4,150			
Standar Deviasi			0,296			

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan tahun 1993:

$$\begin{aligned} \text{Ln } X &= \text{Ln (curah hujan)} \\ &= \text{Ln } 43,436 \\ &= 3,771 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ln } X_{\text{rerata}} &= \sum \frac{\text{Ln } X}{n} \\ &= \frac{83,005}{20}\end{aligned}$$

$$= 4,150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Ln } X - \text{Ln } X_{\text{rerata}} &= 3,771 - 4,150 \\ &= -0,379 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(\text{Ln } X - \text{Ln } X_{\text{rerata}})^2 &= (-0,379)^2 \\ &= 0,144 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(\text{Ln } X - \text{Ln } X_{\text{rerata}})^3 &= (-0,379)^3 \\ &= -0,054 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Standar Deviasi} &= \sqrt{\frac{\sum (\text{Ln } X - \text{Ln } X_{\text{rerata}})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{1,661}{20-1}} \\ &= 0,296\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan perhitungan sifat-sifat distribusi log normal:

$$\begin{aligned}\text{Koefisien Variasi } (C_v) &= \frac{S_d}{\text{Ln } X_{\text{rerata}}} \\ &= \frac{0,296}{4,150} \\ &= 0,071\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koefisien Kemencengan } (C_s) &= C_v^3 + 3C_v \\ &= 0,071^3 + (3 \cdot 0,071) \\ &= 0,214\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koefisien Kortosis } (C_k) &= C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3 \\ &= (0,071^8) + (6 \cdot 0,071^6) + (15 \cdot 0,071^4) \\ &\quad + (16 \cdot 0,071^2) + 3 \\ &= 3,082\end{aligned}$$

Tabel 4.22

Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Distribusi Log Normal

Tr (Tahun)	Pr (%)	K	K . Sd	Ln X	X _{rancangan} (mm)
25	0,04	1,708	0,505	4,655	105,137
50	0,02	2,050	0,606	4,756	116,311
100	0,01	2,330	0,689	4,839	126,349
200	0,005	2,580	0,763	4,913	136,040
1000	0,001	3,090	0,913	5,064	158,178

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Dengan:

Tr (Tahun) = Kala ulang

Pr (%) = Probabilitas

K = Faktor frekuensi, dapat dilihat pada Tabel 2.6

X_{rancangan} = Curah hujan rancangan

Contoh Perhitungan:

Hujan rancangan untuk kala ulang 25 tahun

Tr (Tahun) = 25

Pr (%) = 100 / Tr
 = 100 / 25
 = 0,04

K = 1,708 → didapat dari Tabel 2.6 untuk Tr = 25

K . Sd = 1,708 . 0,296
 = 0,505

Ln X = $\overline{\text{Ln } X} + (K . Sd)$ X_{rancangan} = $e^{\text{Ln } X}$
 = 4,150 + 0,505 = $e^{4,655}$
 = 4,655 = 105,137 mm

Tabel 4.23

Rekapitulasi Nilai Curah Hujan Rancangan

Tr (Tahun)	Curah Hujan Rancangan (mm)			
	Gumbel	Log Pearson Tipe III	Normal	Log Normal
25	117,942	110,751	101,326	105,137
50	131,543	124,060	108,347	116,311
100	145,044	137,870	114,102	126,349
200	158,495	152,314	119,239	136,040
1000	189,655	188,923	129,720	158,178

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.1.3 Uji Kesesuaian Distribusi

Curah hujan rancangan yang sudah didapat perlu dilakukan pengujian. Uji yang dilakukan adalah uji kesesuaian distribusi untuk mengetahui curah hujan rancangan yang nilainya paling layak untuk digunakan dalam perhitungan selanjutnya. Terdapat 2 (dua) uji kesesuaian distribusi yang dapat dilakukan yaitu Uji Smirnov Kolmogorov dan Uji *Chi Square*.

4.1.3.1 Uji Smirnov Kolmogorov

4.1.3.1.1 Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Gumbel

Tabel 4.24

Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Gumbel

Tahun	CH _{max} (mm)	CH _{max} Urut (mm)	m	P(x) (%)	P'(x) (%)	P(x) – P'(x) (%)
1993	43,436	112,260	1	4,762	5,329	0,567
1994	45,396	100,810	2	9,524	9,426	0,097
1995	57,418	94,211	3	14,286	13,002	1,284
1996	94,211	87,569	4	19,048	17,829	1,218
1997	49,689	86,014	5	23,810	19,169	4,640
1998	100,810	77,377	6	28,571	28,297	0,274
1999	58,876	72,842	7	33,333	34,333	1,000
2000	52,066	68,284	8	38,095	41,279	3,184
2001	72,842	61,678	9	42,857	52,726	9,868
2002	87,569	58,876	10	47,619	57,937	10,318
2003	68,284	57,418	11	52,381	60,695	8,315
2004	57,384	57,384	12	57,143	60,760	3,617
2005	112,260	56,089	13	61,905	63,223	1,318
2006	56,089	55,671	14	66,667	64,017	2,650
2007	55,671	52,066	15	71,429	70,818	0,611
2008	86,014	49,689	16	76,190	75,160	1,031
2009	77,377	46,414	17	80,952	80,790	0,163
2010	46,414	45,396	18	85,714	82,429	3,285
2011	61,678	43,436	19	90,476	85,405	5,071
2012	40,889	40,889	20	95,238	88,868	6,370
Jumlah CH _{max}		1324,374				
CH _{rerata}		66,219			Nilai Δ Maks	10,318
Standar Deviasi CH _{max}		20,551				

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan tahun 1993:

$$P(x) = \frac{m}{(n+1)} \times 100\%$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{19}{(20+1)} \times 100\% \\
 &= 90,476\% \\
 a &= 1,283 / S_d \\
 &= 1,283 / 20,551 \\
 &= 0,062 \\
 \beta &= \bar{X} - \frac{1}{a} \cdot Y_n \\
 &= 66,219 - \frac{1}{0,062} \cdot 0,524 \\
 &= 57,767 \\
 P'(x) &= e^{-e^{\frac{CH-\beta}{1-\alpha}}} \cdot 100\% \\
 &= e^{-e^{\frac{43,436-57,767}{1-0,062}}} \cdot 100\% \\
 &= 85,405\% \\
 |P(x) - P'(x)| &= |90,476 - 85,405| \\
 &= 5,071\% \\
 \Delta_{\text{maks}} &= \text{Nilai maksimum } |P(x) - P'(x)| \\
 &= 10,318\% \\
 &= 0,103
 \end{aligned}$$

Untuk nilai Δ kritik dapat dilihat pada Tabel 2.10 dan didapat nilai sebagai berikut:

Untuk $\alpha = 5\%$ dan $n = 20$ nilai $\Delta_{\text{cr}} = 0,29$

Untuk $\alpha = 1\%$ dan $n = 20$ nilai $\Delta_{\text{cr}} = 0,36$

Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ nilai $\Delta_{\text{maks}} < \Delta_{\text{kritis}}$ maka Distribusi Gumbel **Diterima**.

4.1.3.1.2 Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Log Pearson III

Tabel 4.25

Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Log Pearson III

Tahun	CH _{max} (mm)	CH _{max} Urut (mm)	Log CH _{max} Terurut (mm)	m	P(x) (%)	P'(x) (%)	P(x) – P'(x) (%)
1993	43,436	112,260	2,050	1	4,762	3,761	1,000
1994	45,396	100,810	2,004	2	9,524	7,370	2,154
1995	57,418	94,211	1,974	3	14,286	9,795	4,490
1996	94,211	87,569	1,942	4	19,048	14,533	4,515
1997	49,689	86,014	1,935	5	23,810	15,737	8,072
1998	100,810	77,377	1,889	6	28,571	24,874	3,697
1999	58,876	72,842	1,862	7	33,333	31,814	1,520
2000	52,066	68,284	1,834	8	38,095	39,237	1,142
2001	72,842	61,678	1,790	9	42,857	51,042	8,185
2002	87,569	58,876	1,770	10	47,619	57,038	9,419
2003	68,284	57,418	1,759	11	52,381	60,273	7,892
2004	57,384	57,384	1,759	12	57,143	60,348	3,206
2005	112,260	56,089	1,749	13	61,905	63,294	1,389
2006	56,089	55,671	1,746	14	66,667	64,258	2,409
2007	55,671	52,066	1,717	15	71,429	72,894	1,465
2008	86,014	49,689	1,696	16	76,190	78,921	2,731
2009	77,377	46,414	1,667	17	80,952	85,414	4,462
2010	46,414	45,396	1,657	18	85,714	87,422	1,707
2011	61,678	43,436	1,638	19	90,476	90,603	0,127
2012	40,889	40,889	1,612	20	95,238	92,928	2,310
Jumlah Log CH _{max}			36,048				
Log CH _{rerata}			1,802				
Standar Deviasi CH _{max}			0,128				
Koefisien Kepencengan (Cs)			0,414				
					Nilai Δ Max		9,419

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan tahun 1993:

$$\text{Log CH}_{\max} = \text{Log } 43,436$$

$$= 1,638$$

$$P(x) = \frac{m}{(n+1)} \times 100\%$$

$$= \frac{19}{(20+1)} \times 100\%$$

$$= 90,476 \%$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{(\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})}{Sd} \\
 &= \frac{(1,638 - 1,802)}{0,128} \\
 &= -1,282
 \end{aligned}$$

$$P'(x) = 90,603 \% , \text{ dilihat dari tabel 2.7}$$

$$\begin{aligned}
 |P(x) - P'(x)| &= |90,476 - 90,603| \\
 &= 0,127 \%
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{\text{maks}} &= \text{Nilai maksimum } |P(x) - P'(x)| \\
 &= 9,419 \% \\
 &= 0,094
 \end{aligned}$$

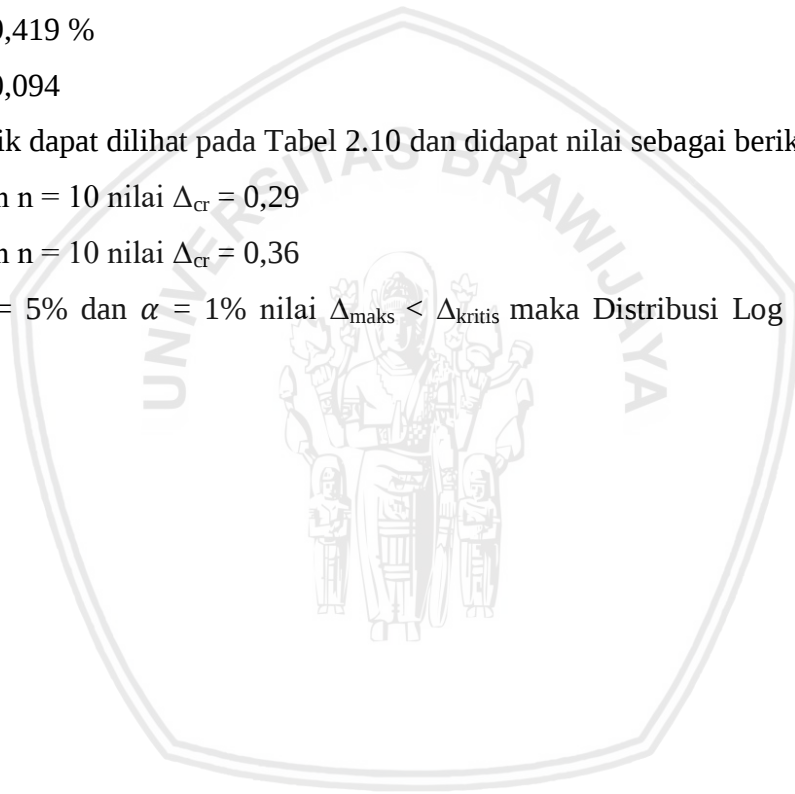
Untuk nilai Δ kritik dapat dilihat pada Tabel 2.10 dan didapat nilai sebagai berikut:

Untuk $\alpha = 5\%$ dan $n = 10$ nilai $\Delta_{\text{cr}} = 0,29$

Untuk $\alpha = 1\%$ dan $n = 10$ nilai $\Delta_{\text{cr}} = 0,36$

Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ nilai $\Delta_{\text{maks}} < \Delta_{\text{kritis}}$ maka Distribusi Log Perason III

Diterima.



4.1.3.1.3 Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Normal

Tabel 4.26

Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Normal

Tahun	CH _{max} (mm)	CH _{max} Urut (mm)	m	P (x)	P (x<1)	z	P'(x)	P'(x<1)	D = Pe (x) - Pt (x)
1993	43,436	112,26	1	0,048	0,952	2,24	0,988	0,012	0,035
1994	45,396	100,81	2	0,095	0,905	1,683	0,954	0,046	0,049
1995	57,418	94,211	3	0,143	0,857	1,362	0,913	0,087	0,056
1996	94,211	87,569	4	0,19	0,81	1,039	0,851	0,149	0,041
1997	49,689	86,014	5	0,238	0,762	0,963	0,832	0,168	0,07
1998	100,81	77,377	6	0,286	0,714	0,543	0,706	0,294	0,008
1999	58,876	72,842	7	0,333	0,667	0,322	0,626	0,374	0,04
2000	52,066	68,284	8	0,381	0,619	0,101	0,54	0,46	0,079
2001	72,842	61,678	9	0,429	0,571	-0,221	0,413	0,587	0,159
2002	87,569	58,876	10	0,476	0,524	-0,357	0,36	0,64	0,163
2003	68,284	57,418	11	0,524	0,476	-0,428	0,334	0,666	0,142
2004	57,384	57,384	12	0,571	0,429	-0,43	0,334	0,666	0,095
2005	112,26	56,089	13	0,619	0,381	-0,493	0,311	0,689	0,07
2006	56,089	55,671	14	0,667	0,333	-0,513	0,304	0,696	0,029
2007	55,671	52,066	15	0,714	0,286	-0,689	0,246	0,754	0,04
2008	86,014	49,689	16	0,762	0,238	-0,804	0,211	0,789	0,027
2009	77,377	46,414	17	0,81	0,19	-0,964	0,168	0,832	0,023
2010	46,414	45,396	18	0,857	0,143	-1,013	0,155	0,845	0,013
2011	61,678	43,436	19	0,905	0,095	-1,109	0,134	0,866	0,039
2012	40,889	40,889	20	0,952	0,048	-1,233	0,109	0,891	0,061
Jumlah CH _{max}		1,324,374							
CH _{rerata}		66,219							
Standar Deviasi		20,551							
CH _{max}			Δ Max 0,163						

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan tahun 1993:

$$P(x) = \frac{m}{(n+1)}$$

$$= \frac{19}{(20+1)}$$

$$= 0,905$$

$$P(x<1) = 1 - P(x)$$

$$= 1 - 0,905$$

$$= 0,095$$

$$z = \frac{(CH - \overline{CH})}{Sd}$$

$$= \frac{(43,436 - 66,219)}{20,551}$$

$$= -1,109$$

$P'(x) = 0,134 \rightarrow$ didapatkan dari perhitungan interpolasi pada Tabel 4.27 dan Tabel 4.28 di bawah ini

Tabel 4.27

Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal Untuk Nilai z Negatif

z	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,5	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0018	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0023	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0035	0,0034	0,0033	0,0032	0,0031	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0041	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0351	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0721	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
-0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641

Sumber: Soewarno (1995,p.217)

Tabel 4.28
Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal Untuk Nilai z Positif

z	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998
3,5	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998

Sumber: Soewarno (1995,p.217)

$$\begin{aligned}
 P'(x < 1) &= 1 - P'(x) \\
 &= 1 - 0,959 \\
 &= 0,134
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 |P(x < 1) - P'(x)| &= |0,095 - 0,134| \\
 &= 0,039
 \end{aligned}$$

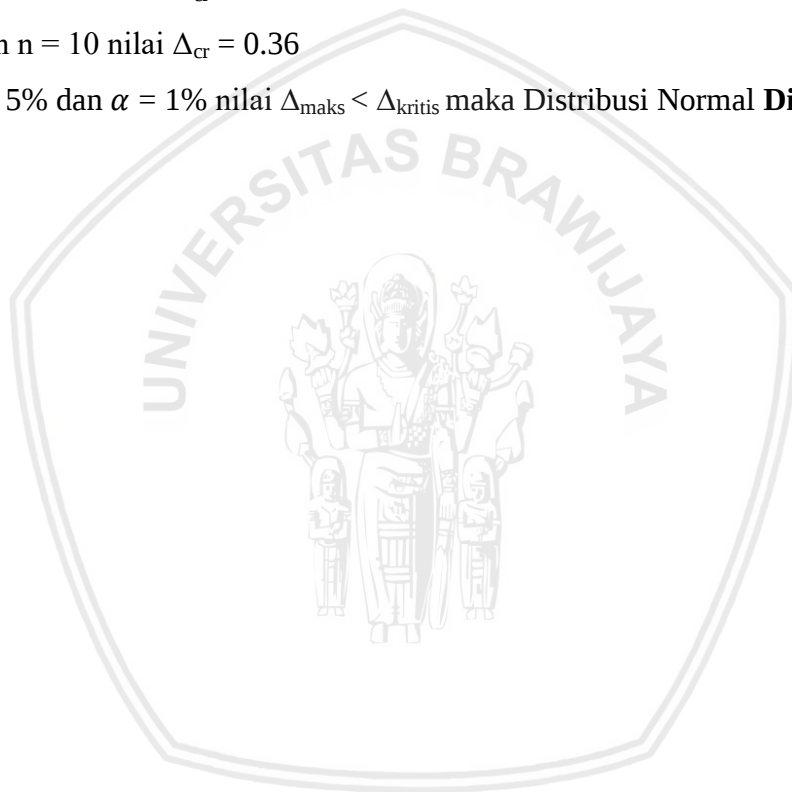
$$\begin{aligned}
 \Delta_{\text{maks}} &= \text{Nilai maksimum } |P(x < 1) - P'(x)| \\
 &= 0,163
 \end{aligned}$$

Untuk nilai Δ kritik dapat dilihat pada Tabel 2.10 dan didapat nilai sebagai berikut

Untuk $\alpha = 5\%$ dan $n = 10$ nilai $\Delta_{\text{cr}} = 0.29$

Untuk $\alpha = 1\%$ dan $n = 10$ nilai $\Delta_{\text{cr}} = 0.36$

Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ nilai $\Delta_{\text{maks}} < \Delta_{\text{kritik}}$ maka Distribusi Normal **Diterima**.



4.1.3.1.4 Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Log Normal

Tabel 4.29

Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Distribusi Log Normal

CH _{max} Urut (mm)	Ln CH _{max} Urut (mm)	m	P (x)	P (x<1)	z	P'(x)	P'(x<1)	D = P (x<1) - P' (x)
112,260	4,721	1	0,048	0,952	1,930	0,973	0,027	0,021
100,810	4,613	2	0,095	0,905	1,566	0,941	0,059	0,037
94,211	4,546	3	0,143	0,857	1,337	0,909	0,091	0,052
87,569	4,472	4	0,190	0,810	1,090	0,862	0,138	0,053
86,014	4,455	5	0,238	0,762	1,029	0,848	0,152	0,086
77,377	4,349	6	0,286	0,714	0,671	0,749	0,251	0,035
72,842	4,288	7	0,333	0,667	0,467	0,680	0,320	0,013
68,284	4,224	8	0,381	0,619	0,248	0,598	0,402	0,021
61,678	4,122	9	0,429	0,571	-0,096	0,462	0,538	0,110
58,876	4,075	10	0,476	0,524	-0,253	0,400	0,600	0,124
57,418	4,050	11	0,524	0,476	-0,338	0,368	0,632	0,108
57,384	4,050	12	0,571	0,429	-0,340	0,367	0,633	0,062
56,089	4,027	13	0,619	0,381	-0,417	0,338	0,662	0,043
55,671	4,019	14	0,667	0,333	-0,442	0,329	0,671	0,004
52,066	3,953	15	0,714	0,286	-0,669	0,252	0,748	0,034
49,689	3,906	16	0,762	0,238	-0,827	0,204	0,796	0,034
46,414	3,838	17	0,810	0,190	-1,057	0,145	0,855	0,045
45,396	3,815	18	0,857	0,143	-1,132	0,129	0,871	0,014
43,436	3,771	19	0,905	0,095	-1,282	0,100	0,900	0,005
40,889	3,711	20	0,952	0,048	-1,486	0,069	0,931	0,021
Jumlah Ln CH _{max}	83,005							
Ln CH rerata	4,150				Δ Max			0,124
Standar Deviasi Ln CH _{max}	0,296							

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan tahun 1993:

$$\begin{aligned}
 P(x) &= \frac{m}{(n+1)} \\
 &= \frac{19}{(20+1)} \\
 &= 0,905 \\
 P(x<1) &= 1 - P(x) \\
 &= 1 - 0,905 \\
 &= 0,095
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z &= \frac{(\ln CH - \overline{\ln CH})}{Sd} \\
 &= \frac{(3,771 - 4,150)}{0,296} \\
 &= -1,282
 \end{aligned}$$

$$P'(x) = 0,100 \rightarrow \text{didapatkan dari Tabel 4.27 dan Tabel 4.28}$$

$$\begin{aligned}
 P'(x < 1) &= 1 - P'(x) \\
 &= 1 - 0,100 \\
 &= 0,900
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 |P(x < 1) - P'(x)| &= |0,095 - 0,900| \\
 &= 0,005
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{maks} &= \text{Nilai maksimum } |P(x < 1) - P'(x)| \\
 &= 0,124
 \end{aligned}$$

Untuk nilai Δ kritik dapat dilihat pada Tabel 2.10 dan didapat nilai sebagai berikut

Untuk $\alpha = 5\%$ dan $n = 10$ nilai $\Delta_{cr} = 0.29$

Untuk $\alpha = 1\%$ dan $n = 10$ nilai $\Delta_{cr} = 0.36$

Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ nilai $\Delta_{maks} < \Delta_{kritis}$ maka Distribusi Log Normal **Diterima.**

4.1.3.2 Uji Chi Square

4.1.3.2.1 Uji Chi Square Terhadap Distribusi Gumbel

Perhitungan untuk menentukan banyak kelas dan batas kelas adalah seperti di bawah ini.

$$\begin{aligned}
 K (\text{banyak kelas}) &= 1 + 3,322 \log n \\
 &= 1 + 3,322 \log 20 \\
 &= 5,32 \\
 &= 5 \text{ kelas}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Batas Kelas} &= 100 \% / K \\
 &= 100 \% / 5 \\
 &= 20 \%
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 DK (\text{derajat kebebasan}) &= K - (P + 1) \\
 &= 5 - (2 + 1) \\
 &= 2
 \end{aligned}$$

$$\alpha = \text{banyaknya parameter sebaran } \textit{chi square} \text{ yaitu } 2$$

Tabel 4.30

Perhitungan Batas Kelas Uji *Chi Square* untuk Distribusi Gumbel

P (%)	Tr	Yt	K	X
80	1,250	-0,476	-0,940	46,892
60	1,667	0,087	-0,410	57,785
40	2,500	0,672	0,139	69,083
20	5,000	1,500	0,919	85,097

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan:

$$X_{\text{rerata}} = 66,219 \text{ mm}$$

$$\text{Standar Deviasi} = 20,551$$

$$P (\text{Probabilitas}) = 80 \%$$

$$= 0,80 \text{ (interval probabilitas sesuai dengan batas kelas)}$$

$$Tr = 1 / P$$

$$= 1 / 0,80$$

$$= 1,250$$

$$Yt = -\text{Ln} \cdot \left(-\text{Ln} \frac{(Tr-1)}{Tr} \right)$$

$$= -\text{Ln} \cdot \left(-\text{Ln} \frac{(1,250-1)}{1,250} \right)$$

$$= -0,476$$

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn} \rightarrow \text{untuk nilai } Yn \text{ dan } Sn \text{ didapat dari Tabel 2.9}$$

$$= \frac{-0,476 - 0,524}{1,063}$$

$$= -0,940$$

$$\text{Batas Kelas} = X_{\text{rerata}} + K \cdot Sd$$

$$= 66,219 + (-0,940 \cdot 20,551)$$

$$= 46,892 \text{ mm}$$

Tabel 4.31

Perhitungan *Chi Square* untuk Distribusi Gumbel

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	(Ef - Of) ² / Ef
		Ef	Of		
1	0,000 - 46,892	4	4	0	0,000
2	46,892 - 57,785	4	6	2	1,000
3	57,785 - 69,083	4	3	1	0,250
4	69,083 - 85,097	4	2	2	1,000
5	85,097 - ∞	4	5	1	0,250
Jumlah		20	20	χ^2	2,500

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

Ef = n / banyak kelas

$$= 20 / 5$$

$$= 4$$

Of = berdasarkan banyaknya data curah hujan yang masuk dalam kisaran batas kelas

$$|Ef - Of| = |4 - 4|$$

$$= 0$$

$$\frac{(Ef - Of)^2}{Ef} = \frac{(0)^2}{4}$$

$$= 0,000$$

$$X^2_{hitung} = \sum \frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$$

$$= 2,500$$

Dari Tabel 2.11 dapat diketahui $X^2_{kritis} = 5,991$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $X^2_{kritis} = 9,210$ untuk $\alpha = 1\%$. Karena semua memenuhi syarat, maka Distribusi Gumbel **Diterima**.

4.1.3.2.2 Uji *Chi Square* Terhadap Metode Log Pearson III

Perhitungan untuk menentukan banyak kelas dan batas kelas adalah seperti di bawah.

$$K (\text{banyak kelas}) = 1 + 3,322 \log n$$

$$= 1 + 3,322 \log 20$$

$$= 5,32$$

$$= 5 \text{ kelas}$$

$$\text{Batas Kelas} = 100 \% / K$$

$$= 100 \% / 5$$

$$= 20 \%$$

$$\begin{aligned}
 \text{DK (derajat kebebasan)} &= K - (P + 1) \\
 &= 5 - (2 + 1) \\
 &= 2 \\
 \alpha &= \text{banyaknya parameter sebaran } \textit{chi square} \text{ yaitu } 2
 \end{aligned}$$

Tabel 4.32

Perhitungan Batas Kelas Uji *Chi Square* untuk Distribusi Log Pearson III

P (%)	K	Log $X_{\text{rancangan}}$	$X_{\text{rancangan}}$
80	-0,855	1,693	49,275
60	-0,331	1,760	57,539
40	0,226	1,831	67,832
20	0,815	1,907	80,731

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan:

$$\begin{aligned}
 \text{Log } X_{\text{rerata}} &= 1,802 \text{ mm} \\
 \text{Standar Deviasi Log } X &= 0,128 \\
 \text{Koefisien Kemencengan } (C_s) &= 0,414 \\
 P (\text{Probabilitas}) &= 80 \% \\
 &= 0,80 \text{ (interval probabilitas sesuai dengan batas kelas)} \\
 K &= -0,855 \rightarrow \text{untuk nilai K didapat dari Tabel 2.7} \\
 \text{Log } X_{\text{rancangan}} &= \text{Log } X_{\text{rerata}} + K \cdot S_d \\
 &= 1,802 + (-0,855 \cdot 0,128) \\
 &= 1,693 \text{ mm} \\
 \text{Batas Kelas} &= 10^{\text{Log } X_{\text{rancangan}}} \\
 &= 10^{1,693} \\
 &= 49,275 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.33

Perhitungan *Chi Square* untuk Distribusi Log Pearson III

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	$(\text{Ef} - \text{Of})^2 / \text{Ef}$
		Ef	Of		
1	0,000 - 49,275	4	4	0	0,000
2	49,275 - 57,539	4	6	2	1,000
3	57,539 - 67,832	4	2	2	1,000
4	67,832 - 80,731	4	3	1	0,250
5	80,731 - ∞	4	5	1	0,250
Jumlah		20	20	χ^2	2,500

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

$$\begin{aligned} E_f &= n / \text{banyak kelas} \\ &= 20 / 5 \\ &= 4 \end{aligned}$$

O_f = berdasarkan banyaknya data curah hujan yang masuk dalam kisaran batas kelas

$$\begin{aligned} |E_f - O_f| &= |4 - 4| \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{(E_f - O_f)^2}{E_f} &= \frac{(0)^2}{4} \\ &= 0,000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X^2_{\text{hitung}} &= \sum \frac{(E_f - O_f)^2}{E_f} \\ &= 2,500 \end{aligned}$$

Dari Tabel 2.11 dapat diketahui $X^2_{\text{kritis}} = 5,991$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $X^2_{\text{kritis}} = 9,210$ untuk $\alpha = 1\%$. Karena semua memenuhi syarat, maka Distribusi Log Pearson III **Diterima**.

4.1.3.2.3 Uji *Chi Square* Terhadap Distribusi Normal

Perhitungan untuk menentukan banyak kelas dan batas kelas adalah seperti di bawah ini.

$$\begin{aligned} K (\text{banyak kelas}) &= 1 + 3,322 \text{ Log } n \\ &= 1 + 3,322 \text{ Log } 20 \\ &= 5,32 \\ &= 5 \text{ kelas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas Kelas} &= 100 \% / K \\ &= 100 \% / 5 \\ &= 20 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} DK (\text{derajat kebebasan}) &= K - (P + 1) \\ &= 5 - (2 + 1) \\ &= 2 \end{aligned}$$

α = banyaknya parameter sebaran *chi square* yaitu 2

Tabel 4.34

Perhitungan Batas Kelas Uji *Chi Square* untuk Distribusi Normal

P(%)	X_{rerata}	Sd	z	Batas Kelas
80	66,219	20,551	0,842	83,518
60	66,219	20,551	0,253	71,425
40	66,219	20,551	-0,253	61,013
20	66,219	20,551	-0,842	48,920

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan:

$$X_{\text{rerata}} = 66,219 \text{ mm}$$

$$\text{Standar Deviasi} = 20,551$$

$$P (\text{Probabilitas}) = 80 \%$$

$$= 0,80 \text{ (interval probabilitas sesuai dengan batas kelas)}$$

$$Z = 0,842 \rightarrow \text{untuk nilai Z didapat dari perhitungan interpolasi}$$

Tabel 4.27 dan Tabel 4.28

$$\begin{aligned} \text{Batas Kelas} &= X_{\text{rerata}} + Z \cdot \text{Sd} \\ &= 66,219 + (-0,842 \cdot 20,551) \\ &= 83,518 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.35

Perhitungan Batas Kelas Uji *Chi Square* untuk Distribusi Normal

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	$(\text{Ef} - \text{Of})^2 / \text{Ef}$
		Ef	Of		
1	0,000 - 48,920	4	4	0	0,000
2	48,920 - 61,013	4	7	3	2,250
3	61,013 - 71,425	4	2	2	1,000
4	71,425 - 83,518	4	2	2	1,000
5	83,518 - ∞	4	5	1	0,250
Jumlah		20	20	χ^2	4,500

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

$$\text{Ef} = n / \text{banyak kelas}$$

$$= 20 / 5$$

$$= 4$$

$$\text{Of} = \text{berdasarkan banyaknya data curah hujan yang masuk dalam kisaran batas kelas}$$

$$|Ef - Of| = |4 - 4|$$

$$= 0$$

$$\frac{(Ef - Of)^2}{Ef} = \frac{(0)^2}{4}$$

$$= 0,000$$

$$X^2_{hitung} = \sum \frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$$

$$= 4,500$$

Dari Tabel 2.11 dapat diketahui $X^2_{kritis} = 5,991$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $X^2_{kritis} = 9,210$ untuk $\alpha = 1\%$. Karena semua memenuhi syarat, maka Distribusi Normal **Diterima**.

4.1.3.2.4 Uji *Chi Square* Terhadap Distribusi Log Normal

Perhitungan untuk menentukan banyak kelas dan batas kelas adalah seperti di bawah ini.

$$K (\text{banyak kelas}) = 1 + 3,322 \text{ Log } n$$

$$= 1 + 3,322 \text{ Log } 20$$

$$= 5,32$$

$$= 5 \text{ kelas}$$

$$\text{Batas Kelas} = 100 \% / K$$

$$= 100 \% / 5$$

$$= 20 \%$$

$$DK (\text{derajat kebebasan}) = K - (P + 1)$$

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

$$= 2$$

$$\alpha = \text{banyaknya parameter sebaran } \textit{chi square} \text{ yaitu } 2$$

Tabel 4.36

Perhitungan Batas Kelas Uji *Chi Square* Untuk Distribusi Log Normal

P (%)	Ln CH _{rerata}	Sd Ln CH _{max}	z	Ln X	Batas Kelas
80	4,150	0,296	0,842	4,399	81,376
60	4,150	0,296	0,253	4,225	68,383
40	4,150	0,296	-0,253	4,075	58,870
20	4,150	0,296	-0,842	3,901	49,470

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan:

$$\text{Ln } X_{\text{rerata}} = 4,150 \text{ mm}$$

$$\text{Standar Deviasi Ln } X = 0,296$$

$$P (\text{Probabilitas}) = 80 \%$$

$$= 0,80 \text{ (interval probabilitas sesuai dengan batas kelas)}$$

$$Z = 0,842 \rightarrow \text{untuk nilai } Z \text{ didapat dari perhitungan interpolasi Tabel 4.27 dan Tabel 4.28}$$

$$\begin{aligned} \text{Ln } X_{\text{rancangan}} &= \text{Ln } X_{\text{rerata}} + Z \cdot \text{Sd} \\ &= 4,150 + (0,842 \cdot 0,296) \\ &= 4,399 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas Kelas} &= 10^{\text{Ln } X_{\text{rancangan}}} \\ &= 10^{4,399} \\ &= 81,376 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.37
Perhitungan *Chi Square* untuk Distribusi Log Normal

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	(Ef - Of) ² / Ef
		Ef	Of		
1	0,000 - 49,470	4	4	0	0,000
2	49,470 - 58,870	4	6	2	1,000
3	58,870 - 68,383	4	3	1	0,250
4	68,383 - 81,376	4	2	2	1,000
5	81,376 - ∞	4	5	1	0,250
Jumlah		20	20	χ^2	2,500

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

$$\begin{aligned} \text{Ef} &= n / \text{banyak kelas} \\ &= 20 / 5 \\ &= 4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Of} &= \text{berdasarkan banyaknya data curah hujan yang masuk} \\ &\quad \text{dalam kisaran batas kelas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} |\text{Ef} - \text{Of}| &= |4 - 4| \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{(\text{Ef} - \text{Of})^2}{\text{Ef}} &= \frac{(0)^2}{4} \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$X^2_{hitung} = \sum \frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$$

$$= 2,500$$

Dari Tabel 2.11 dapat diketahui $X^2_{kritis} = 5,991$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $X^2_{kritis} = 9,210$ untuk $\alpha = 1\%$. Karena semua memenuhi syarat maka Log Normal **Diterima**.

4.1.3.3 Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi

Dari uji kesesuaian distribusi yang sudah dikerjakan, maka dapat dibuat rekapitulasi hasil pengujian tersebut dengan nilai sebagai berikut.

Tabel 4.38

Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov

Distribusi Frekuensi	Uji Smirnov Kolmogorov			Keterangan
	Peluang (P)	Δ Kritis	Δ Max Hitung	
Gumbel	1%	0,36	0,103	Diterima
	5%	0,29		Diterima
Log Pearson III	1%	0,36	0,094	Diterima
	5%	0,29		Diterima
Normal	1%	0,36	0,163	Diterima
	5%	0,29		Diterima
Log Normal	1%	0,36	0,124	Diterima
	5%	0,29		Diterima

Sumber: Hasil Analisis (2018)

Tabel 4.39

Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi *Chi Square*

Distribusi Frekuensi	Uji <i>Chi Square</i>			Keterangan
	Peluang (P)	Chi Kritis	χ^2	
Gumbel	1%	9,210	2,500	Diterima
	5%	5,991		Diterima
Log Pearson III	1%	9,210	2,500	Diterima
	5%	5,991		Diterima
Normal	1%	9,210	4,500	Diterima
	5%	5,991		Diterima
Log Normal	1%	9,210	2,500	Diterima
	5%	5,991		Diterima

Sumber: Hasil Analisis (2018)

Berdasarkan hasil rekapitulasi dari uji kesesuaian distribusi yang sudah dilakukan, didapatkan nilai simpangan terkecil adalah dengan menggunakan metode Distribusi Log Pearson III. Pada studi ini, perhitungan distribusi dilakukan untuk mendapatkan nilai curah hujan rancangan yang selanjutnya akan diubah menjadi debit *inflow* pada waduk. Debit

tersebut nantinya akan berpengaruh pada analisis keruntuhan Bendungan Kalola. Sehingga, untuk memperoleh kemungkinan risiko yang paling parah atau ekstrim dari keruntuhan Bendungan Kalola diperlukan nilai debit yang paling besar atau ekstrim pula. Nilai debit yang paling besar tersebut didapatkan dari nilai curah hujan rancangan yang paling besar. Di dalam perhitungan distribusi frekuensi, nilai curah hujan rancangan yang paling besar atau ekstrim didapatkan dengan menggunakan metode Distribusi Gumbel, nilai perhitungan curah hujan rancangan dapat dilihat pada Tabel 4.23. Oleh karena itu, untuk perhitungan selanjutnya yang digunakan adalah nilai curah hujan rancangan dari **Distribusi Gumbel** dengan tujuan untuk mendapatkan risiko banjir paling parah atau ekstrim dari keruntuhan Bendungan Kalola.

4.1.4 *Probability Maximum Precipitation (PMP)*

Probability Maximum Precipitation (PMP) atau yang sering disebut dengan curah hujan maksimum boleh jadi (CMB) memiliki hubungan erat dengan *Probability Maximum Flood (PMF)*. Nilai *Probability Maximum Flood (PMF)* diestimasi dengan metode hubungan hujan dan limpasan dengan hujan yang digunakan adalah hujan maksimum bolehjadi (*PMP*). Perhitungan *PMP* dalam analisis hidrologi ini didapat dari perhitungan *PMP point rainfall* tiap stasiun hujan karena yang dibutuhkan untuk perhitungan *PMF* adalah *PMP basin rainfall* maka *PMP point rainfall* dari tiap stasiun hujan dikalikan dengan luas daerah pengaruh tiap stasiun kemudian dibagi total luas pengaruh stasiun hujan.

Berikut adalah perhitungan *Probability Maximum Precipitation (PMP) basin rainfall* Stasiun Hujan Watang Kalola dengan Metode *Hersfield* sesuai dengan SNI.

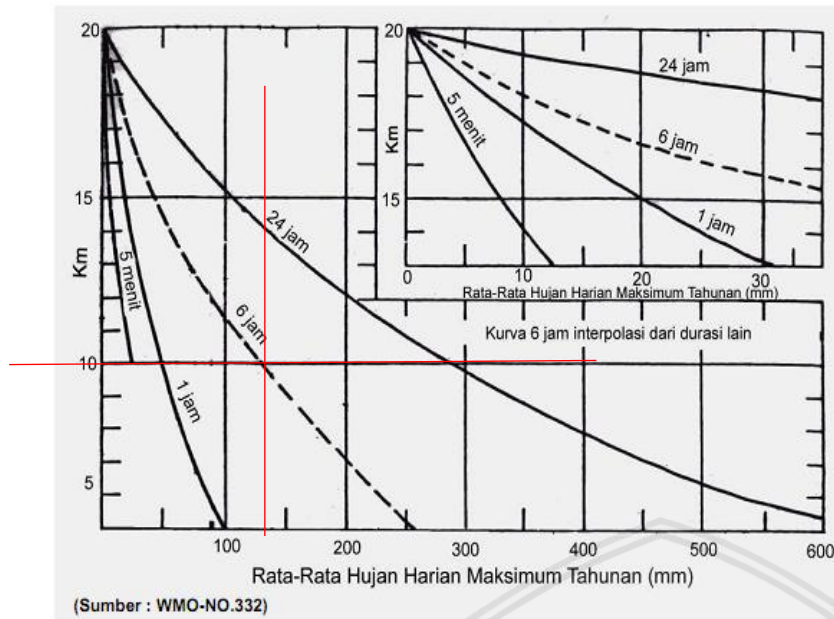
$$X_{\text{rerata}} = \frac{\sum \text{Curah hujan}}{n}$$

$$= \frac{2448,235}{20}$$

$$= 122,412 \text{ mm}$$

$$\text{Standar Deviasi} = 40,097$$

$$K_m = 10 \rightarrow \text{nilai } K_m \text{ didapat pada Gambar 4.11}$$



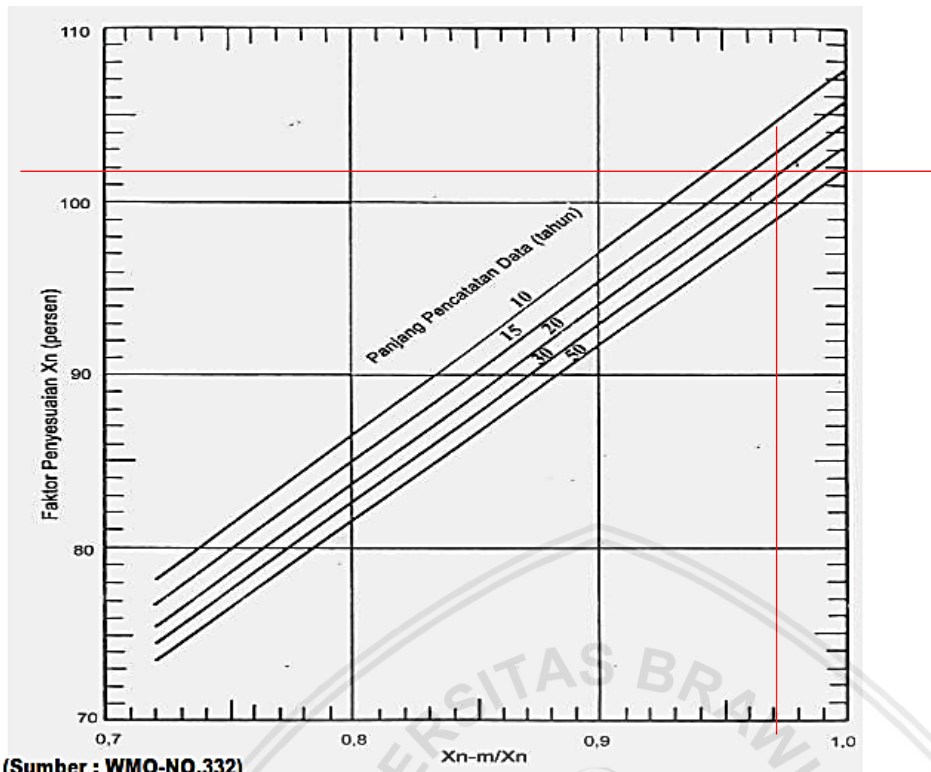
Gambar 4. 11 Menentukan Harga K_m

Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2012,p.9)

Perhitungan untuk menentukan nilai f_1 .

$$\begin{aligned}
 \overline{X_n} &= X_{\text{rerata}} \\
 &= 122,412 \text{ mm} \\
 X_{n-m} &= X_{\text{rerata}} \text{ tanpa nilai maksimum} \\
 &= \frac{\sum CH \text{ tanpa nilai maks.}}{n} \\
 &= 118,862 \text{ mm} \\
 (X_{n-m}) / X_n &= 118,862 / 122,412 \\
 &= 0,971 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

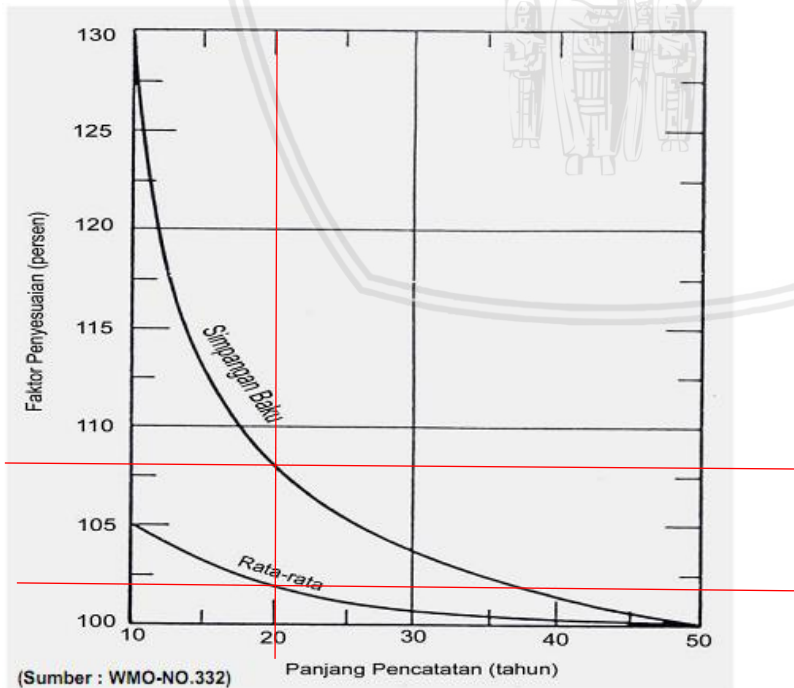
Faktor Penyesuaian X_n adalah $f_1 = 101,80 \%$



(Sumber : WMO-NO.332)

Gambar 4. 12 Grafik Faktor Penyesuaian Rata-rata Terhadap Pengamatan Maksimum
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2012,p.9)

Langkah berikutnya adalah menentukan nilai f_2 dan f_4 dengan menggunakan Gambar 4.13 di bawah ini.



(Sumber : WMO-NO.332)

Gambar 4. 13 Grafik Faktor Penyesuaian Rata-rata dan Simpangan Baku Terhadap Panjang Pengamatan Data
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2012,p.10)

Keterangan:

Faktor penyesuaian rata-rata adalah $f_2 = 102\%$

Faktor penyesuaian simpangan baku adalah $f_4 = 108\%$

Berikut adalah untuk menentukan nilai f_3 .

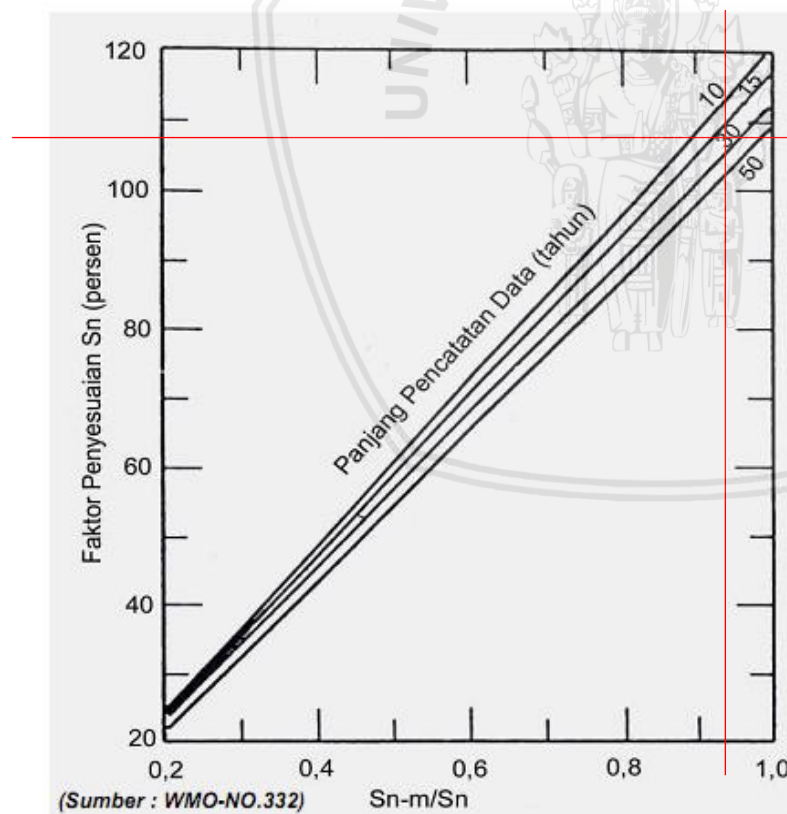
$$\begin{aligned} S_n &= S_d \\ &= 40,097 \text{ mm} \end{aligned}$$

$S_{n-m} =$ Simpangan baku tanpa nilai maksimum

$$\begin{aligned} &= \sqrt{\frac{\sum (X - X_{\text{rerata}})^2}{n-1}} \\ &= 37,830 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (S_{n-m})/S_n &= 37,830 / 40,097 \\ &= 0,943 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor Penyesuaian S_n adalah $f_3 = 108 \%$



Gambar 4.14 Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2012,p.10)

$$\begin{aligned} \overline{X_p} &= \overline{X_n} \cdot f_1 \cdot f_2 \\ &= 122,412 \cdot 101,80 \% \cdot 102 \% \end{aligned}$$

$$= 127,107$$

$$S_p = S_n \cdot f_3 \cdot f_4$$

$$= 40,097 \cdot 108 \% \cdot 108 \%$$

$$= 46,769$$

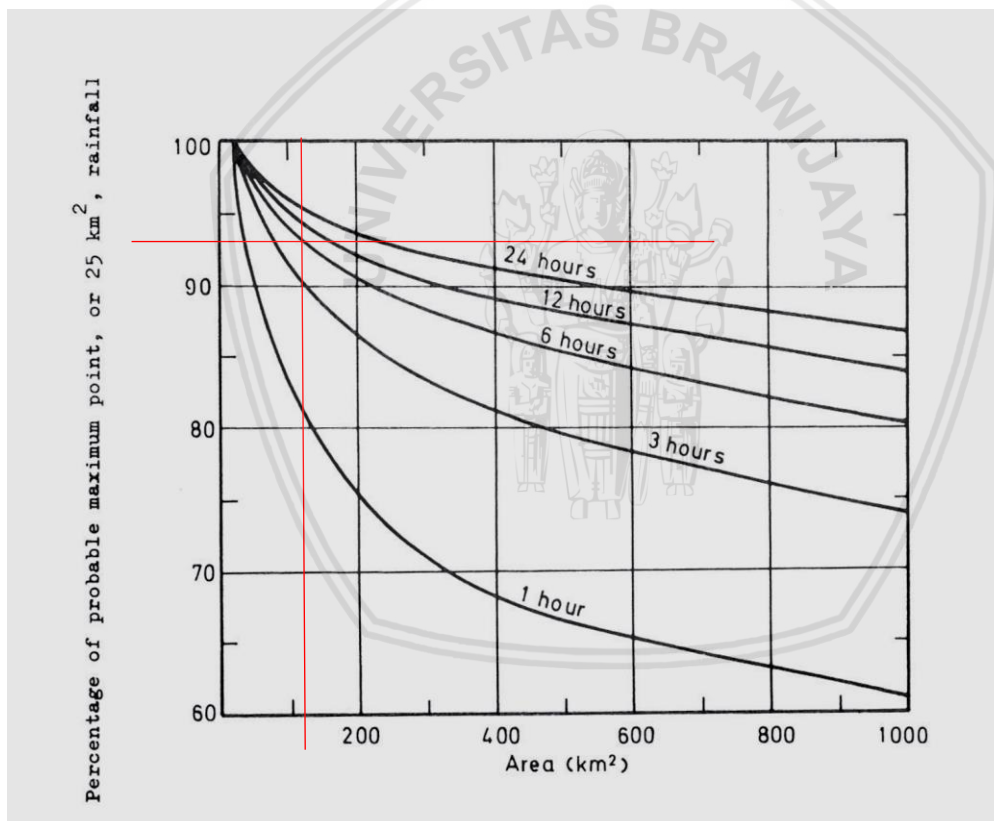
Perhitungan hujan maksimum boleh jadi

$$X_m = \overline{X_p} + (K_m \cdot S_p)$$

$$= 127,107 + (10 \cdot 46,769)$$

$$= 594,800 \text{ mm}$$

Curah hujan PMP *point rainfall* pada Stasiun Hujan Watang Kalola adalah sebesar 594,800 mm. Nilai *adjustment factor* untuk luas DAS 122 km² adalah 93 % dengan melihat gambar grafik dibawah ini.



Gambar 4.15 Gambar Grafik *Depth–area, or area-reduction*
Sumber: *World Meteorological Organization* (2009,p.69)

Nilai penyesuaian hujan jam-jaman dengan interval 6 jam adalah 1,02. Penyesuaian nilai PMP berdasarkan data hujan jam-jaman dengan nilai maksimum yang benar adalah:

$$\begin{aligned} \text{PMP Stasiun Watang Kalola} &= \text{PMP point rainfall} \times \text{adjustment factor Luas DAS} \times 1,02 \\ &= 594,800 \times 93\% \times 1,02 \\ &= 564,227 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.1.5 Intensitas Curah Hujan

4.1.5.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) merupakan perbandingan antara tebal aliran yang mengalir pada suatu daerah akibat hujan yang terjadi di daerah tersebut dengan tinggi hujan yang terjadi di daerah tersebut. Nilai koefisien pengaliran tergantung pada daerah pengaliran dan karakteristik hujan pada suatu daerah tersebut, termasuk juga hal yang berpengaruh adalah tata guna lahan. Besaran hujan rancangan yang digunakan merupakan nilai hujan rancangan yang didapat dari perhitungan analisis distribusi Log Pearson III. Dan untuk nilai PMP didapatkan dari perhitungan PMP dengan Metode *Hersfield*.

Koefisien pengaliran (C) yang digunakan pada studi ini berbeda untuk tiap kala ulang. Berikut merupakan nilai koefisien pengaliran yang digunakan:

Tabel 4.41

Nilai Koefisien Pengaliran (C)

Tr (Tahun)	X _{rencana} (mm)	C _{Hitung}	C _{Lapangan}	C _{Akhir}
25	117,94	0,56	0,75	0,66
50	131,54	0,60	0,75	0,67
100	145,04	0,62	0,75	0,69
1000	189,65	0,69	0,75	0,72
PMP	481,88	0,85	0,75	0,80

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan:

$$Tr = 25 \text{ Tahun}$$

$$X_{rencana} = 117,94$$

$$C_{Hitung} = 1 - \left(\frac{15,7}{X_{rencana}^{0,75}} \right)$$

$$= 1 - \left(\frac{15,7}{117,94^{0,75}} \right)$$

$$= 0,56$$

$$C_{Lapangan} = 0,75 \rightarrow \text{nilai } C_{Lapangan} \text{ didapat dari Tabel 2.12}$$

$$C_{Akhir} = \frac{C_{Hitung} + C_{Lapangan}}{2}$$

$$= 0,67$$

4.1.5.2 Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Dengan menggunakan rumus hujan satuan PSA 007:

Tabel 4.42

Intensitas Hujan Dalam % dengan Durasi Hujan 6 Jam

Durasi hujan (jam)	Durasi hujan (%)	Kala ulang (tahun)				
		25	50	100	1000	PMP
1	17	67	65	64	61	56
2	33	79	78	77	75	72
3	50	88	88	88	88	88
4	67	92	92	92	92	92
5	83	96	96	96	96	96
6	100	100	100	100	100	100

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Setelah didapatkan besaran intensitas hujan dalam % dengan durasi hujan 6 jam, maka langkah selanjutnya adalah menghitung selisih nilai intensitas hujan dalam % di tiap jamnya. Besaran selisih tersebut kemudian disusun menjadi bentuk genta untuk mendapatkan curah hujan kritis, dimana hujan tertinggi ditempatkan di tengah, tertinggi kedua di sebelah kiri, tertinggi ketiga di sebelah kanan dan seterusnya, sehingga didapatkan bentuk seperti berikut:

Tabel 4.43

Distribusi Hujan dengan Durasi 6 Jam dalam Bentuk Genta

Durasi hujan (jam)	Durasi hujan (%)	Kala ulang (tahun)				
		25	50	100	1000	PMP
1	17	4	4	4	4	4
2	33	12	13	13	14	16
3	50	67	65	64	61	56
4	67	9	10	11	13	16
5	83	4	4	4	4	4
6	100	4	4	4	4	4

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.44

Perhitungan Nilai Hujan Efektif

Kala ulang (tahun)	25	50	100	1000	PMP
Hujan Rancangan (mm)	117,94	131,54	145,04	189,65	481,88
Koefisien pengaliran	0,66	0,67	0,69	0,72	0,80
Hujan Efektif (mm)	77,33	88,52	99,67	136,82	384,86

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan untuk Kala Ulang 25 Tahun:

$$\begin{aligned}\text{Hujan Efektif} &= \text{Hujan Rancangan} / \text{Koefisien Pengaliran} \\ &= 117,94 / 0,66 \\ &= 77,33 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tabel 4.45

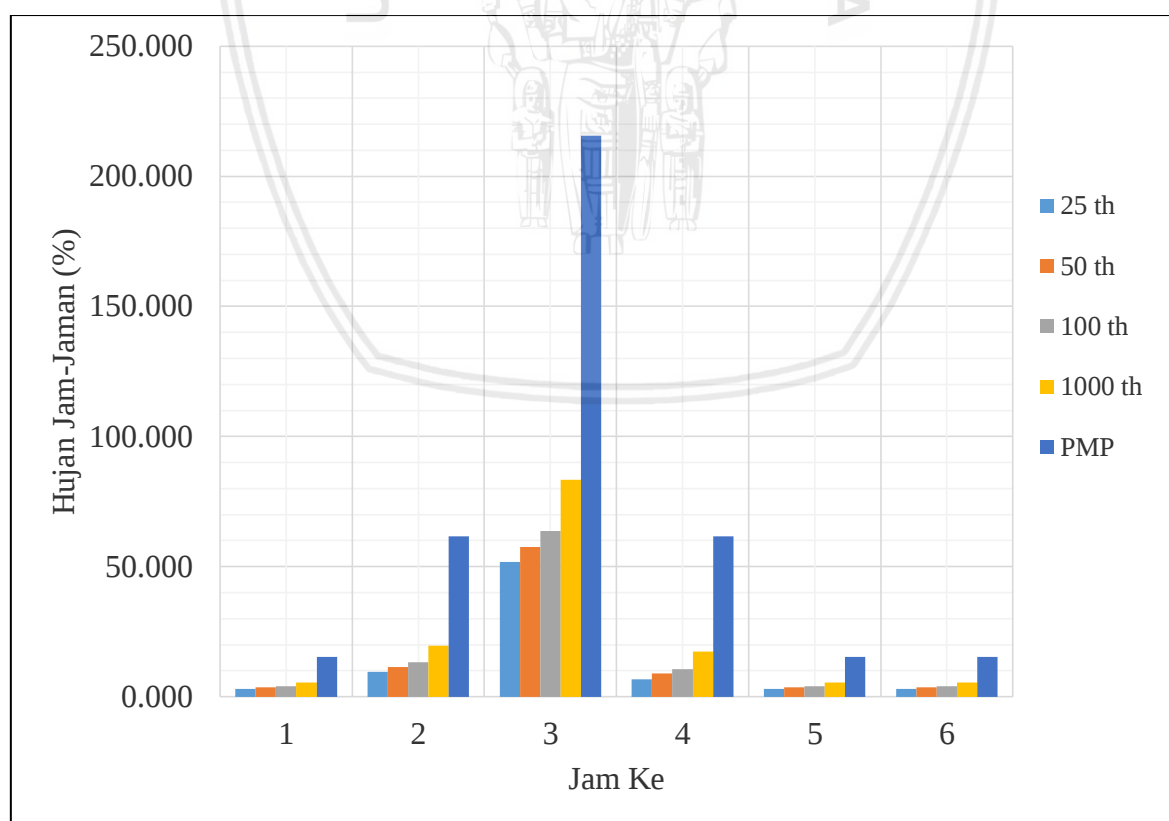
Distribusi Hujan Netto Jam-jaman

No	Jam ke t	Hujan Netto Jam-jaman (mm/jam)				
		25 th	50 th	100 th	1000 th	PMP
1	1	3,093	3,541	3,987	5,473	15,395
2	2	9,537	11,507	13,289	19,610	61,578
3	3	51,811	57,535	63,789	83,458	215,524
4	4	6,702	8,852	10,632	17,330	61,578
5	5	3,093	3,541	3,987	5,473	15,395
6	6	3,093	3,541	3,987	5,473	15,395

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan untuk Kala Ulang 25 Tahun:

$$\begin{aligned}\text{Hujan Netto Jam-jaman} &= (\text{Durasi Hujan} \times \text{Hujan Efektif}) / 100 \\ &= (4 \times 77,33) / 100 \\ &= 3,093 \text{ mm/jam}\end{aligned}$$



Gambar 4. 17 Grafik Distribusi Hujan Jam-jaman dalam Bentuk Genta

Sumber: Hasil Analisis (2018)

4.1.6 Analisis Hidrograf Banjir Rancangan

Perhitungan debit banjir rancangan dilakukan untuk menganalisa banjir rencana atau mengestimasi banjir maksimum yang mungkin terjadi dengan kala ulang tertentu. Pada laporan akhir ini perhitungan debit banjir rancangan menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.

4.1.6.1 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Dalam pengerjaan hidrograf banjir rancangan dengan menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu terdapat beberapa parameter yang digunakan, beberapa parameter tersebut adalah:

A. Karakteristik DAS, meliputi:

$$\begin{aligned}\text{Luas DAS (A)} &= 122 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang Sungai Utama (L)} &= 24,62 \text{ km} \\ \text{Nilai Koefisien Karakteristik DAS } (\alpha) &= 3 \\ \text{Hujan Netto Satuan (Ro)} &= 1 \text{ mm}\end{aligned}$$

B. Perhitungan parameter-parameter Hidrograf:

Waktu Konsentrasi (t_g)

$$\begin{aligned}t_g &= 0,40 + 0,58 L \\ t_g &= 0,40 + (0,58 \times 24,62) \\ t_g &= 1,828 \text{ jam}\end{aligned}$$

Lama hujan efektif yang menyebabkan limpasan permukaan (t_r)

$$\begin{aligned}t_r &= 0,75 \cdot t_g \\ t_r &= 0,75 \cdot 1,828 \\ t_r &= 1,371 \text{ jam}\end{aligned}$$

Waktu ketika terjadi debit tertinggi (T_p)

$$\begin{aligned}T_p &= t_g + 0,8 t_r \\ T_p &= 1,828 + (0,8 \times 1,371) \\ T_p &= 2,925 \text{ jam}\end{aligned}$$

Waktu penurunan debit dari debit puncak mencapai debit 30% ($T_{0,3}$)

$$\begin{aligned}T_{0,3} &= \alpha \cdot t_g \\ T_{0,3} &= 3 \cdot 1,828 \\ T_{0,3} &= 5,484 \text{ jam}\end{aligned}$$

Debit puncak banjir (Q_p)

$$Q_p = \frac{A \cdot R_o}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{122 \cdot 1}{3,6((0,3 \times 2,925) + 5,484)}$$

$$Q_p = 5,327 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4.46

Parameter Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Parameter	Satuan	Nilai
A	km ²	122
L	km	24,62
Ro	Jam	1
α		3
tg	Jam	1,828
tr	Jam	1,371
Tp	Jam	2,925
T _{0,3}	Jam	5,484
1,5 T _{0,3}	Jam	8,226
Qp	m ³ /det	5,327

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

$$T_p + T_{0,3} = 8,409 \text{ jam}$$

$$T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3} = 16,634 \text{ jam}$$

Ordinat Hidrograf Satuan:

Saat kurva naik ($t \leq T_p$)

$$0 \leq t \leq T_p$$

$$0 \leq t \leq 2,925 \text{ maka } Q_{(t)} = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

$$= 5,327 \left(\frac{t}{2,925} \right)^{2,4}$$

Saat kurva turun ($t \geq T_p$)

$$T_p < t \leq T_p + T_{0,3}$$

$$2,925 < t \leq 8,409, \text{ maka } Q_{(t)} = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}} \right]}$$

$$Q_{(t)} = 5,327 \times 0,3^{\left[\frac{(t-2,925)}{5,484} \right]}$$

$$T_p + T_{0,3} < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

$$8,409 < t < 16,634, \text{ maka } Q_{(t)} = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{(t-T_p+0,5 T_{0,3})}{1,5 T_{0,3}} \right]}$$

$$Q_{(t)} = 5,327 \times 0,3^{\left[\frac{(t-2,925+2,742)}{8,226} \right]}$$

$$t > (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$$

$$t > 16,634, \text{ maka } Q_{(t)} = Q_p \times 0,3^{\left[\frac{(t - t_p + 1,5T_{0,3})}{2T_{0,3}} \right]}$$

$$Q_{(t)} = 5,327 \times 0,3^{\left[\frac{(t - 2,925 + 8,226)}{10,968} \right]}$$

Tabel 4.47

Lengkung Hidrograf Nakayasu

Karakteristik	Notasi	Awal		Akhir	
		Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
Lengkung Naik	Qa	0	0	T_p	3
Lengkung Turun Tahap 1	Qd ₁	T_p	3	$T_p + T_{0,3}$	8
Lengkung Turun Tahap 2	Qd ₂	$T_p + T_{0,3}$	8	$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$	17
Lengkung Turun Tahap 3	Qd ₃	$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$	17	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Waktu lengkung hidrograf nakayasu dari hasil yang telah didapat adalah dasar di dalam menentukan ordinat HSS Nakayasu dengan persamaan di bawah ini.

Tabel 4.48

Persamaan Ordinat Lengkung Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

No.	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung Naik	Qa	$Qp \cdot \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qd ₁	$Qp \cdot 0,3^{\left[\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right]}$
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qd ₂	$Qp \cdot 0,3^{\left[\frac{(t - T_p) + (0,5 \cdot T_{0,3})}{1,5 \cdot T_{0,3}} \right]}$
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qd ₃	$Qp \cdot 0,3^{\left[\frac{(1 - T_p) + (1,5 \cdot T_{0,3})}{2 \cdot T_{0,3}} \right]}$

Sumber: Montarich (2010,p.153)

Tabel 4.49

Perhitungan Ordinatif Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

t (jam)	Q (m ³ /dt)	Vol. Awal (m ³)	Ket.
0	0,000	0,000	
1	0,405	728,736	Qa
2	2,137	4575,028	
3	5,320	13422,161	Qp
4	4,201	17138,165	
5	3,373	13633,925	Qd1
6	2,708	10946,432	
7	2,174	8788,692	
8	1,746	7056,282	
9	1,464	5776,950	Qd2
10	1,264	4910,401	
11	1,092	4241,812	
12	0,943	3664,257	
13	0,815	3165,340	
14	0,704	2734,354	
15	0,608	2362,051	
16	0,525	2040,439	
17	0,454	1762,618	Qd3
18	0,412	1558,782	
19	0,369	1406,583	
20	0,331	1260,350	
21	0,296	1129,320	
22	0,266	1011,912	
23	0,238	906,711	
24	0,213	812,446	
25	0,191	727,982	
26	0,171	652,298	
27	0,153	584,483	
28	0,138	523,719	
29	0,123	469,271	
30	0,110	420,484	
31	0,099	376,769	
32	0,089	337,599	
33	0,079	302,501	
34	0,071	271,052	
35	0,064	242,873	
36	0,057	217,623	
37	0,051	194,998	
38	0,046	174,726	
39	0,041	156,560	

Lanjutan Tabel 4.49
Perhitungan Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

t (jam)	Q (m ³ /dt)	Vol. Awal (m ³)	Ket.
40	0,037	140,284	
41	0,033	125,700	
42	0,030	112,631	
43	0,026	100,922	
44	0,024	90,430	
45	0,021	81,028	
46	0,019	72,604	
47	0,017	65,056	
48	0,015	58,293	
49	0,014	52,232	
50	0,012	46,802	
51	0,011	41,937	
52	0,010	37,577	
53	0,009	33,670	
54	0,008	30,170	
55	0,007	27,033	
56	0,006	24,223	
57	0,006	21,704	
58	0,005	19,448	
59	0,005	17,426	
60	0,004	15,614	
61	0,004	13,991	
62	0,003	12,537	
63	0,003	11,233	
64	0,003	10,065	
65	0,002	9,019	
66	0,002	8,081	
67	0,002	7,241	
68	0,002	6,488	
69	0,002	5,814	
70	0,001	5,209	
71	0,001	4,668	
72	0,001	4,182	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Kontrol untuk ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

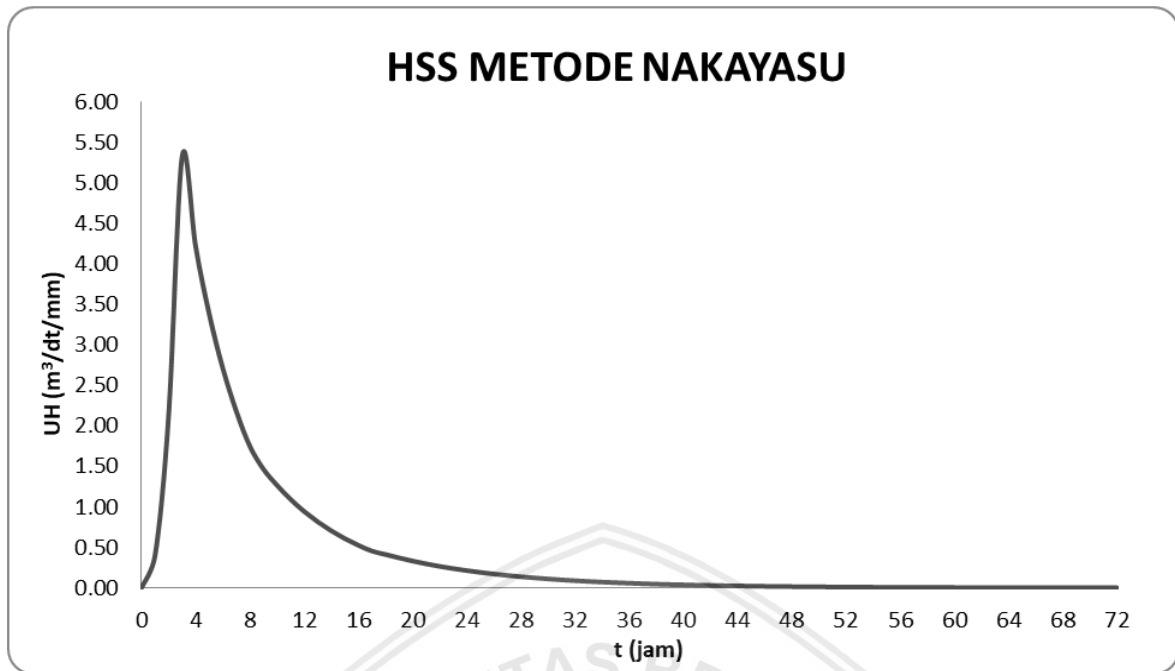
Jumlah Volume = 122000 m³

Luas DAS = 122 km² = 122000000 m²

Kedalaman Hujan (Ro) = Volume / Luas DAS

= 122000 / 122000000

= 0,001 m = 1 mm, Nilai (Ro) adalah 1 mm.



Gambar 4.18 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Perhitungan *baseflow*

D = Panjang pangsa sungai semua tingkat / Luas DAS

$$= 64 / 122$$

$$= 0,525 \text{ km/km}^2$$

$$Q_B = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,943}$$

$$= 0,4751 \cdot (122)^{0,6444} \cdot (0,525)^{0,943}$$

$$= 5,715 \text{ m}^3/\text{det}$$

Jadi besaran debit *baseflow* adalah $5,715 \text{ m}^3/\text{det}$.

Tabel 4.50

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 25 Tahun dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q ₂₅ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,093	9,537	51,811	6,702	3,093	3,093		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	0,405	1,252	0,000					5,715	6,967
2	2,137	6,610	3,861	0,000				5,715	16,186
3	5,320	16,456	20,380	20,976	0,000			5,715	63,526
4	4,201	12,995	50,738	110,711	2,713	0,000		5,715	182,873
5	3,373	10,434	40,069	275,630	14,321	1,252	0,000	5,715	347,421
6	2,708	8,377	32,171	217,672	35,654	6,610	1,252	5,715	307,450
7	2,174	6,726	25,829	174,765	28,157	16,456	6,610	5,715	264,257
8	1,746	5,400	20,738	140,316	22,606	12,995	16,456	5,715	224,226
9	1,464	4,527	16,650	112,657	18,150	10,434	12,995	5,715	181,129
10	1,264	3,911	13,959	90,450	14,573	8,377	10,434	5,715	147,419
11	1,092	3,378	12,059	75,833	11,700	6,726	8,377	5,715	123,788
12	0,943	2,918	10,417	65,508	9,809	5,400	6,726	5,715	106,493
13	0,815	2,521	8,998	56,588	8,474	4,527	5,400	5,715	92,224
14	0,704	2,178	7,773	48,883	7,320	3,911	4,527	5,715	80,307
15	0,608	1,881	6,715	42,227	6,323	3,378	3,911	5,715	70,151
16	0,525	1,625	5,801	36,478	5,462	2,918	3,378	5,715	61,378
17	0,454	1,404	5,011	31,511	4,719	2,521	2,918	5,715	53,799
18	0,412	1,275	4,329	27,221	4,076	2,178	2,521	5,715	47,314
19	0,369	1,142	3,931	23,514	3,521	1,881	2,178	5,715	41,883
20	0,331	1,024	3,522	21,353	3,042	1,625	1,881	5,715	38,162
21	0,296	0,917	3,156	19,133	2,762	1,404	1,625	5,715	34,713
22	0,266	0,822	2,828	17,144	2,475	1,275	1,404	5,715	31,663
23	0,238	0,736	2,534	15,362	2,218	1,142	1,275	5,715	28,982
24	0,213	0,660	2,270	13,765	1,987	1,024	1,142	5,715	26,563
25	0,191	0,591	2,034	12,334	1,781	0,917	1,024	5,715	24,396
26	0,171	0,530	1,823	11,052	1,595	0,822	0,917	5,715	22,454
27	0,153	0,475	1,633	9,903	1,430	0,736	0,822	5,715	20,713
28	0,138	0,425	1,464	8,873	1,281	0,660	0,736	5,715	19,154
29	0,123	0,381	1,311	7,951	1,148	0,591	0,660	5,715	17,757
30	0,110	0,341	1,175	7,124	1,028	0,530	0,591	5,715	16,505
31	0,099	0,306	1,053	6,383	0,922	0,475	0,530	5,715	15,383
32	0,089	0,274	0,943	5,720	0,826	0,425	0,475	5,715	14,378
33	0,079	0,246	0,845	5,125	0,740	0,381	0,425	5,715	13,478
34	0,071	0,220	0,757	4,592	0,663	0,341	0,381	5,715	12,671
35	0,064	0,197	0,679	4,115	0,594	0,306	0,341	5,715	11,947
36	0,057	0,177	0,608	3,687	0,532	0,274	0,306	5,715	11,299

Lanjutan Tabel 4.50

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 25 Tahun dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q ₂₅ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,093	9,537	51,811	6,702	3,093	3,093		
37	0,051	0,158	0,545	3,304	0,477	0,246	0,274	5,715	10,719
38	0,046	0,142	0,488	2,960	0,427	0,220	0,246	5,715	10,199
39	0,041	0,127	0,438	2,653	0,383	0,197	0,220	5,715	9,733
40	0,037	0,114	0,392	2,377	0,343	0,177	0,197	5,715	9,315
41	0,033	0,102	0,351	2,130	0,307	0,158	0,177	5,715	8,941
42	0,030	0,091	0,315	1,908	0,275	0,142	0,158	5,715	8,605
43	0,026	0,082	0,282	1,710	0,247	0,127	0,142	5,715	8,305
44	0,024	0,073	0,253	1,532	0,221	0,114	0,127	5,715	8,036
45	0,021	0,066	0,226	1,373	0,198	0,102	0,114	5,715	7,794
46	0,019	0,059	0,203	1,230	0,178	0,091	0,102	5,715	7,578
47	0,017	0,053	0,182	1,102	0,159	0,082	0,091	5,715	7,385
48	0,015	0,047	0,163	0,988	0,143	0,073	0,082	5,715	7,211
49	0,014	0,042	0,146	0,885	0,128	0,066	0,073	5,715	7,055
50	0,012	0,038	0,131	0,793	0,114	0,059	0,066	5,715	6,916
51	0,011	0,034	0,117	0,711	0,103	0,053	0,059	5,715	6,791
52	0,010	0,031	0,105	0,637	0,092	0,047	0,053	5,715	6,679
53	0,009	0,027	0,094	0,570	0,082	0,042	0,047	5,715	6,579
54	0,008	0,025	0,084	0,511	0,074	0,038	0,042	5,715	6,489
55	0,007	0,022	0,076	0,458	0,066	0,034	0,038	5,715	6,409
56	0,006	0,020	0,068	0,410	0,059	0,031	0,034	5,715	6,337
57	0,006	0,018	0,061	0,368	0,053	0,027	0,031	5,715	6,272
58	0,005	0,016	0,054	0,329	0,048	0,025	0,027	5,715	6,214
59	0,005	0,014	0,049	0,295	0,043	0,022	0,025	5,715	6,162
60	0,004	0,013	0,044	0,265	0,038	0,020	0,022	5,715	6,116
61	0,004	0,011	0,039	0,237	0,034	0,018	0,020	5,715	6,074
62	0,003	0,010	0,035	0,212	0,031	0,016	0,018	5,715	6,037
63	0,003	0,009	0,031	0,190	0,027	0,014	0,016	5,715	6,003
64	0,003	0,008	0,028	0,171	0,025	0,013	0,014	5,715	5,973
65	0,002	0,007	0,025	0,153	0,022	0,011	0,013	5,715	5,947
66	0,002	0,007	0,023	0,137	0,020	0,010	0,011	5,715	5,922
67	0,002	0,006	0,020	0,123	0,018	0,009	0,010	5,715	5,901
68	0,002	0,005	0,018	0,110	0,016	0,008	0,009	5,715	5,882
69	0,002	0,005	0,016	0,098	0,014	0,007	0,008	5,715	5,864
70	0,001	0,004	0,015	0,088	0,013	0,007	0,007	5,715	5,849
71	0,001	0,004	0,013	0,079	0,011	0,006	0,007	5,715	5,835
72	0,001	0,003	0,012	0,071	0,010	0,005	0,006	5,715	5,822
Q maksimum									347,421

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan untuk jam ke-1

Debit Banjir Rancangan jam ke-1 = Q Unit Hidrograf Nakayasu $\times$ Hujan Efektif (R_n)

Jam ke 1 Tr 25 th

$$= 0,405 \times 3,093$$

$$= 1,252 \text{ m}^3/\text{det}$$

Q banjir = Jumlah debit banjir rancangan jam ke-1 + Q_{baseflow}

$$= 1,252 + 5,715$$

$$= 6,967 \text{ m}^3/\text{det}$$



Tabel 4.51

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 50 Tahun dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,541	11,507	57,535	8,852	3,541	3,541		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	0,405	1,433	0,000					5,715	7,149
2	2,137	7,566	4,659	0,000				5,715	17,939
3	5,320	18,836	24,588	23,293	0,000			5,715	72,433
4	4,201	14,875	61,216	122,942	3,584	0,000		5,715	208,332
5	3,373	11,943	48,344	306,081	18,914	1,433	0,000	5,715	392,431
6	2,708	9,589	38,815	241,720	47,089	7,566	1,433	5,715	351,927
7	2,174	7,699	31,163	194,073	37,188	18,836	7,566	5,715	302,239
8	1,746	6,181	25,021	155,817	29,857	14,875	18,836	5,715	256,302
9	1,464	5,182	20,089	125,103	23,972	11,943	14,875	5,715	206,879
10	1,264	4,477	16,842	100,443	19,247	9,589	11,943	5,715	168,255
11	1,092	3,867	14,549	84,211	15,453	7,699	9,589	5,715	141,082
12	0,943	3,341	12,568	72,745	12,955	6,181	7,699	5,715	121,204
13	0,815	2,886	10,857	62,840	11,191	5,182	6,181	5,715	104,852
14	0,704	2,493	9,379	54,284	9,668	4,477	5,182	5,715	91,197
15	0,608	2,153	8,102	46,893	8,351	3,867	4,477	5,715	79,558
16	0,525	1,860	6,998	40,508	7,214	3,341	3,867	5,715	69,503
17	0,454	1,607	6,046	34,992	6,232	2,886	3,341	5,715	60,818
18	0,412	1,459	5,222	30,228	5,383	2,493	2,886	5,715	53,387
19	0,369	1,308	4,743	26,112	4,650	2,153	2,493	5,715	47,174
20	0,331	1,172	4,249	23,713	4,017	1,860	2,153	5,715	42,879
21	0,296	1,050	3,808	21,247	3,648	1,607	1,860	5,715	38,935
22	0,266	0,941	3,412	19,038	3,269	1,459	1,607	5,715	35,441
23	0,238	0,843	3,057	17,059	2,929	1,308	1,459	5,715	32,370
24	0,213	0,755	2,739	15,286	2,624	1,172	1,308	5,715	29,599
25	0,191	0,677	2,454	13,696	2,352	1,050	1,172	5,715	27,116
26	0,171	0,606	2,199	12,272	2,107	0,941	1,050	5,715	24,891
27	0,153	0,543	1,971	10,997	1,888	0,843	0,941	5,715	22,897
28	0,138	0,487	1,766	9,853	1,692	0,755	0,843	5,715	21,111
29	0,123	0,436	1,582	8,829	1,516	0,677	0,755	5,715	19,510
30	0,110	0,391	1,418	7,911	1,358	0,606	0,677	5,715	18,076
31	0,099	0,350	1,270	7,089	1,217	0,543	0,606	5,715	16,791
32	0,089	0,314	1,138	6,352	1,091	0,487	0,543	5,715	15,640
33	0,079	0,281	1,020	5,691	0,977	0,436	0,487	5,715	14,608
34	0,071	0,252	0,914	5,100	0,876	0,391	0,436	5,715	13,683
35	0,064	0,226	0,819	4,569	0,785	0,350	0,391	5,715	12,855
36	0,057	0,202	0,734	4,094	0,703	0,314	0,350	5,715	12,113

Lanjutan Tabel 4.51

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 50 Tahun dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,541	11,507	57,535	8,852	3,541	3,541		
37	0,051	0,181	0,657	3,669	0,630	0,281	0,314	5,715	11,448
38	0,046	0,162	0,589	3,287	0,564	0,252	0,281	5,715	10,852
39	0,041	0,146	0,528	2,946	0,506	0,226	0,252	5,715	10,318
40	0,037	0,130	0,473	2,639	0,453	0,202	0,226	5,715	9,839
41	0,033	0,117	0,424	2,365	0,406	0,181	0,202	5,715	9,410
42	0,030	0,105	0,380	2,119	0,364	0,162	0,181	5,715	9,026
43	0,026	0,094	0,340	1,899	0,326	0,146	0,162	5,715	8,682
44	0,024	0,084	0,305	1,701	0,292	0,130	0,146	5,715	8,374
45	0,021	0,075	0,273	1,524	0,262	0,117	0,130	5,715	8,097
46	0,019	0,067	0,245	1,366	0,235	0,105	0,117	5,715	7,849
47	0,017	0,060	0,219	1,224	0,210	0,094	0,105	5,715	7,628
48	0,015	0,054	0,197	1,097	0,188	0,084	0,094	5,715	7,429
49	0,014	0,049	0,176	0,983	0,169	0,075	0,084	5,715	7,251
50	0,012	0,044	0,158	0,881	0,151	0,067	0,075	5,715	7,091
51	0,011	0,039	0,141	0,789	0,135	0,060	0,067	5,715	6,948
52	0,010	0,035	0,127	0,707	0,121	0,054	0,060	5,715	6,820
53	0,009	0,031	0,114	0,633	0,109	0,049	0,054	5,715	6,705
54	0,008	0,028	0,102	0,568	0,097	0,044	0,049	5,715	6,602
55	0,007	0,025	0,091	0,509	0,087	0,039	0,044	5,715	6,510
56	0,006	0,023	0,082	0,456	0,078	0,035	0,039	5,715	6,427
57	0,006	0,020	0,073	0,408	0,070	0,031	0,035	5,715	6,353
58	0,005	0,018	0,066	0,366	0,063	0,028	0,031	5,715	6,287
59	0,005	0,016	0,059	0,328	0,056	0,025	0,028	5,715	6,227
60	0,004	0,015	0,053	0,294	0,050	0,023	0,025	5,715	6,174
61	0,004	0,013	0,047	0,263	0,045	0,020	0,023	5,715	6,126
62	0,003	0,012	0,042	0,236	0,040	0,018	0,020	5,715	6,084
63	0,003	0,010	0,038	0,211	0,036	0,016	0,018	5,715	6,045
64	0,003	0,009	0,034	0,189	0,033	0,015	0,016	5,715	6,011
65	0,002	0,008	0,030	0,170	0,029	0,013	0,015	5,715	5,980
66	0,002	0,008	0,027	0,152	0,026	0,012	0,013	5,715	5,953
67	0,002	0,007	0,024	0,136	0,023	0,010	0,012	5,715	5,928
68	0,002	0,006	0,022	0,122	0,021	0,009	0,010	5,715	5,906
69	0,002	0,005	0,020	0,109	0,019	0,008	0,009	5,715	5,886
70	0,001	0,005	0,018	0,098	0,017	0,008	0,008	5,715	5,868
71	0,001	0,004	0,016	0,088	0,015	0,007	0,008	5,715	5,852
72	0,001	0,004	0,014	0,079	0,014	0,006	0,007	5,715	5,838
Q maksimum									392,431

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.52

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 100 Tahun dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,987	13,289	63,789	10,632	3,987	3,987		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	0,405	1,614	0,000					5,715	7,329
2	2,137	8,519	5,380	0,000				5,715	19,615
3	5,320	21,210	28,397	25,825	0,000			5,715	81,148
4	4,201	16,750	70,699	136,307	4,304	0,000		5,715	233,775
5	3,373	13,448	55,833	339,355	22,718	1,614	0,000	5,715	438,683
6	2,708	10,797	44,827	267,997	56,559	8,519	1,614	5,715	396,029
7	2,174	8,669	35,991	215,170	44,666	21,210	8,519	5,715	339,940
8	1,746	6,960	28,896	172,756	35,862	16,750	21,210	5,715	288,149
9	1,464	5,835	23,200	138,703	28,793	13,448	16,750	5,715	232,444
10	1,264	5,041	19,451	111,362	23,117	10,797	13,448	5,715	188,931
11	1,092	4,354	16,803	93,365	18,560	8,669	10,797	5,715	158,264
12	0,943	3,762	14,515	80,653	15,561	6,960	8,669	5,715	135,834
13	0,815	3,249	12,539	69,671	13,442	5,835	6,960	5,715	117,412
14	0,704	2,807	10,831	60,185	11,612	5,041	5,835	5,715	102,026
15	0,608	2,425	9,357	51,990	10,031	4,354	5,041	5,715	88,913
16	0,525	2,095	8,083	44,911	8,665	3,762	4,354	5,715	77,585
17	0,454	1,809	6,982	38,796	7,485	3,249	3,762	5,715	67,799
18	0,412	1,643	6,031	33,514	6,466	2,807	3,249	5,715	59,426
19	0,369	1,472	5,477	28,951	5,586	2,425	2,807	5,715	52,433
20	0,331	1,319	4,908	26,290	4,825	2,095	2,425	5,715	47,577
21	0,296	1,182	4,397	23,557	4,382	1,809	2,095	5,715	43,138
22	0,266	1,059	3,940	21,108	3,926	1,643	1,809	5,715	39,201
23	0,238	0,949	3,531	18,914	3,518	1,472	1,643	5,715	35,742
24	0,213	0,850	3,164	16,947	3,152	1,319	1,472	5,715	32,620
25	0,191	0,762	2,835	15,185	2,825	1,182	1,319	5,715	29,823
26	0,171	0,683	2,540	13,607	2,531	1,059	1,182	5,715	27,317
27	0,153	0,612	2,276	12,192	2,268	0,949	1,059	5,715	25,071
28	0,138	0,548	2,039	10,925	2,032	0,850	0,949	5,715	23,059
29	0,123	0,491	1,827	9,789	1,821	0,762	0,850	5,715	21,256
30	0,110	0,440	1,637	8,771	1,631	0,683	0,762	5,715	19,640
31	0,099	0,394	1,467	7,859	1,462	0,612	0,683	5,715	18,192
32	0,089	0,353	1,315	7,042	1,310	0,548	0,612	5,715	16,895
33	0,079	0,317	1,178	6,310	1,174	0,491	0,548	5,715	15,733
34	0,071	0,284	1,055	5,654	1,052	0,440	0,491	5,715	14,691
35	0,064	0,254	0,946	5,066	0,942	0,394	0,440	5,715	13,758
36	0,057	0,228	0,847	4,540	0,844	0,353	0,394	5,715	12,922

Lanjutan Tabel 4.52

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 100 Tahun dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,987	13,289	63,789	10,632	3,987	3,987		
37	0,051	0,204	0,759	4,068	0,757	0,317	0,353	5,715	12,173
38	0,046	0,183	0,680	3,645	0,678	0,284	0,317	5,715	11,501
39	0,041	0,164	0,610	3,266	0,607	0,254	0,284	5,715	10,900
40	0,037	0,147	0,546	2,926	0,544	0,228	0,254	5,715	10,361
41	0,033	0,132	0,489	2,622	0,488	0,204	0,228	5,715	9,878
42	0,030	0,118	0,439	2,349	0,437	0,183	0,204	5,715	9,445
43	0,026	0,106	0,393	2,105	0,392	0,164	0,183	5,715	9,057
44	0,024	0,095	0,352	1,886	0,351	0,147	0,164	5,715	8,710
45	0,021	0,085	0,316	1,690	0,314	0,132	0,147	5,715	8,398
46	0,019	0,076	0,283	1,514	0,282	0,118	0,132	5,715	8,120
47	0,017	0,068	0,253	1,357	0,252	0,106	0,118	5,715	7,870
48	0,015	0,061	0,227	1,216	0,226	0,095	0,106	5,715	7,646
49	0,014	0,055	0,203	1,090	0,203	0,085	0,095	5,715	7,445
50	0,012	0,049	0,182	0,976	0,182	0,076	0,085	5,715	7,265
51	0,011	0,044	0,163	0,875	0,163	0,068	0,076	5,715	7,104
52	0,010	0,039	0,146	0,784	0,146	0,061	0,068	5,715	6,960
53	0,009	0,035	0,131	0,702	0,131	0,055	0,061	5,715	6,830
54	0,008	0,032	0,117	0,629	0,117	0,049	0,055	5,715	6,714
55	0,007	0,028	0,105	0,564	0,105	0,044	0,049	5,715	6,610
56	0,006	0,025	0,094	0,505	0,094	0,039	0,044	5,715	6,517
57	0,006	0,023	0,085	0,453	0,084	0,035	0,039	5,715	6,434
58	0,005	0,020	0,076	0,406	0,075	0,032	0,035	5,715	6,359
59	0,005	0,018	0,068	0,363	0,068	0,028	0,032	5,715	6,292
60	0,004	0,016	0,061	0,326	0,061	0,025	0,028	5,715	6,232
61	0,004	0,015	0,054	0,292	0,054	0,023	0,025	5,715	6,178
62	0,003	0,013	0,049	0,262	0,049	0,020	0,023	5,715	6,130
63	0,003	0,012	0,044	0,234	0,044	0,018	0,020	5,715	6,087
64	0,003	0,011	0,039	0,210	0,039	0,016	0,018	5,715	6,048
65	0,002	0,009	0,035	0,188	0,035	0,015	0,016	5,715	6,014
66	0,002	0,008	0,031	0,169	0,031	0,013	0,015	5,715	5,983
67	0,002	0,008	0,028	0,151	0,028	0,012	0,013	5,715	5,955
68	0,002	0,007	0,025	0,135	0,025	0,011	0,012	5,715	5,930
69	0,002	0,006	0,023	0,121	0,023	0,009	0,011	5,715	5,908
70	0,001	0,005	0,020	0,109	0,020	0,008	0,009	5,715	5,888
71	0,001	0,005	0,018	0,097	0,018	0,008	0,008	5,715	5,870
72	0,001	0,004	0,016	0,087	0,016	0,007	0,008	5,715	5,854
Q maksimum									438,683

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.53

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 1000 Tahun dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		5,473	19,610	83,458	17,330	5,473	5,473		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	0,405	2,216	0,000					5,715	7,931
2	2,137	11,694	7,939	0,000				5,715	25,349
3	5,320	29,114	41,904	33,788	0,000			5,715	110,522
4	4,201	22,992	104,326	178,336	7,016	0,000		5,715	318,385
5	3,373	18,460	82,389	443,991	37,031	2,216	0,000	5,715	589,801
6	2,708	14,821	66,148	350,630	92,195	11,694	2,216	5,715	543,419
7	2,174	11,900	53,109	281,515	72,808	29,114	11,694	5,715	465,855
8	1,746	9,554	42,640	226,023	58,457	22,992	29,114	5,715	394,495
9	1,464	8,010	34,235	181,470	46,934	18,460	22,992	5,715	317,816
10	1,264	6,919	28,703	145,699	37,682	14,821	18,460	5,715	257,999
11	1,092	5,977	24,795	122,153	30,254	11,900	14,821	5,715	215,615
12	0,943	5,163	21,419	105,521	25,365	9,554	11,900	5,715	184,637
13	0,815	4,460	18,502	91,153	21,911	8,010	9,554	5,715	159,307
14	0,704	3,853	15,983	78,742	18,928	6,919	8,010	5,715	138,151
15	0,608	3,328	13,807	68,021	16,351	5,977	6,919	5,715	120,119
16	0,525	2,875	11,927	58,759	14,125	5,163	5,977	5,715	104,542
17	0,454	2,484	10,303	50,759	12,201	4,460	5,163	5,715	91,086
18	0,412	2,256	8,900	43,847	10,540	3,853	4,460	5,715	79,572
19	0,369	2,021	8,082	37,877	9,105	3,328	3,853	5,715	69,982
20	0,331	1,811	7,242	34,397	7,865	2,875	3,328	5,715	63,233
21	0,296	1,623	6,489	30,821	7,142	2,484	2,875	5,715	57,149
22	0,266	1,454	5,814	27,616	6,400	2,256	2,484	5,715	51,739
23	0,238	1,303	5,210	24,745	5,735	2,021	2,256	5,715	46,984
24	0,213	1,167	4,668	22,173	5,138	1,811	2,021	5,715	42,694
25	0,191	1,046	4,183	19,868	4,604	1,623	1,811	5,715	38,849
26	0,171	0,937	3,748	17,802	4,125	1,454	1,623	5,715	35,405
27	0,153	0,840	3,358	15,951	3,697	1,303	1,454	5,715	32,318
28	0,138	0,752	3,009	14,293	3,312	1,167	1,303	5,715	29,552
29	0,123	0,674	2,696	12,807	2,968	1,046	1,167	5,715	27,074
30	0,110	0,604	2,416	11,476	2,659	0,937	1,046	5,715	24,854
31	0,099	0,541	2,165	10,282	2,383	0,840	0,937	5,715	22,864
32	0,089	0,485	1,940	9,213	2,135	0,752	0,840	5,715	21,081
33	0,079	0,435	1,738	8,256	1,913	0,674	0,752	5,715	19,484
34	0,071	0,389	1,557	7,397	1,714	0,604	0,674	5,715	18,052
35	0,064	0,349	1,396	6,628	1,536	0,541	0,604	5,715	16,770
36	0,057	0,313	1,250	5,939	1,376	0,485	0,541	5,715	15,620

Lanjutan Tabel 4.53

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 1000 Tahun dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		5,473	19,610	83,458	17,330	5,473	5,473		
37	0,051	0,280	1,120	5,322	1,233	0,435	0,485	5,715	14,590
38	0,046	0,251	1,004	4,768	1,105	0,389	0,435	5,715	13,668
39	0,041	0,225	0,900	4,273	0,990	0,349	0,389	5,715	12,841
40	0,037	0,202	0,806	3,829	0,887	0,313	0,349	5,715	12,100
41	0,033	0,181	0,722	3,430	0,795	0,280	0,313	5,715	11,436
42	0,030	0,162	0,647	3,074	0,712	0,251	0,280	5,715	10,842
43	0,026	0,145	0,580	2,754	0,638	0,225	0,251	5,715	10,309
44	0,024	0,130	0,520	2,468	0,572	0,202	0,225	5,715	9,831
45	0,021	0,116	0,466	2,211	0,512	0,181	0,202	5,715	9,403
46	0,019	0,104	0,417	1,981	0,459	0,162	0,181	5,715	9,020
47	0,017	0,093	0,374	1,775	0,411	0,145	0,162	5,715	8,676
48	0,015	0,084	0,335	1,591	0,369	0,130	0,145	5,715	8,368
49	0,014	0,075	0,300	1,425	0,330	0,116	0,130	5,715	8,092
50	0,012	0,067	0,269	1,277	0,296	0,104	0,116	5,715	7,845
51	0,011	0,060	0,241	1,144	0,265	0,093	0,104	5,715	7,624
52	0,010	0,054	0,216	1,026	0,238	0,084	0,093	5,715	7,425
53	0,009	0,048	0,193	0,919	0,213	0,075	0,084	5,715	7,248
54	0,008	0,043	0,173	0,823	0,191	0,067	0,075	5,715	7,088
55	0,007	0,039	0,155	0,738	0,171	0,060	0,067	5,715	6,946
56	0,006	0,035	0,139	0,661	0,153	0,054	0,060	5,715	6,818
57	0,006	0,031	0,125	0,592	0,137	0,048	0,054	5,715	6,703
58	0,005	0,028	0,112	0,531	0,123	0,043	0,048	5,715	6,600
59	0,005	0,025	0,100	0,476	0,110	0,039	0,043	5,715	6,508
60	0,004	0,022	0,090	0,426	0,099	0,035	0,039	5,715	6,426
61	0,004	0,020	0,080	0,382	0,088	0,031	0,035	5,715	6,352
62	0,003	0,018	0,072	0,342	0,079	0,028	0,031	5,715	6,286
63	0,003	0,016	0,065	0,307	0,071	0,025	0,028	5,715	6,226
64	0,003	0,014	0,058	0,275	0,064	0,022	0,025	5,715	6,173
65	0,002	0,013	0,052	0,246	0,057	0,020	0,022	5,715	6,126
66	0,002	0,012	0,046	0,221	0,051	0,018	0,020	5,715	6,083
67	0,002	0,010	0,042	0,198	0,046	0,016	0,018	5,715	6,045
68	0,002	0,009	0,037	0,177	0,041	0,014	0,016	5,715	6,010
69	0,002	0,008	0,033	0,159	0,037	0,013	0,014	5,715	5,980
70	0,001	0,007	0,030	0,142	0,033	0,012	0,013	5,715	5,952
71	0,001	0,007	0,027	0,127	0,030	0,010	0,012	5,715	5,928
72	0,001	0,006	0,024	0,114	0,026	0,009	0,010	5,715	5,905
Q maksimum									589,801

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.54

Debit Banjir Rancangan untuk *Probability Maximum Flood* (PMF) dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q _{PMF} HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		15,395	61,578	215,524	61,578	15,395	15,395		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	0,405	6,233	0,000					5,715	11,948
2	2,137	32,896	24,930	0,000				5,715	63,541
3	5,320	81,898	131,582	87,256	0,000			5,715	306,451
4	4,201	64,677	327,592	460,538	24,930	0,000		5,715	883,453
5	3,373	51,928	258,707	1146,573	131,582	6,233	0,000	5,715	1600,738
6	2,708	41,692	207,712	905,476	327,592	32,896	6,233	5,715	1527,315
7	2,174	33,474	166,768	726,990	258,707	81,898	32,896	5,715	1306,448
8	1,746	26,875	133,895	583,688	207,712	64,677	81,898	5,715	1104,460
9	1,464	22,532	107,502	468,632	166,768	51,928	64,677	5,715	887,754
10	1,264	19,464	90,129	376,256	133,895	41,692	51,928	5,715	719,079
11	1,092	16,814	77,857	315,451	107,502	33,474	41,692	5,715	598,504
12	0,943	14,525	67,256	272,500	90,129	26,875	33,474	5,715	510,473
13	0,815	12,547	58,099	235,397	77,857	22,532	26,875	5,715	439,022
14	0,704	10,839	50,188	203,346	67,256	19,464	22,532	5,715	379,340
15	0,608	9,363	43,355	175,658	58,099	16,814	19,464	5,715	328,468
16	0,525	8,088	37,452	151,741	50,188	14,525	16,814	5,715	284,523
17	0,454	6,987	32,352	131,080	43,355	12,547	14,525	5,715	246,561
18	0,412	6,345	27,947	113,233	37,452	10,839	12,547	5,715	214,077
19	0,369	5,685	25,379	97,815	32,352	9,363	10,839	5,715	187,148
20	0,331	5,094	22,740	88,826	27,947	8,088	9,363	5,715	167,774
21	0,296	4,564	20,376	79,592	25,379	6,987	8,088	5,715	150,701
22	0,266	4,090	18,258	71,317	22,740	6,345	6,987	5,715	135,452
23	0,238	3,665	16,360	63,903	20,376	5,685	6,345	5,715	122,049
24	0,213	3,284	14,659	57,259	18,258	5,094	5,685	5,715	109,954
25	0,191	2,942	13,135	51,306	16,360	4,564	5,094	5,715	99,117
26	0,171	2,636	11,769	45,972	14,659	4,090	4,564	5,715	89,407
27	0,153	2,362	10,546	41,193	13,135	3,665	4,090	5,715	80,706
28	0,138	2,117	9,449	36,910	11,769	3,284	3,665	5,715	72,910
29	0,123	1,897	8,467	33,073	10,546	2,942	3,284	5,715	65,924
30	0,110	1,700	7,587	29,635	9,449	2,636	2,942	5,715	59,664
31	0,099	1,523	6,798	26,554	8,467	2,362	2,636	5,715	54,056
32	0,089	1,365	6,091	23,793	7,587	2,117	2,362	5,715	49,030
33	0,079	1,223	5,458	21,320	6,798	1,897	2,117	5,715	44,527
34	0,071	1,096	4,891	19,103	6,091	1,700	1,897	5,715	40,492
35	0,064	0,982	4,382	17,117	5,458	1,523	1,700	5,715	36,876
36	0,057	0,880	3,927	15,338	4,891	1,365	1,523	5,715	33,637

Lanjutan Tabel 4.54

Debit Banjir Rancangan untuk *Probability Maximum Flood* (PMF) dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /det)	Q _{PMF} HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		15,395	61,578	215,524	61,578	15,395	15,395		
37	0,051	0,788	3,518	13,743	4,382	1,223	1,365	5,715	30,734
38	0,046	0,706	3,153	12,314	3,927	1,096	1,223	5,715	28,133
39	0,041	0,633	2,825	11,034	3,518	0,982	1,096	5,715	25,802
40	0,037	0,567	2,531	9,887	3,153	0,880	0,982	5,715	23,714
41	0,033	0,508	2,268	8,859	2,825	0,788	0,880	5,715	21,843
42	0,030	0,455	2,032	7,938	2,531	0,706	0,788	5,715	20,166
43	0,026	0,408	1,821	7,113	2,268	0,633	0,706	5,715	18,664
44	0,024	0,365	1,632	6,373	2,032	0,567	0,633	5,715	17,318
45	0,021	0,328	1,462	5,711	1,821	0,508	0,567	5,715	16,111
46	0,019	0,293	1,310	5,117	1,632	0,455	0,508	5,715	15,030
47	0,017	0,263	1,174	4,585	1,462	0,408	0,455	5,715	14,062
48	0,015	0,236	1,052	4,108	1,310	0,365	0,408	5,715	13,194
49	0,014	0,211	0,942	3,681	1,174	0,328	0,365	5,715	12,417
50	0,012	0,189	0,844	3,299	1,052	0,293	0,328	5,715	11,720
51	0,011	0,169	0,757	2,956	0,942	0,263	0,293	5,715	11,096
52	0,010	0,152	0,678	2,648	0,844	0,236	0,263	5,715	10,536
53	0,009	0,136	0,608	2,373	0,757	0,211	0,236	5,715	10,035
54	0,008	0,122	0,544	2,126	0,678	0,189	0,211	5,715	9,586
55	0,007	0,109	0,488	1,905	0,608	0,169	0,189	5,715	9,184
56	0,006	0,098	0,437	1,707	0,544	0,152	0,169	5,715	8,823
57	0,006	0,088	0,392	1,530	0,488	0,136	0,152	5,715	8,500
58	0,005	0,079	0,351	1,371	0,437	0,122	0,136	5,715	8,210
59	0,005	0,070	0,314	1,228	0,392	0,109	0,122	5,715	7,951
60	0,004	0,063	0,282	1,100	0,351	0,098	0,109	5,715	7,718
61	0,004	0,057	0,252	0,986	0,314	0,088	0,098	5,715	7,510
62	0,003	0,051	0,226	0,884	0,282	0,079	0,088	5,715	7,324
63	0,003	0,045	0,203	0,792	0,252	0,070	0,079	5,715	7,156
64	0,003	0,041	0,182	0,709	0,226	0,063	0,070	5,715	7,007
65	0,002	0,036	0,163	0,636	0,203	0,057	0,063	5,715	6,872
66	0,002	0,033	0,146	0,570	0,182	0,051	0,057	5,715	6,752
67	0,002	0,029	0,131	0,510	0,163	0,045	0,051	5,715	6,644
68	0,002	0,026	0,117	0,457	0,146	0,041	0,045	5,715	6,548
69	0,002	0,023	0,105	0,410	0,131	0,036	0,041	5,715	6,461
70	0,001	0,021	0,094	0,367	0,117	0,033	0,036	5,715	6,383
71	0,001	0,019	0,084	0,329	0,105	0,029	0,033	5,715	6,314
72	0,001	0,017	0,075	0,295	0,094	0,026	0,029	5,715	6,252
Q maksimum									1600,738

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.55

Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Nakayasu

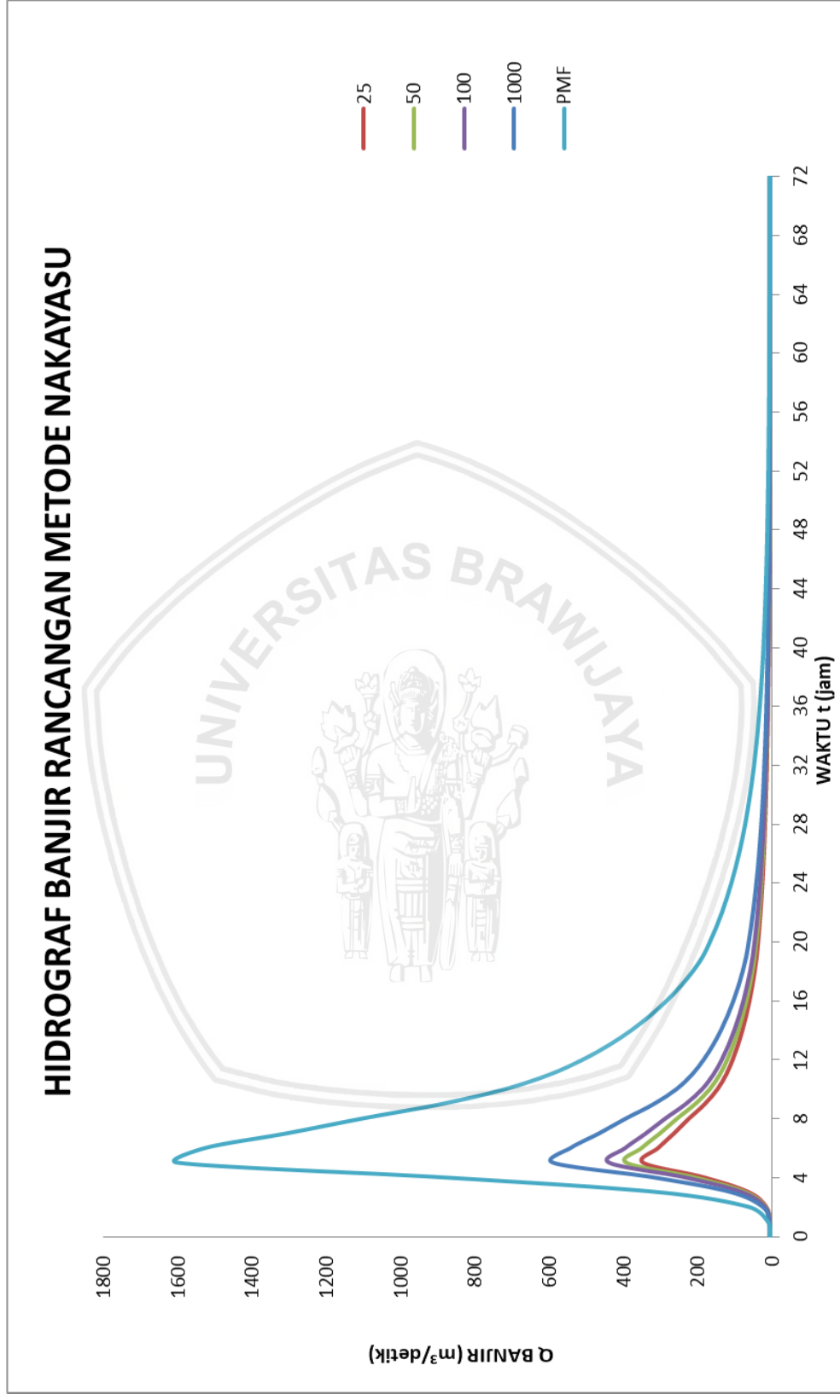
T (Jam)	Q ₂₅ HSS Nakayasu (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)	Q _{PMF} HSS Nakayasu (m ³ /det)
0	5,715	5,715	5,715	5,715	5,715
1	6,967	7,149	7,329	7,931	11,948
2	16,186	17,939	19,615	25,349	63,541
3	63,526	72,433	81,148	110,522	306,451
4	182,873	208,332	233,775	318,385	883,453
5	347,421	392,431	438,683	589,801	1600,738
6	307,450	351,927	396,029	543,419	1527,315
7	264,257	302,239	339,940	465,855	1306,448
8	224,226	256,302	288,149	394,495	1104,460
9	181,129	206,879	232,444	317,816	887,754
10	147,419	168,255	188,931	257,999	719,079
11	123,788	141,082	158,264	215,615	598,504
12	106,493	121,204	135,834	184,637	510,473
13	92,224	104,852	117,412	159,307	439,022
14	80,307	91,197	102,026	138,151	379,340
15	70,151	79,558	88,913	120,119	328,468
16	61,378	69,503	77,585	104,542	284,523
17	53,799	60,818	67,799	91,086	246,561
18	47,314	53,387	59,426	79,572	214,077
19	41,883	47,174	52,433	69,982	187,148
20	38,162	42,879	47,577	63,233	167,774
21	34,713	38,935	43,138	57,149	150,701
22	31,663	35,441	39,201	51,739	135,452
23	28,982	32,370	35,742	46,984	122,049
24	26,563	29,599	32,620	42,694	109,954
25	24,396	27,116	29,823	38,849	99,117
26	22,454	24,891	27,317	35,405	89,407
27	20,713	22,897	25,071	32,318	80,706
28	19,154	21,111	23,059	29,552	72,910
29	17,757	19,510	21,256	27,074	65,924
30	16,505	18,076	19,640	24,854	59,664
31	15,383	16,791	18,192	22,864	54,056
32	14,378	15,640	16,895	21,081	49,030
33	13,478	14,608	15,733	19,484	44,527
34	12,671	13,683	14,691	18,052	40,492
35	11,947	12,855	13,758	16,770	36,876
36	11,299	12,113	12,922	15,620	33,637

Lanjutan Tabel 4.55

Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Nakayasu

T (Jam)	Q ₂₅ HSS Nakayasu (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)	Q _{PMF} HSS Nakayasu (m ³ /det)
37	10,719	11,448	12,173	14,590	30,734
38	10,199	10,852	11,501	13,668	28,133
39	9,733	10,318	10,900	12,841	25,802
40	9,315	9,839	10,361	12,100	23,714
41	8,941	9,410	9,878	11,436	21,843
42	8,605	9,026	9,445	10,842	20,166
43	8,305	8,682	9,057	10,309	18,664
44	8,036	8,374	8,710	9,831	17,318
45	7,794	8,097	8,398	9,403	16,111
46	7,578	7,849	8,120	9,020	15,030
47	7,385	7,628	7,870	8,676	14,062
48	7,211	7,429	7,646	8,368	13,194
49	7,055	7,251	7,445	8,092	12,417
50	6,916	7,091	7,265	7,845	11,720
51	6,791	6,948	7,104	7,624	11,096
52	6,679	6,820	6,960	7,425	10,536
53	6,579	6,705	6,830	7,248	10,035
54	6,489	6,602	6,714	7,088	9,586
55	6,409	6,510	6,610	6,946	9,184
56	6,337	6,427	6,517	6,818	8,823
57	6,272	6,353	6,434	6,703	8,500
58	6,214	6,287	6,359	6,600	8,210
59	6,162	6,227	6,292	6,508	7,951
60	6,116	6,174	6,232	6,426	7,718
61	6,074	6,126	6,178	6,352	7,510
62	6,037	6,084	6,130	6,286	7,324
63	6,003	6,045	6,087	6,226	7,156
64	5,973	6,011	6,048	6,173	7,007
65	5,947	5,980	6,014	6,126	6,872
66	5,922	5,953	5,983	6,083	6,752
67	5,901	5,928	5,955	6,045	6,644
68	5,882	5,906	5,930	6,010	6,548
69	5,864	5,886	5,908	5,980	6,461
70	5,849	5,868	5,888	5,952	6,383
71	5,835	5,852	5,870	5,928	6,314
72	5,822	5,838	5,854	5,905	6,252
Qmaks	347,421	392,431	438,683	589,801	1600,738

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4. 19 Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.1.6.2 Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I

Di dalam pengerjaan Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I terdapat beberapa parameter yang digunakan, beberapa parameter tersebut adalah sebagai berikut:

A. Diketahui karakteristik DAS sebagai berikut:

Luas DAS (A)	= 122 km ²
Luas DAS Hulu (Au)	= 40,26 km ²
Panjang Sungai Utama (L)	= 24,62 km
Slope sungai (S)	= 0,0046
Jumlah Pertemuan Sungai (JN)	= 45
Jumlah Pangsa Sungai Tingkat 1 (P1)	= 32
Jumlah Pangsa Sungai Semua Tingkat (PN)	= 52
Jumlah Panjang Sungai Tingkat 1 (L1)	= 25 km
Jumlah Panjang Sungai Semua Tingkat (LN)	= 64 km
Lebar DAS . $\frac{1}{4}$ L (Wu)	= 30,50 km
Lebar DAS . $\frac{3}{4}$ L (WL)	= 91,50 km

B. Perhitungan parameter-parameter Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I:

SF (Faktor Sumber)	= $L1 / LN$
	= $25 / 64$
	= 0,391
SN (Frekuensi Sumber)	= $P1 / PN$
	= $32 / 52$
	= 0,615
WF (Faktor Lebar)	= Wu / WL
	= $30,50 / 91,50$
	= 3,000
RUA (Luas DAS Bagian Hulu)	= Au / A
	= $40,26 / 122$
	= 0,330
SIM (Faktor Simetri)	= $WF \times RUA$
	= 0,990
D (Kerapatan Jaringan Kuras)	= LN / A
	= 0,525

Waktu Naik (TR)

$$TR = 0,43 (L / 100 \cdot SF)^3 + 1,0665 SIM + 1,2775$$

$$TR = 2,44$$

$$TR = 2 \text{ jam}$$

Waktu Dasar (TB)

$$TB = 27,4132 TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574}$$

$$TB = 27,932 \text{ jam}$$

$$TB = 28 \text{ jam}$$

Debit Maksimum Hidrograf Satuan (Qp)

$$Qp = 0,1836 A^{0,5886} JN^{0,2381} TR^{-0,4008}$$

$$Qp = 5,373 \text{ m}^3/\text{det}$$

Debit *Baseflow* (QB)

$$\begin{aligned} Q_B &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,943} \\ &= 0,4751 \cdot (122)^{0,6444} \cdot (0,525)^{0,943} \\ &= 5,715 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Koefisien Tampung (K)

$$K = 0,5617 A^{0,1793} S^{-0,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452}$$

$$K = 7,830$$

Debit Terhitung dalam (t) jam (Qt)

$$Qt = Qp \cdot e^{-t/K}$$

$$Qt = 5,373 \cdot e^{-((3-2,44)/7,830)}$$

$$Qt = 5,003 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4.56
Perhitungan Ordinatat Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I

t (jam)	Q (m ³ /dt)	Vol. Awal (m ³)	Ket.
0	0,000	0,000	Qp
1	1,513	2723,897	
2	3,694	9372,914	Tp
3	3,439	12839,878	
4	3,027	11639,449	
5	2,664	10243,900	
6	2,345	9015,675	
7	2,064	7934,712	
8	1,816	6983,354	
9	1,598	6146,062	
10	1,407	5409,161	
11	1,238	4760,612	
12	1,090	4189,823	
13	0,959	3687,471	
14	0,844	3245,350	
15	0,743	2856,238	
16	0,654	2513,780	
17	0,575	2212,383	
18	0,506	1947,122	
19	0,446	1713,665	Qt
20	0,392	1508,200	
21	0,345	1327,370	
22	0,304	1168,220	
23	0,267	1028,153	
24	0,235	904,879	
25	0,207	796,386	
26	0,182	700,901	
27	0,160	616,864	
28	0,141	542,903	
29	0,124	477,810	
30	0,109	420,521	
31	0,096	370,102	
32	0,085	325,727	
33	0,075	286,673	
34	0,066	252,301	
35	0,058	222,051	

Lanjutan Tabel 4.56

Perhitungan Ordinatif Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I

t (jam)	Q (m ³ /dt)	Vol. Awal (m ³)	Ket.
36	0,051	195,427	
37	0,045	171,996	
38	0,039	151,374	
39	0,035	133,225	
40	0,030	117,251	
41	0,027	103,193	
42	0,024	90,820	
43	0,021	79,931	
44	0,018	70,348	
45	0,016	61,913	
46	0,014	54,490	
47	0,012	47,957	
48	0,011	42,207	
49	0,010	37,146	
50	0,009	32,692	
51	0,007	28,773	
52	0,007	25,323	
53	0,006	22,287	
54	0,005	19,615	
55	0,004	17,263	
56	0,004	15,193	
57	0,003	13,371	
58	0,003	11,768	
59	0,003	10,357	
60	0,002	9,115	
61	0,002	8,022	
62	0,002	7,061	
63	0,002	6,214	
64	0,001	5,469	
65	0,001	4,813	
66	0,001	4,236	
67	0,001	3,728	
68	0,001	3,281	
69	0,001	2,888	
70	0,001	2,542	
71	0,001	2,237	
72	0,001	1,969	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

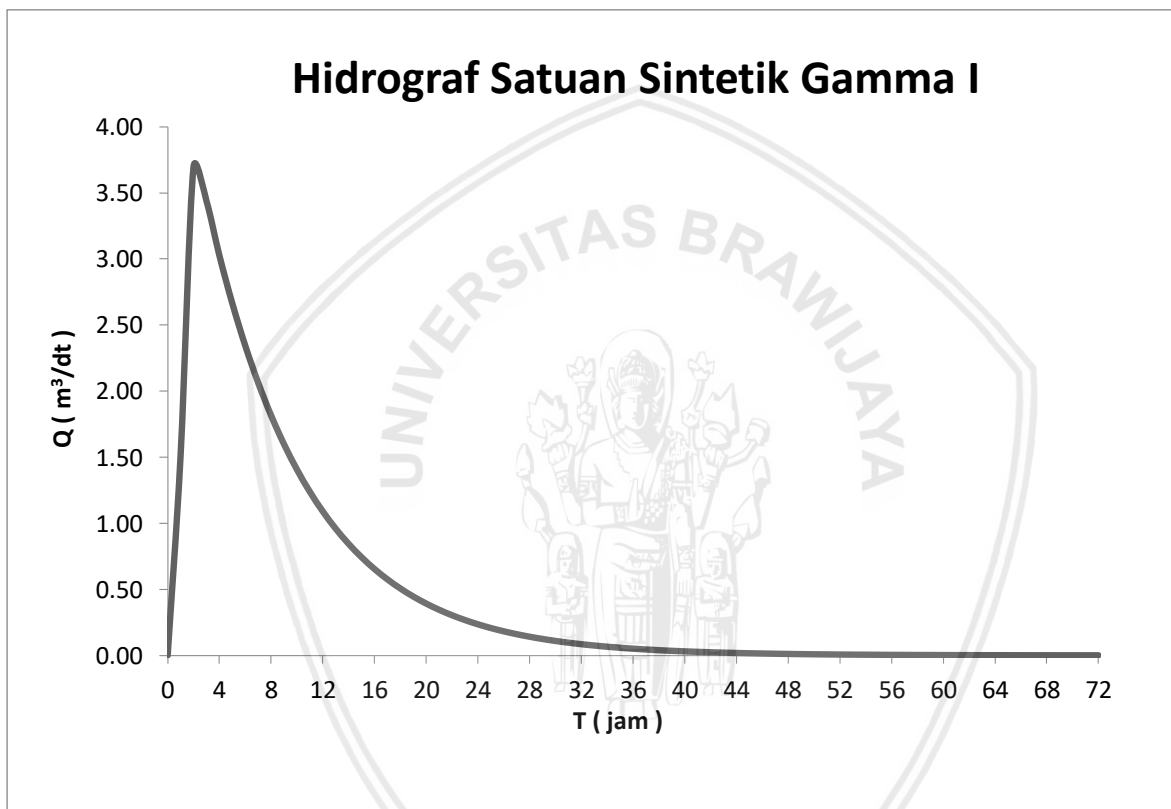
Kontrol untuk ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I

$$\text{Jumlah Volume} = 122000 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Luas DAS} &= 122 \text{ km}^2 \\ &= 122000000 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman Hujan (Ro)} &= \text{Volume} / \text{Luas DAS} \\ &= 122000 / 122000000 \\ &= 0,001 \text{ m} = 1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai kedalaman hujan (Ro) adalah 1 mm.



Gambar 4. 20 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Gamma 1
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.57

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 25 Tahun dengan Metode Gamma I

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,093	9,537	51,811	6,702	3,093	3,093		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	1,513	4,681	0,000					5,715	10,396
2	3,694	11,426	14,433	0,000				5,715	31,574
3	3,439	10,639	35,230	78,404	0,000			5,715	129,988
4	3,027	9,363	32,802	191,384	10,142	0,000		5,715	249,407
5	2,664	8,240	28,869	178,197	24,756	4,681	0,000	5,715	250,459
6	2,345	7,252	25,408	156,831	23,050	11,426	4,681	5,715	234,364
7	2,064	6,383	22,362	138,028	20,287	10,639	11,426	5,715	214,838
8	1,816	5,618	19,681	121,478	17,854	9,363	10,639	5,715	190,348
9	1,598	4,944	17,321	106,913	15,714	8,240	9,363	5,715	168,210
10	1,407	4,351	15,244	94,095	13,830	7,252	8,240	5,715	148,728
11	1,238	3,830	13,416	82,813	12,171	6,383	7,252	5,715	131,581
12	1,090	3,370	11,808	72,884	10,712	5,618	6,383	5,715	116,490
13	0,959	2,966	10,392	64,145	9,428	4,944	5,618	5,715	103,208
14	0,844	2,611	9,146	56,454	8,297	4,351	4,944	5,715	91,519
15	0,743	2,298	8,049	49,685	7,303	3,830	4,351	5,715	81,231
16	0,654	2,022	7,084	43,728	6,427	3,370	3,830	5,715	72,177
17	0,575	1,780	6,235	38,485	5,656	2,966	3,370	5,715	64,208
18	0,506	1,566	5,487	33,871	4,978	2,611	2,966	5,715	57,195
19	0,446	1,379	4,829	29,810	4,381	2,298	2,611	5,715	51,023
20	0,392	1,213	4,250	26,236	3,856	2,022	2,298	5,715	45,590
21	0,345	1,068	3,741	23,090	3,394	1,780	2,022	5,715	40,809
22	0,304	0,940	3,292	20,322	2,987	1,566	1,780	5,715	36,602
23	0,267	0,827	2,898	17,885	2,629	1,379	1,566	5,715	32,898
24	0,235	0,728	2,550	15,741	2,314	1,213	1,379	5,715	29,639
25	0,207	0,641	2,244	13,853	2,036	1,068	1,213	5,715	26,771
26	0,182	0,564	1,975	12,192	1,792	0,940	1,068	5,715	24,246
27	0,160	0,496	1,738	10,731	1,577	0,827	0,940	5,715	22,024
28	0,141	0,437	1,530	9,444	1,388	0,728	0,827	5,715	20,069
29	0,124	0,384	1,347	8,312	1,222	0,641	0,728	5,715	18,348
30	0,109	0,338	1,185	7,315	1,075	0,564	0,641	5,715	16,833
31	0,096	0,298	1,043	6,438	0,946	0,496	0,564	5,715	15,500
32	0,085	0,262	0,918	5,666	0,833	0,437	0,496	5,715	14,327
33	0,075	0,231	0,808	4,987	0,733	0,384	0,437	5,715	13,294
34	0,066	0,203	0,711	4,389	0,645	0,338	0,384	5,715	12,386
35	0,058	0,179	0,626	3,863	0,568	0,298	0,338	5,715	11,586
36	0,051	0,157	0,551	3,400	0,500	0,262	0,298	5,715	10,882

Lanjutan Tabel 4.57

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 25 Tahun dengan Metode Gamma I

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,093	9,537	51,811	6,702	3,093	3,093		
37	0,045	0,138	0,485	2,992	0,440	0,231	0,262	5,715	10,263
38	0,039	0,122	0,427	2,633	0,387	0,203	0,231	5,715	9,717
39	0,035	0,107	0,375	2,317	0,341	0,179	0,203	5,715	9,237
40	0,030	0,094	0,330	2,040	0,300	0,157	0,179	5,715	8,815
41	0,027	0,083	0,291	1,795	0,264	0,138	0,157	5,715	8,443
42	0,024	0,073	0,256	1,580	0,232	0,122	0,138	5,715	8,116
43	0,021	0,064	0,225	1,390	0,204	0,107	0,122	5,715	7,828
44	0,018	0,057	0,198	1,224	0,180	0,094	0,107	5,715	7,575
45	0,016	0,050	0,174	1,077	0,158	0,083	0,094	5,715	7,352
46	0,014	0,044	0,154	0,948	0,139	0,073	0,083	5,715	7,156
47	0,012	0,039	0,135	0,834	0,123	0,064	0,073	5,715	6,983
48	0,011	0,034	0,119	0,734	0,108	0,057	0,064	5,715	6,831
49	0,010	0,030	0,105	0,646	0,095	0,050	0,057	5,715	6,697
50	0,009	0,026	0,092	0,569	0,084	0,044	0,050	5,715	6,579
51	0,007	0,023	0,081	0,501	0,074	0,039	0,044	5,715	6,476
52	0,007	0,020	0,071	0,441	0,065	0,034	0,039	5,715	6,385
53	0,006	0,018	0,063	0,388	0,057	0,030	0,034	5,715	6,304
54	0,005	0,016	0,055	0,341	0,050	0,026	0,030	5,715	6,234
55	0,004	0,014	0,049	0,300	0,044	0,023	0,026	5,715	6,172
56	0,004	0,012	0,043	0,264	0,039	0,020	0,023	5,715	6,117
57	0,003	0,011	0,038	0,233	0,034	0,018	0,020	5,715	6,069
58	0,003	0,009	0,033	0,205	0,030	0,016	0,018	5,715	6,026
59	0,003	0,008	0,029	0,180	0,026	0,014	0,016	5,715	5,989
60	0,002	0,007	0,026	0,159	0,023	0,012	0,014	5,715	5,956
61	0,002	0,006	0,023	0,140	0,021	0,011	0,012	5,715	5,927
62	0,002	0,006	0,020	0,123	0,018	0,009	0,011	5,715	5,902
63	0,002	0,005	0,018	0,108	0,016	0,008	0,009	5,715	5,879
64	0,001	0,004	0,015	0,095	0,014	0,007	0,008	5,715	5,860
65	0,001	0,004	0,014	0,084	0,012	0,006	0,007	5,715	5,842
66	0,001	0,003	0,012	0,074	0,011	0,006	0,006	5,715	5,827
67	0,001	0,003	0,011	0,065	0,010	0,005	0,006	5,715	5,814
68	0,001	0,003	0,009	0,057	0,008	0,004	0,005	5,715	5,802
69	0,001	0,002	0,008	0,050	0,007	0,004	0,004	5,715	5,791
70	0,001	0,002	0,007	0,044	0,006	0,003	0,004	5,715	5,782
71	0,001	0,002	0,006	0,039	0,006	0,003	0,003	5,715	5,774
72	0,001	0,002	0,006	0,034	0,005	0,003	0,003	5,715	5,767
Q maksimum									250,459

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.58

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 50 Tahun dengan Metode Gamma 1

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,541	11,507	57,535	8,852	3,541	3,541		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	1,513	5,358	0,000					5,715	11,073
2	3,694	13,079	17,413	0,000				5,715	36,207
3	3,439	12,177	42,506	87,066	0,000			5,715	147,464
4	3,027	10,717	39,577	212,528	13,395	0,000		5,715	281,932
5	2,664	9,432	34,832	197,884	32,697	5,358	0,000	5,715	285,917
6	2,345	8,301	30,655	174,158	30,444	13,079	5,358	5,715	267,710
7	2,064	7,306	26,980	153,277	26,793	12,177	13,079	5,715	245,327
8	1,816	6,430	23,745	134,899	23,581	10,717	12,177	5,715	217,265
9	1,598	5,659	20,898	118,725	20,754	9,432	10,717	5,715	191,901
10	1,407	4,981	18,392	104,490	18,265	8,301	9,432	5,715	169,577
11	1,238	4,383	16,187	91,962	16,075	7,306	8,301	5,715	149,931
12	1,090	3,858	14,246	80,936	14,148	6,430	7,306	5,715	132,639
13	0,959	3,395	12,538	71,232	12,452	5,659	6,430	5,715	117,421
14	0,844	2,988	11,035	62,691	10,959	4,981	5,659	5,715	104,028
15	0,743	2,630	9,712	55,175	9,645	4,383	4,981	5,715	92,240
16	0,654	2,315	8,547	48,559	8,488	3,858	4,383	5,715	81,866
17	0,575	2,037	7,523	42,737	7,471	3,395	3,858	5,715	72,736
18	0,506	1,793	6,621	37,613	6,575	2,988	3,395	5,715	64,700
19	0,446	1,578	5,827	33,103	5,787	2,630	2,988	5,715	57,628
20	0,392	1,389	5,128	29,134	5,093	2,315	2,630	5,715	51,404
21	0,345	1,222	4,513	25,641	4,482	2,037	2,315	5,715	45,926
22	0,304	1,076	3,972	22,567	3,945	1,793	2,037	5,715	41,105
23	0,267	0,947	3,496	19,861	3,472	1,578	1,793	5,715	36,861
24	0,235	0,833	3,077	17,480	3,056	1,389	1,578	5,715	33,127
25	0,207	0,733	2,708	15,384	2,689	1,222	1,389	5,715	29,840
26	0,182	0,645	2,383	13,539	2,367	1,076	1,222	5,715	26,948
27	0,160	0,568	2,097	11,916	2,083	0,947	1,076	5,715	24,402
28	0,141	0,500	1,846	10,487	1,833	0,833	0,947	5,715	22,162
29	0,124	0,440	1,625	9,230	1,613	0,733	0,833	5,715	20,190
30	0,109	0,387	1,430	8,123	1,420	0,645	0,733	5,715	18,454
31	0,096	0,341	1,258	7,149	1,250	0,568	0,645	5,715	16,927
32	0,085	0,300	1,108	6,292	1,100	0,500	0,568	5,715	15,583
33	0,075	0,264	0,975	5,538	0,968	0,440	0,500	5,715	14,399
34	0,066	0,232	0,858	4,874	0,852	0,387	0,440	5,715	13,358
35	0,058	0,204	0,755	4,289	0,750	0,341	0,387	5,715	12,442
36	0,051	0,180	0,664	3,775	0,660	0,300	0,341	5,715	11,635

Lanjutan Tabel 4.58

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 50 Tahun dengan Metode Gamma I

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,541	11,507	57,535	8,852	3,541	3,541		
37	0,045	0,158	0,585	3,322	0,581	0,264	0,300	5,715	10,925
38	0,039	0,139	0,515	2,924	0,511	0,232	0,264	5,715	10,301
39	0,035	0,123	0,453	2,574	0,450	0,204	0,232	5,715	9,751
40	0,030	0,108	0,399	2,265	0,396	0,180	0,204	5,715	9,267
41	0,027	0,095	0,351	1,993	0,348	0,158	0,180	5,715	8,841
42	0,024	0,084	0,309	1,754	0,307	0,139	0,158	5,715	8,466
43	0,021	0,074	0,272	1,544	0,270	0,123	0,139	5,715	8,137
44	0,018	0,065	0,239	1,359	0,238	0,108	0,123	5,715	7,846
45	0,016	0,057	0,211	1,196	0,209	0,095	0,108	5,715	7,591
46	0,014	0,050	0,185	1,053	0,184	0,084	0,095	5,715	7,366
47	0,012	0,044	0,163	0,926	0,162	0,074	0,084	5,715	7,168
48	0,011	0,039	0,144	0,815	0,143	0,065	0,074	5,715	6,994
49	0,010	0,034	0,126	0,718	0,125	0,057	0,065	5,715	6,840
50	0,009	0,030	0,111	0,632	0,110	0,050	0,057	5,715	6,705
51	0,007	0,026	0,098	0,556	0,097	0,044	0,050	5,715	6,587
52	0,007	0,023	0,086	0,489	0,086	0,039	0,044	5,715	6,482
53	0,006	0,021	0,076	0,431	0,075	0,034	0,039	5,715	6,390
54	0,005	0,018	0,067	0,379	0,066	0,030	0,034	5,715	6,309
55	0,004	0,016	0,059	0,333	0,058	0,026	0,030	5,715	6,238
56	0,004	0,014	0,052	0,293	0,051	0,023	0,026	5,715	6,175
57	0,003	0,012	0,045	0,258	0,045	0,021	0,023	5,715	6,120
58	0,003	0,011	0,040	0,227	0,040	0,018	0,021	5,715	6,072
59	0,003	0,010	0,035	0,200	0,035	0,016	0,018	5,715	6,029
60	0,002	0,008	0,031	0,176	0,031	0,014	0,016	5,715	5,991
61	0,002	0,007	0,027	0,155	0,027	0,012	0,014	5,715	5,958
62	0,002	0,007	0,024	0,136	0,024	0,011	0,012	5,715	5,929
63	0,002	0,006	0,021	0,120	0,021	0,010	0,011	5,715	5,903
64	0,001	0,005	0,019	0,106	0,018	0,008	0,010	5,715	5,881
65	0,001	0,004	0,016	0,093	0,016	0,007	0,008	5,715	5,861
66	0,001	0,004	0,014	0,082	0,014	0,007	0,007	5,715	5,843
67	0,001	0,003	0,013	0,072	0,013	0,006	0,007	5,715	5,828
68	0,001	0,003	0,011	0,063	0,011	0,005	0,006	5,715	5,815
69	0,001	0,003	0,010	0,056	0,010	0,004	0,005	5,715	5,803
70	0,001	0,002	0,009	0,049	0,009	0,004	0,004	5,715	5,792
71	0,001	0,002	0,008	0,043	0,008	0,003	0,004	5,715	5,783
72	0,001	0,002	0,007	0,038	0,007	0,003	0,003	5,715	5,775
Q maksimum									285,917

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.59

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 100 Tahun dengan Metode Gamma 1

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,987	13,289	63,789	10,632	3,987	3,987		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	1,513	6,033	0,000					5,715	11,748
2	3,694	14,727	20,111	0,000				5,715	40,553
3	3,439	13,712	49,090	96,531	0,000			5,715	165,048
4	3,027	12,068	45,707	235,632	16,089	0,000		5,715	315,211
5	2,664	10,621	40,227	219,395	39,272	6,033	0,000	5,715	321,264
6	2,345	9,348	35,404	193,090	36,566	14,727	6,033	5,715	300,883
7	2,064	8,227	31,159	169,939	32,182	13,712	14,727	5,715	275,661
8	1,816	7,241	27,423	149,564	28,323	12,068	13,712	5,715	244,046
9	1,598	6,372	24,135	131,631	24,927	10,621	12,068	5,715	215,471
10	1,407	5,608	21,241	115,849	21,939	9,348	10,621	5,715	190,321
11	1,238	4,936	18,695	101,959	19,308	8,227	9,348	5,715	168,187
12	1,090	4,344	16,453	89,734	16,993	7,241	8,227	5,715	148,707
13	0,959	3,823	14,480	78,975	14,956	6,372	7,241	5,715	131,563
14	0,844	3,365	12,744	69,506	13,163	5,608	6,372	5,715	116,474
15	0,743	2,961	11,216	61,173	11,584	4,936	5,608	5,715	103,194
16	0,654	2,606	9,871	53,838	10,195	4,344	4,936	5,715	91,507
17	0,575	2,294	8,688	47,383	8,973	3,823	4,344	5,715	81,220
18	0,506	2,019	7,646	41,702	7,897	3,365	3,823	5,715	72,167
19	0,446	1,777	6,729	36,702	6,950	2,961	3,365	5,715	64,200
20	0,392	1,564	5,923	32,301	6,117	2,606	2,961	5,715	57,188
21	0,345	1,376	5,212	28,429	5,384	2,294	2,606	5,715	51,016
22	0,304	1,211	4,588	25,020	4,738	2,019	2,294	5,715	45,585
23	0,267	1,066	4,037	22,020	4,170	1,777	2,019	5,715	40,804
24	0,235	0,938	3,553	19,380	3,670	1,564	1,777	5,715	36,597
25	0,207	0,826	3,127	17,056	3,230	1,376	1,564	5,715	32,895
26	0,182	0,727	2,752	15,011	2,843	1,211	1,376	5,715	29,636
27	0,160	0,640	2,422	13,211	2,502	1,066	1,211	5,715	26,768
28	0,141	0,563	2,132	11,627	2,202	0,938	1,066	5,715	24,244
29	0,124	0,495	1,876	10,233	1,938	0,826	0,938	5,715	22,022
30	0,109	0,436	1,651	9,006	1,706	0,727	0,826	5,715	20,067
31	0,096	0,384	1,453	7,927	1,501	0,640	0,727	5,715	18,346
32	0,085	0,338	1,279	6,976	1,321	0,563	0,640	5,715	16,832
33	0,075	0,297	1,126	6,140	1,163	0,495	0,563	5,715	15,499
34	0,066	0,262	0,991	5,404	1,023	0,436	0,495	5,715	14,326
35	0,058	0,230	0,872	4,756	0,901	0,384	0,436	5,715	13,293
36	0,051	0,203	0,767	4,186	0,793	0,338	0,384	5,715	12,385

Lanjutan Tabel 4.59

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 100 Tahun dengan Metode Gamma I

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		3,987	13,289	63,789	10,632	3,987	3,987		
37	0,045	0,178	0,675	3,684	0,698	0,297	0,338	5,715	11,585
38	0,039	0,157	0,594	3,242	0,614	0,262	0,297	5,715	10,881
39	0,035	0,138	0,523	2,853	0,540	0,230	0,262	5,715	10,262
40	0,030	0,122	0,460	2,511	0,476	0,203	0,230	5,715	9,717
41	0,027	0,107	0,405	2,210	0,419	0,178	0,203	5,715	9,237
42	0,024	0,094	0,357	1,945	0,368	0,157	0,178	5,715	8,815
43	0,021	0,083	0,314	1,712	0,324	0,138	0,157	5,715	8,443
44	0,018	0,073	0,276	1,507	0,285	0,122	0,138	5,715	8,116
45	0,016	0,064	0,243	1,326	0,251	0,107	0,122	5,715	7,828
46	0,014	0,056	0,214	1,167	0,221	0,094	0,107	5,715	7,575
47	0,012	0,050	0,188	1,027	0,195	0,083	0,094	5,715	7,352
48	0,011	0,044	0,166	0,904	0,171	0,073	0,083	5,715	7,156
49	0,010	0,039	0,146	0,796	0,151	0,064	0,073	5,715	6,983
50	0,009	0,034	0,128	0,700	0,133	0,056	0,064	5,715	6,831
51	0,007	0,030	0,113	0,616	0,117	0,050	0,056	5,715	6,697
52	0,007	0,026	0,099	0,542	0,103	0,044	0,050	5,715	6,579
53	0,006	0,023	0,088	0,477	0,090	0,039	0,044	5,715	6,476
54	0,005	0,020	0,077	0,420	0,080	0,034	0,039	5,715	6,385
55	0,004	0,018	0,068	0,370	0,070	0,030	0,034	5,715	6,304
56	0,004	0,016	0,060	0,325	0,062	0,026	0,030	5,715	6,234
57	0,003	0,014	0,053	0,286	0,054	0,023	0,026	5,715	6,171
58	0,003	0,012	0,046	0,252	0,048	0,020	0,023	5,715	6,117
59	0,003	0,011	0,041	0,222	0,042	0,018	0,020	5,715	6,069
60	0,002	0,009	0,036	0,195	0,037	0,016	0,018	5,715	6,026
61	0,002	0,008	0,032	0,172	0,033	0,014	0,016	5,715	5,989
62	0,002	0,007	0,028	0,151	0,029	0,012	0,014	5,715	5,956
63	0,002	0,006	0,024	0,133	0,025	0,011	0,012	5,715	5,927
64	0,001	0,006	0,021	0,117	0,022	0,009	0,011	5,715	5,902
65	0,001	0,005	0,019	0,103	0,020	0,008	0,009	5,715	5,879
66	0,001	0,004	0,017	0,091	0,017	0,007	0,008	5,715	5,860
67	0,001	0,004	0,015	0,080	0,015	0,006	0,007	5,715	5,842
68	0,001	0,003	0,013	0,070	0,013	0,006	0,006	5,715	5,827
69	0,001	0,003	0,011	0,062	0,012	0,005	0,006	5,715	5,814
70	0,001	0,003	0,010	0,054	0,010	0,004	0,005	5,715	5,802
71	0,001	0,002	0,009	0,048	0,009	0,004	0,004	5,715	5,791
72	0,001	0,002	0,008	0,042	0,008	0,003	0,004	5,715	5,782
Q maksimum									321,264

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.60

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 1000 Tahun dengan Metode Gamma 1

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		5,473	19,610	83,458	17,330	5,473	5,473		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	1,513	8,282	0,000					5,715	13,997
2	3,694	20,215	29,676	0,000				5,715	55,606
3	3,439	18,822	72,439	126,295	0,000			5,715	223,271
4	3,027	16,566	67,447	308,286	26,225	0,000		5,715	424,239
5	2,664	14,580	59,360	287,043	64,016	8,282	0,000	5,715	438,995
6	2,345	12,831	52,243	252,627	59,605	20,215	8,282	5,715	411,518
7	2,064	11,293	45,979	222,337	52,458	18,822	20,215	5,715	376,821
8	1,816	9,939	40,467	195,680	46,168	16,566	18,822	5,715	333,357
9	1,598	8,747	35,615	172,218	40,633	14,580	16,566	5,715	294,073
10	1,407	7,699	31,345	151,569	35,761	12,831	14,580	5,715	259,500
11	1,238	6,775	27,586	133,396	31,473	11,293	12,831	5,715	229,071
12	1,090	5,963	24,279	117,402	27,700	9,939	11,293	5,715	202,291
13	0,959	5,248	21,368	103,326	24,379	8,747	9,939	5,715	178,722
14	0,844	4,619	18,806	90,937	21,456	7,699	8,747	5,715	157,979
15	0,743	4,065	16,551	80,034	18,883	6,775	7,699	5,715	139,723
16	0,654	3,578	14,567	70,438	16,619	5,963	6,775	5,715	123,655
17	0,575	3,149	12,820	61,993	14,627	5,248	5,963	5,715	109,515
18	0,506	2,771	11,283	54,560	12,873	4,619	5,248	5,715	97,069
19	0,446	2,439	9,930	48,018	11,329	4,065	4,619	5,715	86,116
20	0,392	2,147	8,740	42,261	9,971	3,578	4,065	5,715	76,476
21	0,345	1,889	7,692	37,194	8,776	3,149	3,578	5,715	67,992
22	0,304	1,663	6,769	32,735	7,723	2,771	3,149	5,715	60,525
23	0,267	1,463	5,958	28,810	6,797	2,439	2,771	5,715	53,954
24	0,235	1,288	5,244	25,355	5,982	2,147	2,439	5,715	48,170
25	0,207	1,133	4,615	22,315	5,265	1,889	2,147	5,715	43,080
26	0,182	0,998	4,062	19,640	4,634	1,663	1,889	5,715	38,600
27	0,160	0,878	3,575	17,285	4,078	1,463	1,663	5,715	34,657
28	0,141	0,773	3,146	15,213	3,589	1,288	1,463	5,715	31,187
29	0,124	0,680	2,769	13,389	3,159	1,133	1,288	5,715	28,133
30	0,109	0,599	2,437	11,783	2,780	0,998	1,133	5,715	25,445
31	0,096	0,527	2,145	10,371	2,447	0,878	0,998	5,715	23,079
32	0,085	0,464	1,887	9,127	2,153	0,773	0,878	5,715	20,997
33	0,075	0,408	1,661	8,033	1,895	0,680	0,773	5,715	19,165
34	0,066	0,359	1,462	7,070	1,668	0,599	0,680	5,715	17,552
35	0,058	0,316	1,287	6,222	1,468	0,527	0,599	5,715	16,133
36	0,051	0,278	1,132	5,476	1,292	0,464	0,527	5,715	14,884

Lanjutan Tabel 4.60

Debit Banjir Rancangan untuk Kala Ulang 1000 Tahun dengan Metode Gamma I

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		5,473	19,610	83,458	17,330	5,473	5,473		
37	0,045	0,245	0,997	4,819	1,137	0,408	0,464	5,715	13,785
38	0,039	0,215	0,877	4,242	1,001	0,359	0,408	5,715	12,817
39	0,035	0,190	0,772	3,733	0,881	0,316	0,359	5,715	11,966
40	0,030	0,167	0,679	3,285	0,775	0,278	0,316	5,715	11,216
41	0,027	0,147	0,598	2,892	0,682	0,245	0,278	5,715	10,557
42	0,024	0,129	0,526	2,545	0,600	0,215	0,245	5,715	9,976
43	0,021	0,114	0,463	2,240	0,528	0,190	0,215	5,715	9,465
44	0,018	0,100	0,408	1,971	0,465	0,167	0,190	5,715	9,016
45	0,016	0,088	0,359	1,735	0,409	0,147	0,167	5,715	8,620
46	0,014	0,078	0,316	1,527	0,360	0,129	0,147	5,715	8,272
47	0,012	0,068	0,278	1,344	0,317	0,114	0,129	5,715	7,965
48	0,011	0,060	0,245	1,183	0,279	0,100	0,114	5,715	7,695
49	0,010	0,053	0,215	1,041	0,246	0,088	0,100	5,715	7,458
50	0,009	0,047	0,189	0,916	0,216	0,078	0,088	5,715	7,249
51	0,007	0,041	0,167	0,806	0,190	0,068	0,078	5,715	7,065
52	0,007	0,036	0,147	0,710	0,167	0,060	0,068	5,715	6,903
53	0,006	0,032	0,129	0,624	0,147	0,053	0,060	5,715	6,761
54	0,005	0,028	0,114	0,550	0,130	0,047	0,053	5,715	6,635
55	0,004	0,025	0,100	0,484	0,114	0,041	0,047	5,715	6,525
56	0,004	0,022	0,088	0,426	0,100	0,036	0,041	5,715	6,428
57	0,003	0,019	0,077	0,375	0,088	0,032	0,036	5,715	6,342
58	0,003	0,017	0,068	0,330	0,078	0,028	0,032	5,715	6,267
59	0,003	0,015	0,060	0,290	0,068	0,025	0,028	5,715	6,201
60	0,002	0,013	0,053	0,255	0,060	0,022	0,025	5,715	6,143
61	0,002	0,011	0,046	0,225	0,053	0,019	0,022	5,715	6,092
62	0,002	0,010	0,041	0,198	0,047	0,017	0,019	5,715	6,046
63	0,002	0,009	0,036	0,174	0,041	0,015	0,017	5,715	6,007
64	0,001	0,008	0,032	0,153	0,036	0,013	0,015	5,715	5,972
65	0,001	0,007	0,028	0,135	0,032	0,011	0,013	5,715	5,941
66	0,001	0,006	0,025	0,119	0,028	0,010	0,011	5,715	5,914
67	0,001	0,005	0,022	0,104	0,025	0,009	0,010	5,715	5,890
68	0,001	0,005	0,019	0,092	0,022	0,008	0,009	5,715	5,869
69	0,001	0,004	0,017	0,081	0,019	0,007	0,008	5,715	5,851
70	0,001	0,004	0,015	0,071	0,017	0,006	0,007	5,715	5,834
71	0,001	0,003	0,013	0,063	0,015	0,005	0,006	5,715	5,820
72	0,001	0,003	0,011	0,055	0,013	0,005	0,005	5,715	5,807
Q maksimum									438,995

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.61

Debit Banjir Rancangan untuk *Probability Maximum Flood* (PMF) dengan Metode Gamma 1

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		15,395	61,578	215,524	61,578	15,395	15,395		
0	0,000	0,000						5,715	5,715
1	1,513	23,296	0,000					5,715	29,011
2	3,694	56,866	93,185	0,000				5,715	155,766
3	3,439	52,948	227,464	326,148	0,000			5,715	612,274
4	3,027	46,599	211,790	796,124	93,185	0,000		5,715	1153,414
5	2,664	41,012	186,397	741,267	227,464	23,296	0,000	5,715	1225,151
6	2,345	36,095	164,049	652,390	211,790	56,866	23,296	5,715	1150,201
7	2,064	31,767	144,379	574,170	186,397	52,948	56,866	5,715	1052,242
8	1,816	27,958	127,069	505,328	164,049	46,599	52,948	5,715	929,665
9	1,598	24,606	111,833	444,740	144,379	41,012	46,599	5,715	818,885
10	1,407	21,656	98,425	391,416	127,069	36,095	41,012	5,715	721,388
11	1,238	19,059	86,624	344,486	111,833	31,767	36,095	5,715	635,580
12	1,090	16,774	76,238	303,183	98,425	27,958	31,767	5,715	560,060
13	0,959	14,763	67,097	266,832	86,624	24,606	27,958	5,715	493,595
14	0,844	12,993	59,052	234,839	76,238	21,656	24,606	5,715	435,099
15	0,743	11,435	51,972	206,682	67,097	19,059	21,656	5,715	383,617
16	0,654	10,064	45,741	181,902	59,052	16,774	19,059	5,715	338,307
17	0,575	8,857	40,256	160,092	51,972	14,763	16,774	5,715	298,430
18	0,506	7,795	35,430	140,897	45,741	12,993	14,763	5,715	263,334
19	0,446	6,861	31,182	124,004	40,256	11,435	12,993	5,715	232,446
20	0,392	6,038	27,443	109,136	35,430	10,064	11,435	5,715	205,261
21	0,345	5,314	24,153	96,051	31,182	8,857	10,064	5,715	181,336
22	0,304	4,677	21,257	84,534	27,443	7,795	8,857	5,715	160,279
23	0,267	4,116	18,708	74,399	24,153	6,861	7,795	5,715	141,747
24	0,235	3,623	16,465	65,479	21,257	6,038	6,861	5,715	125,437
25	0,207	3,188	14,491	57,628	18,708	5,314	6,038	5,715	111,083
26	0,182	2,806	12,754	50,718	16,465	4,677	5,314	5,715	98,450
27	0,160	2,470	11,224	44,637	14,491	4,116	4,677	5,715	87,331
28	0,141	2,174	9,879	39,285	12,754	3,623	4,116	5,715	77,545
29	0,124	1,913	8,694	34,575	11,224	3,188	3,623	5,715	68,933
30	0,109	1,684	7,652	30,430	9,879	2,806	3,188	5,715	61,353
31	0,096	1,482	6,734	26,781	8,694	2,470	2,806	5,715	54,682
32	0,085	1,304	5,927	23,570	7,652	2,174	2,470	5,715	48,811
33	0,075	1,148	5,216	20,744	6,734	1,913	2,174	5,715	43,644
34	0,066	1,010	4,591	18,257	5,927	1,684	1,913	5,715	39,096
35	0,058	0,889	4,040	16,068	5,216	1,482	1,684	5,715	35,094
36	0,051	0,782	3,556	14,141	4,591	1,304	1,482	5,715	31,572

Lanjutan Tabel 4.61

Debit Banjir Rancangan untuk *Probability Maximum Flood* (PMF) dengan Metode Gamma 1

T (Jam)	Q Unit Hidrograf Gamma 1 (m ³ /dt/mm)	CH Netto Jam-Jaman (mm)						Q Baseflow (m ³ /dt)	Total Debit Banjir (m ³ /dt)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		15,395	61,578	215,524	61,578	15,395	15,395		
37	0,045	0,689	3,130	12,446	4,040	1,148	1,304	5,715	28,471
38	0,039	0,606	2,754	10,954	3,556	1,010	1,148	5,715	25,743
39	0,035	0,533	2,424	9,640	3,130	0,889	1,010	5,715	23,342
40	0,030	0,469	2,133	8,485	2,754	0,782	0,889	5,715	21,228
41	0,027	0,413	1,878	7,467	2,424	0,689	0,782	5,715	19,368
42	0,024	0,364	1,653	6,572	2,133	0,606	0,689	5,715	17,731
43	0,021	0,320	1,454	5,784	1,878	0,533	0,606	5,715	16,291
44	0,018	0,282	1,280	5,090	1,653	0,469	0,533	5,715	15,023
45	0,016	0,248	1,127	4,480	1,454	0,413	0,469	5,715	13,907
46	0,014	0,218	0,991	3,943	1,280	0,364	0,413	5,715	12,925
47	0,012	0,192	0,873	3,470	1,127	0,320	0,364	5,715	12,060
48	0,011	0,169	0,768	3,054	0,991	0,282	0,320	5,715	11,299
49	0,010	0,149	0,676	2,688	0,873	0,248	0,282	5,715	10,630
50	0,009	0,131	0,595	2,366	0,768	0,218	0,248	5,715	10,041
51	0,007	0,115	0,524	2,082	0,676	0,192	0,218	5,715	9,522
52	0,007	0,101	0,461	1,832	0,595	0,169	0,192	5,715	9,066
53	0,006	0,089	0,406	1,613	0,524	0,149	0,169	5,715	8,664
54	0,005	0,079	0,357	1,419	0,461	0,131	0,149	5,715	8,310
55	0,004	0,069	0,314	1,249	0,406	0,115	0,131	5,715	7,999
56	0,004	0,061	0,276	1,099	0,357	0,101	0,115	5,715	7,725
57	0,003	0,054	0,243	0,968	0,314	0,089	0,101	5,715	7,484
58	0,003	0,047	0,214	0,852	0,276	0,079	0,089	5,715	7,272
59	0,003	0,041	0,188	0,749	0,243	0,069	0,079	5,715	7,085
60	0,002	0,036	0,166	0,660	0,214	0,061	0,069	5,715	6,921
61	0,002	0,032	0,146	0,581	0,188	0,054	0,061	5,715	6,777
62	0,002	0,028	0,128	0,511	0,166	0,047	0,054	5,715	6,649
63	0,002	0,025	0,113	0,450	0,146	0,041	0,047	5,715	6,537
64	0,001	0,022	0,100	0,396	0,128	0,036	0,041	5,715	6,439
65	0,001	0,019	0,088	0,348	0,113	0,032	0,036	5,715	6,352
66	0,001	0,017	0,077	0,307	0,100	0,028	0,032	5,715	6,276
67	0,001	0,015	0,068	0,270	0,088	0,025	0,028	5,715	6,208
68	0,001	0,013	0,060	0,237	0,077	0,022	0,025	5,715	6,149
69	0,001	0,012	0,053	0,209	0,068	0,019	0,022	5,715	6,097
70	0,001	0,010	0,046	0,184	0,060	0,017	0,019	5,715	6,051
71	0,001	0,009	0,041	0,162	0,053	0,015	0,017	5,715	6,011
72	0,001	0,008	0,036	0,142	0,046	0,013	0,015	5,715	5,976
Q maksimum									1225,151

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.62

Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Gamma 1

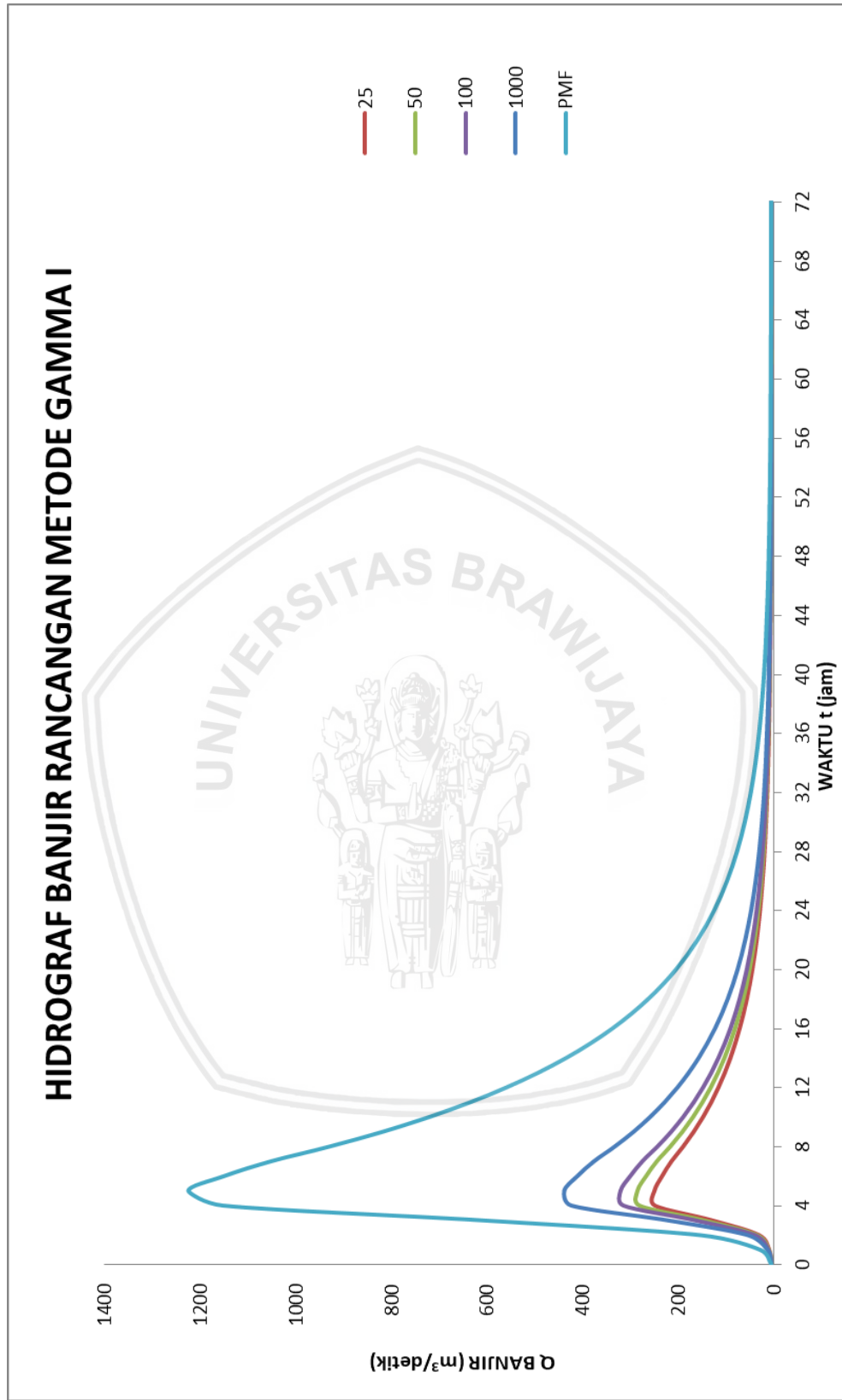
T (Jam)	Q ₂₅ HSS Gamma 1 (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Gamma 1 (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Gamma 1 (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Gamma 1 (m ³ /det)	Q _{PMF} HSS Gamma 1 (m ³ /det)
0	5,715	5,715	5,715	5,715	5,715
1	10,396	11,073	11,748	13,997	29,011
2	31,574	36,207	40,553	55,606	155,766
3	129,988	147,464	165,048	223,271	612,274
4	249,407	281,932	315,211	424,239	1153,414
5	250,459	285,917	321,264	438,995	1225,151
6	234,364	267,710	300,883	411,518	1150,201
7	214,838	245,327	275,661	376,821	1052,242
8	190,348	217,265	244,046	333,357	929,665
9	168,210	191,901	215,471	294,073	818,885
10	148,728	169,577	190,321	259,500	721,388
11	131,581	149,931	168,187	229,071	635,580
12	116,490	132,639	148,707	202,291	560,060
13	103,208	117,421	131,563	178,722	493,595
14	91,519	104,028	116,474	157,979	435,099
15	81,231	92,240	103,194	139,723	383,617
16	72,177	81,866	91,507	123,655	338,307
17	64,208	72,736	81,220	109,515	298,430
18	57,195	64,700	72,167	97,069	263,334
19	51,023	57,628	64,200	86,116	232,446
20	45,590	51,404	57,188	76,476	205,261
21	40,809	45,926	51,016	67,992	181,336
22	36,602	41,105	45,585	60,525	160,279
23	32,898	36,861	40,804	53,954	141,747
24	29,639	33,127	36,597	48,170	125,437
25	26,771	29,840	32,895	43,080	111,083
26	24,246	26,948	29,636	38,600	98,450
27	22,024	24,402	26,768	34,657	87,331
28	20,069	22,162	24,244	31,187	77,545
29	18,348	20,190	22,022	28,133	68,933
30	16,833	18,454	20,067	25,445	61,353
31	15,500	16,927	18,346	23,079	54,682
32	14,327	15,583	16,832	20,997	48,811
33	13,294	14,399	15,499	19,165	43,644
34	12,386	13,358	14,326	17,552	39,096
35	11,586	12,442	13,293	16,133	35,094
36	10,882	11,635	12,385	14,884	31,572

Lanjutan Tabel 4.62

Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Gamma 1

T (Jam)	Q ₂₅ HSS Gamma 1 (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Gamma 1 (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Gamma 1 (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Gamma 1 (m ³ /det)	Q _{PMF} HSS Gamma 1 (m ³ /det)
37	10,263	10,925	11,585	13,785	28,471
38	9,717	10,301	10,881	12,817	25,743
39	9,237	9,751	10,262	11,966	23,342
40	8,815	9,267	9,717	11,216	21,228
41	8,443	8,841	9,237	10,557	19,368
42	8,116	8,466	8,815	9,976	17,731
43	7,828	8,137	8,443	9,465	16,291
44	7,575	7,846	8,116	9,016	15,023
45	7,352	7,591	7,828	8,620	13,907
46	7,156	7,366	7,575	8,272	12,925
47	6,983	7,168	7,352	7,965	12,060
48	6,831	6,994	7,156	7,695	11,299
49	6,697	6,840	6,983	7,458	10,630
50	6,579	6,705	6,831	7,249	10,041
51	6,476	6,587	6,697	7,065	9,522
52	6,385	6,482	6,579	6,903	9,066
53	6,304	6,390	6,476	6,761	8,664
54	6,234	6,309	6,385	6,635	8,310
55	6,172	6,238	6,304	6,525	7,999
56	6,117	6,175	6,234	6,428	7,725
57	6,069	6,120	6,171	6,342	7,484
58	6,026	6,072	6,117	6,267	7,272
59	5,989	6,029	6,069	6,201	7,085
60	5,956	5,991	6,026	6,143	6,921
61	5,927	5,958	5,989	6,092	6,777
62	5,902	5,929	5,956	6,046	6,649
63	5,879	5,903	5,927	6,007	6,537
64	5,860	5,881	5,902	5,972	6,439
65	5,842	5,861	5,879	5,941	6,352
66	5,827	5,843	5,860	5,914	6,276
67	5,814	5,828	5,842	5,890	6,208
68	5,802	5,815	5,827	5,869	6,149
69	5,791	5,803	5,814	5,851	6,097
70	5,782	5,792	5,802	5,834	6,051
71	5,774	5,783	5,791	5,820	6,011
72	5,767	5,775	5,782	5,807	5,976
Qmaks	250,459	285,917	321,264	438,995	1225,151

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4. 21 Hidrograf Banjir Rancangan dengan Metode Gamma I
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.63

Perbandingan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu dan HSS Gamma I

Kala Ulang Debit	Nakayasu	Gamma I
25	347,421	250,459
50	392,431	285,917
100	438,683	321,264
1000	589,801	438,995
PMF	1600,738	1225,151

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Berdasarkan hasil analisis perhitungan debit banjir rancangan dengan menggunakan dua metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu dan metode Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I, terdapat perbedaan pada nilai debit hitung antara dua metode tersebut. Perhitungan dengan metode Nakayasu menghasilkan debit banjir rancangan yang nilainya lebih besar dibandingkan hasil perhitungan dengan metode Gamma I.

Dalam melakukan studi analisis keruntuhan bendungan, harus dilakukan dengan menggunakan debit banjir yang nilainya paling tinggi atau paling ekstrim. Oleh karena itu, maka dalam perhitungan analisis selanjutnya menggunakan nilai debit banjir rancangan berdasarkan hasil perhitungan dengan metode Nakayasu.

4.2 Lengkung Kapasitas Waduk

Pada saat melakukan analisis keruntuhan dari suatu bendungan, maka perlu dilakukan perhitungan terhadap penelusuran banjir yang melalui pelimpah. Untuk melakukan hal tersebut, salah satu hal yang perlu diketahui adalah tampungan dari waduk yang akan dilakukan analisis keruntuhan bendungannya. Kapasitas tampungan waduk dapat diketahui dari data lengkung kapasitas waduk yang bersangkutan.

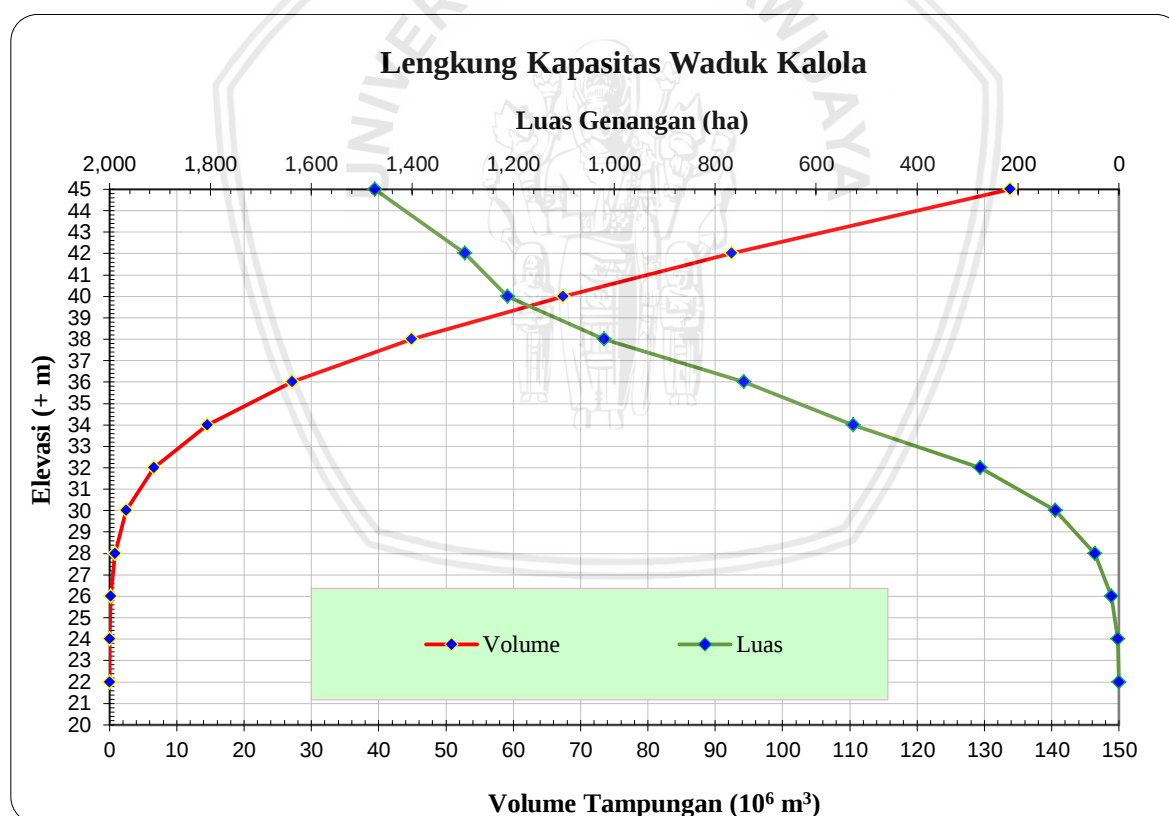
Lengkung kapasitas waduk yang dimaksud adalah suatu data yang menggambarkan hubungan antara elevasi, luas tampungan waduk, dan volume waduk. Berikut merupakan data lengkung kapasitas Waduk Kalola berdasarkan pengukuran pada tahun 2013 oleh pihak yang berwenang.

Tabel 4.64

Lengkung Kapasitas Waduk Kalola Hasil Pengukuran Tahun 2013

Elevasi (+ m)	H (m)	Luas Genangan (ha)	Volume Tampungan	
			(10^6 m^3)	(m^3)
22	0	0	0	0
24	2	1,93	0,01	10000
26	4	14,77	0,19	190000
28	6	48,2	0,81	810000
30	8	126,38	2,51	2510000
32	10	274,62	6,62	6620000
34	12	526,67	14,54	14540000
36	14	742,65	27,13	27130000
38	16	1019,54	44,90	44900000
40	18	1211,16	67,41	67410000
42	20	1296,21	92,45	92450000
45	23	1474,74	133,81	133810000

Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)



Gambar 4.22 Lengkung Kapasitas Waduk Kalola

Sumber: Hasil Analisis (2019)

4.3 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) Melalui Waduk

Penelusuran banjir (*flood routing*) melalui waduk dilakukan untuk memperkirakan waktu dan besaran debit yang melewati waduk dan keluar dari tampungan melalui pelimpah. Sehingga dapat diketahui nilai debit air tampungan yang keluar dari waduk

akibat adanya debit yang masuk ke waduk. Suatu bendungan di desain dengan debit kala ulang Q_{1000} , tetapi juga harus mampu untuk dilewati Q_{PMF} . Sehingga, pada studi ini dilakukan perhitungan dengan desain Q_{1000} , tetapi juga dilakukan perhitungan dengan pengaliran debit Q_{PMF} untuk mengetahui Bendungan Kalola mengalami *overtopping* atau tidak. Berikut merupakan perhitungan *flood routing*.

Parameter Routing

Data:

C mula-mula	= 2,000
Q_{1000}	= 589,801 m ³ /det
Panjang Pelimpah (B)	= 76,00 m
Tinggi Ambang Pelimpah (W)	= 7,50 m

Perhitungan Awal:

$$H_d = \left(\frac{Q_{1000}}{C \cdot L} \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$= 2,490 \text{ m}$$

$$a = \frac{\left(0,6 - \left(0,0416 \times \left(\frac{H_d}{W} \right)^{0,99} \right) \right)}{1 + \left(0,6 - \left(0,0416 \times \left(\frac{H_d}{W} \right)^{0,99} \right) \right)}$$

$$= 0,578$$

$$C_{hitung} = 1,6 \times \frac{1 + 2a \left(\frac{h}{H_d} \right)}{1 + a \left(\frac{h}{H_d} \right)}$$

$$= 2,186$$

Tabel 4.65

Perhitungan Nilai Koefisien Limpahan (C)

C_{Asumsi}	H_d	a	C_{Hitung}
2,000	2,490	0,578	2,186
2,186	2,346	0,579	2,187
2,187	2,345	0,579	2,187

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Tabel 4.66
Hubungan H-C-Q di Atas Pelimpah

Elevasi (+m)	H (m)	H/H _d	k _a	L (m)	C	Q (m ³ /det)
39,500	0,000	0,000	0,1672	76,000	1,600	0,000
39,600	0,100	0,043	0,1669	75,949	1,639	3,935
39,700	0,200	0,085	0,1665	75,897	1,675	11,373
39,800	0,300	0,128	0,1662	75,846	1,710	21,316
39,900	0,400	0,171	0,1658	75,795	1,744	33,438
40,000	0,500	0,213	0,1653	75,745	1,776	47,558
40,100	0,600	0,256	0,1643	75,695	1,807	63,553
40,200	0,700	0,299	0,1633	75,645	1,836	81,334
40,300	0,800	0,341	0,1623	75,596	1,864	100,828
40,400	0,900	0,384	0,1613	75,548	1,891	121,977
40,500	1,000	0,426	0,1595	75,501	1,917	144,730
40,600	1,100	0,469	0,1571	75,456	1,942	169,044
40,700	1,200	0,512	0,1548	75,412	1,966	194,876
40,800	1,300	0,554	0,1525	75,370	1,989	222,189
40,900	1,400	0,597	0,1502	75,328	2,011	250,949
41,000	1,500	0,640	0,1474	75,288	2,033	281,128
41,100	1,600	0,682	0,1446	75,249	2,053	312,693
41,200	1,700	0,725	0,1418	75,212	2,073	345,618
41,300	1,800	0,768	0,1389	75,176	2,092	379,874
41,400	1,900	0,810	0,1358	75,142	2,111	415,444
41,500	2,000	0,853	0,1317	75,113	2,129	452,323
41,600	2,100	0,896	0,1276	75,086	2,146	490,472
41,700	2,200	0,938	0,1235	75,060	2,163	529,871
41,800	2,300	0,981	0,1194	75,037	2,180	570,500
41,900	2,400	1,023	0,1146	75,018	2,195	612,369
42,000	2,500	1,066	0,1092	75,004	2,211	655,466
42,100	2,600	1,109	0,1038	74,992	2,226	699,754
42,200	2,700	1,151	0,0984	74,983	2,240	745,219
42,300	2,800	1,194	0,0930	74,975	2,254	791,847
42,400	2,900	1,237	0,0845	74,988	2,268	839,827
42,500	3,000	1,279	0,0755	75,007	2,281	889,018
42,600	3,100	1,322	0,0665	75,030	2,294	939,385
42,700	3,200	1,365	0,0575	75,056	2,306	990,920
42,800	3,300	1,407	0,0000	75,406	2,319	1048,063
42,900	3,400	1,450	0,0000	75,388	2,330	1101,393
43,000	3,500	1,493	0,0000	75,370	2,342	1155,751
43,100	3,600	1,535	0,0000	75,352	2,353	1211,122
43,200	3,700	1,578	0,0000	75,334	2,364	1267,493
43,300	3,800	1,621	0,0000	75,316	2,375	1324,851
43,400	3,900	1,663	0,0000	75,298	2,385	1383,182
43,500	4,000	1,706	0,0000	75,280	2,395	1442,476
43,600	4,100	1,748	0,0000	75,262	2,405	1502,719
43,700	4,200	1,791	0,0000	75,244	2,415	1563,899
43,800	4,300	1,834	0,0000	75,226	2,424	1626,006
43,900	4,400	1,876	0,0000	75,208	2,433	1689,028

Lanjutan Tabel 4.66

Hubungan H-C-Q di Atas Pelimpah

Elevasi (+m)	H (m)	H/H _d	k _a	L (m)	C	Q (m ³ /det)
44,000	4,500	1,919	0,0000	75,190	2,442	1752,954
44,100	4,600	1,962	0,0000	75,172	2,451	1817,773
44,200	4,700	2,004	0,0000	75,154	2,460	1883,476
44,300	4,800	2,047	0,0000	75,136	2,468	1950,051
44,400	4,900	2,090	0,0000	75,118	2,476	2017,491
44,500	5,000	2,132	0,0000	75,100	2,484	2085,783
44,600	5,100	2,175	0,0000	75,082	2,492	2154,920
44,700	5,200	2,218	0,0000	75,064	2,500	2224,893
44,800	5,300	2,260	0,0000	75,046	2,507	2295,691
44,900	5,400	2,303	0,0000	75,028	2,514	2367,307
45,000	5,500	2,345	0,0000	75,010	2,522	2439,732
45,100	5,600	2,388	0,0000	74,992	2,529	2512,957
45,200	5,700	2,431	0,0000	74,974	2,536	2586,976

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Contoh perhitungan untuk elevasi +39,50 m

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

$$H/H_d = 0/2,345$$

$$= 0 \text{ m}$$

Tabel 4.67

Hubungan H/H_d dengan K_a

H/H _d	k _a
0,0	0,1672
0,2	0,1656
0,4	0,1609
0,6	0,1500
0,8	0,1368
1,0	0,1176
1,2	0,0922
1,4	0,0500

Sumber: Sosrodarsono (2012,p.207)

$$K_a = 0,1672$$

$$\begin{aligned}
 L &= L' - (2 \times (N.K_p + K_a) \times H \\
 &= 76 - (2 \times (3.0,03 + 0,170) \times 0 \\
 &= 76,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$C = 1,6 \times \frac{1 + 2a \left(\frac{h}{Hd} \right)}{1 + a \left(\frac{h}{Hd} \right)}$$

$$= 1,6$$

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

$$= 1,6 \cdot 76,00 \cdot (0^{3/2})$$

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

Tabel 4.68

Hubungan H-S-Q di Atas Pelimpah

Elevasi (+m)	H (m)	ΔS (m ³)	$\Delta S/\Delta T$ (m ³ /det)	Q (m ³ /det)	Ψ (m ³ /det)	Φ (m ³ /det)
39,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
39,600	0,100	1125500	312,639	3,935	310,671	314,607
39,700	0,200	2251000	625,278	11,373	619,591	630,964
39,800	0,300	3376500	937,917	21,316	927,259	948,575
39,900	0,400	4502000	1250,556	33,438	1233,836	1267,275
40,000	0,500	5627500	1563,194	47,558	1539,416	1586,973
40,100	0,600	6879500	1910,972	63,553	1879,196	1942,749
40,200	0,700	8131500	2258,750	81,334	2218,083	2299,417
40,300	0,800	9383500	2606,528	100,828	2556,114	2656,942
40,400	0,900	10635500	2954,306	121,977	2893,317	3015,294
40,500	1,000	11887500	3302,083	144,730	3229,718	3374,448
40,600	1,100	13139500	3649,861	169,044	3565,339	3734,383
40,700	1,200	14391500	3997,639	194,876	3900,201	4095,077
40,800	1,300	15643500	4345,417	222,189	4234,322	4456,511
40,900	1,400	16895500	4693,194	250,949	4567,720	4818,669
41,000	1,500	18147500	5040,972	281,128	4900,408	5181,536
41,100	1,600	19399500	5388,750	312,693	5232,403	5545,097
41,200	1,700	20651500	5736,528	345,618	5563,719	5909,337
41,300	1,800	21903500	6084,306	379,874	5894,369	6274,243
41,400	1,900	23155500	6432,083	415,444	6224,361	6639,805
41,500	2,000	24407500	6779,861	452,323	6553,699	7006,023
41,600	2,100	25659500	7127,639	490,472	6882,403	7372,875
41,700	2,200	26911500	7475,417	529,871	7210,481	7740,352
41,800	2,300	28163500	7823,194	570,500	7537,945	8108,444
41,900	2,400	29415500	8170,972	612,369	7864,788	8477,157
42,000	2,500	30667500	8518,750	655,466	8191,017	8846,483
42,100	2,600	32046000	8901,667	699,754	8551,790	9251,544
42,200	2,700	33424500	9284,583	745,219	8911,974	9657,193

Lanjutan Tabel 4.68
Hubungan H-S-Q di Atas Pelimpah

Elevasi (+m)	H (m)	ΔS (m ³)	$\Delta S/\Delta T$ (m ³ /det)	Q (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	ϕ (m ³ /det)
42,300	2,800	34803000	9667,500	791,847	9271,576	10063,424
42,400	2,900	36181500	10050,417	839,827	9630,503	10470,330
42,500	3,000	37560000	10433,333	889,018	9988,824	10877,842
42,600	3,100	38938500	10816,250	939,385	10346,558	11285,942
42,700	3,200	40317000	11199,167	990,920	10703,707	11694,627
42,800	3,300	41695500	11582,083	1048,063	11058,052	12106,115
42,900	3,400	43074000	11965,000	1101,393	11414,303	12515,697
43,000	3,500	44452500	12347,917	1155,751	11770,041	12925,792
43,100	3,600	45831000	12730,833	1211,122	12125,272	13336,394
43,200	3,700	47209500	13113,750	1267,493	12480,004	13747,496
43,300	3,800	48588000	13496,667	1324,851	12834,241	14159,092
43,400	3,900	49966500	13879,583	1383,182	13187,992	14571,175
43,500	4,000	51345000	14262,500	1442,476	13541,262	14983,738
43,600	4,100	52723500	14645,417	1502,719	13894,057	15396,776
43,700	4,200	54102000	15028,333	1563,899	14246,384	15810,283
43,800	4,300	55480500	15411,250	1626,006	14598,247	16224,253
43,900	4,400	56859000	15794,167	1689,028	14949,653	16638,681
44,000	4,500	58237500	16177,083	1752,954	15300,607	17053,560
44,100	4,600	59616500	16560,139	1817,773	15651,252	17469,025
44,200	4,700	60995500	16943,194	1883,476	16001,457	17884,932
44,300	4,800	62374500	17326,250	1950,051	16351,224	18301,276
44,400	4,900	63753500	17709,306	2017,491	16700,560	18718,051
44,500	5,000	65132500	18092,361	2085,783	17049,469	19135,253
44,600	5,100	66511500	18475,417	2154,920	17397,957	19552,877
44,700	5,200	67890500	18858,472	2224,893	17746,026	19970,918
44,800	5,300	69269500	19241,528	2295,691	18093,682	20389,373
44,900	5,400	70648500	19624,583	2367,307	18440,930	20808,237
45,000	5,500	72027500	20007,639	2439,732	18787,773	21227,505
45,100	5,600	73406500	20390,694	2512,957	19134,216	21647,173
45,200	5,700	74785500	20773,750	2586,976	19480,262	22067,238
45,300	5,800	76164500	21156,806	2661,778	19825,917	22487,695

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Contoh perhitungan untuk elevasi +39,60 m sebagai berikut.

H = 0,1 m

ΔS = 1125500 m³, diperoleh dari pengurangan jumlah tampungan pada elevasi +39,60 dan elevasi +39,50 (jumlah tampungan 10 cm di atas pelimpah).

$$\Delta S/\Delta T = 1125500 / 3600$$

$$= 312,639 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q = 3,935 \text{ m}^3/\text{det}, \text{ didapat dari Tabel 4.66}$$

$$\psi = (\Delta S/\Delta T) - (Q/2)$$

$$= 312,639 - (3,935/2)$$

$$= 310,671 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\phi = (\Delta S/\Delta T) + (Q/2)$$

$$= 312,639 + (3,935/2)$$

$$= 314,607 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4.69

Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di Atas Pelimpah dengan Q_{1000}

T (jam)	Inflow (I) (m ³ /det)	(I ₁ +I ₂)/2 (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	φ (m ³ /det)	Outflow (Q) (m ³ /det)	H (m)	Elevasi (m)
0	5,715				5,715	0,124	39,624
1	7,931	6,823	384,594	391,417	5,741	0,124	39,624
2	25,349	16,640	385,676	402,316	5,997	0,128	39,628
3	110,522	67,935	396,319	464,254	7,454	0,147	39,647
4	318,385	214,453	456,800	671,253	12,634	0,213	39,713
5	589,801	454,093	658,619	1112,712	27,559	0,352	39,852
6	543,419	566,610	1085,153	1651,763	50,471	0,518	40,018
7	465,855	504,637	1601,292	2105,930	71,688	0,646	40,146
8	394,495	430,175	2034,242	2464,417	90,331	0,746	40,246
9	317,816	356,156	2374,087	2730,242	105,154	0,820	40,320
10	257,999	287,908	2625,088	2912,996	115,939	0,871	40,371
11	215,615	236,807	2797,056	3033,864	123,153	0,905	40,405
12	184,637	200,126	2910,711	3110,836	128,030	0,927	40,427
13	159,307	171,972	2982,807	3154,778	130,813	0,939	40,439
14	138,151	148,729	3023,965	3172,694	131,948	0,944	40,444
15	120,119	129,135	3040,745	3169,880	131,770	0,943	40,443
16	104,542	112,330	3038,110	3150,440	130,539	0,938	40,438
17	91,086	97,814	3019,901	3117,715	128,465	0,929	40,429
18	79,572	85,329	2989,250	3074,578	125,732	0,917	40,417
19	69,982	74,777	2948,846	3023,623	122,504	0,902	40,402
20	63,233	66,608	2901,118	2967,726	119,169	0,887	40,387
21	57,149	60,191	2848,557	2908,748	115,689	0,870	40,370
22	51,739	54,444	2793,059	2847,503	112,074	0,853	40,353
23	46,984	49,362	2735,429	2784,790	108,373	0,836	40,336
24	42,694	44,839	2676,417	2721,256	104,624	0,818	40,318
25	38,849	40,772	2616,632	2657,404	100,855	0,800	40,300
26	35,405	37,127	2556,548	2593,675	97,379	0,782	40,282
27	32,318	33,861	2496,297	2530,158	93,915	0,765	40,265

Lanjutan Tabel 4.69

Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di Atas Pelimpah dengan Q_{1000}

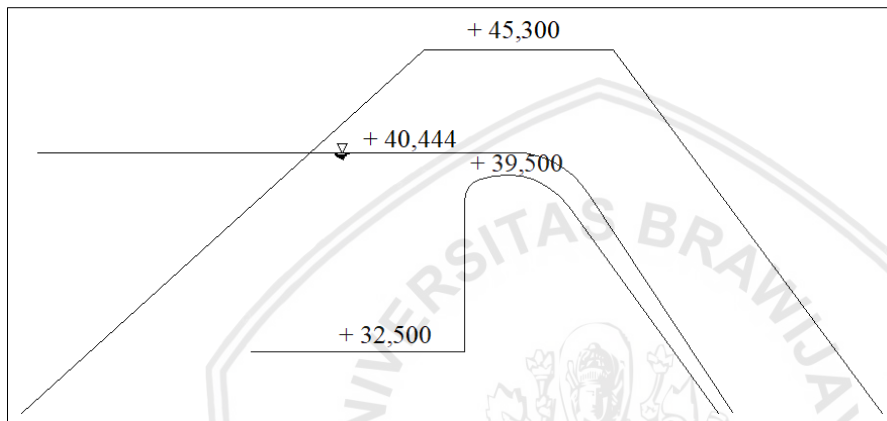
T (jam)	Inflow (I) (m ³ /det)	(I ₁ +I ₂)/2 (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	ϕ (m ³ /det)	Outflow (Q) (m ³ /det)	H (m)	Elevasi (m)
28	29,552	30,935	2436,243	2467,178	90,481	0,747	40,247
29	27,074	28,313	2376,697	2405,010	87,091	0,730	40,230
30	24,854	25,964	2317,919	2343,882	83,758	0,712	40,212
31	22,864	23,859	2260,124	2283,983	80,564	0,696	40,196
32	21,081	21,972	2203,419	2225,391	77,643	0,679	40,179
33	19,484	20,282	2147,748	2168,030	74,784	0,663	40,163
34	18,052	18,768	2093,246	2112,014	71,991	0,647	40,147
35	16,770	17,411	2040,023	2057,433	69,270	0,632	40,132
36	15,620	16,195	1988,163	2004,358	66,624	0,617	40,117
37	14,590	15,105	1937,734	1952,839	64,056	0,603	40,103
38	13,668	14,129	1888,783	1902,912	61,762	0,589	40,089
39	12,841	13,254	1841,150	1854,404	59,581	0,575	40,075
40	12,100	12,471	1794,823	1807,294	57,463	0,562	40,062
41	11,436	11,768	1749,831	1761,599	55,409	0,549	40,049
42	10,842	11,139	1706,190	1717,329	53,418	0,537	40,037
43	10,309	10,575	1663,911	1674,486	51,492	0,525	40,025
44	9,831	10,070	1622,994	1633,063	49,630	0,513	40,013
45	9,403	9,617	1583,433	1593,051	47,831	0,502	40,002
46	9,020	9,211	1545,219	1554,431	46,121	0,490	39,990
47	8,676	8,848	1508,310	1517,158	44,474	0,478	39,978
48	8,368	8,522	1472,684	1481,206	42,887	0,467	39,967
49	8,092	8,230	1438,319	1446,550	41,356	0,456	39,956
50	7,845	7,969	1405,194	1413,163	39,882	0,446	39,946
51	7,624	7,735	1373,281	1381,016	38,462	0,436	39,936
52	7,425	7,525	1342,554	1350,079	37,095	0,426	39,926
53	7,248	7,337	1312,983	1320,320	35,781	0,417	39,917
54	7,088	7,168	1284,538	1291,706	34,517	0,408	39,908
55	6,946	7,017	1257,189	1264,206	33,322	0,399	39,899
56	6,818	6,882	1230,884	1237,766	32,316	0,391	39,891
57	6,703	6,760	1205,450	1212,210	31,344	0,383	39,883
58	6,600	6,652	1180,866	1187,518	30,405	0,375	39,875
59	6,508	6,554	1157,113	1163,667	29,498	0,367	39,867
60	6,426	6,467	1134,169	1140,636	28,622	0,360	39,860
61	6,352	6,389	1112,015	1118,404	27,776	0,353	39,853
62	6,286	6,319	1090,628	1096,947	26,960	0,347	39,847
63	6,226	6,256	1069,987	1076,243	26,172	0,340	39,840
64	6,173	6,200	1050,071	1056,270	25,413	0,334	39,834
65	6,126	6,149	1030,858	1037,007	24,680	0,328	39,828
66	6,083	6,104	1012,327	1018,432	23,973	0,322	39,822
67	6,045	6,064	994,458	1000,522	23,292	0,316	39,816

Lanjutan Tabel 4.69

Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di Atas Pelimpah dengan Q_{1000}

T (jam)	Inflow (I) (m ³ /det)	(I ₁ +I ₂)/2 (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	ϕ (m ³ /det)	Outflow (Q) (m ³ /det)	H (m)	Elevasi (m)
68	6,010	6,028	977,230	983,258	22,635	0,311	39,811
69	5,980	5,995	960,622	966,617	22,002	0,306	39,806
70	5,952	5,966	944,615	950,581	21,393	0,301	39,801
71	5,928	5,940	929,188	935,128	20,895	0,296	39,796
72	5,905	5,917	914,233	920,150	20,426	0,291	39,791

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Gambar 4. 23 Sketsa Muka Air Banjir di Atas Pelimpah dengan Kala Ulang Banjir Q_{1000}

Sumber: Hasil Analisis (2019)

Contoh perhitungan penelusuran banjir yang melewati pelimpah pada jam ke-1 adalah sebagai berikut.

$$\text{Inflow } (Q_{1000}) = 7,931 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\begin{aligned} (I_1 + I_2) / 2 &= (5,715 + 7,931) / 2 \\ &= 6,823 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

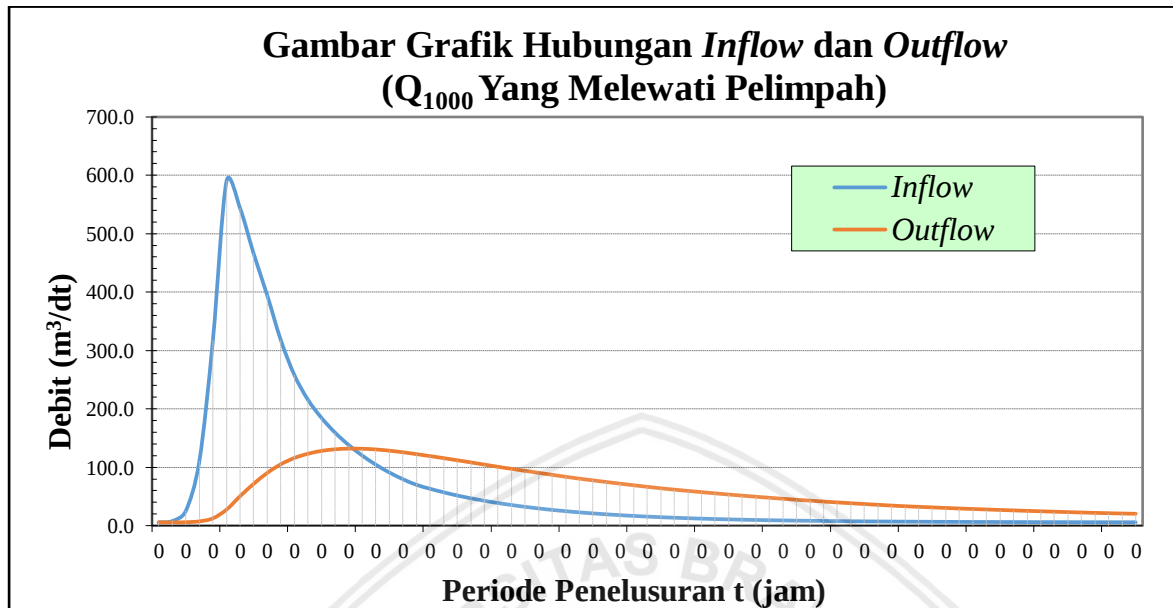
$$\begin{aligned} \psi &= 384,594 \text{ m}^3/\text{det}, \text{ diperoleh dari interpolasi pada tabel hubungan } H - S - \\ &\quad Q, \text{ yaitu nilai } H \text{ dan } \psi. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= 0,124 \text{ m}, \text{ diperoleh dari interpolasi pada tabel hubungan } H - S - Q, \text{ yaitu} \\ &\quad \text{nilai } Q \text{ dan } H. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{outflow}} &= 5,741 \text{ m}^3/\text{det}, \text{ diperoleh dari interpolasi pada tabel hubungan } H - S - Q, \\ &\quad \text{yaitu nilai } Q \text{ dan } \phi. \end{aligned}$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan, maka didapatkan elevasi waduk maksimum adalah pada elevasi $39,50 + 0,944 = +40,444 \text{ m}$, sedangkan debit terbesar yang melimpah atau yang menjadi debit *outflow* adalah sebesar $131,948 \text{ m}^3/\text{det}$. Dengan demikian karena debit maksimum yang melimpah (*outflow*) lebih kecil daripada debit *inflow* maksimum

maka dapat disimpulkan Bendungan Kalola tidak mengalami *overtopping* ketika mendapat debit banjir dengan kala ulang Q_{1000} sebesar $589,801 \text{ m}^3/\text{det}$.



Gambar 4. 24 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* pada Pelimpah dengan Debit Q_{1000}
Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.70

Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di Atas Pelimpah dengan Q_{PMF}

T (jam)	<i>Inflow</i> (I) (m^3/det)	$(I_1+I_2)/2$ (m^3/det)	ψ (m^3/det)	ϕ (m^3/det)	<i>Outflow</i> (Q) (m^3/det)	H (m)	Elevasi (m)
0	5,715				5,715	0,124	39,624
1	11,948	8,831	384,594	393,426	5,788	0,125	39,625
2	63,541	37,744	387,637	425,382	6,540	0,135	39,635
3	306,451	184,996	418,842	603,838	10,735	0,191	39,691
4	883,453	594,952	593,103	1188,055	30,425	0,375	39,875
5	1600,738	1242,095	1157,630	2399,725	86,803	0,728	40,228
6	1527,315	1564,027	2312,922	3876,949	179,254	1,140	40,640
7	1306,448	1416,882	3697,694	5114,576	275,559	1,482	40,982
8	1104,460	1205,454	4839,017	6044,471	358,304	1,737	41,237
9	887,754	996,107	5686,167	6682,274	419,721	1,912	41,412
10	719,079	803,417	6262,553	7065,970	458,557	2,016	41,516
11	598,504	658,792	6607,413	7266,204	479,380	2,071	41,571
12	510,473	554,489	6786,825	7341,314	487,190	2,091	41,591
13	439,022	474,748	6854,123	7328,871	485,896	2,088	41,588
14	379,340	409,181	6842,975	7252,156	477,919	2,067	41,567
15	328,468	353,904	6774,237	7128,141	465,022	2,033	41,533
16	284,523	306,495	6663,119	6969,614	448,657	1,990	41,490
17	246,561	265,542	6520,958	6786,500	430,217	1,940	41,440
18	214,077	230,319	6356,283	6586,602	410,267	1,885	41,385
19	187,148	200,613	6176,335	6376,947	389,867	1,828	41,328

Lanjutan Tabel 4.70

Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di Atas Pelimpah dengan Q_{PMF}

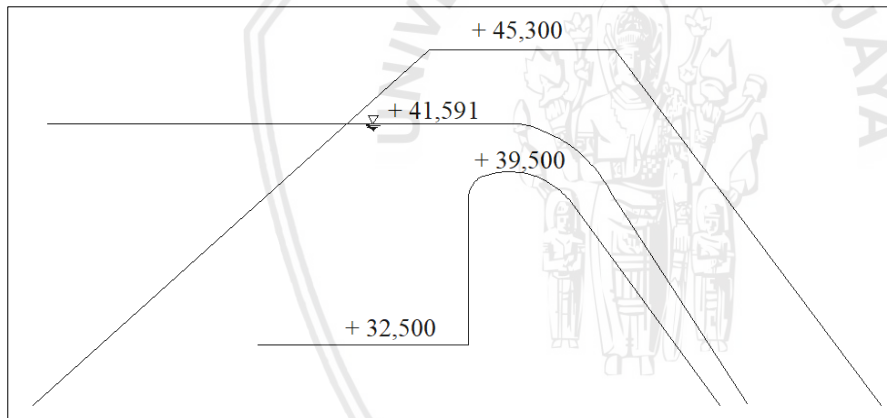
T (jam)	Inflow (I) (m ³ /det)	(I ₁ +I ₂)/2 (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	ϕ (m ³ /det)	Outflow (Q) (m ³ /det)	H (m)	Elevasi (m)
20	167,774	177,461	5987,080	6164,541	369,576	1,770	41,270
21	150,701	159,238	5794,966	5954,204	349,830	1,712	41,212
22	135,452	143,077	5604,374	5747,451	330,985	1,656	41,156
23	122,049	128,750	5416,466	5545,217	312,704	1,600	41,100
24	109,954	116,001	5232,512	5348,514	295,625	1,546	41,046
25	99,117	104,536	5052,888	5157,424	279,122	1,493	40,993
26	89,407	94,262	4878,301	4972,563	263,748	1,442	40,942
27	80,706	85,056	4708,815	4793,872	248,980	1,393	40,893
28	72,910	76,808	4544,892	4621,700	235,307	1,346	40,846
29	65,924	69,417	4386,393	4455,809	222,136	1,300	40,800
30	59,664	62,794	4233,673	4296,467	210,095	1,256	40,756
31	54,056	56,860	4086,372	4143,232	198,515	1,213	40,713
32	49,030	51,543	3944,717	3996,260	187,799	1,173	40,673
33	44,527	46,778	3808,460	3855,239	177,700	1,134	40,634
34	40,492	42,509	3677,539	3720,048	168,076	1,096	40,596
35	36,876	38,684	3551,972	3590,657	159,335	1,060	40,560
36	33,637	35,257	3431,321	3466,578	150,954	1,026	40,526
37	30,734	32,185	3315,624	3347,809	143,043	0,993	40,493
38	28,133	29,433	3204,767	3234,200	135,845	0,961	40,461
39	25,802	26,968	3098,355	3125,323	128,947	0,931	40,431
40	23,714	24,758	2996,376	3021,134	122,347	0,902	40,402
41	21,843	22,778	2898,787	2921,565	116,445	0,874	40,374
42	20,166	21,004	2805,120	2826,125	110,813	0,847	40,347
43	18,664	19,415	2715,312	2734,727	105,419	0,822	40,322
44	17,318	17,991	2629,308	2647,299	100,302	0,797	40,297
45	16,111	16,714	2546,996	2563,711	95,745	0,774	40,274
46	15,030	15,571	2467,966	2483,537	91,373	0,751	40,251
47	14,062	14,546	2392,164	2406,710	87,184	0,730	40,230
48	13,194	13,628	2319,526	2333,154	83,173	0,709	40,209
49	12,417	12,805	2249,981	2262,786	79,508	0,690	40,190
50	11,720	12,068	2183,279	2195,347	76,146	0,671	40,171
51	11,096	11,408	2119,201	2130,609	72,918	0,653	40,153
52	10,536	10,816	2057,691	2068,507	69,822	0,635	40,135
53	10,035	10,286	1998,685	2008,970	66,854	0,619	40,119
54	9,586	9,811	1942,116	1951,926	64,011	0,603	40,103
55	9,184	9,385	1887,916	1897,301	61,510	0,587	40,087
56	8,823	9,003	1835,791	1844,794	59,149	0,572	40,072
57	8,500	8,661	1785,645	1794,307	56,879	0,558	40,058
58	8,210	8,355	1737,427	1745,782	54,698	0,545	40,045
59	7,951	8,081	1691,085	1699,165	52,602	0,532	40,032

Lanjutan Tabel 4.70

Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di Atas Pelimpah dengan Q_{PMF}

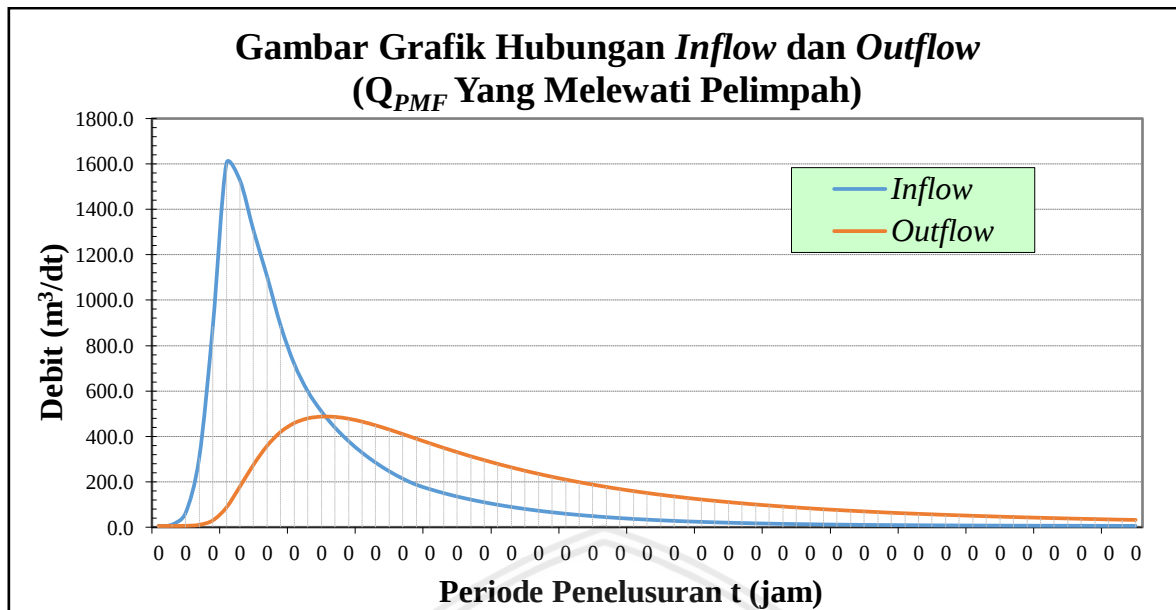
T (jam)	Inflow (I) (m ³ /det)	(I ₁ +I ₂)/2 (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	ϕ (m ³ /det)	Outflow (Q) (m ³ /det)	h (m)	Elevasi (m)
60	7,718	7,835	1646,564	1654,398	50,589	0,519	40,019
61	7,510	7,614	1603,809	1611,423	48,657	0,507	40,007
62	7,324	7,417	1562,766	1570,183	46,816	0,495	39,995
63	7,156	7,240	1523,367	1530,607	45,068	0,482	39,982
64	7,007	7,081	1485,539	1492,620	43,391	0,470	39,970
65	6,872	6,939	1449,229	1456,169	41,781	0,459	39,959
66	6,752	6,812	1414,388	1421,200	40,237	0,448	39,948
67	6,644	6,698	1380,963	1387,661	38,755	0,438	39,938
68	6,548	6,596	1348,906	1355,502	37,335	0,428	39,928
69	6,461	6,504	1318,167	1324,671	35,973	0,418	39,918
70	6,383	6,422	1288,698	1295,120	34,668	0,409	39,909
71	6,314	6,349	1260,452	1266,801	33,420	0,400	39,900
72	6,252	6,283	1233,380	1239,663	32,388	0,391	39,891

Sumber: Hasil Perhitungan (2019)

Gambar 4. 25 Sketsa Muka Air Banjir di Atas Pelimpah dengan Kala Ulang Banjir Q_{PMF}

Sumber: Hasil Analisis (2019)

Dari perhitungan yang telah dilakukan, maka didapatkan elevasi waduk maksimum adalah pada elevasi $39,50 + 2,091 = +41,591$ m, sedangkan debit terbesar yang melimpah atau yang menjadi debit *outflow* adalah sebesar $487,190 \text{ m}^3/\text{det}$. Dengan demikian karena debit maksimum yang melimpah (*outflow*) lebih kecil daripada debit *inflow* maksimum maka dapat disimpulkan Bendungan Kalola tidak mengalami *overtopping* ketika mendapat debit banjir dengan kala ulang Q_{PMF} sebesar $1600,738 \text{ m}^3/\text{det}$.



Gambar 4. 26 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* pada Pelimpah dengan Debit Q_{PMF}
Sumber: Hasil Analisis (2019)

4.4 Analisis Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Sebelum melakukan analisis mengenai keruntuhan Bendungan Kalola, maka perlu ditentukan terlebih dahulu skenario keruntuhan yang akan dilakukan simulasi. Pada simulasi analisis keruntuhan bendungan ini dilakukan dengan empat skenario yaitu *overtopping*, *piping* atas dengan kondisi muka air banjir, *piping* atas dengan kondisi muka air normal, dan *piping* dasar pada *saddle dam* dengan kondisi muka air banjir.

Skenario *overtopping* tetap dilakukan simulasi meskipun hasil penelusuran banjir yang melewati waduk tidak menunjukkan terjadinya *overtopping*. Simulasi tersebut dilakukan guna mengetahui ancaman banjir yang terjadi akibat runtuhnya bendungan yang disebabkan *overtopping*.

Bendungan Kalola memiliki *saddle dam* yang berfungsi sebagai penutup tampungan akibat adanya muka tanah di sekitar tampungan yang berbeda tinggi atau lebih rendah dari ketinggian puncak bendungan, atau ketinggian maksimal tampungan yang direncanakan. Oleh karena itu, maka dilakukan pula simulasi keruntuhan pada bagian *saddle dam* dengan skenario *piping* dasar pada *saddle dam* tersebut dengan kondisi muka air banjir.

4.4.1 Data – data dan Parameter Analisis Keruntuhan Bendungan Kalola

Berikut merupakan data analisis yang dijadikan sebagai masukan data analisis keruntuhan Bendungan Kalola dengan berbagai kondisi dan skenario menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21*.

Tabel 4.71

Parameter *Input* Analisis Keruntuhan pada Saat Kondisi Muka Air Waduk Banjir

	Overtopping	Piping Atas	Piping Dasar Saddle Dam	Satuan
Elevasi Puncak	+45,30	+45,30	+45,30	meter
Panjang Bendungan	255,3	255,3	77	meter
Elevasi Mukai Air Banjir	+43,00	+43,00	+43,00	meter
<i>Discharge coefficient for flow over the dam crest (between 1,38-2,21)</i>	2,187	2,187	1,65	m ^{0,5} /det
Panjang Spillway	76	76	76	meter
Elevasi Spillway	+39,50	+39,50	+39,50	meter
<i>Uncontrolled spillway discharge coefficient elevation (between 1,38-2,21)</i>	2,187	2,187	1,8	m ^{0,5} /det
El. Muka Air Mulai Runtuh (H_FAIL)	+45,30	+43,00	+43,00	meter
El. Akhir Dasar Keruntuhan (H_BM)	+26,00	+26,00	+35,30	meter
Lebar Rekahan Rata-rata (B_BAR)	140	140	140	meter
Waktu Keruntuhan (TIME_BF)	4200	4200	14400	detik
RHO_0 i.e. <i>The breach nonlinearity formation parameter</i>	2	2	2	
SHAPE_Z i.e. <i>The breach side slope parameter, l vertical : Z horizontal</i>	1	0	0	
C_DB1 i.e. <i>Discharge coefficient for rectangular shaped breach, input a value between 1,38-2,21</i>	1,71	-	-	m ^{0,5} /det
C_DB2 i.e. <i>Discharge coefficient for rectangular shaped breach, input a value between 1,1-1,76</i>	1,35	-	-	m ^{0,5} /det
C_PIPE i.e. <i>Discharge coefficient for orifice flow (between 0,6-0,8)</i>	-	0,6	0,6	
El. Pusat Piping (H_PIPE)		+39,50 (El. Spillway)	+36,00 (El. Dasar Saddle Dam)	meter

Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.72

Parameter *Input* Analisis Keruntuhan pada Saat Kondisi Muka Air Waduk Normal

	Piping Atas	Satuan
Elevasi Puncak	+45,30	meter
Panjang Bendungan	255,3	meter
Elevasi Mukai Air Banjir	+43,00	meter
<i>Discharge coefficient for flow over the dam crest (between 1,38- 2,21)</i>	2,187	m ^{0,5} /det
Panjang <i>Spillway</i>	76	meter
Elevasi <i>Spillway</i>	+39,50	meter
<i>Uncontrolled spillway discharge coefficient elevation (between 1,38-2,21)</i>	2,187	m ^{0,5} /det
El. Muka Air Mulai Runtuh (H_FAIL)	+39,50	meter
El. Akhir Dasar Keruntuhan (H_BM)	+26,00	meter
Lebar Rekahan Rata-rata (B_BAR)	140	meter
Waktu Keruntuhan (TIME_BF)	4200	detik
RHO_0 i.e. <i>The breach nonlinearity formation parameter</i>	2	
SHAPE_Z i.e. <i>The breach side slope parameter, l vertical : Z horizontal</i>	0	
C_DB1 i.e. <i>Discharge coefficient for rectangular shaped breach, input a value between 1,38-2,21</i>	-	m ^{0,5} /det
C_DB2 i.e. <i>Discharge coefficient for rectangular shaped breach, input a value between 1,1-1,76</i>	-	m ^{0,5} /det
C_PIPE i.e. <i>Discharge coefficient for orifice flow (between 0,6-0,8)</i>	0,6	
El. Pusat Piping (H_PIPE)	+39,50 (El. <i>Spillway</i>)	meter

Sumber: Hasil Analisis (2019)

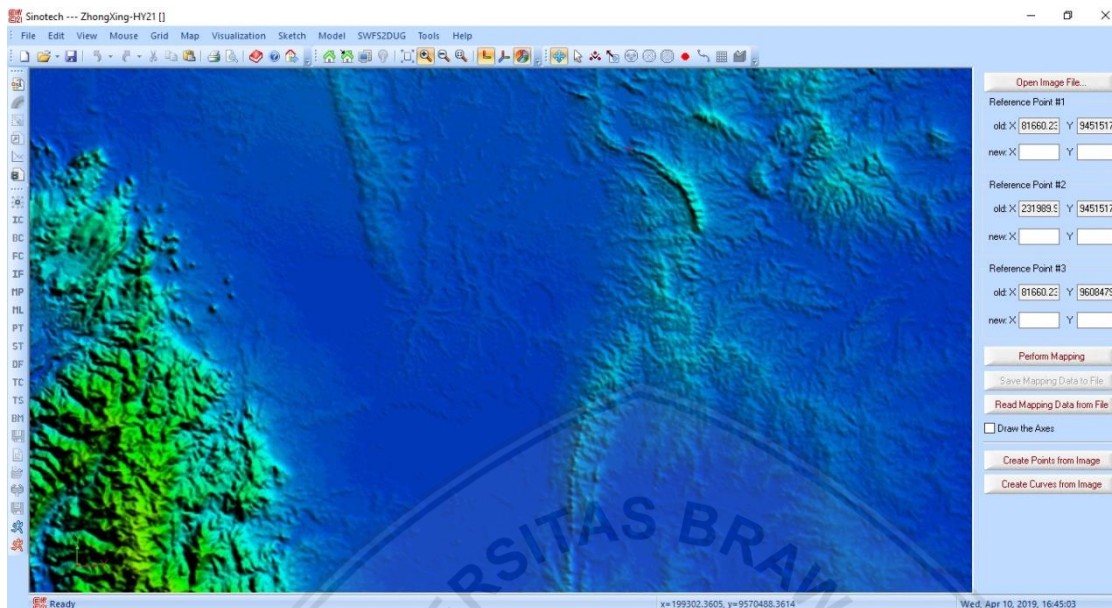
4.4.2 Proses *Running* Aplikasi *Zhong Xing HY21*

4.4.2.1 Masukan/*Input* Data

Untuk menjalankan aplikasi *Zhong Xing HY21*, diperlukan data-data untuk menunjang analisis tersebut. Data-data utama maupun proses *running* dengan aplikasi *Zhong Xing HY21* adalah seperti yang akan dijelaskan di bawah..

4.4.2.1.1 Peta Topografi dan Jaringan Sungai

Peta topografi yang digunakan pada proses *running* aplikasi *Zhong Xing HY21* menggunakan peta DEM (*Digital Elevatoion Model*) seperti dibawah ini:

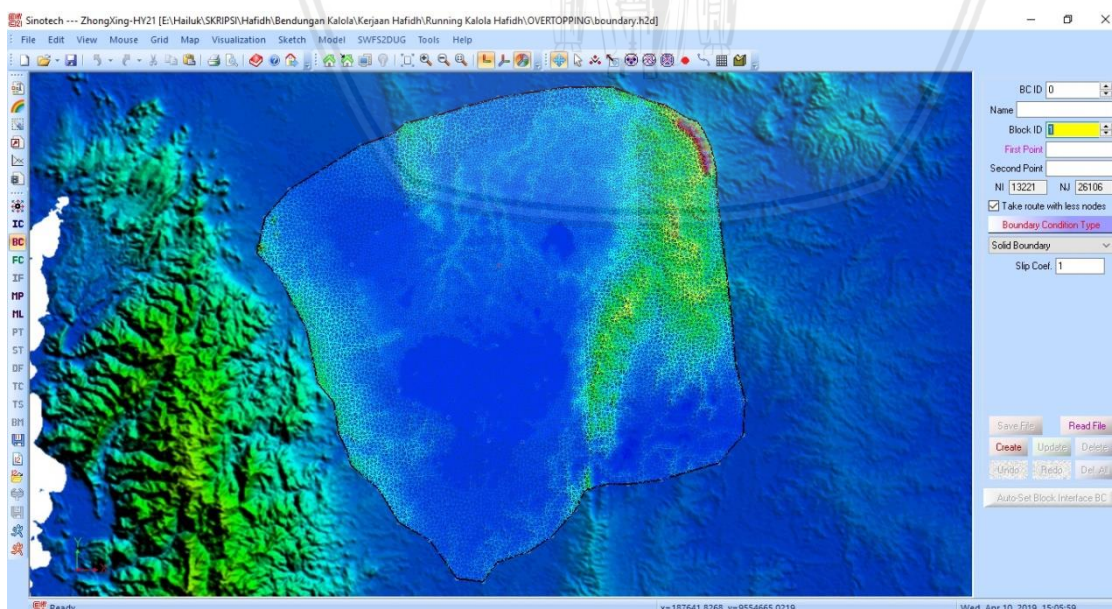


Gambar 4.27 Input Peta Topografi Jaringan Sungai Bendungan Kalola Pada Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

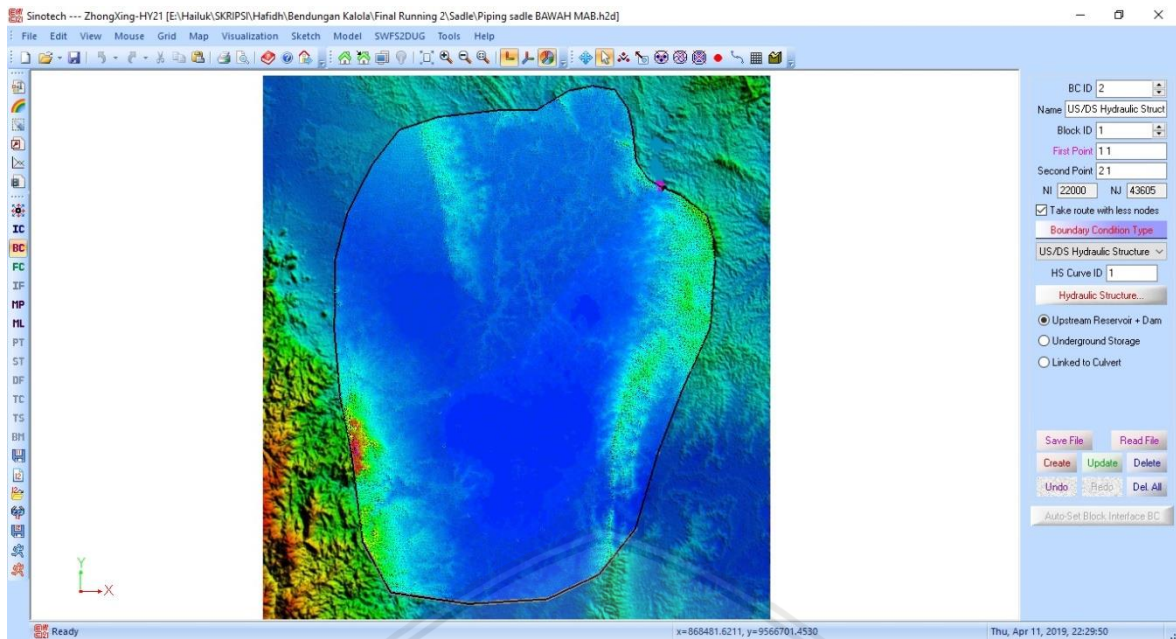
4.4.2.1.2 Pembuatan *Boundary Curve*

Dalam membuat *boundary curve*, luasan yang digunakan merupakan hasil asumsi. Pembuatan *Boundary curve* dilakukan dalam dua bagian yaitu *boundary* untuk banjir wilayah dan *boundary* untuk sungai dimulai dan diakhiri pada *as* Bendungan Kalola.



Gambar 4.28 *Boundary Curve* pada Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

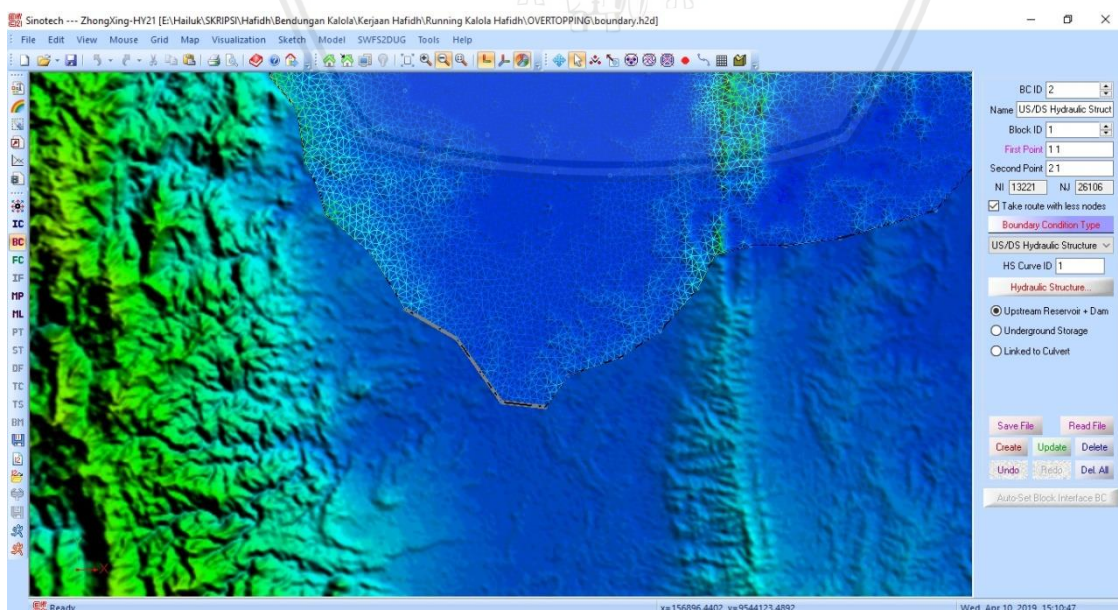


Gambar 4.29 Boundary Curve pada Aplikasi Zhong Xing HY21 untuk Simulasi Saddle Dam

Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

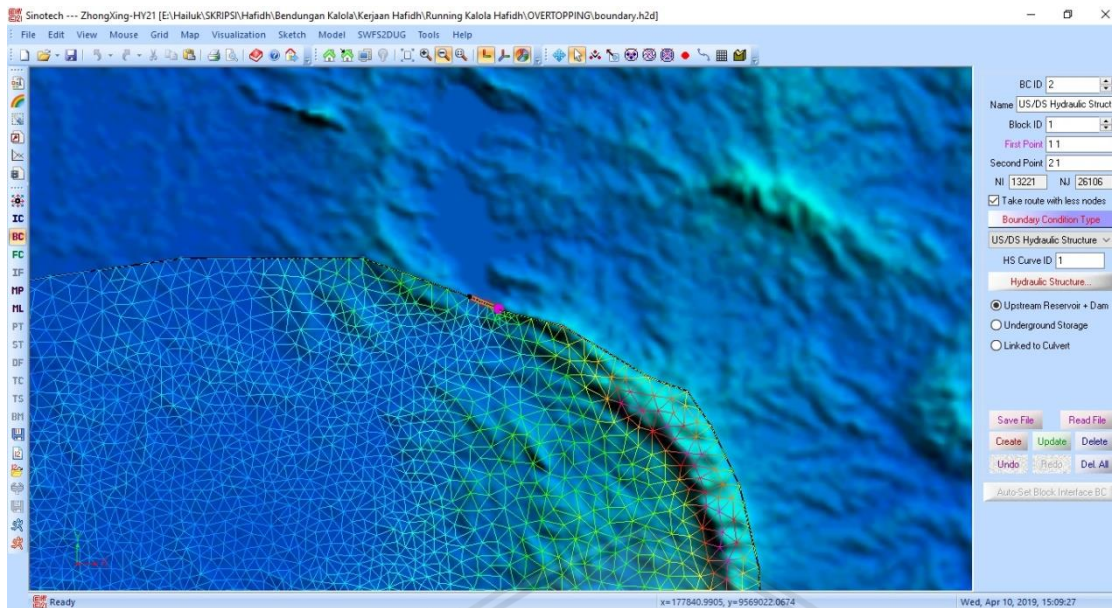
4.4.2.1.3 Boundary Condition

Boundary Condition yang digunakan pada analisis ini dibagi menjadi dua yaitu *upper boundary* dan *lower boundary*. *Upper boundary* merupakan bagian hilir dari Bendungan Kalola dan *lower boundary* adalah *main dam* Bendungan Kalola. Dalam *upper boundary* tidak dibutuhkan masukan data apapun, karena tidak ada pengaruh terhadap hal seperti pasang surut air laut atau yang lainnya. Sedangkan untuk *lower boundary* diperlukan beberapa masukan data diantaranya yaitu data teknis Bendungan Kalola.



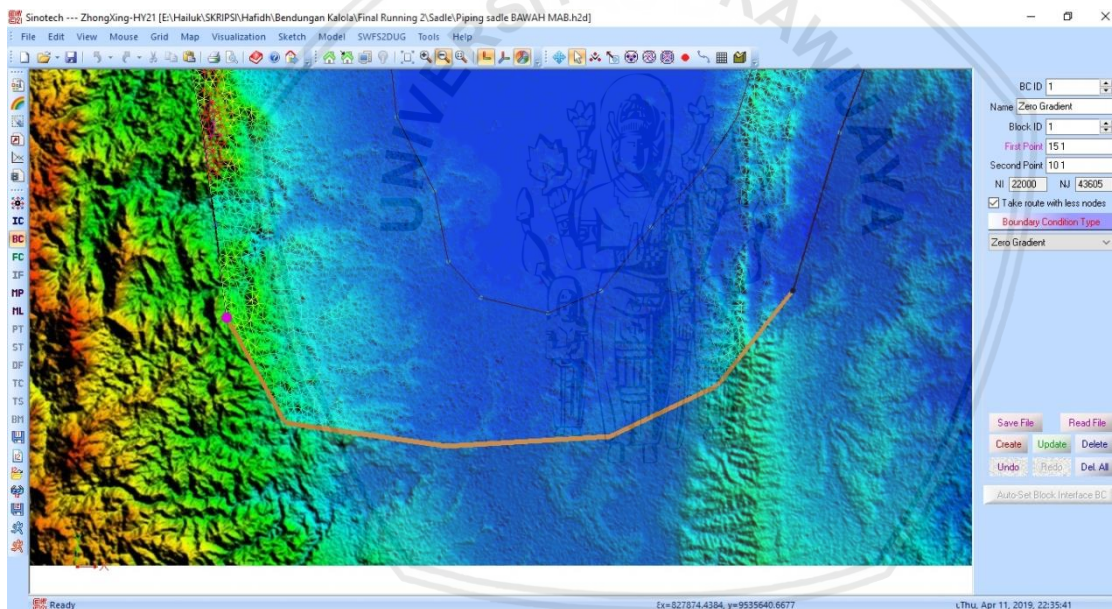
Gambar 4.30 Upper Boundary

Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



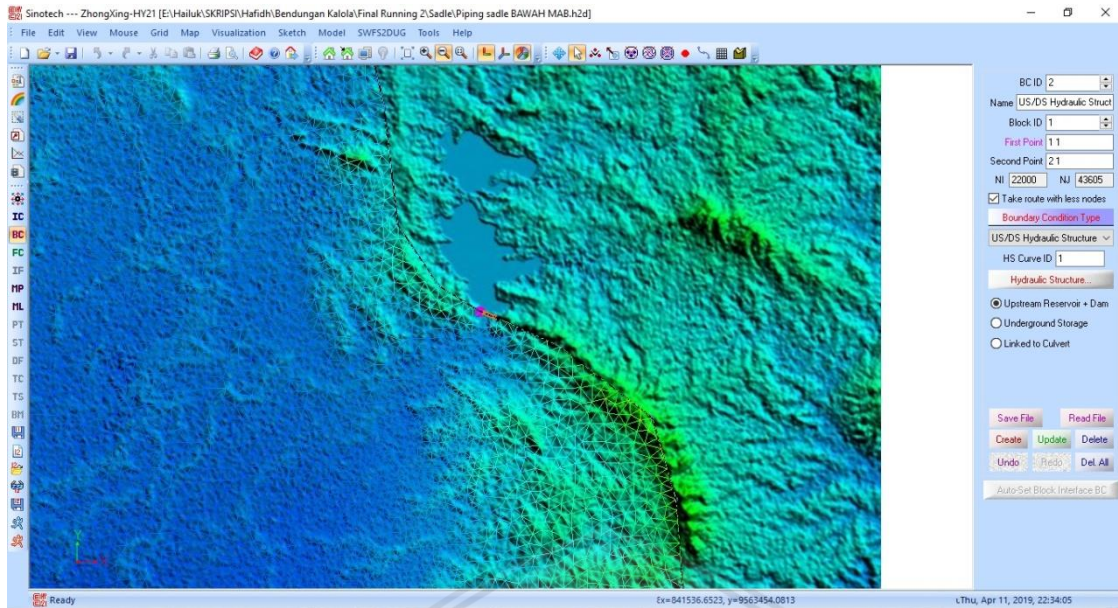
Gambar 4.31 Lower Boundary

Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



Gambar 4.32 Upper Boundary untuk Simulasi pada Saddle Dam

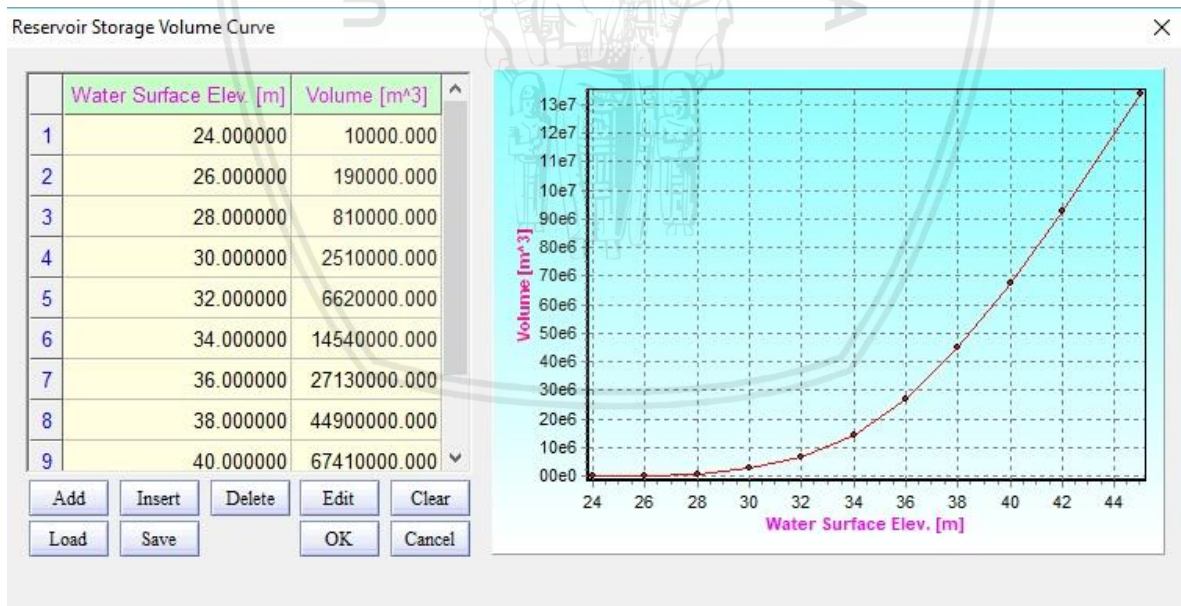
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



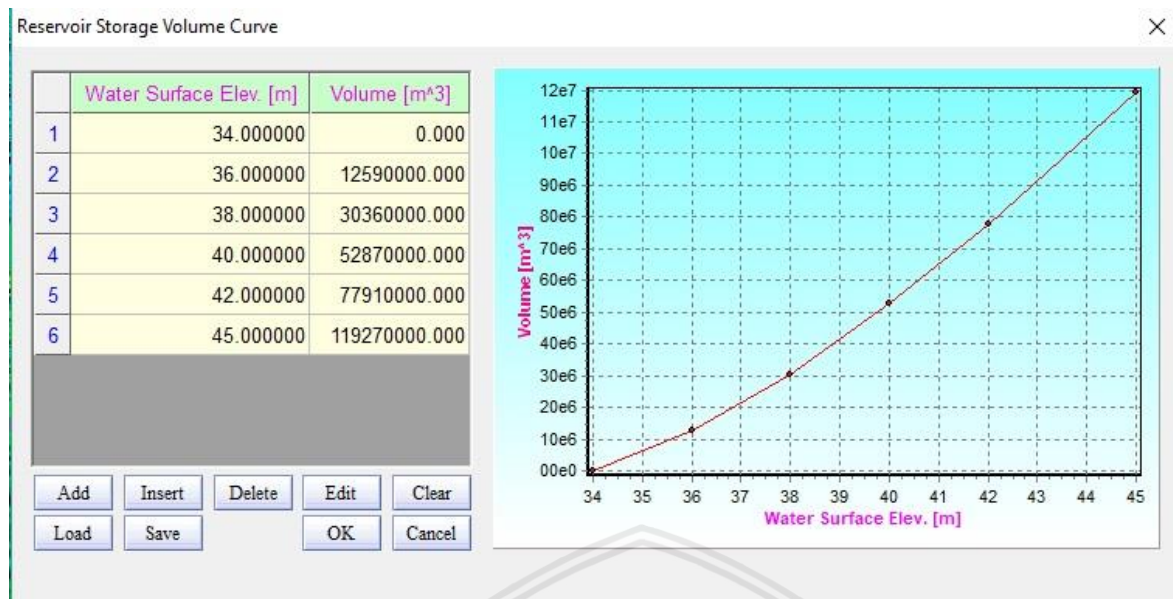
Gambar 4. 33 Lower Boundary untuk Simulasi pada Saddle Dam
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

4.4.2.1.4 Lengkung Kapasitas

Aplikasi Zhong Xing HY21 ini memiliki kemampuan untuk melakukan ekstrapolasi volume secara otomatis. Berikut merupakan masukan data lengkung kapasitas pada aplikasi Zhong Xing HY21.



Gambar 4.34 Input Data Lengkung Kapasitas Waduk pada Aplikasi Zhong Xing HY21
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



Gambar 4. 35 Input Data Lengkung Kapasitas Waduk pada Aplikasi Zhong Xing HY21 untuk Simulasi pada Saddle Dam

Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

4.4.2.1.5 Data Teknis Bendungan, Skenario Simulasi Keruntuhan Bendungan dan Input Simulasi Keruntuhan

Data teknis bendungan yang menjadi masukan dalam melakukan simulasi keruntuhan bendungan dengan menggunakan aplikasi Zhong Xing HY21 terdiri dari elevasi puncak bendungan, panjang bendungan, elevasi pelimpah, panjang pelimpah, elevasi muka air waduk pada saat keruntuhan direncanakan, dan sebagainya. Untuk skenario keruntuhan bendungan dengan aplikasi Zhong Xing HY21 terdapat dua skenario yaitu *piping* dan *overtopping*. Sedangkan untuk masukan data simulasi keruntuhan yang lainnya adalah titik elevasi dimulainya keruntuhan, elevasi keruntuhan berakhir, lebar rekahan untuk kondisi *piping* dan waktu keruntuhan.

Reservoir+Dam Outflow Setup

Dam Description: Overtopping

Dam ID: 1

Elevation of the dam crest [m]: 45.3

Reservoir width at the dam [m]: 255.3

Initial reservoir water surface elevation [m]: 46.3

Discharge coef. for flow over the dam crest [m^{0.5}/s]: 2.187

Uncontrolled Spillway:

☐ Use rating curve

Uncontrolled spillway width [m]: 76

Uncontrolled spillway crest elevation [m]: 39.5

Uncontrolled spillway discharge coef. [m^{0.5}/s]: 2.187

Remain functional during dam breach ☐

Fixed-Gated Spillway:

Fixed-gated spillway flow area [m²]: 0

Center-line elevation of the fixed-gated spillway [m]: 0

Fixed-gated spillway discharge coef. [m^{0.5}/s]: 0.65

Remain functional during dam breach ☐

Movable Gat

H_MGATE: 0, B_MGATE: 0, H_MGATEC: 0, V_MGATE: 0

Remain functional during dam breach ☐

Breach

Failure mode: Overtopping

H_FAIL: 45.3, H_BM: 26, B_BAR: 140, TIME_BF: 4200

RHO_0: 2, SHAPE_Z: 1, C_DB1: 1.71, C_DB2: 1.35

☒ Reservoir upstream inflow hydrograph

☐ Turbine outflow hydrograph

Load, Save, Preview, OK, Cancel

Gambar 4.36 Input Data Teknis Bendungan dan Model Skenario Overtopping pada Aplikasi Zhong Xing HY21

Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

Penetapan Waktu Keruntuhan

$$O = 19541,669 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\Delta S = 76164500 \text{ m}^3$$

$$I = 1600,748 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Δt = coba – coba sampai hasilnya mendekati *outflow*

$$O = I + \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

$$19541,669 = 1600,748 + \frac{76164500}{4200}$$

$$19541,669 = 19735,143 \rightarrow \text{mendekati (OK)}$$

Nilai kesalahan relatif (KR) dari perhitungan di atas adalah:

$$KR = \frac{19541,669}{19735,143} \times 100\% = 0,99\%, \text{ dengan syarat } < 5\%.$$

Waktu keruntuhan yang didapatkan adalah 4200 detik atau 1 jam 10 menit dengan nilai kesalahan relatif perhitungan adalah sebesar 0,99%. Sehingga waktu tersebut bisa dijadikan sebagai *input* waktu keruntuhan Bendungan Kalola pada simulasi dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21*.

Reservoir+Dam Outflow Setup

Dam Description: Piping Atas MAB

Dam ID: 1

Elevation of the dam crest [m]: 45.3

Reservoir width at the dam [m]: 255.3

Initial reservoir water surface elevation [m]: 43

Discharge coef. for flow over the dam crest [m^{0.5}/s]: 2.187

Uncontrolled Spillw:

☒ Use rating curve

Uncontrolled spillway width [m]: 76

Uncontrolled spillway crest elevation [m]: 39.5

Uncontrolled spillway discharge coef. [m^{0.5}/s]: 2.187

Remain functional during dam breach: ☐

Fixed-Gated Spillw:

Fixed-gated spillway flow area [m²]: 0

Center-line elevation of the fixed-gated spillway [m]: 0

Fixed-gated spillway discharge coef. [m^{0.5}/s]: 0.65

Remain functional during dam breach: ☐

Movable Gat

H_MGATE: 0

B_MGATE: 0

H_MGATEC: 0

V_MGATE: 0

Remain functional during dam breach: ☐

Breach

Failure mode: Piping

H_FAIL: 43

H_BM: 26

B_BAR: 140

TIME_BF: 4200

RHO_0: 2

SHAPE_Z: 0

C_PIPE: 0.6

H_PIPE: 39.5

☒ Reservoir upstream inflow hydrograph

☐ Turbine outflow hydrograph

Load Save Preview OK Cancel

Gambar 4.37 Input Data Teknis Bendungan dan Model Skenario *Piping Atas* dengan Kondisi Muka Air Banjir pada Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Sumber: Running Aplikasi *Zhong Xing HY21* (2019)

Reservoir+Dam Outflow Setup

Dam Description: Piping Atas MAN

Dam ID: 1

Elevation of the dam crest [m]: 45.3

Reservoir width at the dam [m]: 255.3

Initial reservoir water surface elevation [m]: 39.5

Discharge coef. for flow over the dam crest [$m^{0.5}/s$]: 2.187

Uncontrolled Spillway:

☐ Use rating curve

Uncontrolled spillway width [m]: 76

Uncontrolled spillway crest elevation [m]: 39.5

Uncontrolled spillway discharge coef. [$m^{0.5}/s$]: 2.187

Remain functional during dam breach: ☐

Fixed-Gated Spillway:

Fixed-gated spillway flow area [m^2]: 0

Center-line elevation of the fixed-gated spillway [m]: 0

Fixed-gated spillway discharge coef. [$m^{0.5}/s$]: 0.5

Remain functional during dam breach: ☐

Movable Gat

H_MGATE: 0

B_MGATE: 0

H_MGATEC: 0

V_MGATE: 0

Remain functional during dam breach: ☐

Breach

Failure mode: Piping

H_FAIL: 39.5

H_BM: 26

B_BAR: 140

TIME_BF: 4200

RHO_0: 2

SHAPE_Z: 0

C_PIPE: 0.6

H_PIPE: 39.5

☐ Reservoir upstream inflow hydrograph

☐ Turbine outflow hydrograph

Load Save Preview OK Cancel

Gambar 4. 38 Input Data Teknis Bendungan dan Model Skenario Piping Atas dengan Kondisi Muka Air Normal pada Aplikasi Zhong Xing HY21
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

Reservoir+Dam Outflow Setup

Dam Description: saddle dam kalola

Dam ID: 1

Elevation of the dam crest [m]: 45.3

Reservoir width at the dam [m]: 77

Initial reservoir water surface elevation [m]: 43

Discharge coef. for flow over the dam crest [$m^{0.5}/s$]: 1.65

Uncontrolled Spillway:

☐ Use rating curve

Uncontrolled spillway width [m]: 0

Uncontrolled spillway crest elevation [m]: 0

Uncontrolled spillway discharge coef. [$m^{0.5}/s$]: 1.8

Remain functional during dam breach ☐

Fixed-Gated Spillway:

Fixed-gated spillway flow area [m^2]: 0

Center-line elevation of the fixed-gated spillway [m]: 0

Fixed-gated spillway discharge coef. [$m^{0.5}/s$]: 0.65

Remain functional during dam breach ☐

Movable Gat

H_MGATE: 0

B_MGATE: 0

H_MGATEC: 0

V_MGATE: 0

Remain functional during dam breach ☐

Breach

Failure mode: Piping

H_FAIL: 43

H_BM: 35.3

B_BAR: 40

TIME_BF: 14400

RHO_0: 2

SHAPE_Z: 0

C_PIPE: 0.6

H_PIPE: 36

☒ Reservoir upstream inflow hydrograph

☐ Turbine outflow hydrograph

Load Save Preview OK Cancel

Gambar 4. 39 Input Data Teknis Bendungan dan Model Skenario Saddle Dam Piping Bawah dengan Kondisi Muka Air Normal pada Aplikasi Zhong Xing HY21
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

4.4.2.1.6 Penjelasan Parameter Inputan Data Teknis Bendungan, Skenario Keruntuhan Bendungan dan Simulasi Keruntuhan Bendungan

Berikut adalah penjelasan parameter *input* pada Aplikasi Zhong Xing HY21.

- Elevation of the dam crest (m)

Elevation of the dam crest merupakan elevasi dari puncak bendungan, sesuai data teknis bendungan yang ada dimana elevasi puncak Bendungan Kalola berada pada elevasi +45,30 m.

- *Reservoir width at the dam (m)*
Reservoir width at the dam merupakan panjang total dari bendungan, dimana panjang Bendungan Kalola adalah 255,3 m.
- *Initial reservoir water surface elevation (m)*
Initial reservoir water surface elevation merupakan elevasi muka air waduk awal saat mengalami keruntuhan dan nilai yang digunakan dalam simulasi ini adalah muka air normal dan muka air banjir yang merupakan nilai muka air banjir desain perencanaan bendungan, dikarenakan nilai desain lebih besar dari nilai hitung pada laporan ini, sehingga digunakan nilai yang paling ekstrim. Nilai muka air normal adalah +39,50 m dan nilai muka air banjir adalah +43,00 m.
- *Discharge coef. for flow over the dam crest ($m^{0.5}/s$)*
Discharge coef. for flow over the dam crest merupakan nilai koefisien yang nilainya antara 1,38 - 2,21.
- *Uncontrolled spillway width (m)*
Uncontrolled spillway width merupakan panjang dari pelimpah. Sesuai data teknis Bendungan Kalola yaitu sebesar 76 m.
- *Uncontrolled spillway crest elevation (m)*
Uncontrolled spillway crest elevation merupakan elevasi puncak pelimpah yaitu berada pada elevasi +39,50 m.
- *Uncontrolled spillway discharge coef. ($m^{0.5}/s$)*
Uncontrolled spillway discharge coef. merupakan nilai koefisien yang nilainya antara 1,38 - 2,21.
- *H_FAIL*
H_FAIL merupakan elevasi muka air waduk ketika bendungan hancur saat muka air waduk setinggi muka air banjir yang nilainya sebesar +43,00 m, untuk muka air normal sebesar +39,50 m, dan untuk *overtopping* adalah sebesar +45,30 m.
- *H_BM*
H_BM merupakan elevasi dasar waduk saat bendungan mulai hancur dan disesuaikan pada kondisi waduk terkini. *H_BM* disesuaikan dengan elevasi dasar pada data lengkung kapasitas waduk yang ada. Elevasi dasar lengkung kapasitas waduk berada pada elevasi +22,00 m, namun dengan asumsi sedimen pada dasar waduk semakin bertambah, maka digunakan elevasi +26,00 m.

- B_BAR

B_BAR merupakan rata-rata lebar rekahan yang nilainya adalah sebesar 0,5-4 kali tinggi bendungan untuk bendungan urugan. Bendungan Kalola tinggi bendungan sebesar 35 m sehingga B_BAR pada semua skenario diambil dari 4 kali tinggi Bendungan Kalola yaitu sebesar 140. Dan untuk keruntuhan *saddle dam* diambil nilai 40, dengan ketinggian *saddle dam* sebesar 10 m.

- TIME_BF

TIME_BF merupakan waktu terjadinya keruntuhan (*time of failure*) yang nilainya diambil berdasarkan persamaan nilai *outflow* dengan *inflow*, sehingga didapatkan nilai 4200 detik. Untuk simulasi keruntuhan *saddle dam* diasumsikan keruntuhan terjadi dalam waktu 14400 detik atau waktu terlalu lama yaitu 4 jam.

- RHO_0

RHO_0 merupakan *the breach nonlinearity formation parameter* yang nilainya yaitu 0-4, dan nilai yang diambil adalah 2.

- SHAPE_Z

SHAPE_Z merupakan parameter kemiringan rekahan saat bendungan hancur yaitu untuk skenario *overtopping* nilainya adalah 1 karena diasumsikan rekahan berbentuk trapesium.

- C_DB1

C_DB1 merupakan *Discharge coefficient for rectangular shaped breach* yang koefisien tersebut nilainya antara 1,38-2,21. Parameter ini digunakan untuk skenario *overtopping*.

- C_DB2

C_DB2 merupakan *Discharge coefficient for rectangular shaped breach* yang nilainya antara 1,1-1,76. Parameter ini digunakan untuk skenario *overtopping*.

- C_PIPE

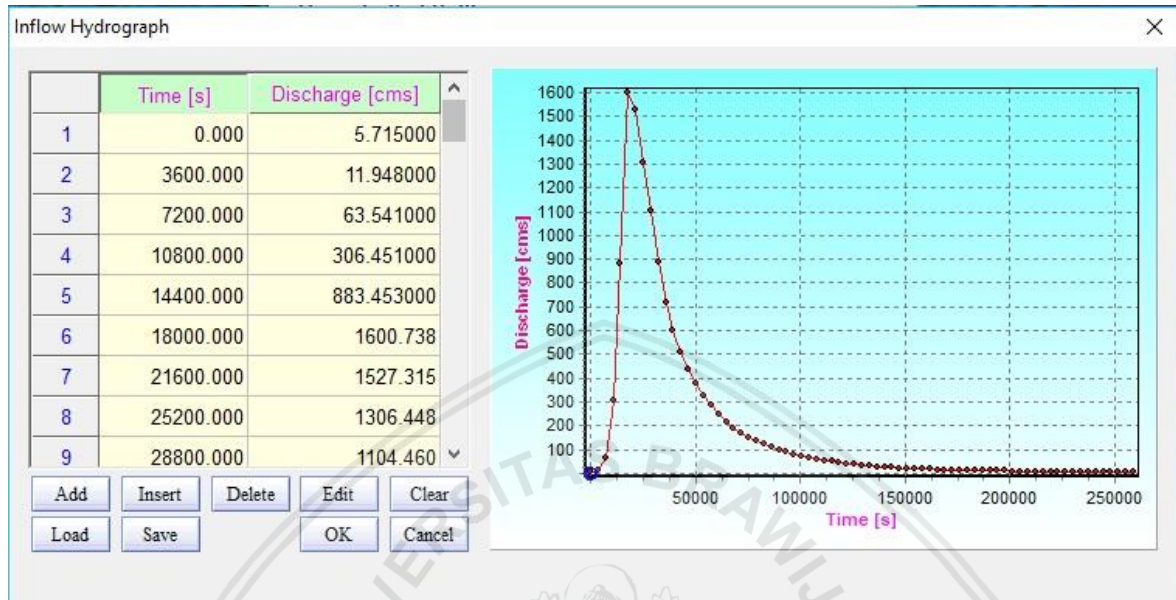
C_PIPE merupakan *Discharge coefficient for orifice flow* yang nilainya antara 0,6-0,8. Parameter ini digunakan untuk skenario *piping*.

- H_PIPE

H_PIPE merupakan titik elevasi *piping* pusat awal keruntuhan yang hanya terdapat pada skenario simulasi *piping*. Pada tiap-tiap skenario yang nilainya untuk *piping* atas didapatkan dari elevasi *crest spillway* sebesar +39,50 m, untuk nilai pada simulasi *saddle dam* didapatkan dari dasar *saddle dam* yaitu pada elevasi +36,00 m.

4.4.2.1.7 Inflow Hidrograf

Inflow yang digunakan pada simulasi keruntuhan bendungan ini berasal dari nilai perhitungan debit banjir PMF untuk kondisi keruntuhan bendungan saat muka air waduk setinggi banjir desain dengan skenario *piping* ataupun *overtopping*.

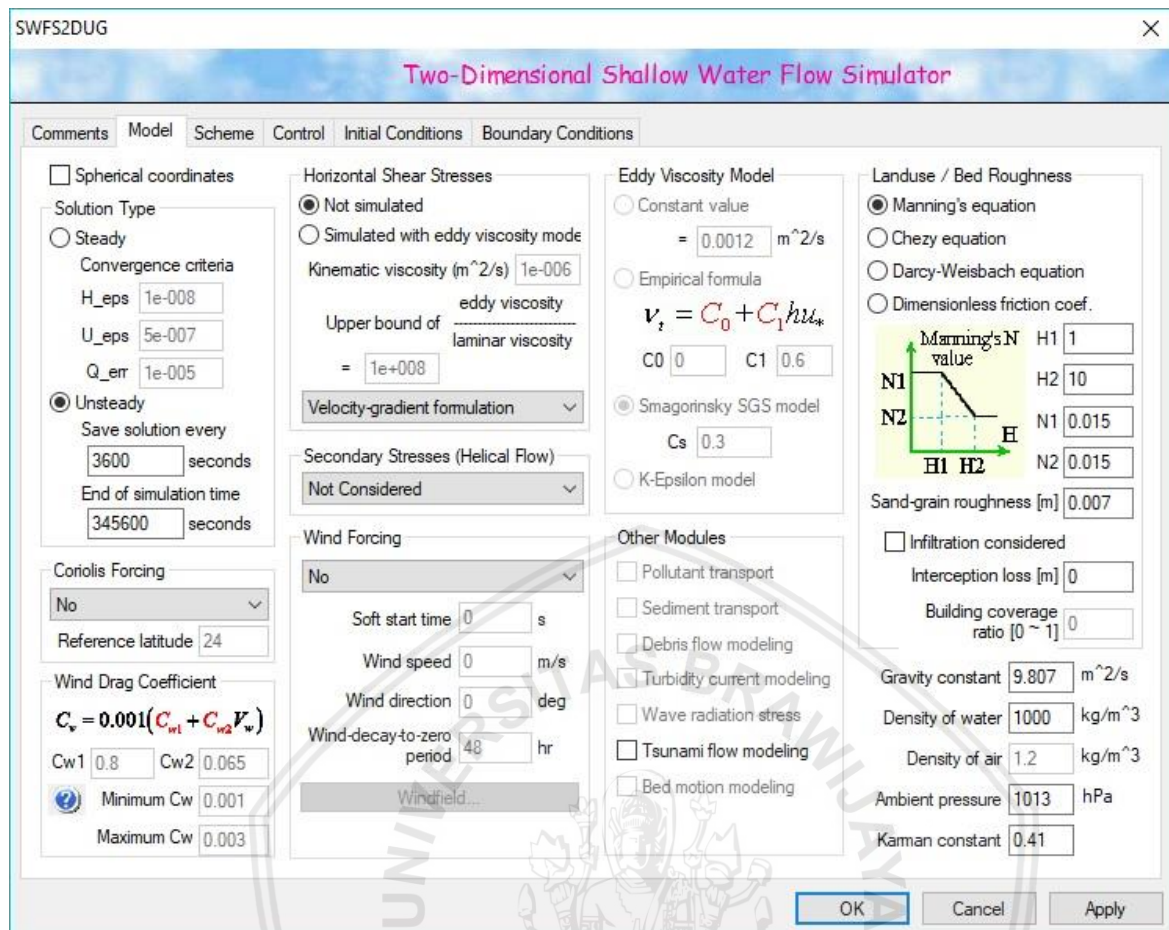


Gambar 4.40 Input Inflow Hidrograf saat Kondisi Muka Air Banjir pada Aplikasi Zhong Xing HY21

Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

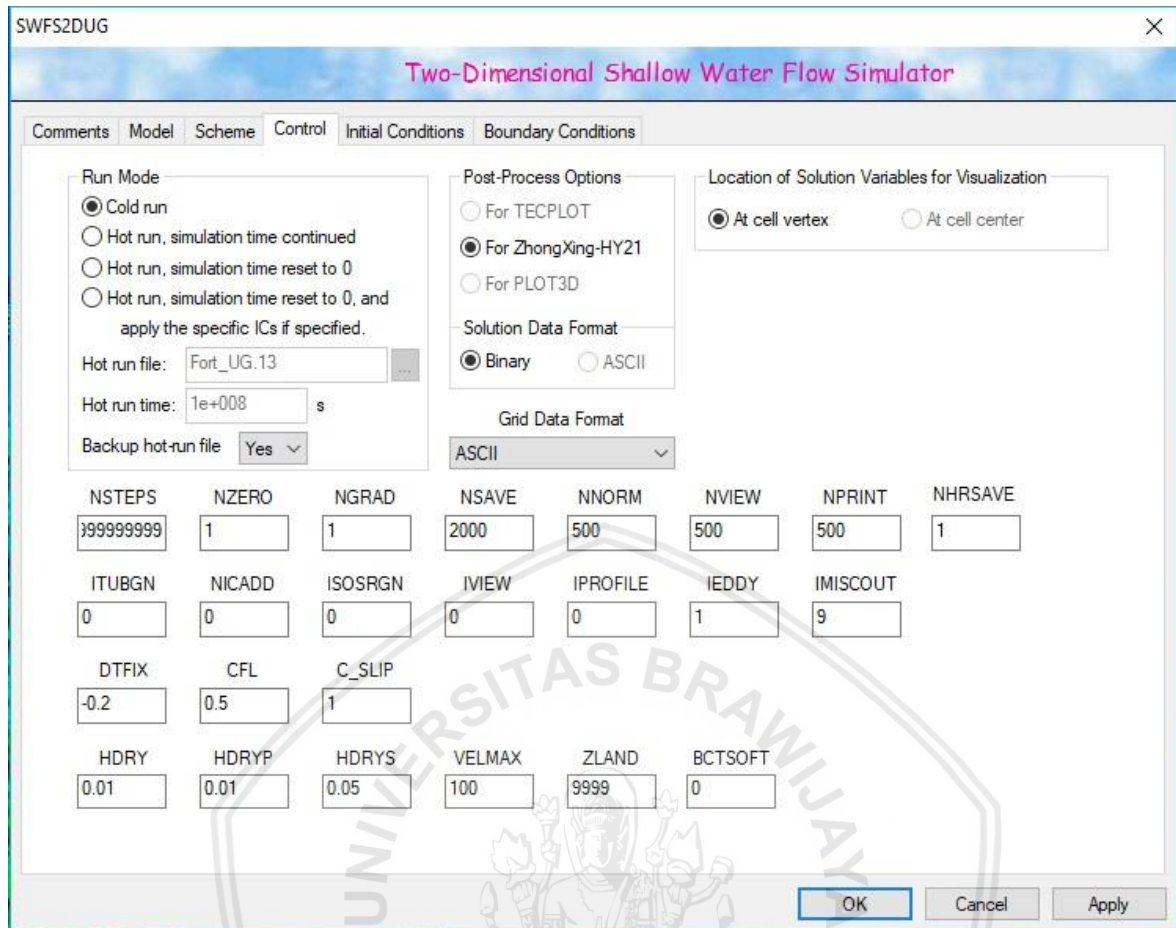
4.4.2.1.8 Setting Parameter Simulation Model dan Setting Parameter Simulation Control

Pengaturan untuk parameter simulasi model adalah waktu yang dibutuhkan aplikasi Zhong Xing HY21 untuk melakukan simulasi banjir sesuai dengan pengaturan yang ditentukan. Pada analisis ini untuk pengambilan data pada aplikasi dilakukan setiap 3600 detik sedangkan untuk simulasi banjir dilakukan dalam waktu 345.600 detik atau selama 4 hari.



Gambar 4. 41 Setting Parameter Simulation Model pada Aplikasi Zhong Xing HY21
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

Untuk pengaturan yang dilakukan pada parameter simulasi kontrol dimana pengaturan ini sesuai dengan jumlah langkah literasi pada suatu proses *running*. Untuk *Run Mode* awal dipilih mode *cold run* karena pada saat pertama kali *running* mode yang harus dipilih adalah *cold run* sedangkan apabila mode *hot run* berfungsi untuk melanjutkan *running* sebelumnya yang sudah dilakukan lebih dulu dengan menggunakan mode *cold*.



Gambar 4.42 Setting Parameter Simulation Kontrol pada Aplikasi Zhong Xing HY21
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

4.4.2.2 Output Data

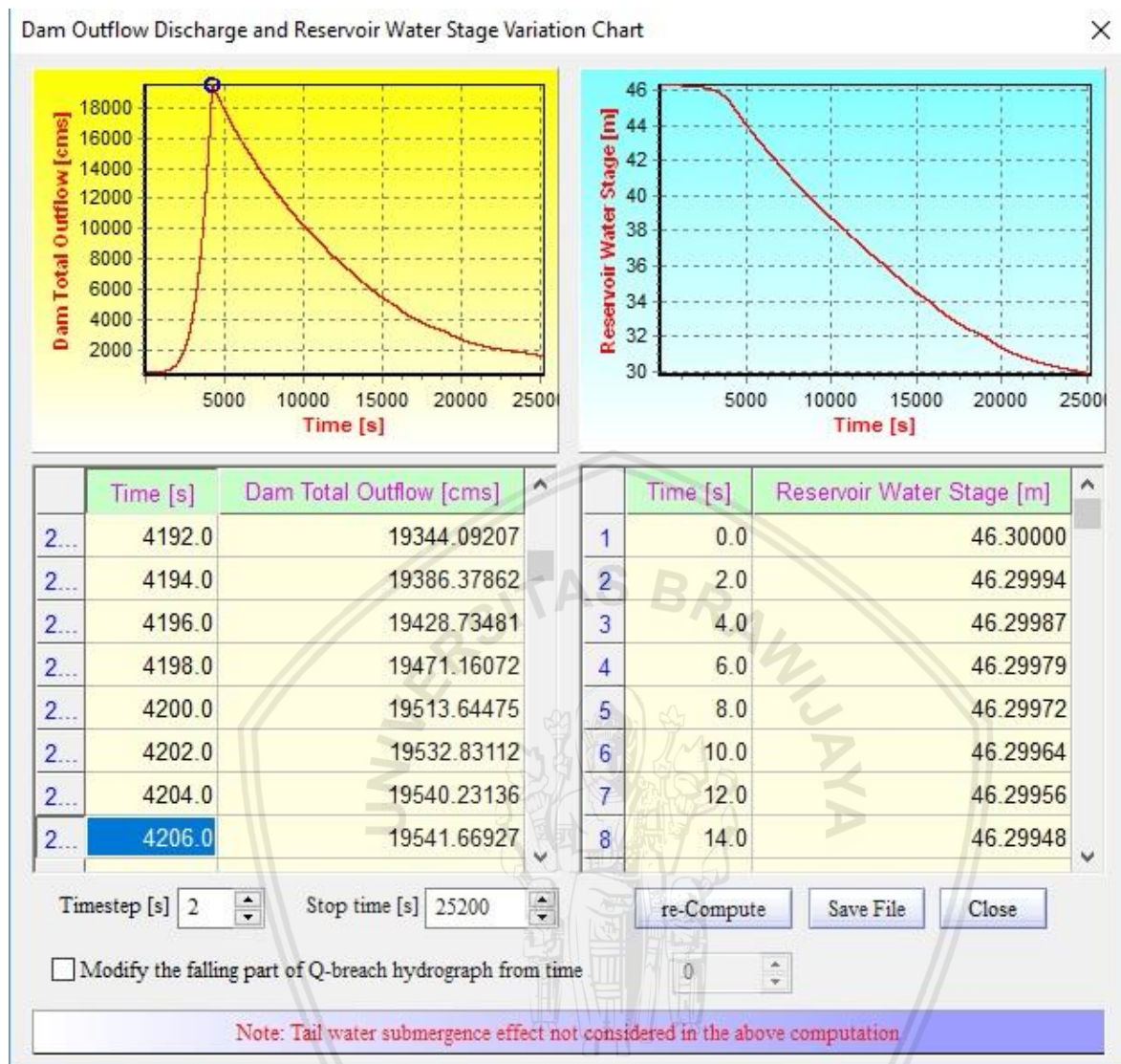
Simulasi keruntuhan bendungan dilakukan sesuai dengan parameter dan skenario yang telah ditentukan dengan memasukkan semua data yang dibutuhkan. Salah satu hasil (*output*) yang dihasilkan aplikasi *Zhong Xing HY21* adalah elevasi muka air banjir maksimum, kedalaman banjir, kecepatan aliran maksimum di saluran, waktu tiba banjir dan waktu surut banjir dalam bentuk *time series*. Selain *time series*, hasil (*output*) lainnya adalah peta genangan banjir yang nantinya peta tersebut akan di-*overlay* terhadap peta administrasi wilayah sekitar Bendungan Kalola untuk mengetahui wilayah-wilayah yang terdampak banjir akibat runtuhnya Bendungan Kalola.

Dari hasil analisis seperti yang sudah dijelaskan di atas, keruntuhan Bendungan Kalola yang akan menimbulkan dampak paling besar jika terjadi keruntuhan akibat peristiwa *overtopping*.

4.4.2.2.1 Grafik Pengosongan Waduk/*Depletion*

Grafik pengosongan waduk/*depletion* berupa hidrograf *outflow* yang keluar dari waduk ketika terjadi keruntuhan. Dari hidrograf *outflow* ini aplikasi *Zhong Xing HY21* akan melakukan proses penelusuran banjir di sepanjang aliran sungai di hilir bendungan.

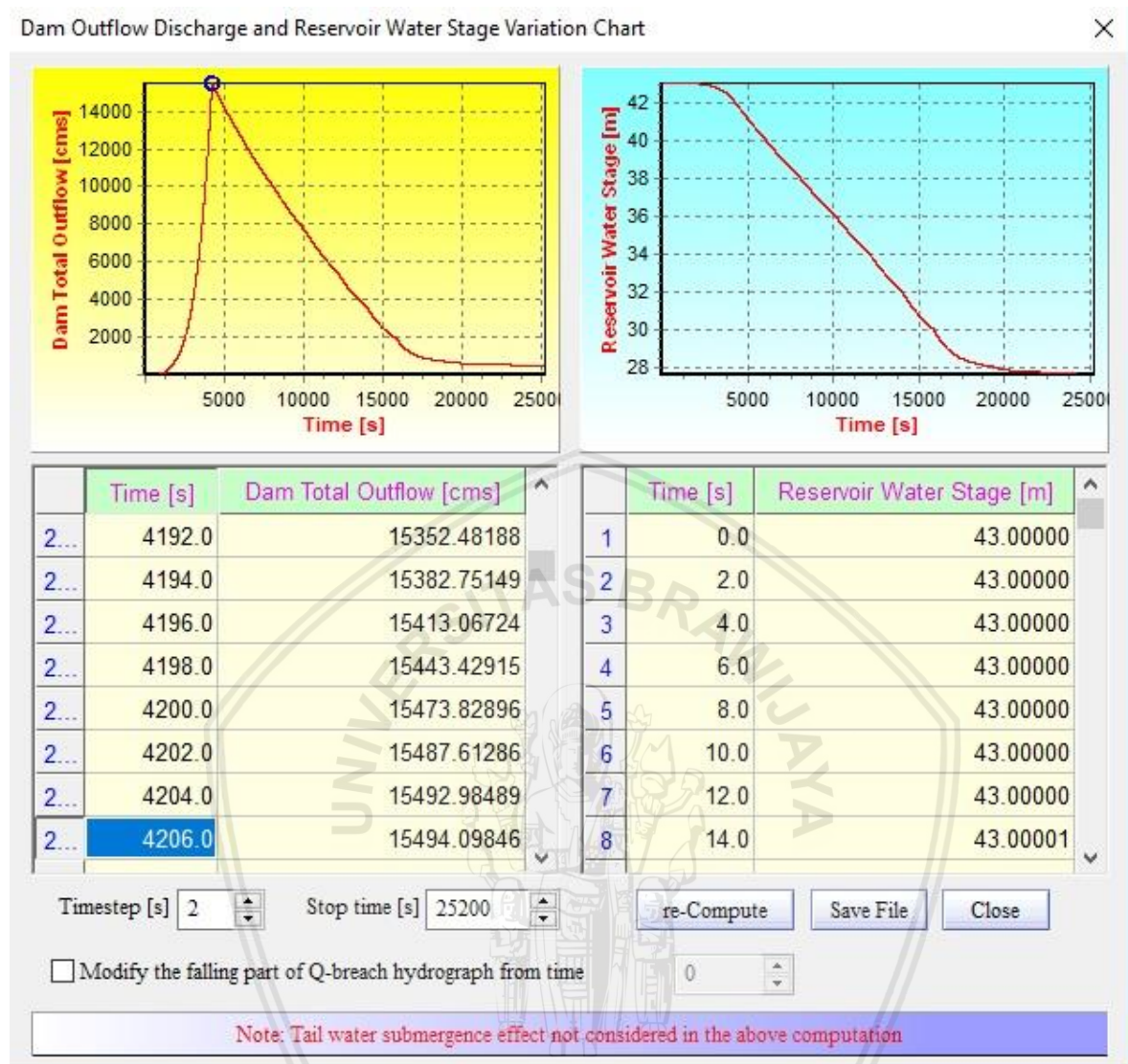
a. Skenario Overtopping



Gambar 4.43 Grafik *Outflow* dan Kurva Deplesi Skenario *Overtopping*
 Sumber: Running Aplikasi *Zhong Xing HY21* (2019)

Berdasarkan keluaran aplikasi *Zhong Xing HY21* pada Gambar 4.43 diketahui bahwa banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola yang disebabkan oleh *overtopping* dengan *inflow* debit *PMF* memiliki debit *outflow* puncak sebesar 19.541,66927 m³/det dalam waktu selama 4.206 detik.

b. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir

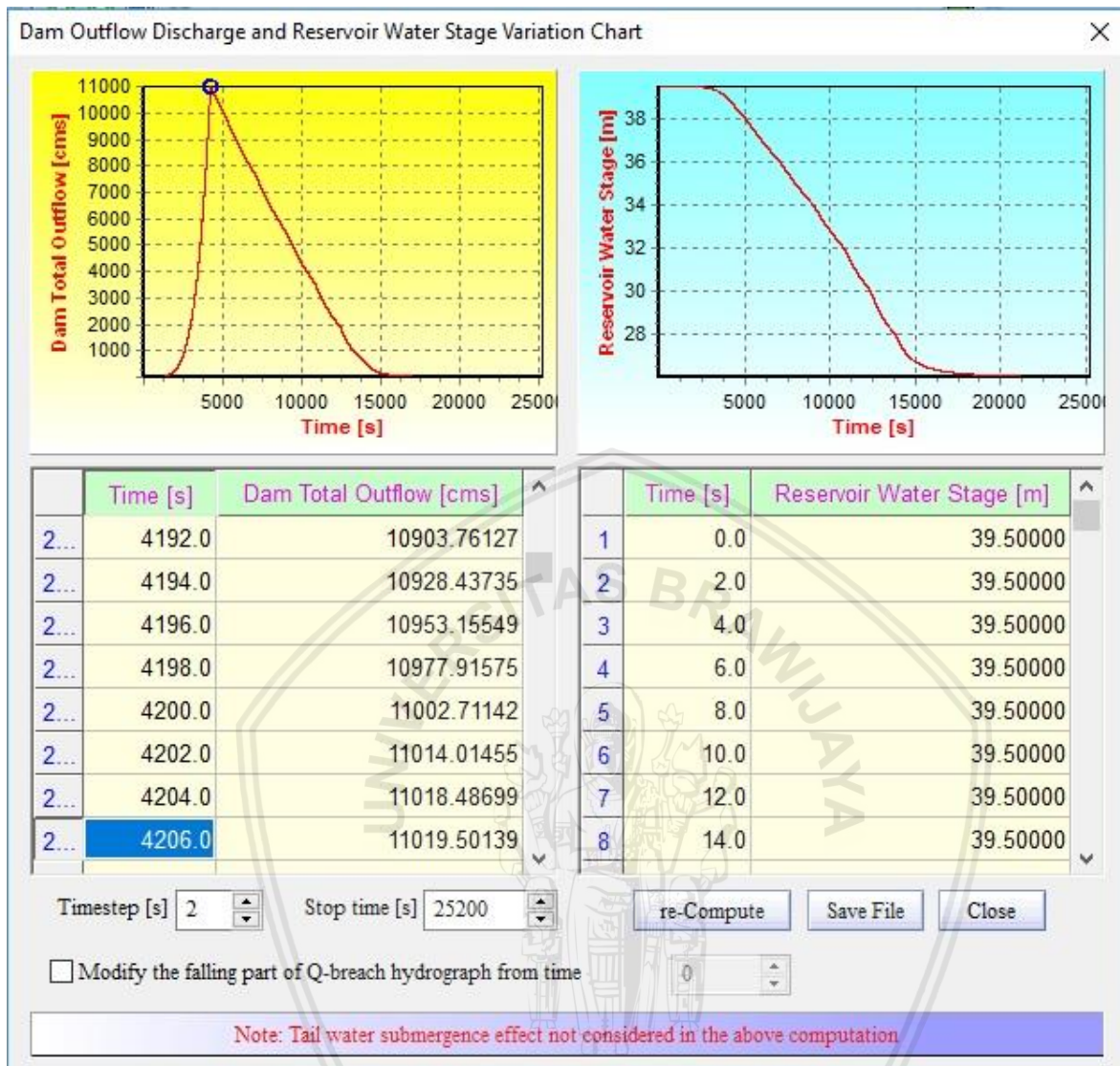


Gambar 4.44 Grafik *Outflow* dan Kurva Deplesi Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

Berdasarkan keluaran aplikasi *Zhong Xing HY21* pada Gambar 4.44 diketahui bahwa banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola yang disebabkan oleh *piping* atas saat kondisi muka air banjir dengan *inflow* debit *PMF* memiliki debit *outflow* puncak sebesar $15.494,09846 \text{ m}^3/\text{det}$ dalam waktu selama 4.206 detik.

c. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal

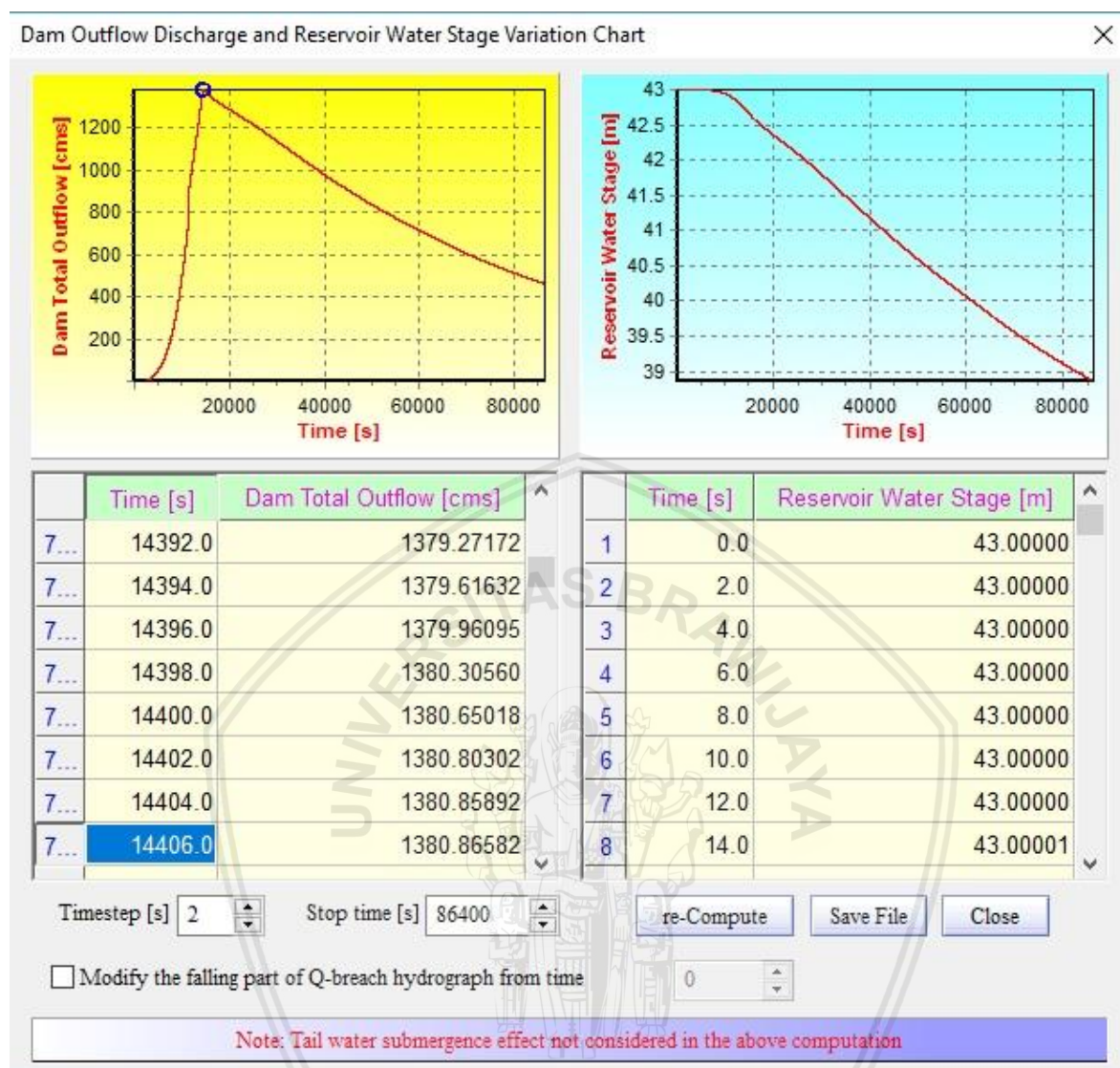


Gambar 4.45 Grafik *Outflow* dan Kurva Deplesi Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal

Sumber: Running Aplikasi *Zhong Xing HY21* (2019)

Berdasarkan keluaran aplikasi *Zhong Xing HY21* pada Gambar 4.45 diketahui bahwa banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola yang disebabkan oleh *piping* atas saat kondisi muka air normal memiliki debit *outflow* puncak sebesar 11.019,50139 m³/det dalam waktu selama 4.206 detik.

d. Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada *Saddle Dam*



Gambar 4.46 Grafik *Outflow* dan Kurva Deplesi Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain (PMF) pada *Saddle Dam*

Sumber: Running Aplikasi *Zhong Xing HY21* (2019)

Berdasarkan keluaran aplikasi *Zhong Xing HY21* pada Gambar 4.46 diketahui bahwa banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola yang disebabkan oleh *piping* bawah saat kondisi muka air normal pada *saddle dam* memiliki debit *outflow* puncak sebesar $1.380,86582 \text{ m}^3/\text{det}$ dalam waktu selama 14406 detik.

Tabel 4.73

Perbedaan Debit *Outflow* Puncak Setiap Skenario Keruntuhan Bendungan Kalola yang Dihasilkan oleh Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Skenario	Debit <i>Outflow</i> Puncak (m^3/det)
<i>Overtopping</i>	19.541,66927
<i>Piping</i> Atas MAB	15.494,09846
<i>Piping</i> Atas MAN	11.019,50139
<i>Piping</i> Bawah MAB <i>Saddle Dam</i>	1.380,86582

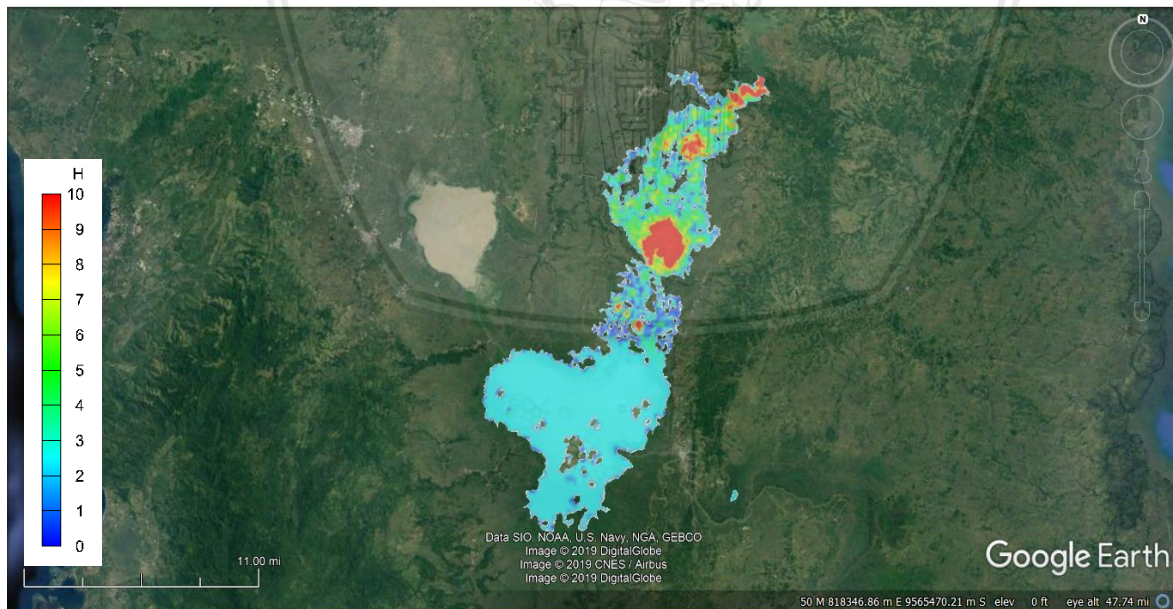
Sumber: *Running* Aplikasi *Zhong Xing HY21* (2019)

Berdasarkan hasil atau *output* dari aplikasi *Zhong Xing HY21* dapat disimpulkan bahwa skenario keruntuhan bendungan yang dapat menyebabkan banjir paling parah adalah dengan skenario *overtopping*.

4.4.2.2.2 Peta Genangan Banjir

Berdasarkan hasil analisis keruntuhan bendungan dengan aplikasi *Zhong Xing HY21* didapatkan perkiraan peta genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola. Peta ini memberikan gambaran mengenai perkiraan sebaran genangan banjir yang diakibatkan dari runtuhnya Bendungan Kalola. Sehingga peta sebaran genangan banjir tersebut dapat menjadi perhatian penting bagi seluruh warga dari wilayah yang terdampak risiko banjir akibat runtuhnya Bendungan Kalola.

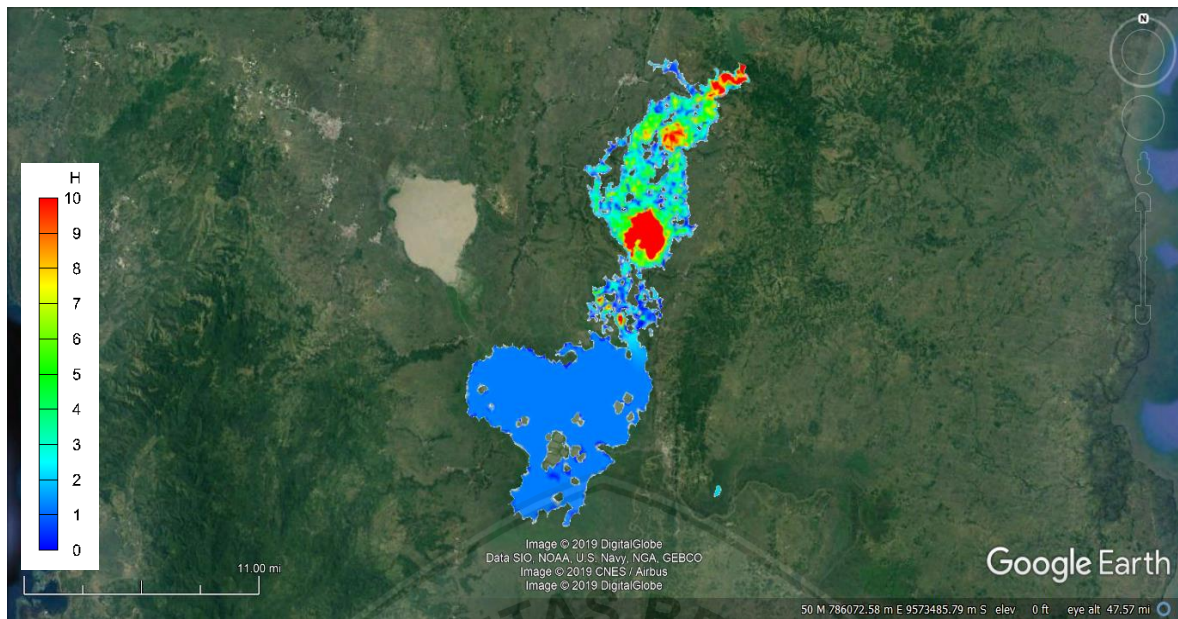
a. Skenario *Overtopping*



Gambar 4.47 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola untuk Skenario *Overtopping* pada Google Earth

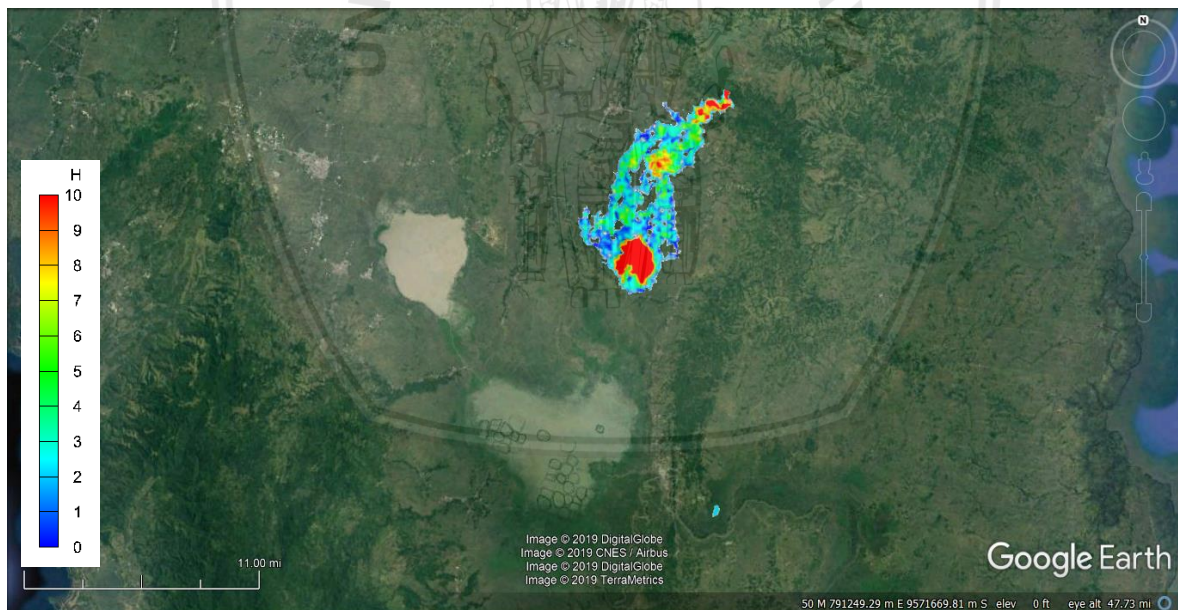
Sumber: Google Earth (diakses pada 20 April 2019)

b. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir



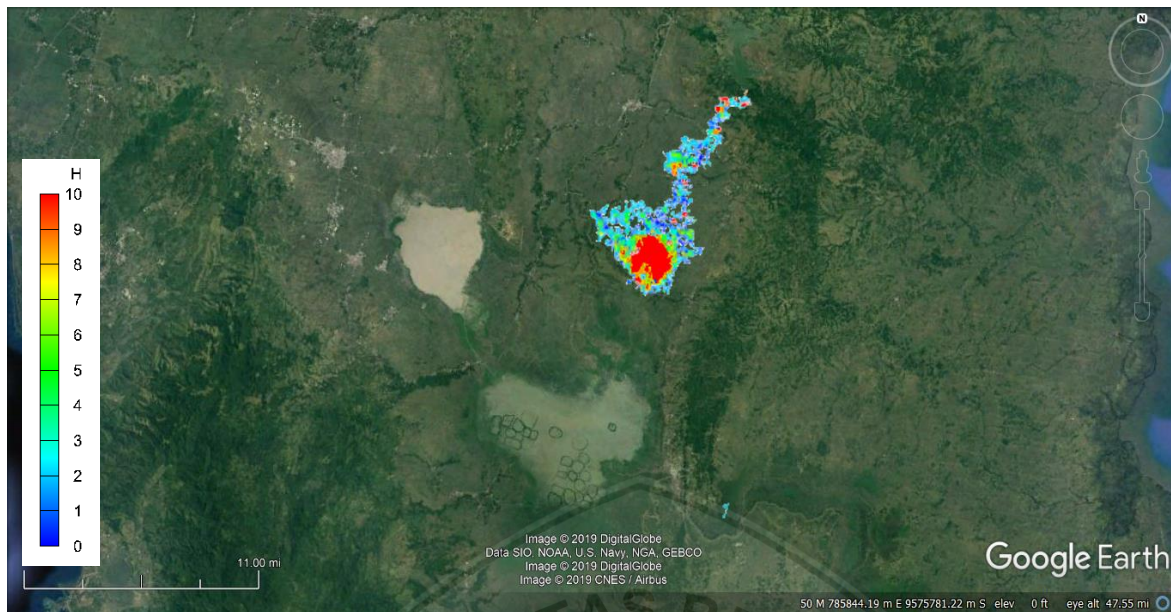
Gambar 4.48 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir pada Google Earth
Sumber: Google Earth (diakses pada 20 April 2019)

c. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal



Gambar 4.49 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal pada Google Earth
Sumber: Google Earth (diakses pada 20 April 2019)

d. Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada *Saddle Dam*



Gambar 4.50 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan *Saddle Dam* Bendungan Kalola untuk Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada Google Earth

Sumber: Google Earth (diakses pada 20 April 2019)

Tabel 4.74

Luas Genangan Banjir untuk Setiap Skenario Keruntuhan Bendungan Kalola

Skenario	Luas Genangan (km ²)
<i>Overtopping</i>	223,20587
<i>Piping</i> Atas MAB	204,56989
<i>Piping</i> Atas MAN	66,40269
<i>Piping</i> Bawah MAB <i>Saddle Dam</i>	48,03377

Sumber: Hasil Analisis (2019)

4.4.2.2.3 Desa Terdampak

Hasil yang diperoleh dari *running* simulasi keruntuhan Bendungan Kalola menggunakan aplikasi *Zhong Xhing HY21*, diketahui bahwa banjir terparah yang terjadi adalah banjir akibat peristiwa *overtopping*, terdapat sejumlah 19 desa terdampak banjir yang ditimbulkan akibat runtuhnya Bendungan Kalola karena *overtopping*. 12 desa terdampak banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola karena *piping* atas pada kondisi muka air banjir. 6 desa terdampak akibat keruntuhan yang dikarenakan *piping* atas pada kondisi muka air normal. Sedangkan keruntuhan pada *saddle dam* yang dikarenakan *piping* bawah pada saat kondisi muka air banjir, menyebabkan 11 desa terdampak banjir.

a. Skenario Overtopping

Tabel 4.75

Daftar Desa Terdampak Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola (*Overtopping*)

NO	DESA	KECAMATAN	KABUPATEN	PROPINSI	X	Y
1	Tancung	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	167989	9550300
2	Belawa	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165437	9552680
3	Pincengpute	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	168432	9552870
4	Limpo Rilau	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	163862	9552890
5	Baru Tancung	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	167261	9553690
6	Mappadaelo	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	168648	9553920
7	Lowa	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	167085	9555650
8	Mannagae	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	169176	9557880
9	Macero	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165891	9557950
10	Tonralipue	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	171544	9558390
11	Malakke	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165767	9559490
12	Wele	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	166199	9561900
13	Sappa	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	164542	9562840
14	Tangkoli	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	169732	9563160
15	Kalola	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	172393	9567210
16	Kalosi Alau	Duapitue	Kab. Sidenreng Rappang	Sulawesi Selatan	170756	9568780
17	Sogi	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	175078	9569100
18	Kalosi	Duapitue	Kab. Sidenreng Rappang	Sulawesi Selatan	169621	9569530
19	Taccimpo	Duapitue	Kab. Sidenreng Rappang	Sulawesi Selatan	169957	9570330

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)***b. Skenario Piping Atas Kondisi Muka Air Banjir**

Tabel 4.76

Daftar Desa Terdampak Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola (*Piping Atas MAB*)

NO	DESA	KECAMATAN	KABUPATEN	PROPINSI	X	Y
1	Belawa	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165437	9552680
2	Lowa	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	167085	9555650
3	Mannagae	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	169176	9557880
4	Macero	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165891	9557950
5	Tonralipue	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	171544	9558390
6	Malakke	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165767	9559490
7	Wele	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	166199	9561900
8	Sappa	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	164542	9562840
9	Kalola	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	172393	9567210
10	Kalosi Alau	Duapitue	Kab. Sidenreng Rappang	Sulawesi Selatan	170756	9568780
11	Sogi	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	175078	9569100
12	Kalosi	Duapitue	Kab. Sidenreng Rappang	Sulawesi Selatan	169621	9569530

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)*

c. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal

Tabel 4.77

Daftar Desa Terdampak Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola (*Piping* Atas MAN)

NO	DESA	KECAMATAN	KABUPATEN	PROPINSI	X	Y
1	Mannagae	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	169176	9557880
2	Malakke	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165767	9559490
3	Wele	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	166199	9561900
4	Kalola	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	172393	9567210
5	Kalosi Alau	Duapitue	Kab. Sidenreng Rappang	Sulawesi Selatan	170756	9568780
6	Sogi	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	175078	9569100

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

d. Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada *Saddle Dam*

Tabel 4.78

Daftar Desa Terdampak Akibat Keruntuhan *Saddle Dam* Bendungan Kalola (*Piping* Bawah MAB)

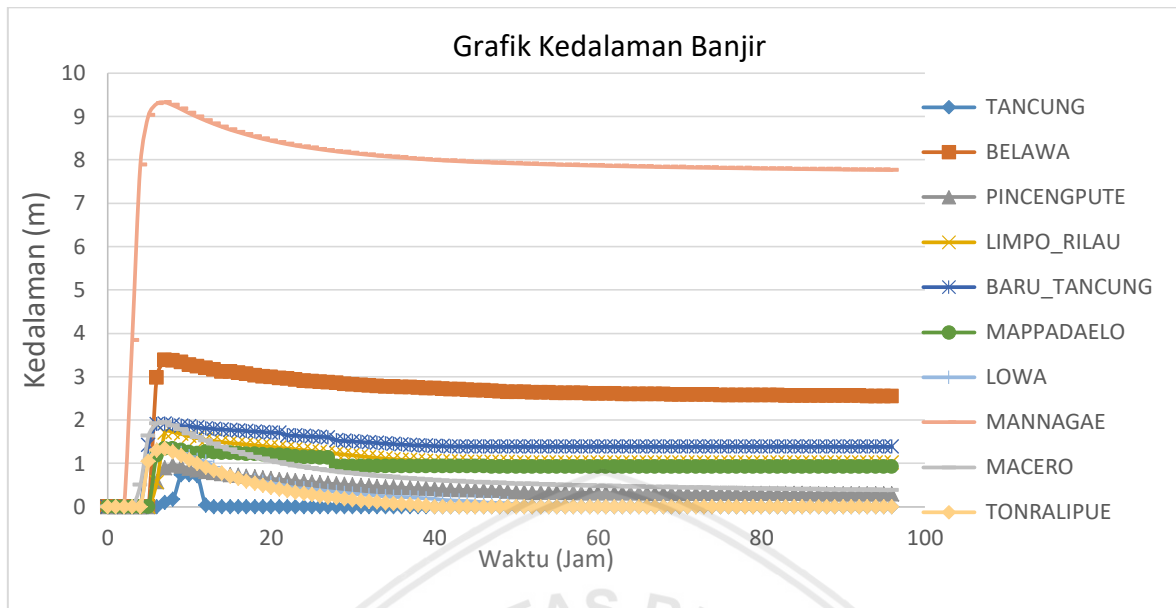
NO	DESA	KECAMATAN	KABUPATEN	PROPINSI	X	Y
1	Lowa	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	167085	9555650
2	Mannagae	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	169176	9557880
3	Macero	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165891	9557950
4	Tonralipue	Tana Sitolo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	171544	9558390
5	Malakke	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	165767	9559490
6	Wele	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	166199	9561900
7	Sappa	Belawa	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	164542	9562840
8	Tangkoli	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	169732	9563160
9	Kalola	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	172393	9567210
10	Kalosi Alau	Duapitue	Kab. Sidenreng Rappang	Sulawesi Selatan	170756	9568780
11	Sogi	Maniang Pajo	Kab. Wajo	Sulawesi Selatan	175078	9569100

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

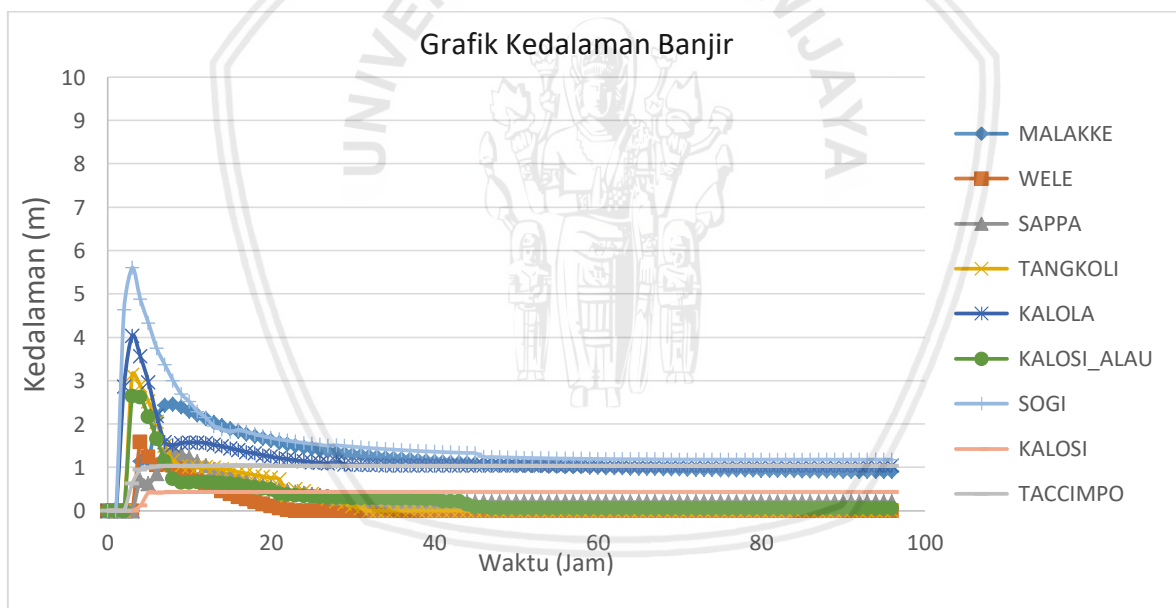
4.4.2.2.4 Kedalaman Banjir

Grafik kedalaman banjir diperoleh berdasarkan hubungan antara waktu datang banjir dengan kedalaman banjir yang terjadi di setiap wilayah yang terkena dampak akibat runtuhnya Bendungan Kalola.

a. **Skenario Overtopping**

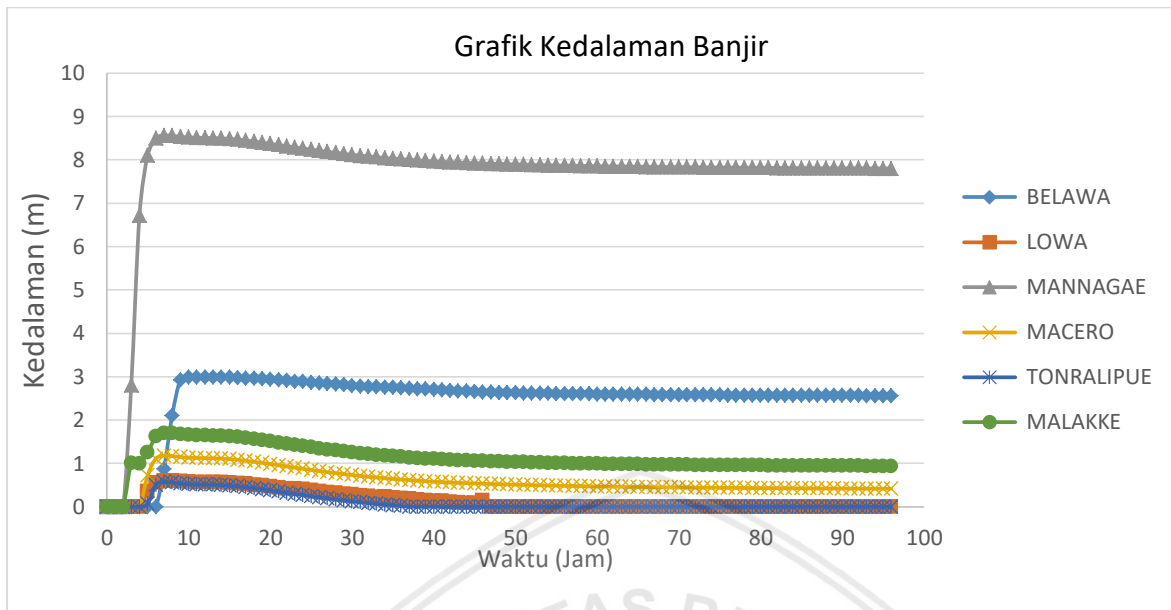


Gambar 4.51 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 1 – 10 Skenario *Overtopping*
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



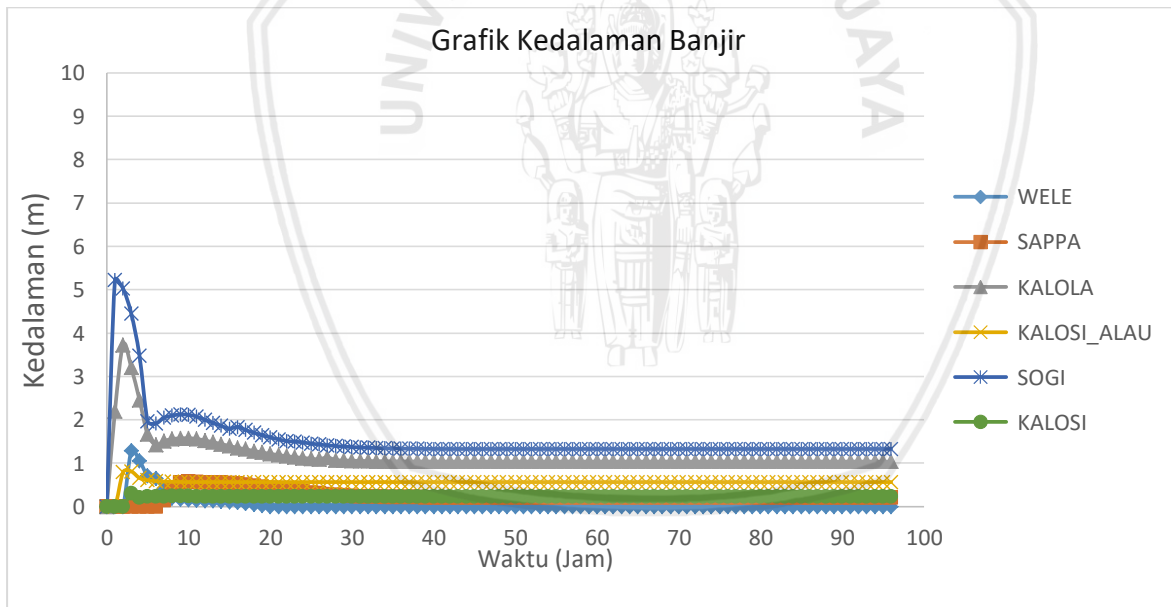
Gambar 4.52 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 11 – 19 Skenario *Overtopping*
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

b. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 4. 53 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario *Piping* Atas MAB

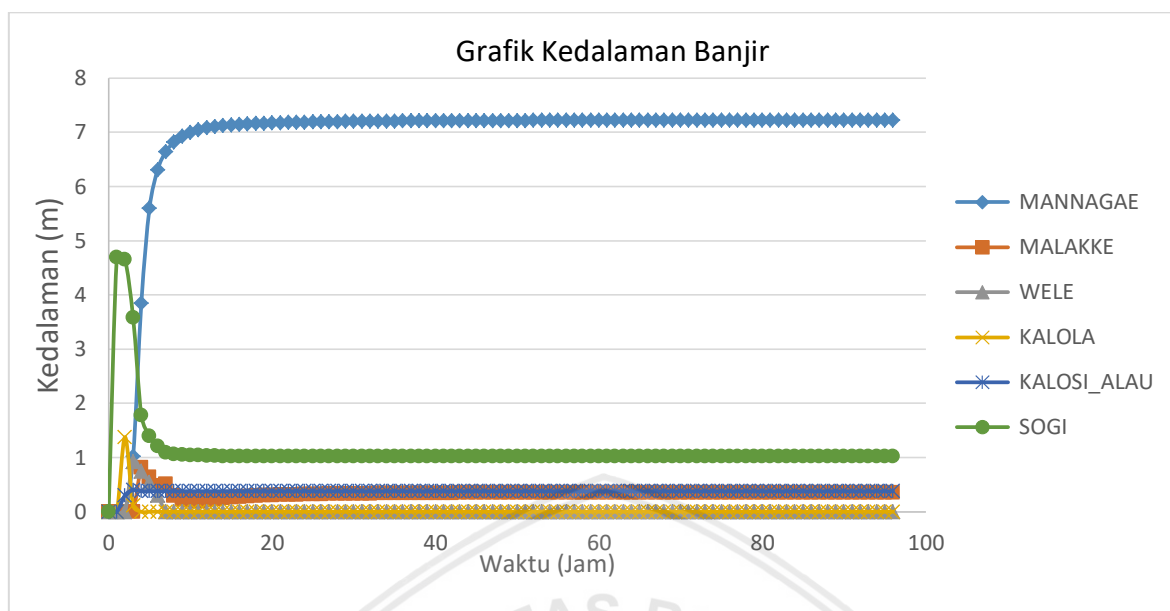
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



Gambar 4. 54 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 7 – 12 Skenario *Piping* Atas MAB

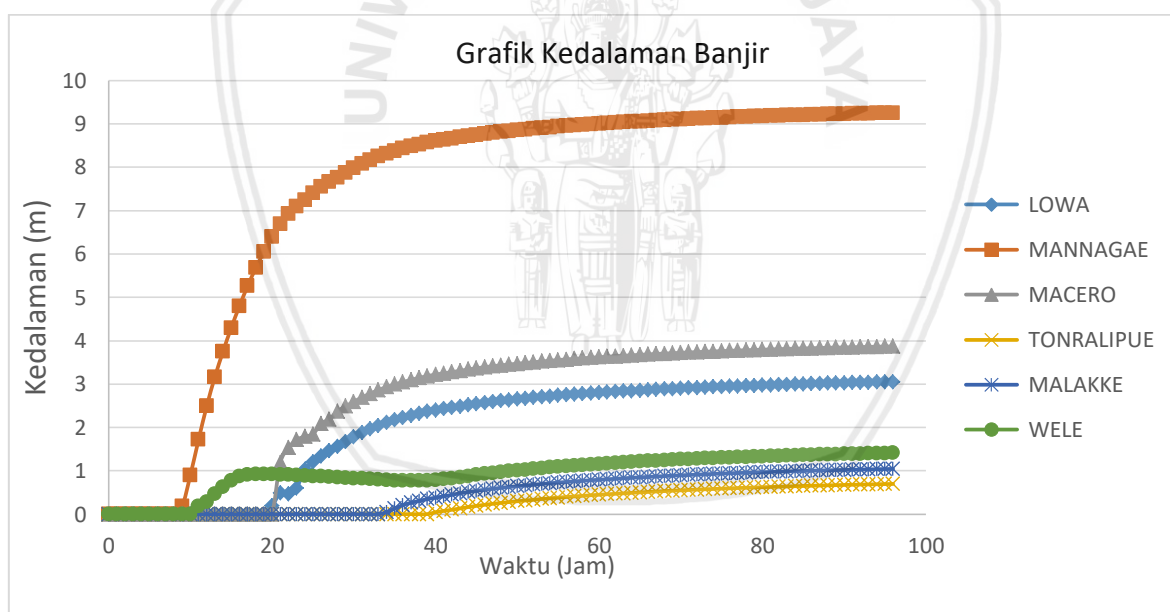
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

c. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal



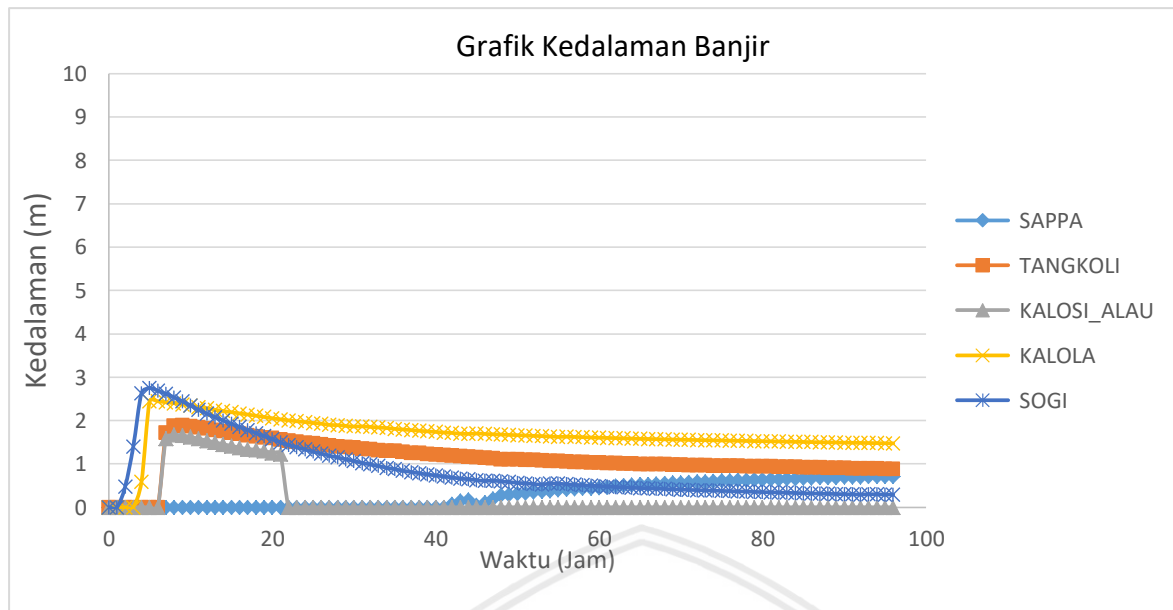
Gambar 4. 55 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak Skenario *Piping* Atas MAN
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

d. Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada Saddle Dam



Gambar 4. 56 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario *Piping* Bawah
MAB untuk Saddle Dam

Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



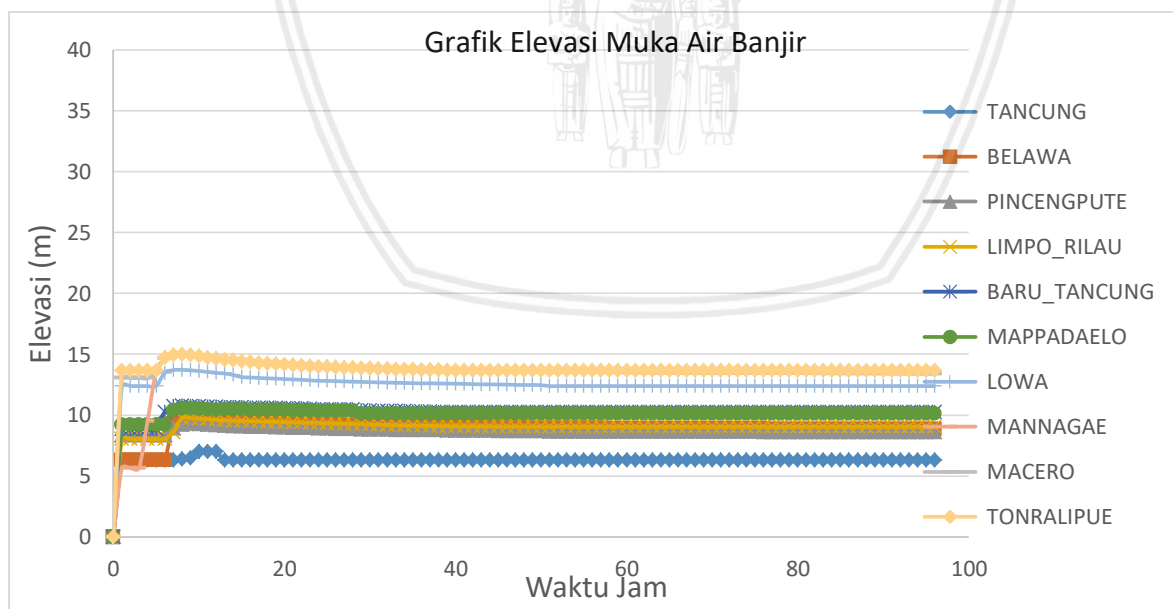
Gambar 4. 57 Grafik Kedalaman Banjir di Desa Terdampak 7 – 11 Skenario *Piping* Bawah MAB untuk *Saddle Dam*

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

4.4.2.2.5 Elevasi Muka Air Banjir

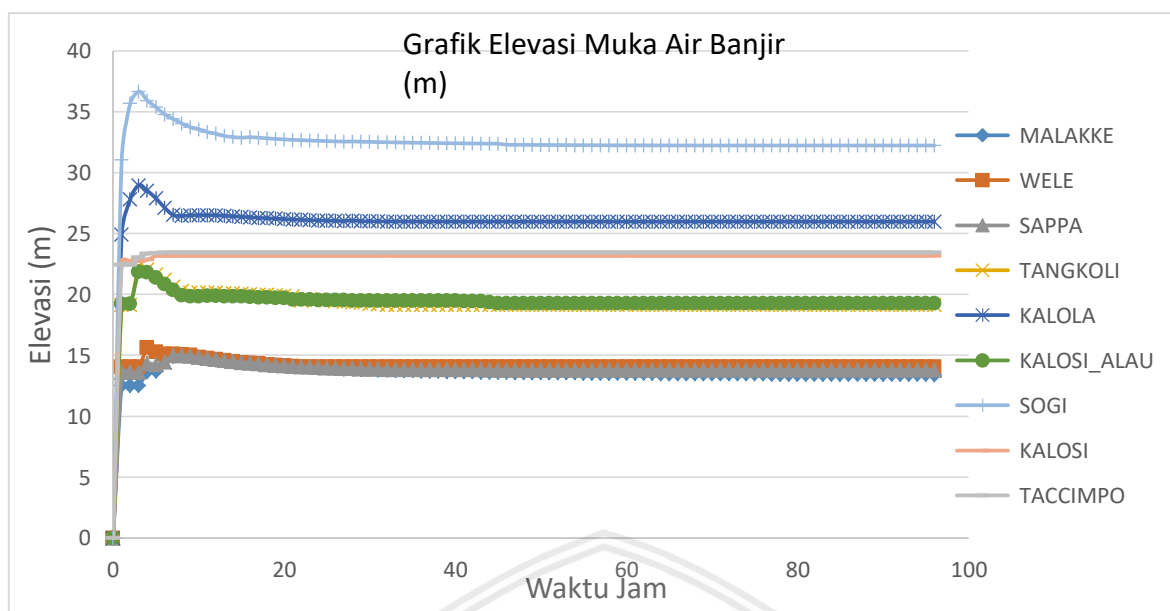
Grafik elevasi muka air banjir diperoleh berdasarkan hubungan antara waktu datang banjir dengan elevasi muka air banjir yang terjadi di setiap wilayah yang terkena dampak akibat runtuhnya Bendungan Kalola.

a. Skenario *Overtopping*



Gambar 4.58 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 1 – 10 Skenario *Overtopping*

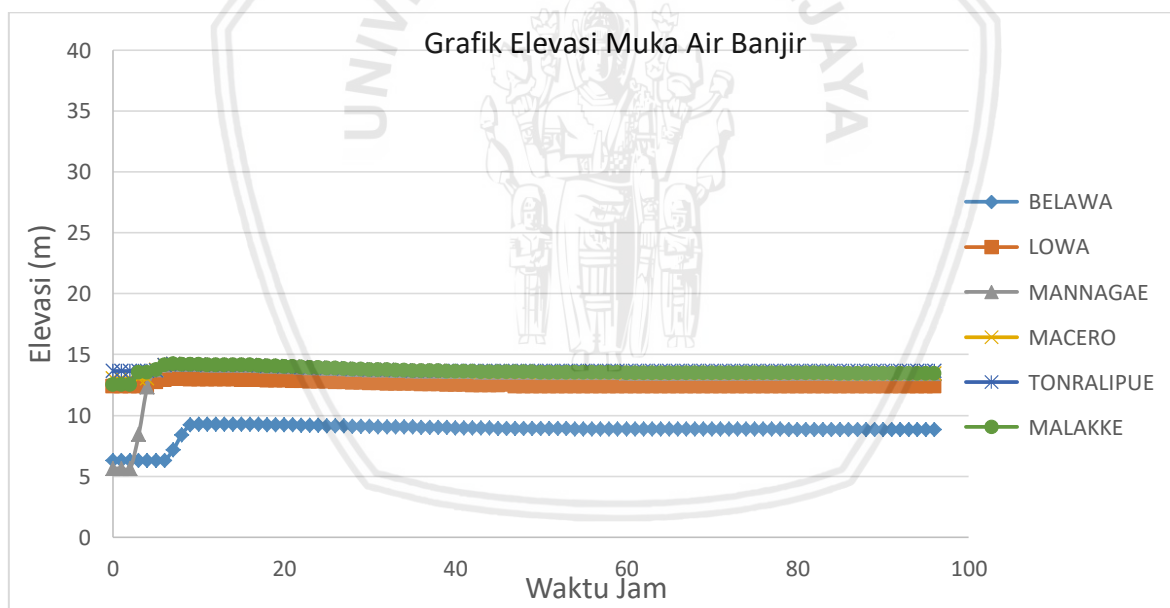
Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)



Gambar 4.59 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 11 – 19 Skenario *Overtopping*

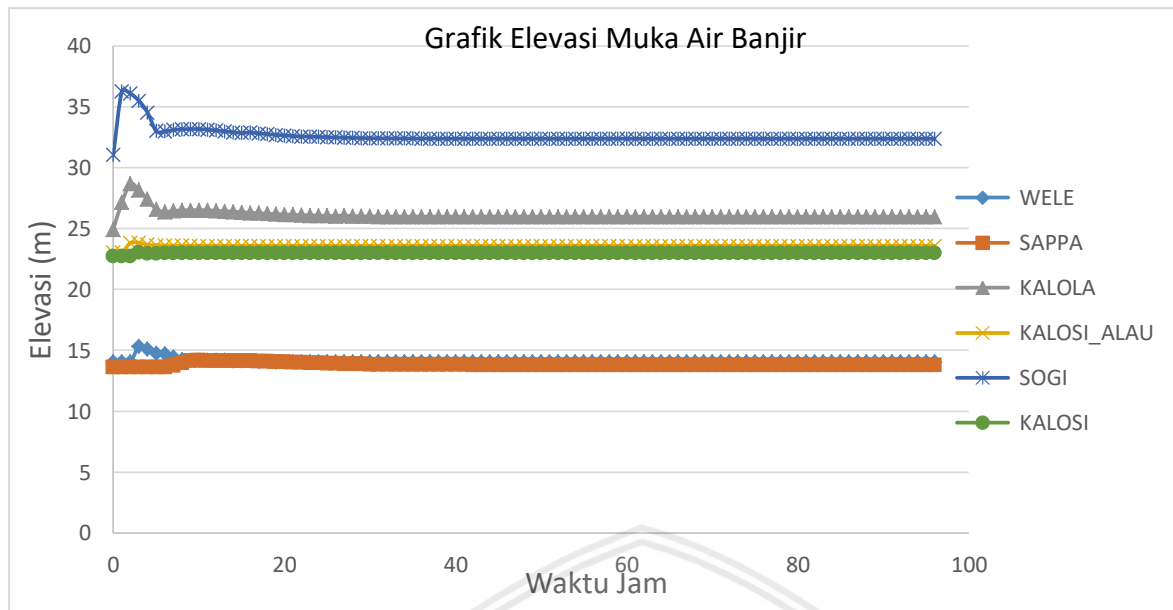
Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

b. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 4. 60 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario *Piping* Atas MAB

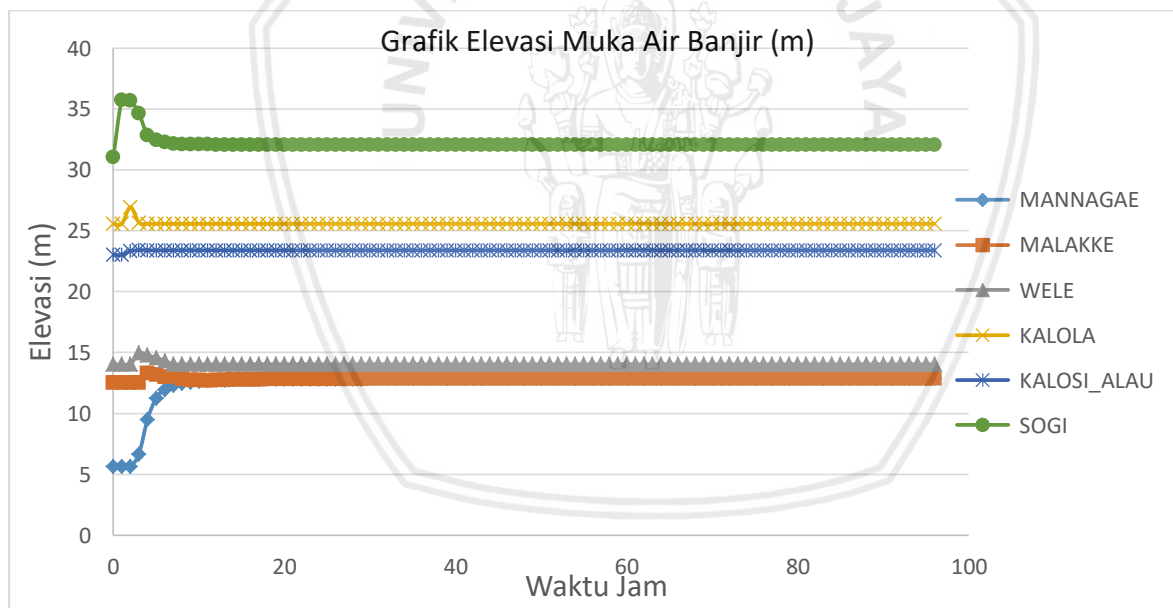
Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)



Gambar 4. 61 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 7 – 12 Skenario *Piping* Atas MAB

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

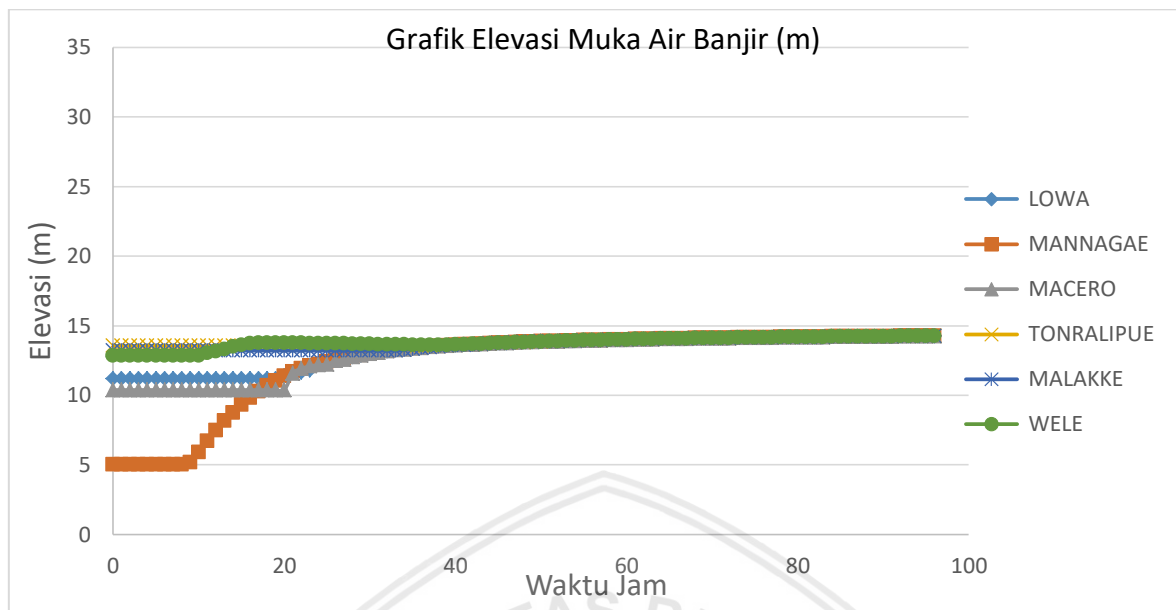
c. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal



Gambar 4. 62 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak Skenario *Piping* Atas MAN

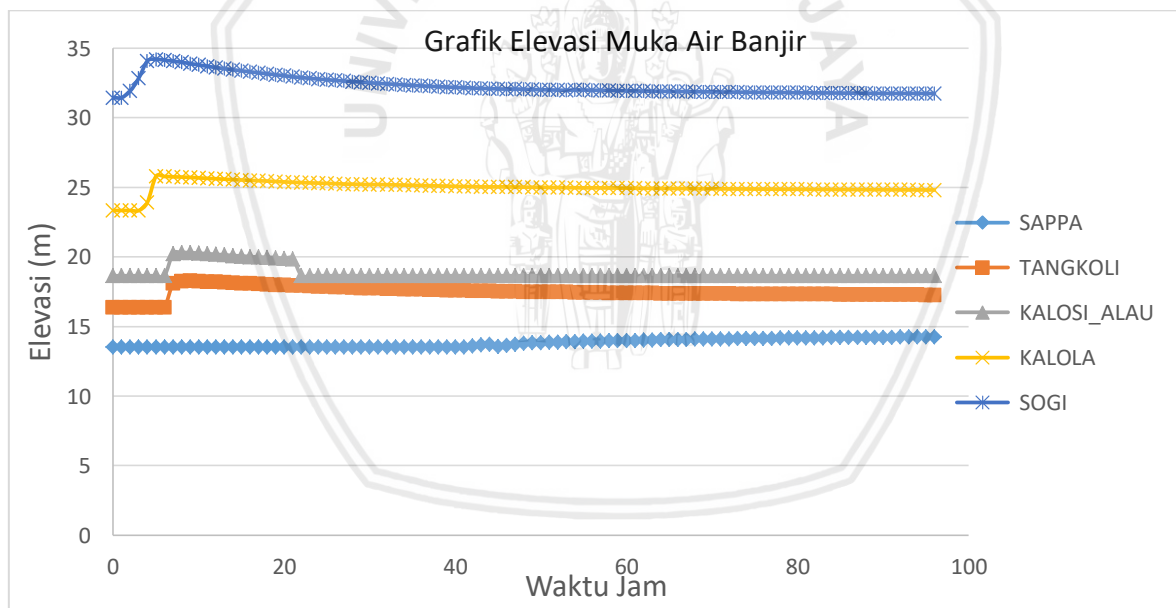
Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

d. Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada *Saddle Dam*



Gambar 4. 63 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario *Piping* Bawah MAB untuk *Saddle Dam*

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)



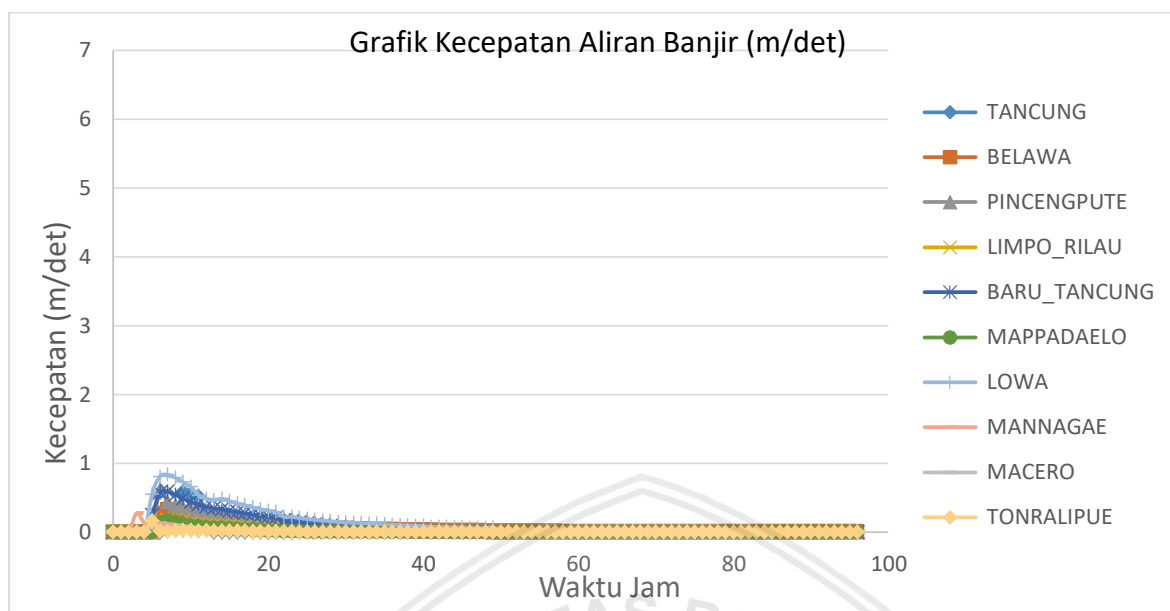
Gambar 4. 64 Grafik Elevasi Muka Air Banjir di Desa Terdampak 7 – 11 Skenario *Piping* Bawah MAB untuk *Saddle Dam*

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

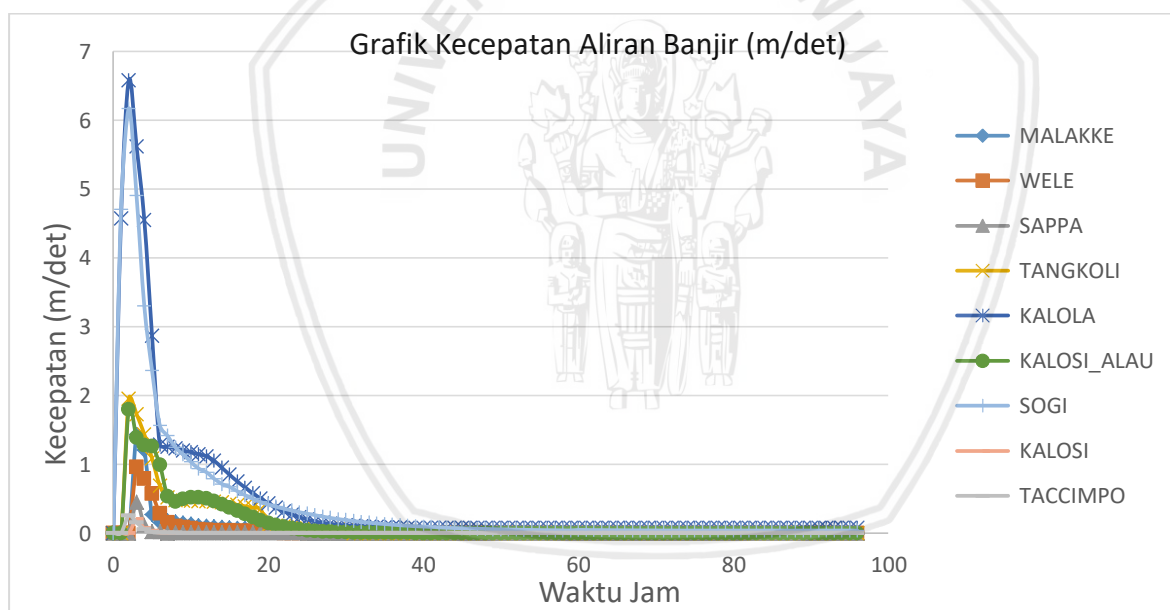
4.4.2.2.6 Kecepatan Banjir

Grafik kecepatan banjir diperoleh berdasarkan hubungan antara waktu datang banjir dengan kecepatan banjir yang terjadi di setiap wilayah yang terkena dampak akibat runtuhnya Bendungan Kalola.

a. Skenario Overtopping

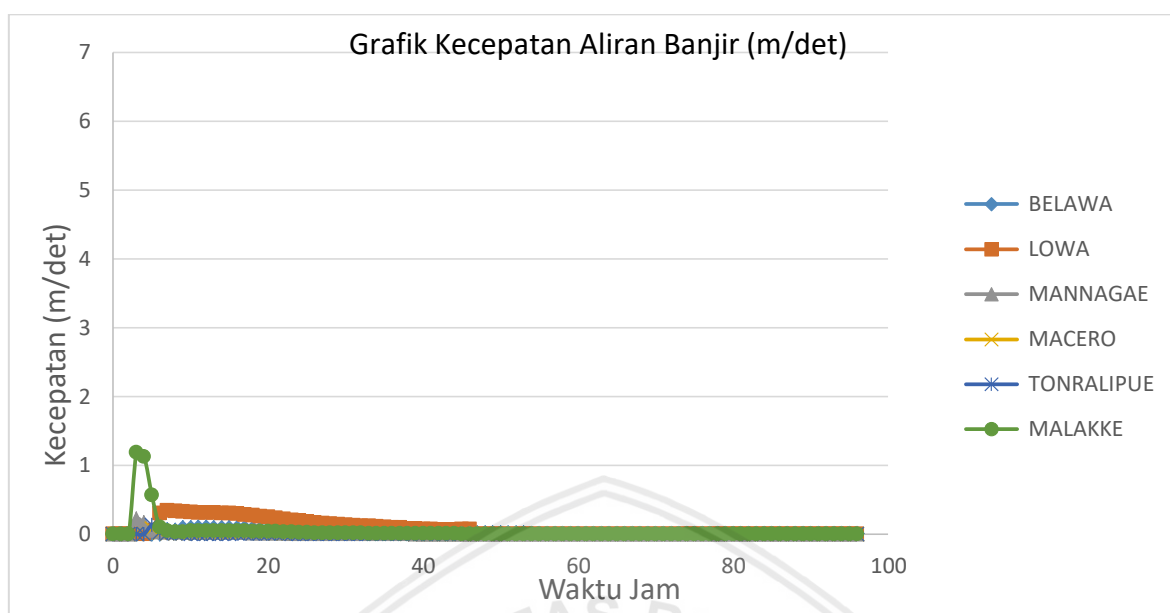


Gambar 4.65 Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 1 – 10 Skenario *Overtopping*
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



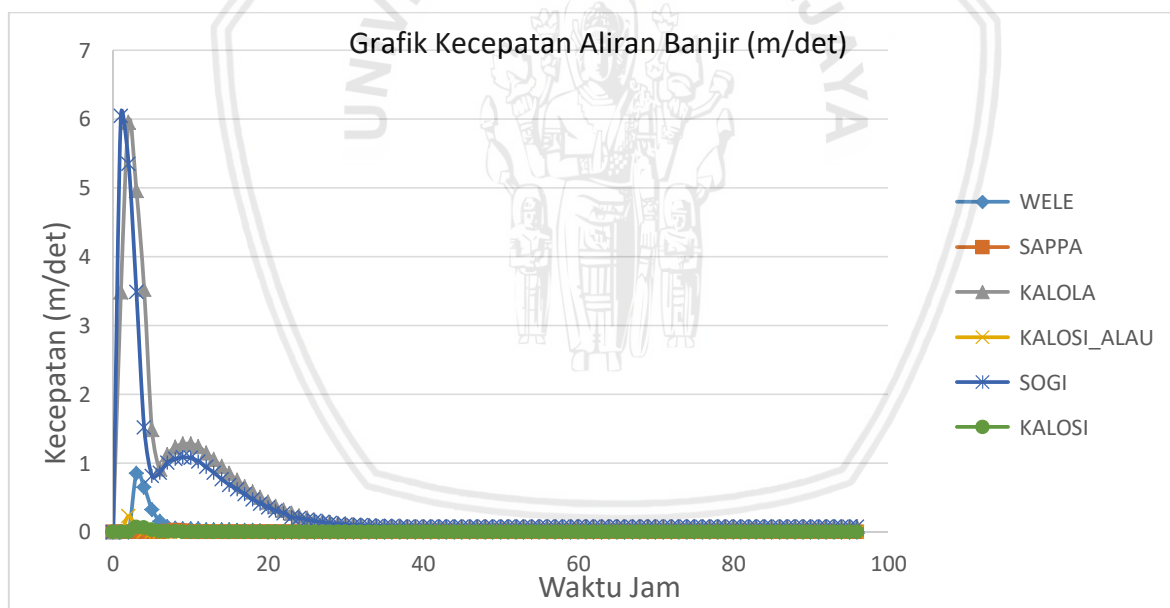
Gambar 4.66 Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 11 – 19 Skenario *Overtopping*
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

b. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir



Gambar 4.67 Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario *Piping* Atas MAB

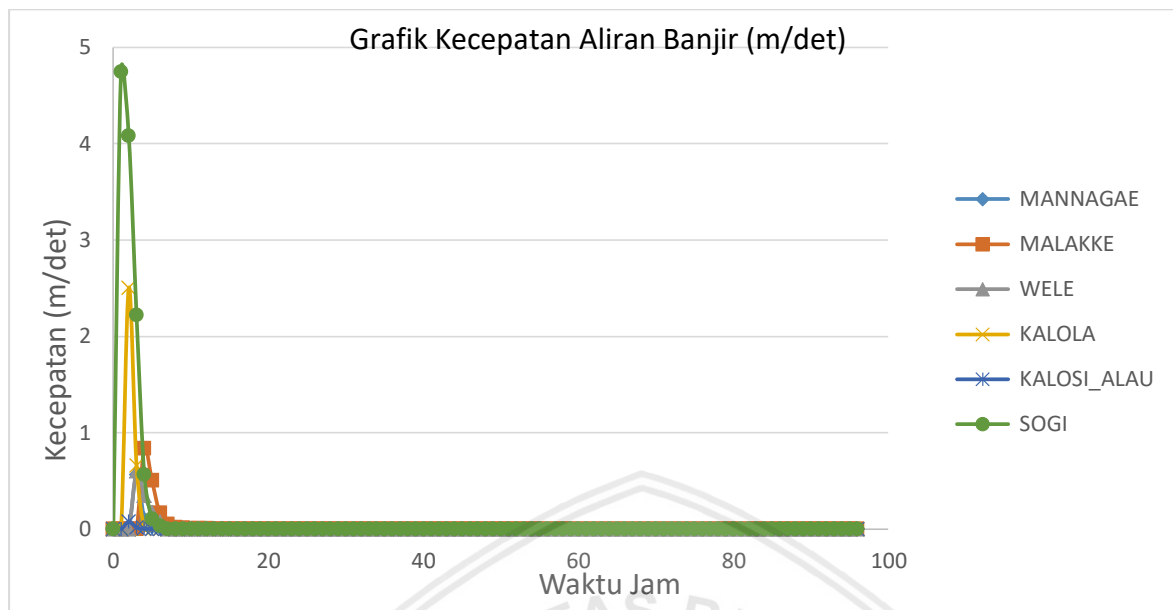
Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)



Gambar 4.68 Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 7 – 12 Skenario *Piping* Atas MAB

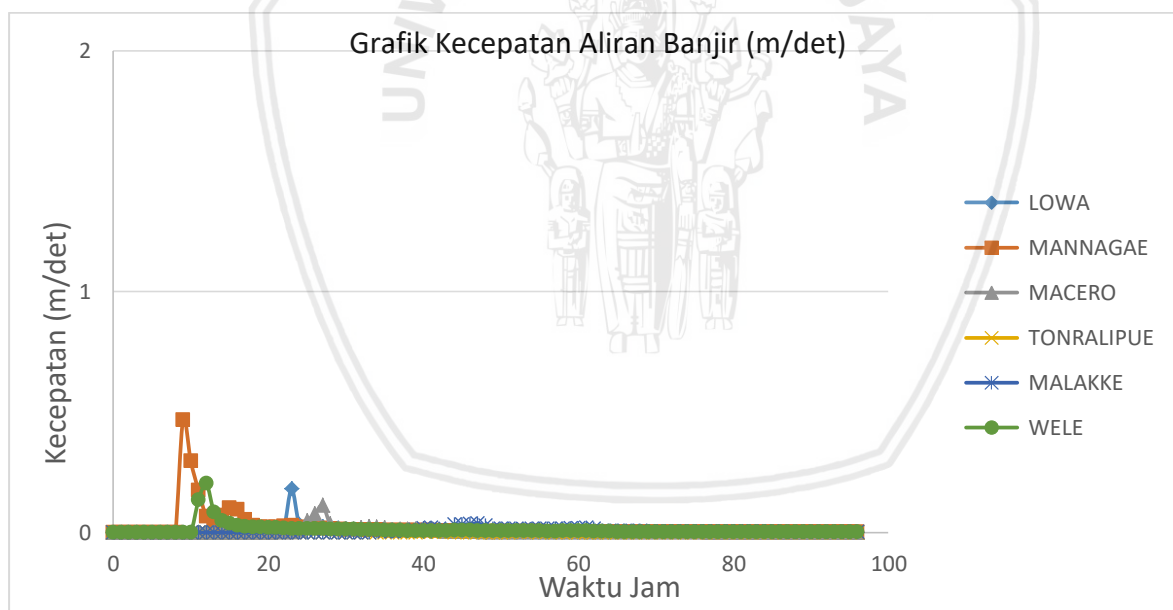
Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

c. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal



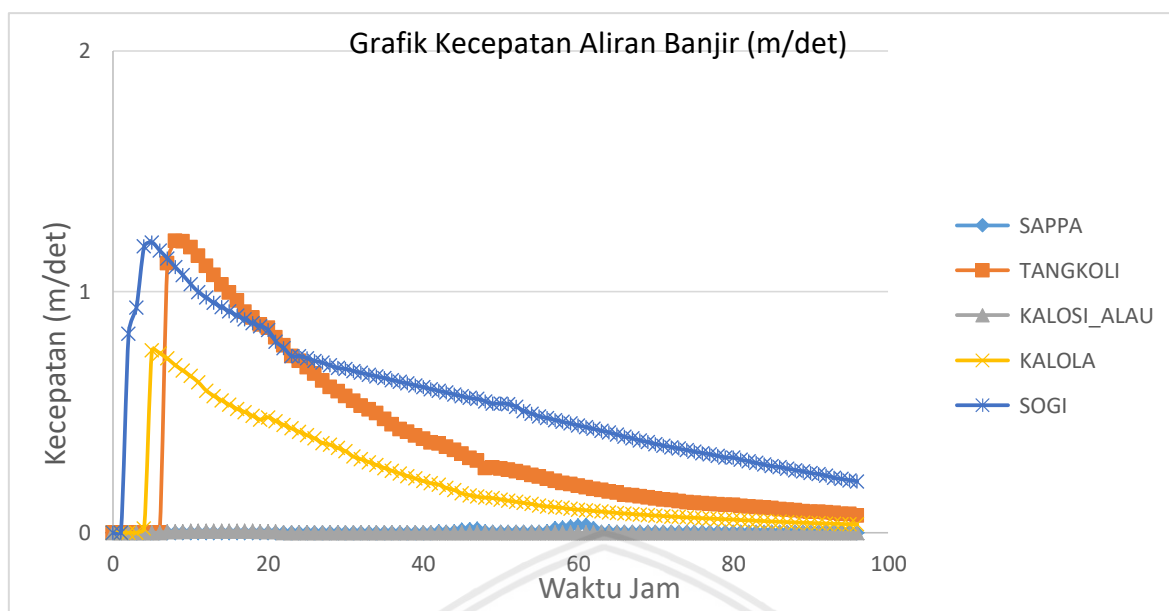
Gambar 4.69 Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak Skenario *Piping* Atas MAN
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

d. Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada *Saddle Dam*



Gambar 4.70 Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 1 – 6 Skenario *Piping* Bawah
MAB untuk *Saddle Dam*

Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



Gambar 4.71 Grafik Kecepatan Banjir di Desa Terdampak 7 – 11 Skenario *Piping* Bawah MAB untuk *Saddle Dam*

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

4.4.2.2.7 Karakteristik Banjir

Dalam melakukan analisis keruntuhan dari suatu bendungan, perlu diketahui karakteristik banjir yang akan terjadi apabila terjadi keruntuhan bendungan. Karakteristik banjir yang dimaksud antara lain adalah waktu tiba banjir, waktu puncak banjir, kedalaman banjir yang akan terjadi. Hal – hal tersebut sangat dibutuhkan untuk keperluan tindakan evakuasi warga yang terkena dampak banjir.

a. Skenario *Overtopping*

Waktu datang, waktu puncak banjir, kedalaman, dan elevasi muka air banjir untuk masing-masing wilayah terdampak dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.79

Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Kedalaman (m)
Tancung	Tana Sitolo	20,52	7	0,092919
Belawa	Belawa	19,38	6	2,975218
Pincengpute	Tana Sitolo	18,49	6	0,568584
Limpo Rilau	Belawa	20,42	6	0,559702
Baru Tancung	Tana Sitolo	18,23	5	1,417870
Mappadaelo	Tana Sitolo	17,41	6	1,182726
Lowa	Tana Sitolo	16,3	5	1,068275
Mannagae	Tana Sitolo	13,7	3	3,838919
Macero	Belawa	15,27	4	0,502191
Tonralipue	Tana Sitolo	12,19	5	1,042596
Malakke	Belawa	13,95	3	1,139774

Lanjutan Tabel 4.79

Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Kedalaman (m)
Wele	Belawa	11,85	3	1,580413
Sappa	Belawa	13,22	3	0,695346
Tangkoli	Maniang Pajo	8,6	2	3,138524
Kalola	Maniang Pajo	3,8	1	2,866394
Kalosi Alau	Duapitue	7,5	2	2,635660
Sogi	Maniang Pajo	0,8	1	4,630388
Kalosi	Duapitue	5,78	3	0,114994
Taccimpo	Duapitue	5,15	2	0,622450

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

Tabel 4.80

Waktu Puncak Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Puncak Banjir (Jam)	Kedalaman (m)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
Tancung	Tana Sitolo	20,52	9	1,355017	+6,355017
Belawa	Belawa	19,38	7	3,379223	+9,675647
Pincengpute	Tana Sitolo	18,49	8	0,961218	+9,306803
Limpo Rilau	Belawa	20,42	8	1,722467	+9,763376
Baru Tancung	Tana Sitolo	18,23	7	1,920825	+10,766262
Mappadaelo	Tana Sitolo	17,41	8	1,331493	+10,536054
Lowa	Tana Sitolo	16,3	7	1,334343	+13,724787
Mannagae	Tana Sitolo	13,7	7	9,32506	+14,98002
Macero	Belawa	15,27	7	1,940229	+14,979861
Tonralipue	Tana Sitolo	12,19	7	1,332366	+14,981879
Malakke	Belawa	13,95	7	2,459183	+14,980128
Wele	Belawa	11,85	3	1,580413	+15,621273
Sappa	Belawa	13,22	7	1,375717	+14,984667
Tangkoli	Maniang Pajo	8,6	2	3,138524	+22,265266
Kalola	Maniang Pajo	3,8	2	4,029937	+28,966139
Kalosi Alau	Duapitue	7,5	3	2,63566	+21,840021
Sogi	Maniang Pajo	0,8	2	5,605261	+36,650442
Kalosi	Duapitue	5,78	16	0,429703	+23,167177
Taccimpo	Duapitue	5,15	18	1,035723	+23,44692

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)**b. Skenario Piping Atas Kondisi Muka Air Banjir**

Waktu datang, waktu puncak banjir, kedalaman, dan elevasi muka air banjir untuk masing-masing wilayah terdampak dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.81

Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas pada Kondisi MAB

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Kedalaman (m)
Belawa	Belawa	19,38	7	0,866294
Lowa	Tana Sitolo	16,3	5	0,357226
Mannagae	Tana Sitolo	13,7	3	2,805419
Macero	Belawa	15,27	5	0,717704
Tonralipue	Tana Sitolo	12,19	5	0,06459
Malakke	Belawa	13,95	3	1,001448
Wele	Belawa	11,85	3	1,282558
Sappa	Belawa	13,22	7	0,137782
Kalola	Maniang Pajo	3,8	1	2,202346
Kalosi Alau	Duapitue	7,5	2	0,793975
Sogi	Maniang Pajo	0,8	1	5,223245
Kalosi	Duapitue	5,78	3	0,299024

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

Tabel 4.82

Waktu Puncak Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas pada Kondisi MAB

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Puncak Banjir (Jam)	Kedalaman (m)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
Belawa	Belawa	19,38	11	2,990011	+9,286435
Lowa	Tana Sitolo	16,3	7	0,600239	+12,990683
Mannagae	Tana Sitolo	13,7	7	8,561669	+14,21663
Macero	Belawa	15,27	7	1,176795	+14,216427
Tonralipue	Tana Sitolo	12,19	7	0,568598	+14,218111
Malakke	Belawa	13,95	7	1,695066	+14,216011
Wele	Belawa	11,85	3	1,282558	+15,323418
Sappa	Belawa	13,22	10	0,572612	+14,181561
Kalola	Maniang Pajo	3,8	2	3,728014	+28,664215
Kalosi Alau	Duapitue	7,5	3	0,809522	+23,828051
Sogi	Maniang Pajo	0,8	1	5,223245	+36,268425
Kalosi	Duapitue	5,78	3	0,299024	+23,036498

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)**c. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal**

Waktu datang, waktu puncak banjir, kedalaman, dan elevasi muka air banjir untuk masing-masing wilayah terdampak dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.83

Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas pada Kondisi MAN

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Kedalaman (m)
Mannagae	Tana Sitolo	13,7	3	1,020856
Malakke	Belawa	13,95	4	0,808808
Wele	Belawa	11,85	3	0,918925
Kalola	Maniang Pajo	3,8	2	1,377127
Kalosi Alau	Duapitue	7,5	2	0,304409
Sogi	Maniang Pajo	0,8	1	4,687173

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

Tabel 4.84

Waktu Puncak Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas pada Kondisi MAN

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Puncak Banjir (Jam)	Kedalaman (m)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
Mannagae	Tana Sitolo	13,7	94	7,220144	+12,875105
Malakke	Belawa	13,95	4	0,808808	+13,329753
Wele	Belawa	11,85	3	0,918925	+14,959785
Kalola	Maniang Pajo	3,8	2	1,377127	+26,943149
Kalosi Alau	Duapitue	7,5	3	0,398797	+23,417325
Sogi	Maniang Pajo	0,8	1	4,687173	+35,732354

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)**d. Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir pada *Saddle Dam***

Waktu datang, waktu puncak banjir, kedalaman, dan elevasi muka air banjir untuk masing-masing wilayah terdampak dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.85

Waktu Tiba Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Saddle Dam Piping* Bawah pada Kondisi MAB

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Kedalaman (m)
Lowa	Tana Sitolo	16,3	20	0,189649
Mannagae	Tana Sitolo	13,7	9	0,180091
Macero	Belawa	15,27	21	1,189682
Tonralipue	Tana Sitolo	12,19	40	0,045671
Malakke	Belawa	13,95	34	0,045803
Wele	Belawa	11,85	14	0,179314
Sappa	Belawa	13,22	42	0,068805
Tangkoli	Maniang Pajo	8,6	7	1,716034
Kalola	Maniang Pajo	3,8	4	0,582932
Kalosi Alau	Duapitue	7,5	7	1,587882
Sogi	Maniang Pajo	0,8	2	0,474075

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

Tabel 4.86

Waktu Puncak Banjir untuk Skenario Keruntuhan *Saddle Dam Piping* Bawah pada Kondisi MAB

Lokasi Terdampak Kelurahan/Desa	Kecamatan	Jarak Dari Bendungan (km)	Waktu Puncak Banjir (Jam)	Kedalaman (m)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
Lowa	Tana Sitolo	16,3	96	3,048271	+14,25089
Mannagae	Tana Sitolo	13,7	96	9,25089	+14,25089
Macero	Belawa	15,27	96	3,869598	+14,25087
Tonralipue	Tana Sitolo	12,19	96	0,69752	+14,25088
Malakke	Belawa	13,95	96	1,043862	+14,25084
Wele	Belawa	11,85	96	1,406008	+14,25066
Sappa	Belawa	13,22	96	0,715544	+14,25062
Tangkoli	Maniang Pajo	8,6	9	1,886849	+18,26223
Kalola	Maniang Pajo	3,8	5	2,449573	+25,77952
Kalosi Alau	Duapitue	7,5	8	1,666955	+20,30911
Sogi	Maniang Pajo	0,8	5	2,750726	+34,19112

Sumber: *Running Aplikasi Zhong Xing HY21* (2019)

4.4.2.2.8 Rekapitulasi

Berikut merupakan rekapitulasi hasil yang diperoleh dari simulasi keruntuhan Bendungan Kalola dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21*. Hasil yang didapatkan berikut ini merupakan perbandingan dari 4 skenario keruntuhan yang telah ditentukan.

Tabel 4.87

Perbandingan Hasil Setiap Skenario Keruntuhan dari Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Skenario Keruntuhan	Desa/Kelurahan	Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)	Output		
					Kecepatan Aliran Banjir Maksimum (m/det)	Luas Genangan Banjir (Km ²)	Debit Outflow Puncak Saat Keruntuhan Terjadi (m ³ /det)
<i>Overtopping</i>	Tancung	20,52	7	0,734	0,585	223,206	19.541,669
	Belawa	19,38	6	3,379	0,322		
	Pincengpute	18,49	6	0,961	0,610		
	Limpo Rilau	20,42	6	1,722	0,176		
	Baru Tancung	18,23	5	1,921	0,584		
	Mappadaelo	17,41	6	1,331	0,158		
	Lowa	16,3	5	1,334	0,834		
	Mannagae	13,7	3	9,325	0,273		
	Macero	15,27	4	1,940	0,066		
	Tonralipue	12,19	5	1,332	0,159		
	Malakke	13,95	3	2,459	1,433		
	Wele	11,85	3	1,580	0,960		
	Sappa	13,22	3	1,376	0,444		
	Tangkoli	8,6	2	3,139	1,955		
	Kalola	3,8	1	4,030	6,576		
	Kalosi Alau	7,5	2	2,636	1,800		
	Sogi	0,8	1	5,605	6,170		

Lanjutan Tabel 4.87

Perbandingan Hasil Setiap Skenario Keruntuhan dari Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Output							
Skenario Keruntuhan	Desa/Kelurahan	Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)	Kecepatan Aliran Banjir Maksimum (m/det)	Luas Genangan Banjir (Km ²)	Debit Outflow Puncak Saat Keruntuhan Terjadi (m ³ /det)
<i>Overrtopping</i>	Kalosi	5,78	3	0,430	0,200	223,206	19.541,669
	Taccimpo	5,15	2	1,036	0,256		
Output							
Skenario Keruntuhan	Desa/Kelurahan	Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)	Kecepatan Aliran Banjir Maksimum (m/det)	Luas Genangan Banjir (Km ²)	Debit Outflow Puncak Saat Keruntuhan Terjadi (m ³ /det)
<i>Piping Atas Muka Air Banjir</i>	Belawa	19,38	7	2,990	0,097	204,569	15.494,098
	Lowa	16,3	5	0,600	0,337		
	Mannagae	13,7	3	8,562	0,217		
	Macero	15,27	5	1,177	0,077		
	Tonralipue	12,19	5	0,569	0,129		
	Malakke	13,95	3	1,695	1,186		
	Wele	11,85	3	1,283	0,850		
	Sappa	13,22	7	0,573	0,023		
	Kalola	3,8	1	3,728	5,949		
	Kalosi Alau	7,5	2	0,810	0,230		
	Sogi	0,8	1	5,223	6,041		
	Kalosi	5,78	3	0,299	0,069		
Output							
Skenario Keruntuhan	Desa/Kelurahan	Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)	Kecepatan Aliran Banjir Maksimum (m/det)	Luas Genangan Banjir (Km ²)	Debit Outflow Puncak Saat Keruntuhan Terjadi (m ³ /det)
<i>Piping Atas Muka Air Normal</i>	Mannagae	13.7	3	7.220	0.565	66,403	11.019,501
	Malakke	13.95	4	0.809	0.833		
	Wele	11.85	3	0.919	0.600		
	Kalola	3.8	2	1.377	2.503		
	Kalosi Alau	7.5	2	0.399	0.077		
	Sogi	0.8	1	4.687	4.743		
Output							
Skenario Keruntuhan	Desa/Kelurahan	Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)	Kecepatan Aliran Banjir Maksimum (m/det)	Luas Genangan Banjir (Km ²)	Debit Outflow Puncak Saat Keruntuhan Terjadi (m ³ /det)
<i>Piping Bawah MAB pada Saddle Dam</i>	Lowa	16,3	20	3,048	0,181	48,034	1.380,866
	Mannagae	13,7	9	9,251	0,467		
	Macero	15,27	21	3,870	0,112		

Lanjutan Tabel 4.87

Perbandingan Hasil Setiap Skenario Keruntuhan dari Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Skenario Keruntuhan	Desa/Kelurahan	Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)	Output		
					Kecepatan Aliran Banjir Maksimum (m/det)	Luas Genangan Banjir (Km ²)	Debit Outflow Puncak Saat Keruntuhan Terjadi (m ³ /det)
Piping Bawah MAB pada Saddle Dam	Tonralipue	12,19	40	0,698	0,001	48,034	1.380,866
	Malakke	13,95	34	1,044	0,038		
	Wele	11,85	14	1,406	0,203		
	Sappa	13,22	42	0,716	0,031		
	Tangkoli	8,6	7	1,887	1,210		
	Kalola	3,8	4	2,450	0,007		
	Kalosi Alau	7,5	7	1,667	0,757		
	Sogi	0,8	2	2,751	1,205		

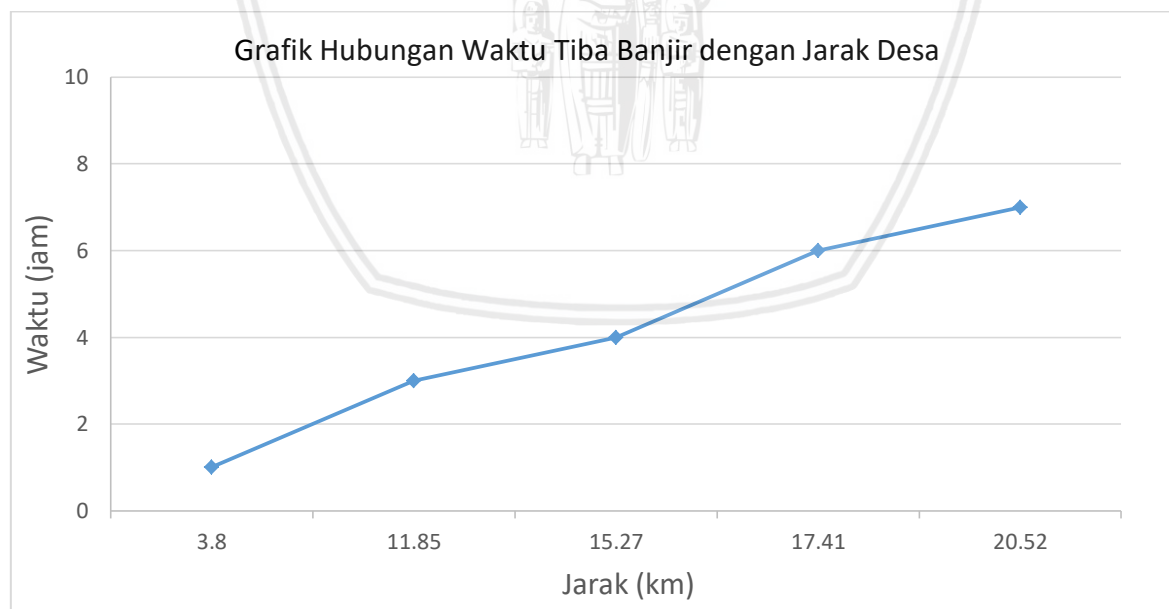
Sumber: Running Aplikasi *Zhong Xing HY21* (2019)

Tabel 4.88

Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Overtopping*
Jarak Desa Terdampak dari Bendungan (km) Waktu Tiba Banjir (jam)

3,8	1
11,85	3
15,27	4
17,41	6
20,52	7

Sumber: Hasil Analisis (2019)

Gambar 4.72 Grafik Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Overtopping*

Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.89

Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir

Jarak Desa Terdampak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)
3,8	1
7,5	2
13,95	3
16,3	5
19,38	7

Sumber: Hasil Analisis (2019)



Gambar 4.73 Grafik Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir

Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.90

Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal

Jarak Desa Terdampak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)
0,8	1
7,5	2
11,85	3
13,95	4

Sumber: Hasil Analisis (2019)



Gambar 4.74 Grafik Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal

Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.91

Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario Keruntuhan *Saddle Dam* karena *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir

Jarak Desa Terdampak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (jam)
0,8	2
3,8	4
7,5	7
11,85	14
16,3	20

Sumber: Hasil Analisis (2019)



Gambar 4.75 Grafik Hubungan Waktu Tiba Banjir dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario Keruntuhan *Saddle Dam* karena *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir

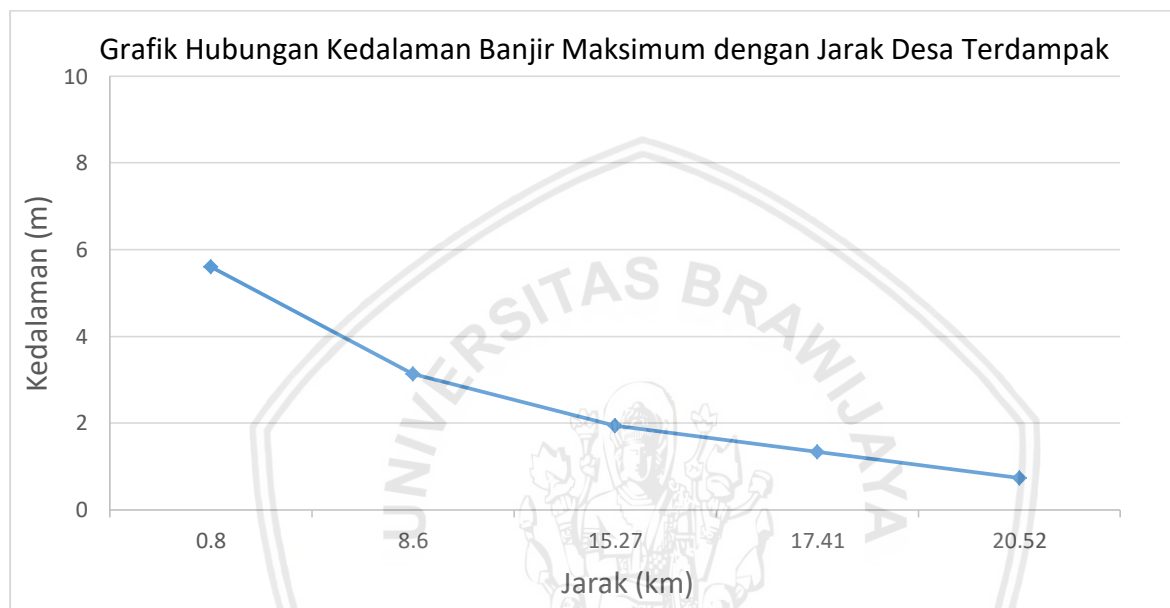
Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.92

Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Overtopping*

Jarak Desa Terdampak dari Bendungan (km)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)
0,8	5,605
8,6	3,139
15,27	1,940
17,41	1,331
20,52	0,734

Sumber: Hasil Analisis (2019)



Gambar 4.76 Grafik Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Overtopping*

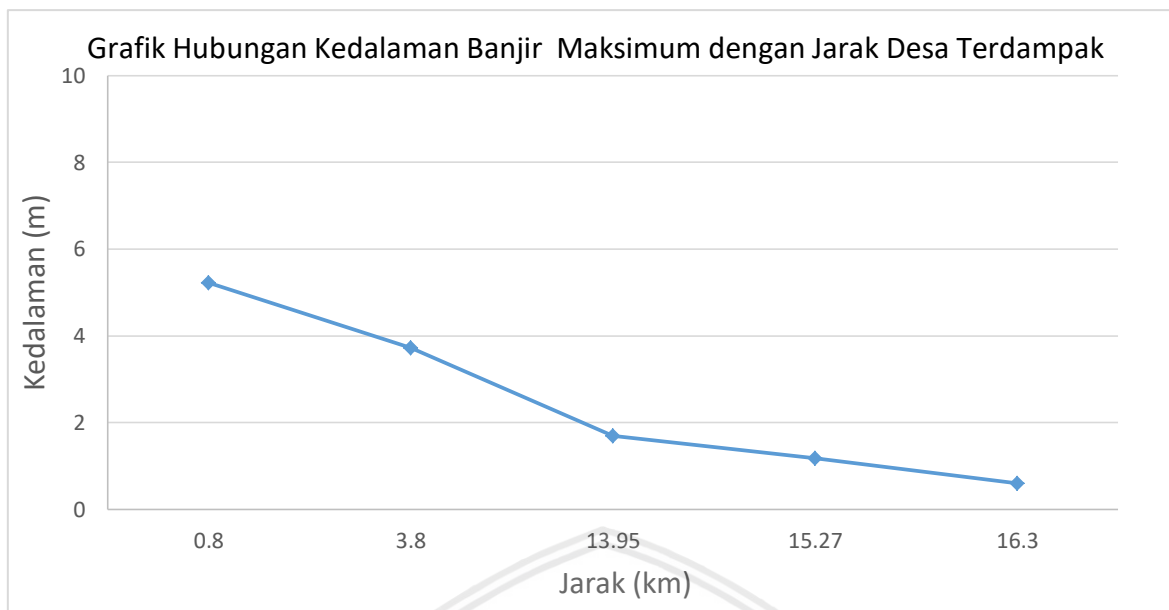
Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.93

Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Piping Atas Kondisi Muka Air Banjir*

Jarak Desa Terdampak dari Bendungan (km)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)
0,8	5,223
3,8	3,728
13,95	1,695
15,27	1,177
16,3	0,600

Sumber: Hasil Analisis (2019)



Gambar 4.77 Grafik Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir
Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.94

Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal

Jarak Desa Terdampak dari Bendungan (km)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)
0,8	4,687
3,8	1,377
11,85	0,919
13,95	0,809

Sumber: Hasil Analisis (2019)



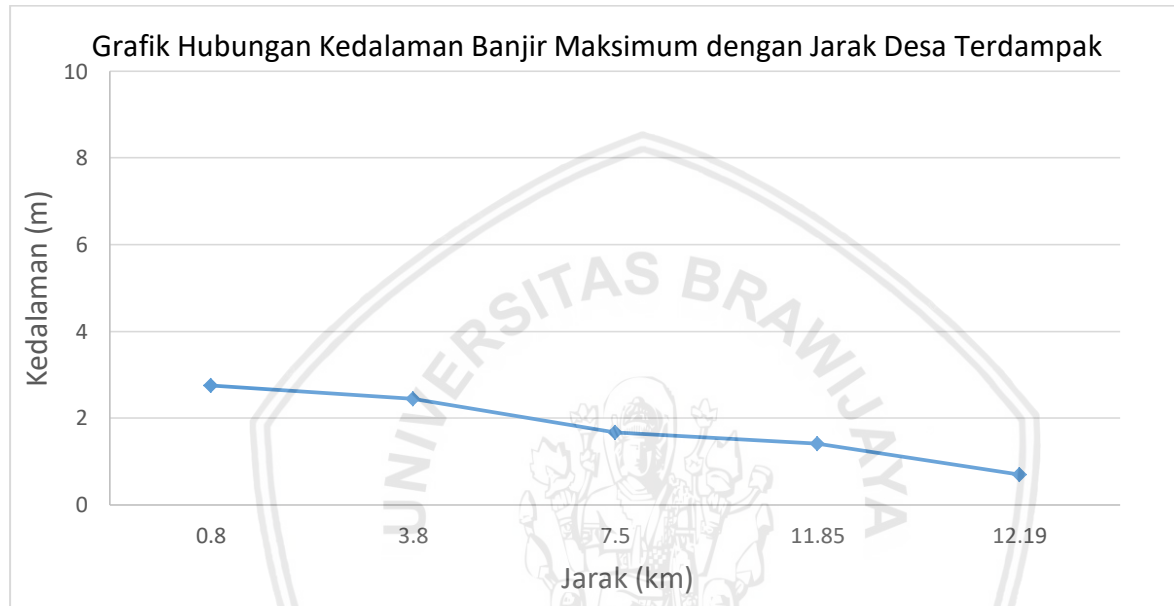
Gambar 4.78 Grafik Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Normal
Sumber: Hasil Analisis (2019)

Tabel 4.95

Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario Keruntuhan *Saddle Dam* karena *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir

Jarak Desa Terdampak dari Bendungan (km)	Kedalaman Banjir Maksimum (m)
0,8	2,751
3,8	2,450
7,5	1,667
11,85	1,406
12,19	0,698

Sumber: Hasil Analisis (2019)



Gambar 4.79 Grafik Hubungan Kedalaman Banjir Maksimum dengan Jarak Desa Terdampak untuk Skenario Keruntuhan *Saddle Dam* karena *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir

Sumber: Hasil Analisis (2019)

Berdasarkan simulasi keruntuhan Bendungan Kalola yang telah dilakukan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21*, skenario keruntuhan Bendungan Kalola karena *overtopping* menghasilkan luas genangan banjir yang paling luas jika dibandingkan dengan luas genangan banjir yang dihasilkan oleh skenario keruntuhan yang lainnya. Begitu pula untuk kedalaman banjir dan kecepatan aliran banjir yang ditimbulkan karena *overtopping* lebih besar apabila dibandingkan dengan skenario yang lainnya.

Nilai kedalaman banjir maksimum yang ditimbulkan akibat keruntuhan dengan skenario *overtopping* adalah sebesar 9,325 m pada Desa Mannagae dengan jarak dari Bendungan Kalola sejauh 13,7 km. Dan untuk kecepatan aliran banjir maksimal yang ditimbulkan adalah sebesar 6,576 m/det pada Desa Maniang Pajo. Luas genangan banjir akibat *overtopping* adalah 223,206 km².

Kemudian untuk banjir yang ditimbulkan akibat runtuhnya *saddle dam* dari Bendungan Kalola menyebabkan luas genangan banjir sebesar 48,034 km², kedalaman

banjir maksimum sebesar 9,251 m pada Desa Mannagae, dan kecepatan aliran banjir yang maksimum yaitu 1,210 pada Desa Tangkoli.

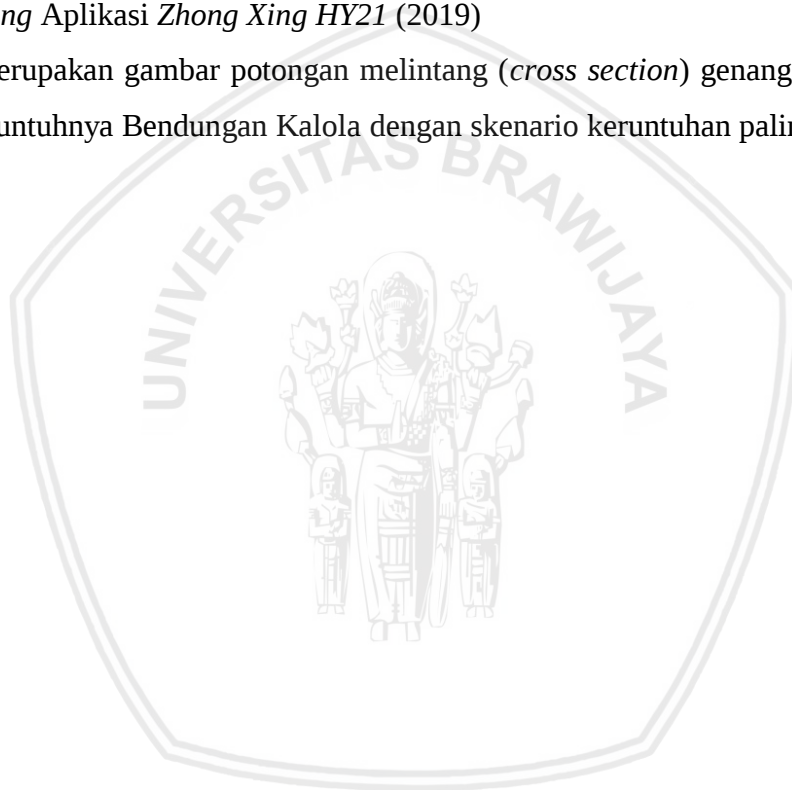
Tabel 4.96

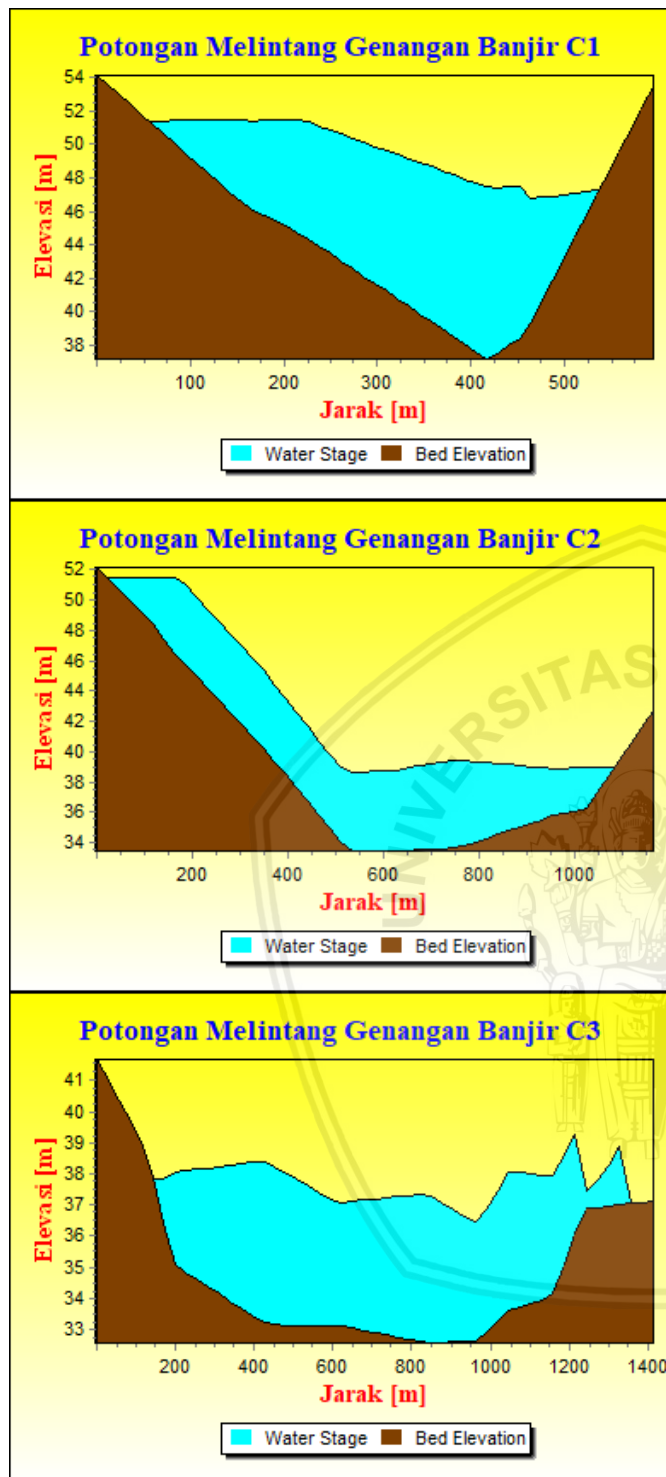
Perbandingan Karakteristik Banjir dengan Nilai Maksimum untuk Setiap Skenario Keruntuhan Bendungan Kalola yang Dihasilkan oleh Aplikasi *Zhong Xing HY21*

Skenario	Kedalaman Banjir Maks. (m)	Kecepatan Banjir Maks. (m/det)	Luas Genangan (km ²)
<i>Overtopping</i>	9,325	6,576	223,206
<i>Piping</i> Atas MAB	8,562	6,041	204,569
<i>Piping</i> Atas MAN	7,220	4,743	66,403
<i>Piping</i> Bawah MAB <i>Saddle Dam</i>	9,251	1,210	48,034

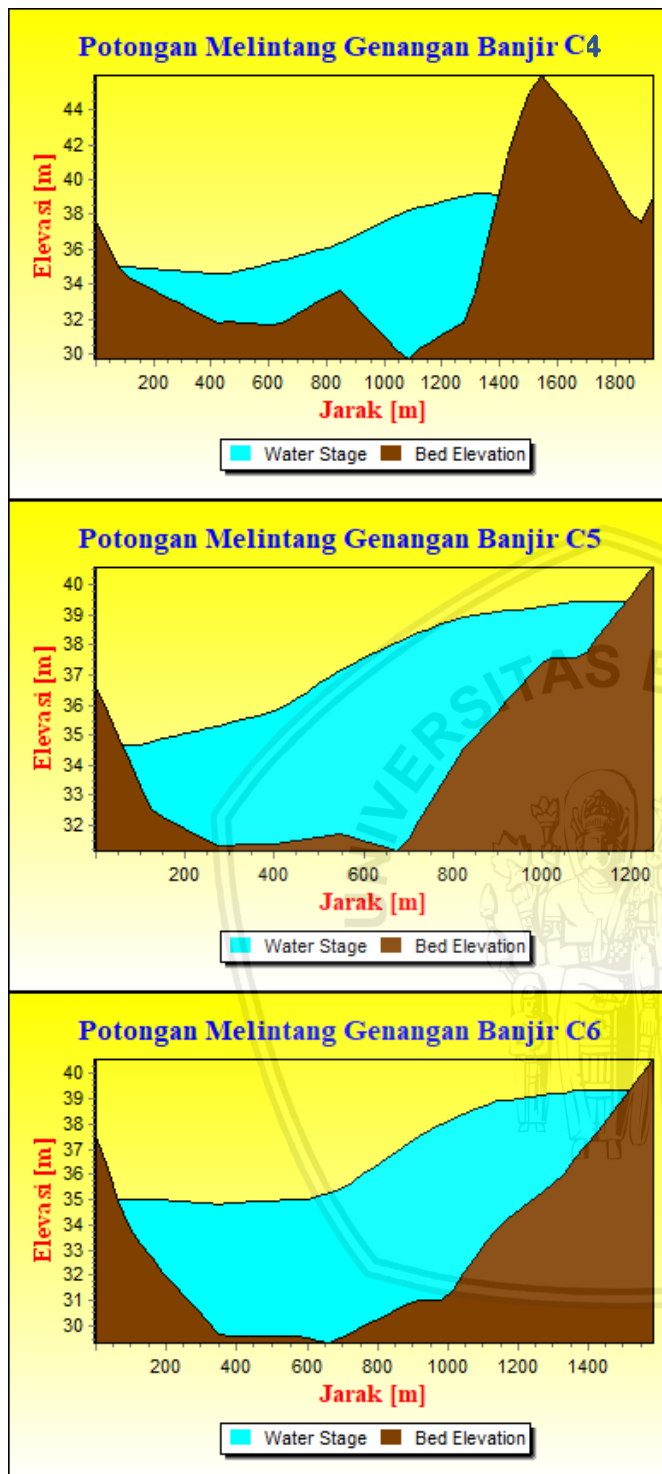
Sumber: *Running* Aplikasi *Zhong Xing HY21* (2019)

Berikut merupakan gambar potongan melintang (*cross section*) genangan banjir yang terjadi akibat runtuhnya Bendungan Kalola dengan skenario keruntuhan paling parah, yaitu *overtopping*.

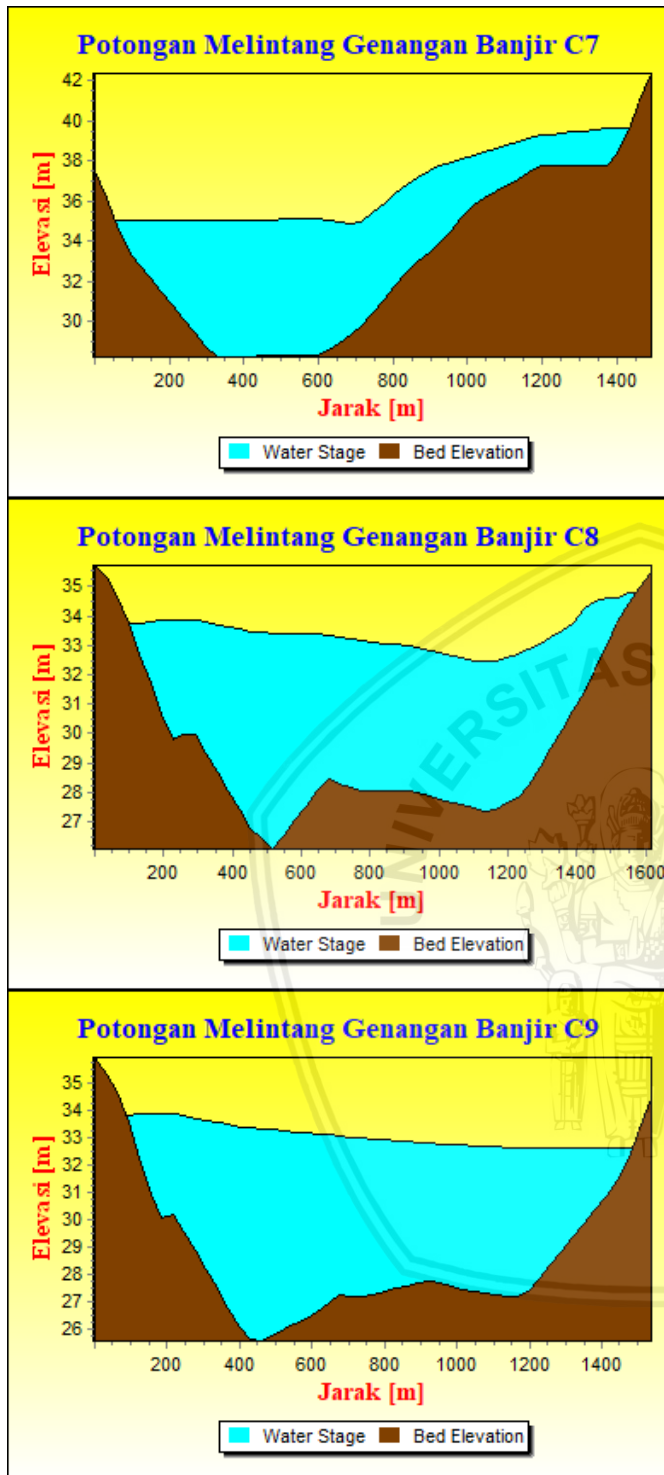




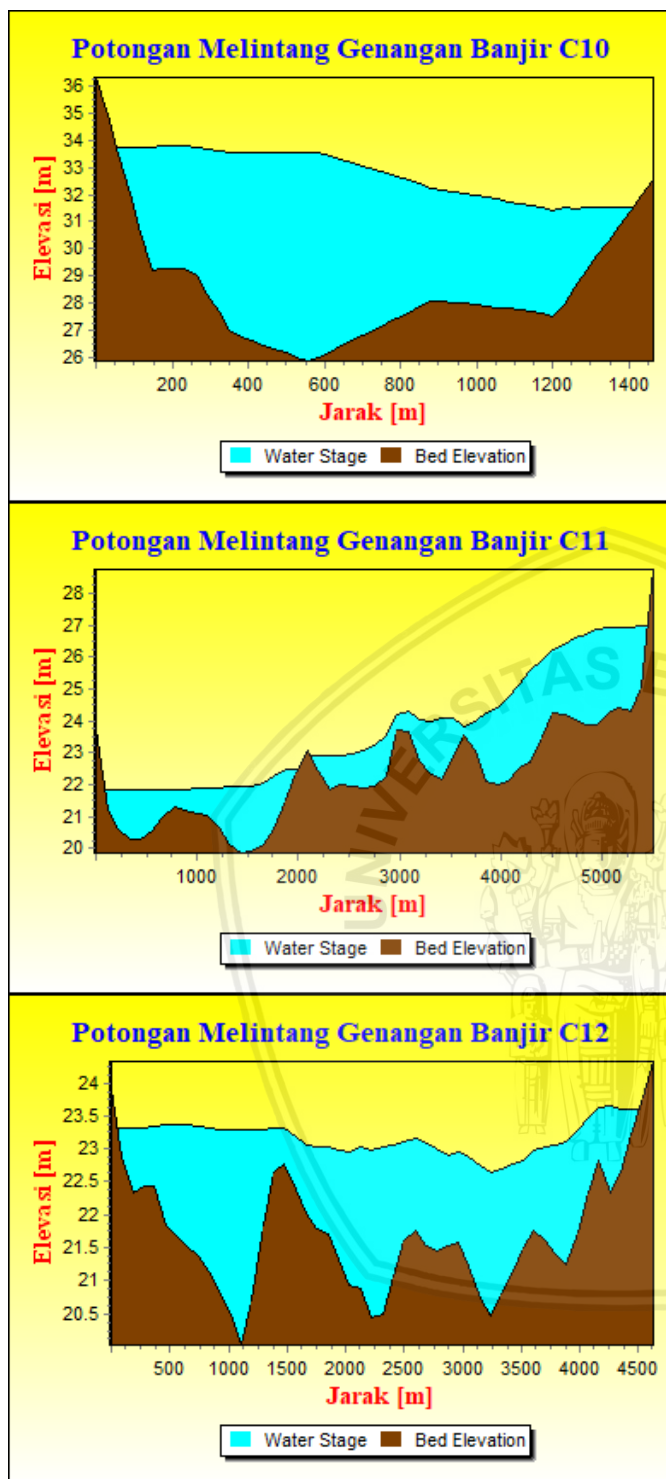
Gambar 4.80 Profil Potongan Melintang Sungai 1 – 3 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario *Overtopping*
 Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



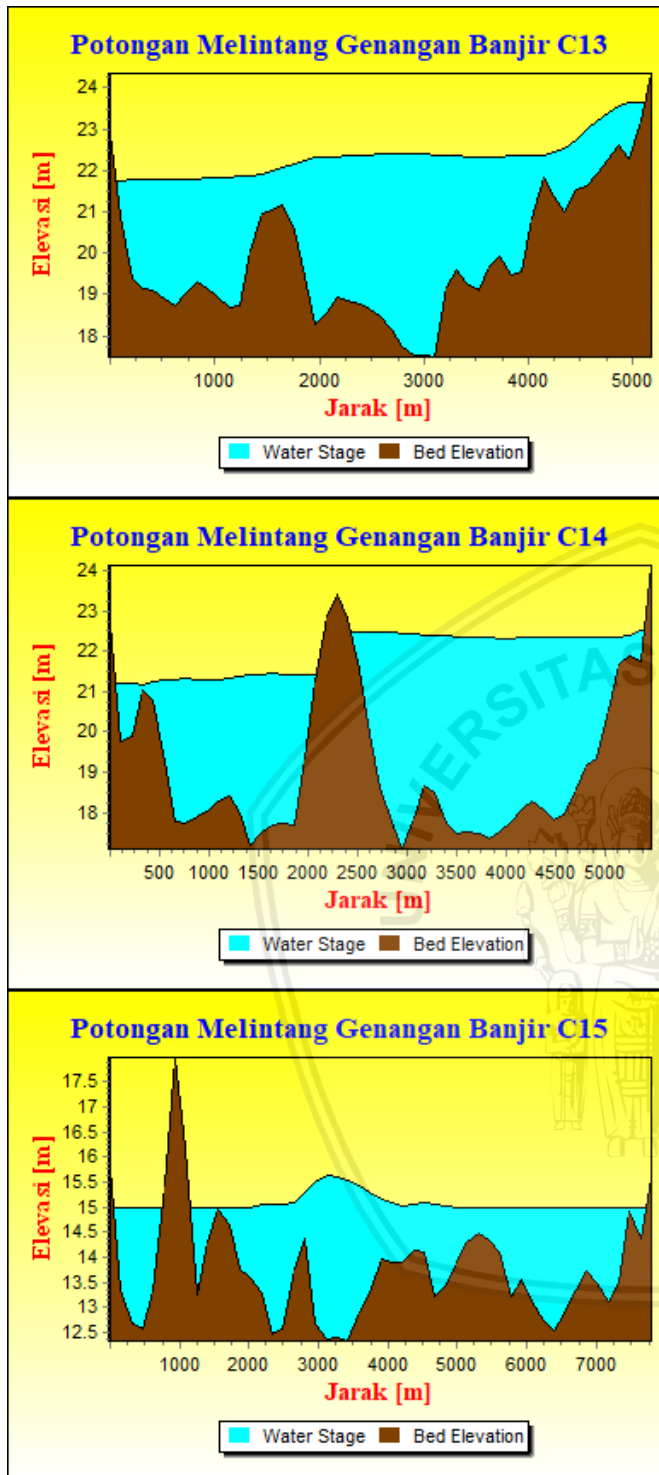
Gambar 4.81 Profil Potongan Melintang Sungai 4 – 6 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario Overtopping
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



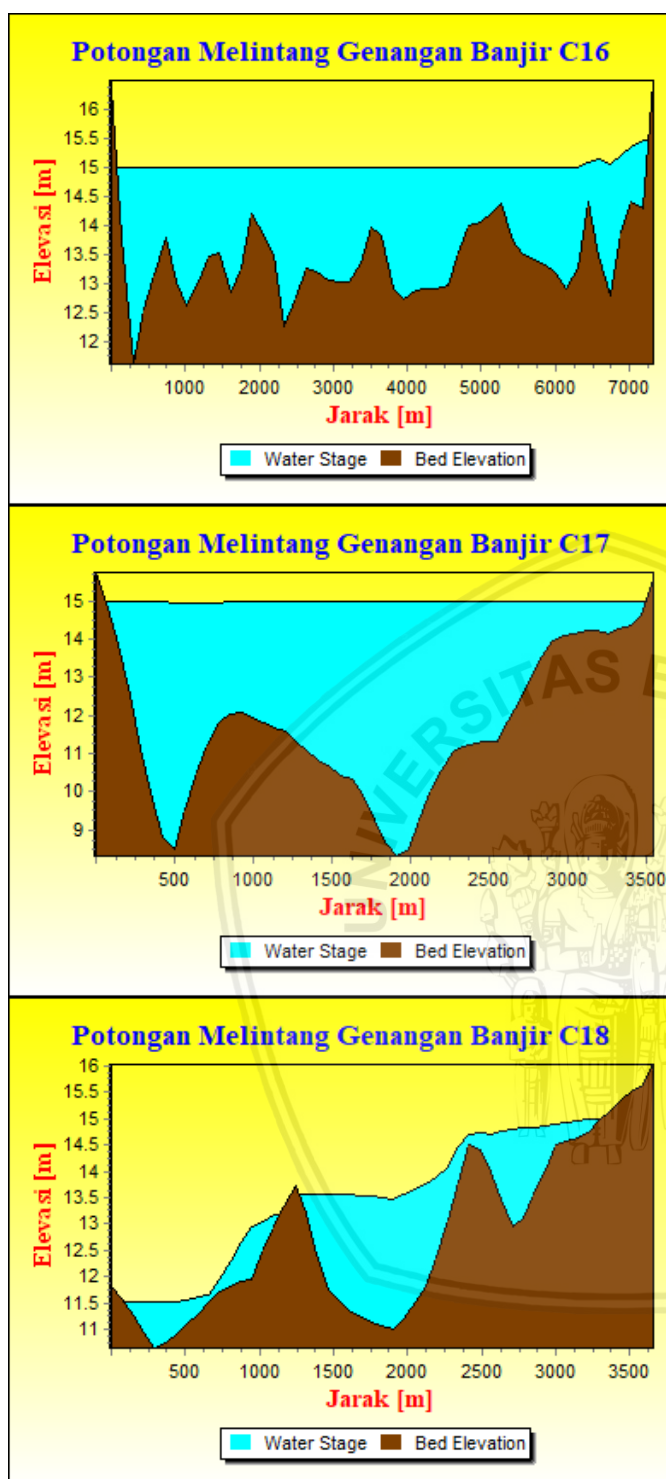
Gambar 4.82 Profil Potongan Melintang Sungai 7 – 9 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario *Overtopping*
 Sumber: Running Aplikasi *Zhong Xing HY21* (2019)



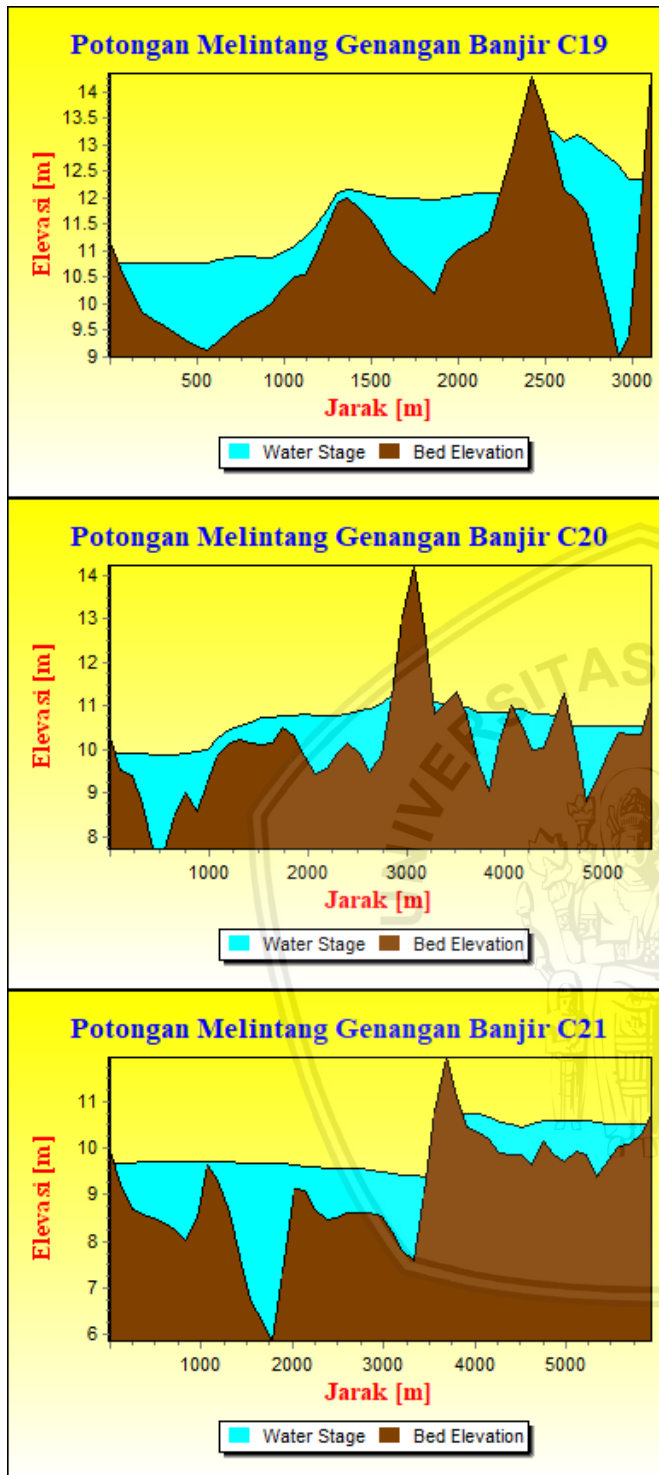
Gambar 4.83 Profil Potongan Melintang Sungai 10 – 12 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario Overtopping
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



Gambar 4.84 Profil Potongan Melintang Sungai 13 – 15 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario Overtopping
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



Gambar 4.85 Profil Potongan Melintang Sungai 16 – 18 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario Overtopping
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)



Gambar 4.86 Profil Potongan Melintang Sungai 19 – 21 untuk Genangan Banjir yang Terjadi Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola dengan Skenario Overtopping
Sumber: Running Aplikasi Zhong Xing HY21 (2019)

4.5 Rencana Tindak Darurat Bendungan Kalola

Setiap bendungan yang terdapat di Indonesia harus memiliki dokumen Rencana Tindak Darurat (RTD). Dokumen Rencana Tindak Darurat (RTD) berfungsi untuk mencegah terjadinya hal yang tidak diinginkan, yang ditimbulkan akibat runtuhnya bendungan. Pengadaan Rencana Tindak Darurat juga bermanfaat untuk memberikan gambaran tindakan yang efektif dan efisien untuk menanggulangi keruntuhan dari bendungan. Berdasarkan analisis keruntuhan bendungan yang telah dilaksanakan pada Bendungan Kalola bahwa potensi bencana paling bahaya adalah ketika Bendungan Kalola mengalami keruntuhan yang diakibatkan kondisi *overtopping*.

RTD dibagi dalam 2 kegiatan yang harus dilakukan, yaitu:

- 1) Pengamanan terhadap bendungan.
- 2) Pengamanan terhadap masyarakat dan lingkungan yang berada di hilir bendungan.

4.5.1 Tanggung Jawab Pengelola Bendungan Kalola

Kepala unit pengelola Bendungan Kalola memiliki tanggung jawab dalam melaksanakan pengelolaan bendungan, diantaranya:

- 1) Melaksanakan operasi, pemeliharaan, dan pemantauan secara rutin pada Bendungan Kalola.
- 2) Laporan yang didapat dari hasil pemantauan kondisi Bendungan Kalola disampaikan kepada Kepala Pengelola Bendungan Kalola.
- 3) Bila ditemukan adanya potensi ancaman keamanan Bendungan Kalola, maka segera mungkin untuk menyampaikan usulan kepada Kepala Pengelola Bendungan mengenai pelaksanaan RTD.
- 4) Melaksanakan pemantauan terhadap Bendungan Kalola secara intensif dan tindakan pengamanan Bendungan Kalola pada saat keadaan darurat sesuai arahan Kepala Pengelola Bendungan Kalola.

Kepala pengelola Bendungan Kalola atau yang selanjutnya disebut sebagai pemimpin pelaksanaan RTD memiliki tanggung jawab, antara lain yaitu:

Memimpin langsung pelaksanaan operasi, pemeliharaan dan pemantauan Bendungan Kalola pada keadaan darurat.

- 1) Berkoordinasi dengan ahli bendungan untuk membantu melakukan pemeriksaan dan evaluasi terhadap permasalahan keamanan Bendungan Kalola yang muncul.
- 2) Menetapkan dimulainya pelaksanaan RTD Bendungan Kalola dengan mempertimbangkan laporan kondisi Bendungan Kalola dari kepala unit pengelola Bendungan Kalola serta hasil pemeriksaan dan evaluasi dari para ahli bendungan.

- 3) Menetapkan perubahan kondisi atau status dari Bendungan Kalola dengan melakukan pertimbangan terhadap laporan kondisi Bendungan Kalola dari kepala unit pengelola Bendungan Kalola serta hasil pemeriksaan dan evaluasi dari para ahli bendungan.
- 4) Memberi pengarahan tindakan darurat tertentu, seperti pembukaan dan penutupan pintu pelimpah, pintu intake, pintu darurat, perbaikan terhadap kerusakan yang terjadi, penurunan muka air waduk, dan tindakan lain yang diperlukan untuk mengatasi permasalahan yang ada.

4.5.2 Tanggung Jawab Koordinasi

Terdapat beberapa tingkatan untuk respon terhadap tindak darurat yang terjadi di Bendungan Kalola, yaitu:

- 1) Keadaan waspada (abnormal)
- 2) Keadaan waspada
- 3) Keadaan siaga
- 4) Keadaan awas

Ketika di lapangan terjadi kondisi waspada, kepala pengelola Bendungan Kalola, bertanggungjawab atas penyampaian laporan serta pemberitahuan mengenai kondisi Bendungan Kalola dan dimulainya pelaksanaan RTD kepada:

- 1) Dirjen Sumber Daya Air
- 2) Direktorat Bina OP Ditjen Sumber Daya Air
- 3) Kepala Balai Bendungan

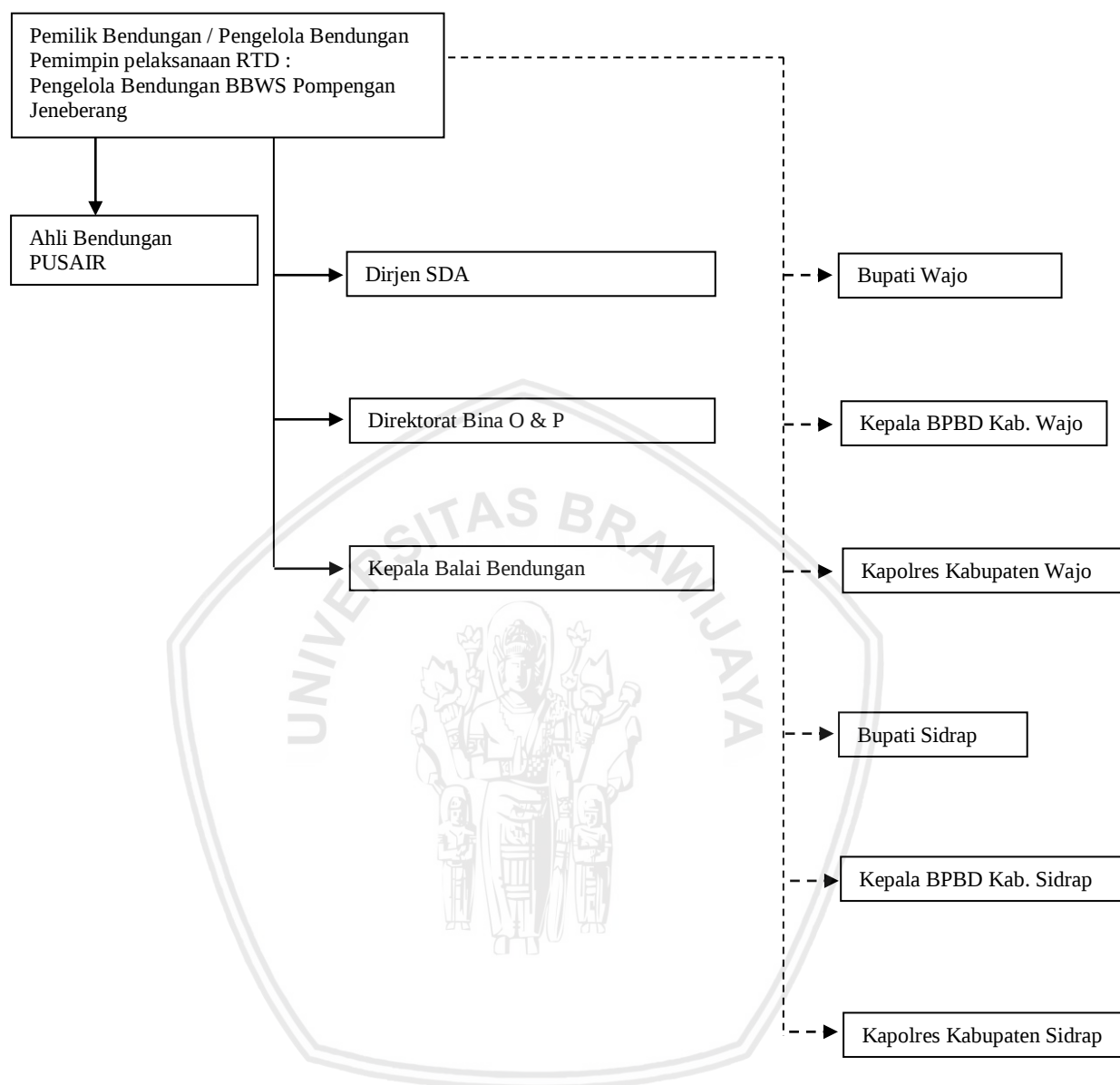
Apabila kondisi waspada semakin berkembang, maka kepala pengelola Bendungan Kalola perlu meneruskan laporannya kepada pihak – pihak terkait yang diantaranya:

- 1) Bupati Wajo dan Bupati Sidrap
- 2) Pimpinan TNI/Polri wilayah Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap
- 3) Kepala BPBD Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap

Sedangkan bila kondisi Bendungan Kalola kian meningkat menjadi siaga dan awas, Kepala Pengelola Bendungan Kalola bertanggung jawab untuk menyampaikan laporan dan pemberitahuan mengenai kondisi Bendungan Kalola dan perkembangan situasinya kepada para pejabat tersebut di atas ditambah dengan para pejabat/instansi/lembaga yang terlibat dalam pelaksanaan RTD/penanggulangan.

Di bawah koordinator BPBD, pemberitahuan juga disampaikan kepada para Camat dan Lurah atau perangkat desa yang membawahi wilayah yang terkena dampak banjir potensi kegagalan Bendungan Kalola, demikian pula kepada para penduduk yang terkena dampak banjir potensi kegagalan Bendungan Kalola.

4.5.2.1 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Waspada



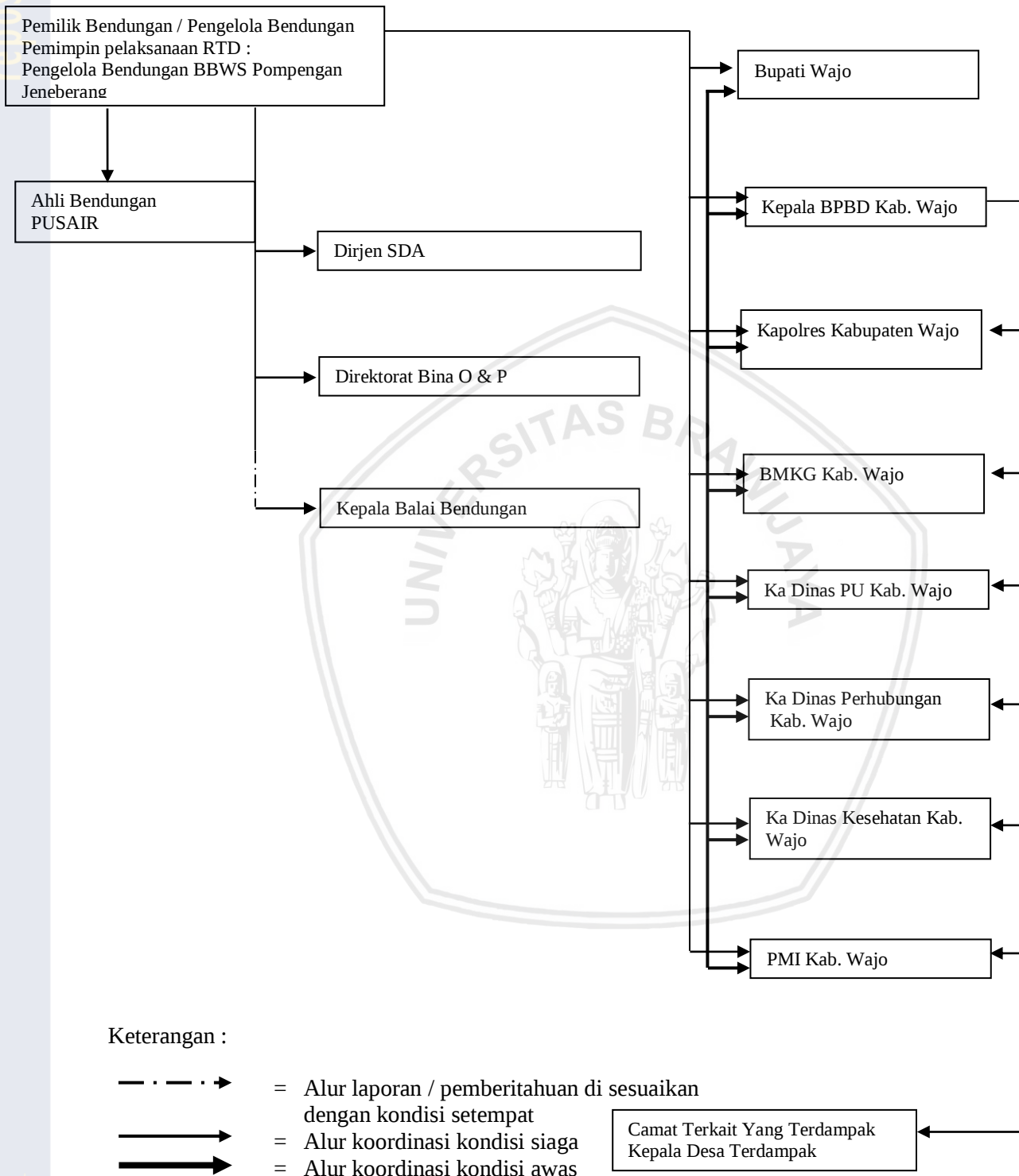
Keterangan :

- - - - - ➔ = Alur laporan / pemberitahuan di sesuaikan dengan tingkat keseriusan
- . - . - ➔ = Alur laporan / pemberitahuan di sesuaikan dengan kondisi setempat
- ➔ = Alur koordinasi

Gambar 4.87 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Waspada

Sumber: Keputusan Dirjen SDA Pedoman Teknis tentang Pedoman Penyusunan Rencana Tindak Darurat Bendungan (2013)

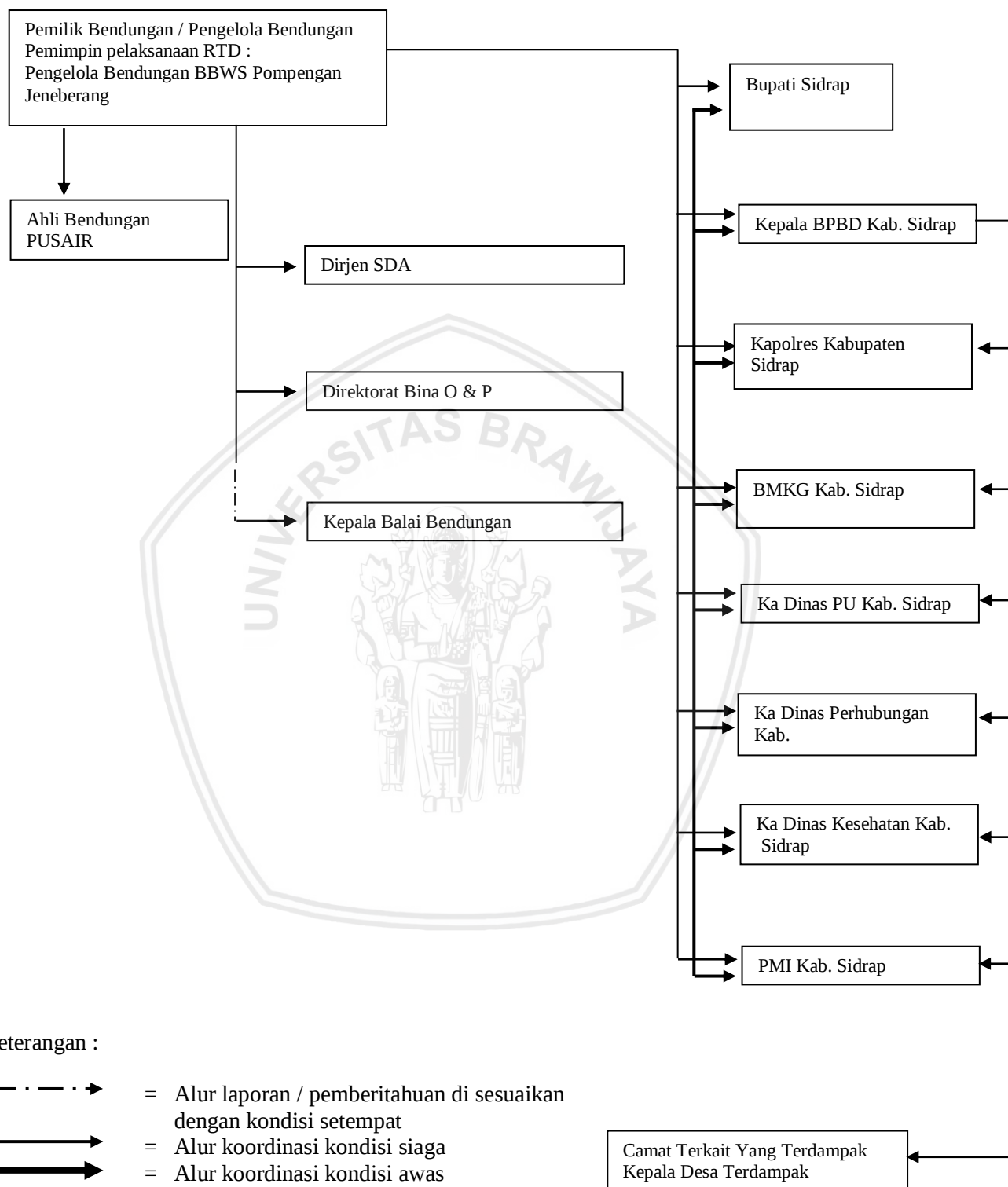
4.5.2.2 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Siaga atau Awas untuk Kabupaten Wajo



Gambar 4.88 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Siaga atau Awas untuk Kabupaten Wajo

Sumber: Keputusan Dirjen SDA Pedoman Teknis tentang Pedoman Penyusunan Rencana Tindak Darurat Bendungan (2013)

4.5.2.3 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Siaga atau Awas untuk Kabupaten Sidrap



Gambar 4.89 Bagan Alir Laporan dan Pemberitahuan Kondisi Siaga atau Awas untuk Kabupaten Sidrap

Sumber: Keputusan Dirjen SDA Pedoman Teknis tentang Pedoman Penyusunan Rencana Tindak Darurat Bendungan (2013)

4.5.3 Tanggung Jawab Evakuasi oleh Pemerintah Kabupaten Wajo Dan Kabupaten Sidrap

Evakuasi penduduk yang terkena dampak potensi banjir kegagalan Bendungan Kalola merupakan tanggung jawab yang harus dilakukan oleh Pemerintah Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap dengan juga melibatkan instansi/lembaga terkait dibawah koordinator BPBD. Evakuasi penduduk dapat dimulai pada saat terjadi kondisi siaga, terhadap sebagian penduduk yang memiliki risiko sangat tinggi seperti penduduk yang bermukim di bagian hilir bendungan di dekat Bendungan Kalola dan penduduk yang memiliki tingkat kerentanan tinggi. Instansi pemerintah dan lembaga yang terkait dalam penanggulangan bencana banjir potensi keruntuhan Bendungan Kalola antara lain adalah instansi yang menangani beberapa hal berikut, diantaranya:

- 1) Pemerintah Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap, mengendalikan kegiatan pembinaan terhadap masyarakat wilayah terdampak.
- 2) Dinas Kesehatan Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap, merencanakan pengadaan pelayanan kesehatan termasuk obat-obatan dan para medis, dalam hal ini dibantu pula oleh pihak PMI dengan koordinasi yang intensif.
- 3) Dinas Sosial Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap, merencanakan kebutuhan pangan, sandang, dan kebutuhan dasar lainnya untuk para pengungsi.
- 4) Dinas Pekerjaan Umum Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap, merencanakan tata ruang daerah, penyiapan lokasi dan jalur evakuasi, dan kebutuhan pemulihan sarana dan prasarana.
- 5) Dinas Perhubungan Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap, melakukan deteksi dini dan informasi cuaca/meteorologi dan merencanakan kebutuhan transportasi dan komunikasi.
- 6) TNI/POLRI membantu dalam kegiatan SAR, dan pengamanan saat darurat termasuk mengamankan lokasi yang ditinggalkan karena penghuninya mengungsi.
- 7) Camat dan perangkat desa setempat berkoordinasi dengan para warga wilayah terdampak untuk penggerakan massa menuju tempat evakuasi.

4.5.4 Tanggung Jawab Evakuasi oleh Pengelola Bendungan Kalola

Kepala pengelola Bendungan Kalola bertanggung jawab untuk terus memantau perkembangan situasi Bendungan Kalola dan terus memberitahukan kesemua pihak terkait penanganan permasalahan yang terjadi pada Bendungan Kalola. Pemberitahuan disampaikan sejak Bendungan Kalola ditetapkan dalam keadaan darurat sampai berakhirnya keadaan darurat.

Selama keadaan darurat, kepala pengelola Bendungan Kalola harus berkoordinasi dengan pihak keamanan setempat untuk menjaga keamanan lingkungan Bendungan Kalola.

4.5.5 Sistem Komunikasi dan Peringatan Dini

4.5.5.1 Sistem Komunikasi

Pejabat/Instansi yang terlibat dalam pelaksanaan RTD akan mendapat laporan pemberitahuan dari pihak pengelola Bendungan Kalola mengenai keadaan darurat Bendungan Kalola dan perkembangannya lewat saluran telepon, telepon genggam, atau personil yang ditugaskan untuk langsung menyampaikan pesan.

4.5.5.2 Sistem Peringatan Dini

Peringatan dini adalah rangkaian kegiatan pemberian peringatan dengan sesegera mungkin kepada masyarakat tentang kemungkinan terjadinya bencana pada suatu wilayah oleh lembaga yang berwenang. Sistem peringatan dini dimaksudkan untuk memberi peringatan secara tepat waktu untuk persiapan dan pelaksanaan evakuasi penduduk yang aman dan efektif. Dengan pemberian peringatan tersebut, maka penduduk/masyarakat diharapkan segera dalam kondisi siap siaga, bertindak sesuai kondisi, situasi dan waktu yang tepat. Prinsip utamanya adalah memberikan informasi secara cepat, akurat, tepat sasaran, mudah diterima, mudah dipahami, dan terpercaya.

Pengelola Bendungan Kalola menyampaikan pemberitahuan peringatan dini kepada Pemerintah Kabupaten Wajo dan Kabupaten Sidrap, BPBD dan instansi terkait. Peringatan dini kepada penduduk di hilir Bendungan Kalola disampaikan oleh Pemerintah daerah dengan melibatkan pihak pengelola Bendungan Kalola, instansi, dan lembaga terkait serta masyarakat dengan koordinator BPBD.

Pengelola Bendungan Kalola menyampaikan peringatan dini kepada penduduk khususnya yang tinggal di dekat Bendungan Kalola melalui perantara Camat dan Lurah (perangkat desa setempat) atau secara langsung tergantung kondisi setempat.

Penduduk di daerah hilir Bendungan Kalola akan diberitahu melalui media televisi, radio, radio antar penduduk, mobil peringatan bahaya yang diterjunkan langsung oleh pihak pengelola bendungan, pengeras suara masjid dan rumah ibadah pada wilayah setempat, dll. Informasi yang disampaikan pada peringatan dini antara lain adalah:

- 1) Wilayah yang diprediksi berbahaya atau terkena dampak (dengan secara detail dan rinci).
- 2) Tingkat peringatan bahaya (kondisi/status waspada, siaga/bahaya, atau awas yang berarti evakuasi).
- 3) Perkiraan waktu bencana.

- 4) Kondisi curah hujan maupun level air saat diumumkan dan prediksinya untuk beberapa waktu berikutnya (untuk ancaman bahaya banjir).
- 5) Perkiraan arah sumber datangnya bencana.
- 6) Arah/jalur evakuasi (bila terdapat instruksi evakuasi).
- 7) Informasi lainnya yang dianggap perlu dan penting untuk disampaikan ke masyarakat.

Disamping itu, peringatan dini juga disampaikan lewat alarm dan sirine Bendungan Kalola, sirine umum, tanda peringatan tradisional, dan lain – lain.

4.5.6 Deteksi Keadaan Darurat

Keadaan darurat yang terjadi pada suatu bendungan dapat dilihat berdasarkan indikasi kegagalan bendungan yang terjadi di lapangan. Oleh karena itu perlu dilakukan pemeriksaan bendungan secara rutin. Pemeriksaan rutin dan identifikasi kondisi yang dapat menyebabkan kegagalan bendungan harus secara rutin dilakukan oleh pihak pengelola bendungan. Dalam melakukan pemeriksaan rutin dan identifikasi kondisi berbahaya atau yang bisa menjadi ancaman bagi keamanan bendungan dapat memberikan kesiapan dalam pelaksanaan RTD. Ancaman atau bahaya yang dapat menyebabkan keruntuhan bendungan harus dipahami potensinya, sehingga pihak pengelola bendungan mampu mengupayakan tindakan untuk mencegah terjadinya kegagalan bendungan. Dalam hal kegagalan bendungan, terdapat beberapa tipe kegagalan bendungan dan potensi awal bahaya yang mampu menyebabkan kegagalan bendungan, diantaranya yaitu:

1) Rembesan

Rembesan pada suatu bendungan memang wajar bila terjadi dan memang itu pasti terjadi pada setiap bendungan tipe urugan. Rembesan biasa terjadi pada tubuh bendungan maupun fondasi bendungan. Tetapi rembesan yang normal adalah rembesan kecil yang nilainya masih termasuk dalam rembesan ijin untuk masing – masing bendungan. Apabila terjadi rembesan dengan skala yang cukup besar, maka dapat menyebabkan *piping* yang dimana jika rekahan semakin membesar akan menyebabkan terjadinya keruntuhan bendungan. Sehingga pelaksanaan investigasi dan penanganan rembesan yang melebihi nilai ijin perlu dilakukan sedini mungkin agar rekahan tidak membesar dan menyebabkan bendungan runtuh.

2) Longsornya fondasi dan tubuh bendungan

Kelongsoran yang terjadi pada bendungan biasanya diawali dengan munculnya retakan pada tubuh bendungan. Apabila retakan kian berkembang maka dapat memicu terjadinya keruntuhan bendungan.

3) **Kegagalan struktur (*collapse*)**

Bendungan terdiri dari beberapa struktur yang memiliki fungsi untuk saling mendukung satu sama lain. Kegagalan struktur bisa terjadi langsung pada bangunan utama, namun juga bisa terjadi pada bangunan pelengkap atau pendukung. Jika terdapat satu bagian yang gagal, maka dapat menyebabkan fungsi dari bendungan itu tidak seimbang dan juga bisa menjadi penyebab runtuhnya bendungan.

4) **Kegagalan karena *overtopping***

Overtopping pada bendungan bisa terjadi apabila terdapat *inflow* yang cukup besar masuk ke waduk dan pelimpah bendungan sudah tidak mampu untuk melimpahkan debit tersebut. Sehingga debit air tersebut meluap dan melimpah melewati puncak bendungan. Lauapan air yang melewati puncak bendungan tersebut dapat menyebabkan erosi pada tubuh bendungan. Jika erosi terjadi terus menerus dan semakin membesar, maka keruntuhan bendungan pasti akan terjadi.

Berikut merupakan contoh tindak perbaikan sementara yang dapat dilakukan. Pelaksanaan penanganan sementara indikasi kegagalan bendungan harus dilakukan di bawah arahan para ahli bendungan.

1) **Rembesan**

- Bila lubang asal rembesan nampak di waduk, lakukan penyumbatan dengan material yang tersedia, seperti: jerami, bentonite, plastik, kantong pasir, dan lain-lain.
- Segera melakukan penurunan muka air waduk dengan pengoperasian pintu darurat serta pengoperasian bangunan dan atau alat lain yang mampu mempercepat waktu untuk menurunkan muka air waduk sampai titik terjadinya *piping*. Pasang filter (lapisan pasir dan lapisan kerikil) di tempat keluaran rembesan untuk mencegah terbawanya keluar material timbunan atau fondasi.
- Waduk dioperasikan pada muka air yang rendah sampai perbaikan selesai dilakukan.

2) **Longsornya fondasi dan tubuh bendungan**

- Turunkan muka air waduk dengan laju penurunan yang aman (penurunan muka air waduk yang terlalu cepat justru dapat memicu longsoran bertambah parah) hingga mencapai elevasi yang aman.
- Lakukan stabilisasi longsoran, bila longsoran terjadi di lereng hilir, lakukan stabilisasi dengan memasang berem pemberat pada kaki bendungan di bawah daerah yang longsor dengan timbunan tanah, kerikil atau batu.
- Waduk dioperasikan pada muka air yang rendah sampai perbaikan selesai dilakukan.

3) Kegagalan struktur (*collapse*)

- Lakukan tindakan perbaikan sementara untuk melindungi bangunan yang rusak, misal dengan cara penempatan timbunan batuan rip-rap pada daerah yang rusak.
- Turunkan muka air waduk menggunakan pintu darurat atau pintu-pintu pengeluaran yang ada atau bila perlu dibantu dengan pompa air hingga mencapai elevasi muka air waduk yang aman.

4.5.7 Rencana Evakuasi dan Pengungsian

Apabila diperkirakan akan segera terjadi keruntuhan bendungan yang diikuti dengan banjir di hilir yang tidak dapat dikendalikan, pemimpin pelaksanaan RTD harus segera menyampaikan laporan dan pemberitahuan kepada Bupati Wajo dan Bupati Sidrap, Kepala BPBD dan pejabat/instansi dan lembaga yang terkait dalam pelaksanaan RTD. Kemudian Pemerintah Daerah/BPBD segera mengeluarkan peringatan dini kepada pejabat pemerintah dan penduduk di daerah hilir, serta melakukan koordinasi dengan pejabat/instansi dan lembaga terkait termasuk unsur masyarakat untuk melaksanakan evakuasi penduduk dengan cara yang baik, efisien, dan bijaksana.

BPBD menyampaikan peringatan dini lewat jaringan telpon, telpon genggam, radio antar penduduk serta lewat siaran radio dan televisi. Pejabat pemerintah di daerah hilir (Camat, TNI/Polri, Lurah, dll) segera menyebarkan peringatan dini kepada penduduk serta pengurus RW/RT, pengurus masjid, pengurus gereja, sekolah, karang taruna, ormas, LSM, dan lain – lain untuk membantu menyebarluaskan peringatan dini lewat sarana komunikasi yang ada, termasuk pengeras suara masjid, lonceng gereja, saran peringatan tradisional, dll. Pengelola bendungan menyampaikan peringatan dini kepada penduduk yang bermukim di dekat bendungan dengan melalui sarana komunikasi yang ada, mobil penerangan keliling, alarm/sirine bendungan, dll.

Pejabat daerah umumnya memahami perkembangan daerah yang berada pada wilayah kewenangannya. Dengan kewenangannya, memungkinkan untuk menyebarluaskan berita keadaan darurat secara cepat kepada penduduk yang terkena genangan banjir.

4.5.8 Tanggung Jawab untuk Pengakhiran Keadaan Darurat

4.5.8.1 Keadaan Darurat di Bendungan Kalola

Penanganan keadaan darurat di Bendungan Kalola merupakan tanggung jawab dari pihak pengelola Bendungan Kalola. Keputusan bahwa keadaan darurat berakhir dibuat oleh kepala pengelola Bendungan Kalola selaku pemimpin pelaksanaan Rencana Tindak Darurat, dan harus melaporkannya kepada Bupati Wajo dan Bupati Sidrap dan semua pihak yang terkait dalam pelaksanaan RTD. Untuk keadaan darurat yang diakibatkan oleh bahaya banjir, kepala pengelola Bendungan Kalola harus berhubungan dengan Badan

Meteorologi Klimatologi dan Geofisika (BMKG) untuk mendapat informasi mengenai keadaan cuaca.

4.5.8.2 Keadaan Darurat di Hilir Bendungan Kalola

Penetapan akhir keadaan darurat di hilir Bendungan Kalola dilakukan oleh Bupati Wajo dan Bupati Sidrap berdasar pertimbangan laporan dari Kepala Pengelola Bendungan Kalola dan laporan dari BPBD. Pengakhiran keadaan darurat Bendungan Kalola disiarkan kepada masyarakat melalui radio, televisi dan media lainnya yang mendukung untuk penyampaian informasi langsung kepada masyarakat.

4.5.9 Klasifikasi Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola

Kelas bahaya bendungan atau kelas bahaya pada daerah hilir bendungan adalah tingkatan bahaya bendungan yang ditentukan oleh banyaknya jumlah penduduk yang terkena risiko (penris) akibat banjir yang terjadi karena kegagalan bendungan baik sebagian maupun keseluruhan bagian bendungan.

Berikut adalah hasil dari ketentuan penentuan tingkat klasifikasi bahaya banjir terhadap daerah terdampak akibat keruntuhan Bendungan Kalola dengan hasil *running* skenario keruntuhan paling ekstrim yaitu *overtopping*.

Tabel 4.97

Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah Penduduk Terkena Resiko (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
1	Kab. Wajo	Tana Sitolo	Tancung	20,52	0	1	Bahaya Rendah
2	Kab. Wajo	Belawa	Belawa	19,38	0	1	Bahaya Rendah
3	Kab. Wajo	Tana Sitolo	Pincengpute	18,49	639	4	Bahaya Sangat Tinggi
4	Kab. Wajo	Belawa	Limpo Rilau	20,42	0	1	Bahaya Rendah
5	Kab. Wajo	Tana Sitolo	Baru Tancung	18,23	734	4	Bahaya Sangat Tinggi
6	Kab. Wajo	Tana Sitolo	Mappadaelo	17,41	78	2	Bahaya Sedang
7	Kab. Wajo	Tana Sitolo	Lowa	16,3	613	4	Bahaya Sangat Tinggi
8	Kab. Wajo	Tana Sitolo	Mannagae	13,7	1.866	4	Bahaya Sangat Tinggi
9	Kab. Wajo	Belawa	Macero	15,27	215	4	Bahaya Sangat Tinggi
10	Kab. Wajo	Tana Sitolo	Tonralipue	12,19	24	2	Bahaya Sedang
11	Kab. Wajo	Belawa	Malakke	13,95	1.824	4	Bahaya Sangat Tinggi
12	Kab. Wajo	Belawa	Wele	11,85	1.341	4	Bahaya Sangat Tinggi
13	Kab. Wajo	Belawa	Sappa	13,22	316	4	Bahaya Sangat Tinggi
14	Kab. Wajo	Maniang Pajo	Tangkoli	8,6	951	4	Bahaya Sangat Tinggi
15	Kab. Wajo	Maniang Pajo	Kalola	3,8	834	4	Bahaya Sangat Tinggi

Lanjutan Tabel 4.97

Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Kalola

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah Penduduk Terkena Resiko (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
16	Kab. Sidenreng Rappang	Duapitue	Kalosi Alau	7,5	1.418	4	Bahaya Sangat Tinggi
17	Kab. Wajo	Maniang Pajo	Sogi	0,8	26	3	Bahaya Tinggi
18	Kab. Sidenreng Rappang	Duapitue	Kalosi	5,78	616	4	Bahaya Sangat Tinggi
19	Kab. Sidenreng Rappang	Duapitue	Taccimpo	5,15	0	1	Bahaya Rendah

Sumber: Hasil Analisis (2019)

4.5.10 Keadaan Darurat Bendungan

Keadaan darurat dapat disebabkan beberapa hal sebagai berikut :

4.5.10.1 Keruntuhan Bendungan (*Dam Break*)

Kemungkinan keruntuhan bendungan untuk setiap bendungan harus ditetapkan secara jelas. Keruntuhan suatu bendungan harus disiapkan Rencana Tanggap Daruratnya.

A. Akibat

Keruntuhan suatu bendungan dapat mengakibatkan genangan air pada daerah sebelah hilir bendungan yang membahayakan jiwa manusia dan harta benda.

B. Kegiatan Pencegahan

Kegiatan pencegahan selama keruntuhan bendungan meliputi:

- 1) Periksa indikasi keruntuhan, apakah keruntuhan berlangsung atau tidak.
- 2) Mulai dengan pemberitahuan untuk kasus keadaan darurat.
- 3) Pemberitahuan dilakukan sesuai dengan prosedur yang ada.
- 4) Pemantauan dilakukan secara terus menerus dan ditinjau perkembangannya.

Prosedur kegiatan pencegahan keruntuhan bendungan sebagai berikut :

Tahap I : Keruntuhan bendungan, pada saat pertama kemungkinannya dilakukan oleh seseorang yang melapor kepada Pengamat / Pemilik / Pengelola bendungan.

Tahap II : Rantai pemberitahuan dimulai yaitu dilakukan pemeriksaan laporan tersebut benar atau tidak dan seterusnya.

Tahap III : Prosedur untuk mengurangi keruntuhan bendungan, tergantung kepada perkembangan keruntuhan itu sendiri. Pada kondisi kritis sangat penting sekali adanya atau tersediannya alat komunikasi secara cepat.

Tahap IV : Pengungsian dari daerah penduduk yang terkena banjir merupakan suatu usaha bersama antara Pemilik Bendungan dengan Pemerintah Daerah

Setempat. Pada RTD tercantum siapa yang harus diberitahu dan dilibatkan termasuk tanggung jawabnya masing-masing bila terjadi keadaan darurat.

4.5.10.2 Siaga Bendungan

Siaga bendungan seperti yang diuraikan dalam pengertian, berbeda dengan keruntuhan bendungan. Keadaan darurat ini masih memungkinkan menyelamatkan seluruh bendungan dengan melakukan segera kegiatan perbaikan. Oleh karena itu diperlukan segera kegiatan-kegiatan untuk mencegah keruntuhan bendungan misalnya dengan membuka pintu dengan maksimal dan *spillway* untuk mengurangi tekanan air terhadap tubuh bendungannya.

A. Akibat

Siaga bendungan memerlukan pengawasan pada pengeluaran air dari waduk dalam jumlah besar yang dapat mengakibatkan banjir dibagian hilir. Juga diperlukan peringatan dini kepada penduduk yang mungkin akan terkena risiko dari aliran besar tersebut, terutama pada mereka yang tinggal di sepanjang alur aliran sungai.

B. Kegiatan Pencegahan

Kegiatan pencegahan dilakukan dengan :

- 1) Memeriksa perkembangan situasi.
- 2) Memberi peringatan mengenai keadaan darurat.
- 3) Melaksanakan pemberitahuan sesuai prosedur.
- 4) Memeriksa terus menerus perkembangan keluarnya air melalui bendungan dan keadaan situasinya dalam rangka mengkaji kapan dimulainya langkah-langkah pengungsian.

Kegiatan dalam bentuk umum tersebut, perlu diuraikan khusus bagi setiap bendungan, urutan pentahapan sebagai berikut :

- Tahap I : Segera melaksanakan pemeriksaan visual dengan intensif terhadap perkembangan struktur bendungan.
- Tahap II : Kemungkinan-kemungkinan dalam hal pemberitahuan termasuk meminta nasehat dari para ahli bila antisipasi keadaan darurat perkembangannya tidak terlalu cepat.
- Tahap III : Perlu diperiksa gejala kemungkinan akan terjadinya keruntuhan bendungan, dan mempersiapkan koordinasi.
- Tahap IV : Bila bendungan akan runtuh, penduduk yang akan terkena risiko harus diberitahu agar siap untuk mengungsi berdasarkan prosedur yang telah disepakati dan ditetapkan bersama. Tetapi tidak dilakukan pengungsian bagi penduduk, bila kondisi pada bendungan masih dapat ditangani.

4.5.10.3 *Piping* Melalui Tubuh Bendungan

Bocoran buluh atau *piping* melalui tubuh bendungan terutama pada bendungan tipe urugan perlu mendapat perhatian sepenuhnya apalagi bila bocoran tersebut berkembang menjadi bocoran buluh (*piping*). Perlu diketahui dan dipahami akibat-akibatnya dan tindakan pencegahannya.

A. Akibat

Aliran air yang melalui celah pada tubuh bendungan tipe urugan perlu diwaspadai dan diamati dan diukur debitnya secara terus menerus oleh petugas O & P Bendungan.

B. Kegiatan Pencegahan

Kegiatan pencegahan dilakukan dengan :

- 1) Memeriksa dan mengamati secara terus menerus tingkat kebocorannya.
- 2) Memeriksa dan mengamati butiran larutan yang terbawa oleh bocorannya beserta volume debitnya.
- 3) Bila terlihat ada peningkatan volume butir-butir larutan dan debit bocoran maka perlu dilakukan pencegahan dengan memberi lapisan-lapisan penahan filterisasi dan drainase.
- 4) Bila ternyata volume bocoran makin membesar maka segera dilakukan pemberitahuan keadaan darurat.
- 5) Dalam pelaksanaan pemberitahuan, agar dilakukan sesuai dengan prosedur.

4.5.10.4 *Pelimpasan (Overtopping)*

Pelimpasan seperti ini yang diuraikan dalam pengertian *overtopping* perlu diketahui dan dipahami akibat dan kegiatan pencegahannya.

A. Akibat

Pelimpasan air lewat puncak bendungan, menyebabkan banjir di daerah hilir bendungan. Bila air berkembang melimpas yang diperkirakan akan menyebabkan keruntuhan bendungan, maka perlu diadakan tindak darurat bahaya banjir.

B. Kegiatan Pencegahan

Pemeriksaan dengan seksama keadaan kritisnya situasi :

- 1) Dipersiapkan operasi pintu air sedemikian rupa pada situasi terdeteksi, dimana *inflow* akan meningkat secara besar dan cepat.
- 2) Segera dilakukan pemberitahuan mengenai keadaan darurat.
- 3) Dalam pelaksanaan pemberitahuan, agar dilakukan sesuai prosedur.

Mempersiapkan bahan dan material untuk penanggulangan bahaya banjir dan peralatan serta alat-alat berat ke lokasi tempat terjadinya luapan yang mengakibatkan pelimpahan air dipuncak bendungan, dengan tujuan untuk mengurangi/mencegah terjadinya limpasan air waduk yang lebih lanjut.

4.5.11 Tindak Darurat pada Daerah Terdampak

Tabel 4.98

Tindakan Penanganan Bencana pada Daerah Terdampak

No	Daerah Terkena Resiko		Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Tingkat Bahaya	Tindakan
	Desa	Kabupaten				
1	Sogi	Wajo	0,8	1	3	a. Pada saat terdapat indikasi kegagalan bendungan, pihak pengelola bendungan melakukan pengamatan dan pencatatan terhadap perkembangan yang terjadi pada struktur bendungan. b. Pihak pengelola bendungan melakukan upaya-upaya untuk mencegah terjadinya keruntuhan bendungan. Diantaranya adalah membuka pintu darurat pelimpah untuk menurunkan tinggi muka air waduk. c. Pihak pengelola bendungan melakukan koordinasi dengan pihak BMKG dan pencatatan terhadap peningkatan muka air waduk. d. Apabila kondisi pada bendungan semakin meningkat, maka pihak pengelola bendungan harus segera berkoordinasi dengan para pejabat terkait. e. Evakuasi penduduk dilakukan sebelum kondisi muka air waduk di atas normal, dalam hal ini yang dimaksud adalah ketika <i>outflow</i> yang melalui pelimpah dapat menyebabkan banjir pada daerah hilir. f. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yang telah disediakan. g. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. h. Menyediakan 13 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 26 penduduk terkena risiko.
2	Kalola	Wajo	3,8	1	4	a. Evakuasi penduduk dilakukan sebelum kondisi muka air waduk di atas normal, dalam hal ini yang dimaksud adalah ketika <i>outflow</i> yang melalui pelimpah dapat menyebabkan banjir pada daerah hilir. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yang telah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 1 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 1 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 5 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 372 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 834 penduduk terkena risiko.

Lanjutan Tabel 4.98
Tindakan Penanganan Bencana pada Daerah Terdampak

No	Daerah Terkena Resiko		Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Tingkat Bahaya	Tindakan
	Desa	Kabupaten				
3	Taccimpo	Sidenreng Rappang	5,15	2	1	a. Tidak terdapat tindakan evakuasi penduduk dikarenakan tidak ada penduduk terkena risiko. b. Pada daerah ini banjir hanya menggenangi lahan. c. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga mengenai bencana banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola.
4	Kalosi	Sidenreng Rappang	5,78	3	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yang telah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 3 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 4 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 5 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 198 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 616 penduduk terkena risiko.
5	Kalosi Alau	Sidenreng Rappang	7,5	2	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yang telah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 7 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 5 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 8 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 485 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 1.418 penduduk terkena risiko.

Lanjutan Tabel 4.98

Tindakan Penanganan Bencana pada Daerah Terdampak

No	Daerah Terkena Resiko		Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Tingkat Bahaya	Tindakan
	Desa	Kabupaten				
6	Tangkoli	Wajo	8,6	2	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 2 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 5 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 6 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 383 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 951 penduduk terkena risiko.
7	Wele	Wajo	11,85	3	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 3 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 8 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 13 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 517 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 1.341 penduduk terkena risiko.
8	Tonralipue	Wajo	12,19	5	2	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 12 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 24 penduduk terkena risiko.

Lanjutan Tabel 4.98
Tindakan Penanganan Bencana pada Daerah Terdampak

No	Daerah Terkena Resiko		Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Tingkat Bahaya	Tindakan
	Desa	Kabupaten				
9	Sappa	Wajo	13,22	3	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 10 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 128 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 316 penduduk terkena risiko.
10	Mannagae	Wajo	13,7	3	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 14 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 6 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 24 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 481 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 1.866 penduduk terkena risiko.
11	Malakke	Wajo	13,95	3	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 12 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 4 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 25 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 517 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 1.824 penduduk terkena risiko.

Lanjutan Tabel 4.98

Tindakan Penanganan Bencana pada Daerah Terdampak

No	Daerah Terkena Resiko		Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Tingkat Bahaya	Tindakan
	Desa	Kabupaten				
12	Macero	Wajo	15,27	4	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 108 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 215 penduduk terkena risiko.
13	Lowa	Wajo	16,3	5	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 1 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 1 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 11 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 244 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 613 penduduk terkena risiko.
14	Mappadaelo	Wajo	17,41	6	2	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 39 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 78 penduduk terkena risiko.

Lanjutan Tabel 4.98

Tindakan Penanganan Bencana pada Daerah Terdampak

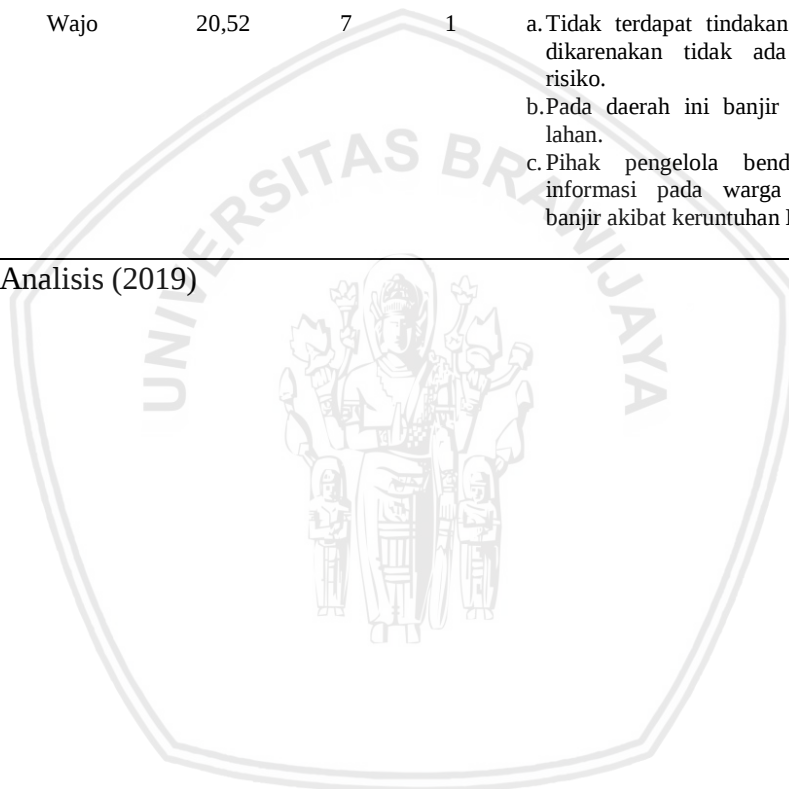
No	Daerah Terkena Resiko		Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Tingkat Bahaya	Tindakan
	Desa	Kabupaten				
15	Baru Tancung	Wajo	18,23	5	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 3 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 1 buah <i>pick up</i> bermuatan 10 orang, 19 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 230 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 734 penduduk terkena risiko.
16	Pincengpute	Wajo	18,49	6	4	a. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga daerah terdampak apabila Bendungan Kalola akan mengalami keruntuhan (pada saat kondisi bendungan kritis) dan memberi instruksi untuk mengungsi. b. Pejabat daerah beserta jajaran, termasuk BPBD dan perangkat desa segera mengarahkan para penduduk untuk menuju ke tempat pengungsian yangtelah disediakan. c. Warga desa setempat melakukan pemberitahuan melalui pengeras suara masjid, kentongan, mobil pengeras suara keliling, dll. d. Menyediakan 1 buah <i>truck</i> bermuatan 50 orang, 8 buah mobil bermuatan 6 orang, dan 271 buah sepeda motor bermuatan 2 orang untuk mengangkut 639 penduduk terkena risiko.
17	Belawa	Wajo	19,38	6	1	a. Tidak terdapat tindakan evakuasi penduduk dikarenakan tidak ada penduduk terkena risiko. b. Pada daerah ini banjir hanya menggenangi lahan. c. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga mengenai bencana banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola.

Lanjutan Tabel 4.98

Tindakan Penanganan Bencana pada Daerah Terdampak

No	Daerah Terkena Resiko		Jarak dari Bendungan (km)	Waktu Tiba Banjir (Jam)	Tingkat Bahaya	Tindakan
	Desa	Kabupaten				
18	Limpo Rilau	Wajo	20,42	6	1	a. Tidak terdapat tindakan evakuasi penduduk dikarenakan tidak ada penduduk terkena risiko. b. Pada daerah ini banjir hanya menggenangi lahan. c. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga mengenai bencana banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola.
19	Tancung	Wajo	20,52	7	1	a. Tidak terdapat tindakan evakuasi penduduk dikarenakan tidak ada penduduk terkena risiko. b. Pada daerah ini banjir hanya menggenangi lahan. c. Pihak pengelola bendungan memberikan informasi pada warga mengenai bencana banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola.

Sumber: Hasil Analisis (2019)





(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari analisis yang telah dilakukan pada pembahasan yang telah dibahas sebelumnya, maka didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut:

- 1) Di dalam melakukan perhitungan debit banjir rancangan, dilakukan dengan 2 (dua) metode perhitungan, yaitu metode Nakayasu dan Gamma 1. Dari 2 (dua) metode tersebut didapatkan nilai Q_{PMF} sebesar 1.600,738 m³/det untuk metode Nakayasu dan 1.225,151 m³/det untuk metode Gamma 1. Untuk analisis keruntuhan bendungan diperlukan nilai debit yang paling ekstrim, sehingga digunakan nilai Q_{PMF} yang merupakan hasil dari metode Nakayasu, sebesar 1.600,738 m³/det.
- 2) Peta sebaran genangan banjir yang dihasilkan oleh aplikasi *Zhong Xing HY21* terhadap 4 (empat) skenario yang telah ditentukan menghasilkan luasan genangan yang berbeda – beda. Skenario *overtopping* menghasilkan luas genangan sebesar 223,20587 km² dengan jarak desa terjauh dari bendungan adalah 20,52 km dan selanjutnya banjir mengalir menuju Danau Tempe. Skenario *piping* atas dengan kondisi muka air banjir menghasilkan luas genangan sebesar 204,56989 km² dengan jarak desa terjauh dari bendungan adalah 19,38 km dan selanjutnya banjir mengalir juga menuju Danau Tempe. Skenario *piping* atas dengan kondisi muka air normal menghasilkan luas genangan sebesar 66,40269 km² dengan jarak desa terjauh dari bendungan adalah 13,95 km. Skenario keruntuhan *saddle dam* karena *piping* bawah dengan kondisi muka air banjir menghasilkan luas genangan sebesar 48,03377 km² dengan jarak desa terjauh adalah 16,3 km.
- 3) Pada analisis keruntuhan Bendungan Kalola dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* ini dilakukan simulasi aliran banjir selama 4 hari atau 96 jam. Dari simulasi keruntuhan dengan skenario *overtopping* didapatkan waktu tiba banjir paling cepat ada pada jam ke-1 dan paling lama adalah jam ke-7. Sedangkan waktu puncak banjir paling cepat ada pada jam ke-1 dan paling lama adalah jam ke-18. Skenario *piping* atas dengan kondisi muka air banjir menghasil waktu tiba banjir paling cepat ada pada jam ke-1 dan paling lama adalah jam ke-7. Sedangkan waktu puncak banjir paling cepat ada pada jam ke-1 dan paling lama adalah jam ke-11. Skenario *piping* atas dengan kondisi muka air normal menghasil waktu tiba banjir paling cepat ada

pada jam ke-1 dan paling lama adalah jam ke-4. Sedangkan waktu puncak banjir paling cepat ada pada jam ke-1 dan paling lama adalah jam ke-94. Skenario keruntuhan *saddle dam* karena *piping* bawah dengan kondisi muka air banjir menghasil waktu tiba banjir paling cepat ada pada jam ke-2 dan paling lama adalah jam ke-42. Sedangkan waktu puncak banjir paling cepat ada pada jam ke-5 dan paling lama adalah jam ke-96. Faktor yang mempengaruhi hal tersebut adalah jarak desa terdampak dari bendungan, dan juga topografi dari masing – masing desa terdampak.

- 4) Karakteristik banjir akibat keruntuhan Bendungan Kalola yang didapatkan dari hasil analisis dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* untuk skenario *overtopping* adalah kedalaman banjir maksimum setinggi 9,325 m, kecepatan banjir maksimum sebesar 6,576 m/det, dengan luas genangan sebesar 223,206 km². Skenario *piping* atas dengan kondisi muka air banjir adalah kedalaman banjir maksimum setinggi 8,562 m, kecepatan banjir maksimum sebesar 6,041 m/det, dengan luas genangan sebesar 204,569 km². Skenario *piping* atas dengan kondisi muka air normal adalah kedalaman banjir maksimum setinggi 7,220 m, kecepatan banjir maksimum sebesar 4,743 m/det, dengan luas genangan sebesar 66,403 km². Skenario keruntuhan *saddle dam* karena *piping* bawah dengan kondisi muka air banjir adalah kedalaman banjir maksimum setinggi 9,251 m, kecepatan banjir maksimum sebesar 1,210 m/det, dengan luas genangan sebesar 48,034 km².
- 5) Simulasi keruntuhan Bendungan Kalola yang menghasilkan kondisi paling parah adalah dengan skenario *overtopping*. Terdapat 19 desa terdampak dengan jumlah total penduduk terkena resiko sebanyak 11.495 jiwa dengan jarak desa yang terdampak genangan banjir paling jauh dari bendungan adalah 20,52 km dan selanjutnya banjir mengalir masuk ke Danau Tempe. Sesuai dengan tabel hubungan jumlah penduduk terkena resiko dan jarak jangkauan banjir dari bendungan, maka Bendungan Kalola termasuk bendungan dengan klasifikasi bahaya tingkat 4 atau bahaya sangat tinggi.

5.2 Saran

Dalam melakukan analisis keruntuhan suatu bendungan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21* diperlukan ketelitian dalam memasukkan data – data dan parameter yang diperlukan dalam menjalankan simulasi. Hasil dari aplikasi *Zhong Xing HY21* juga belum bisa dikatakan sempurna jika hanya dilakukan sekali simulasi, perlu dilakukan beberapa kali simulasi sampai didapatkan hasil yang maksimal.

Selain itu, perlu dipertimbangkan pula untuk para pihak yang ingin melakukan simulasi keruntuhan bendungan dengan aplikasi *Zhong Xing HY21*, mengingat dalam

penggunaan aplikasi ini sangat terbatas sekali aksesnya karena diperlukan *hardware* khusus (*dongle*) untuk bisa menjalankan aplikasi ini. Sehingga penulis mengharapkan untuk kedepannya lebih dibuka lagi akses untuk para pihak yang berminat dan tertarik untuk mencoba simulasi keruntuhan suatu bendungan meskipun tidak harus menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY21*.





(Halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR PUSTAKA

- Asdak, C. (2004). *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Cetakan Ketiga (revisi). Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012). *Tata Cara Perhitungan Hujan Maksimum Boleh Jadi dengan Metode Hersfield*. SNI 7746:2012. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Cahya, L. (2014). Analisa Keruntuhan Bendungan Way Ela dengan Menggunakan Program Zhong Xing HY21. *Jurnal Teknik Pengairan Universitas Brawijaya*.
- Djafar, H. (2015). Studi Analisa Kebutuhan Jumlah Stasiun Hujan Berdasarkan Evaluasi Perbandingan Antara Analisa Hidrograf Banjir dan Banjir Historis pada DAS Limboto Provinsi Gorontalo. *Jurnal Teknik Pengairan Universitas Brawijaya*.
- Fread, D.L. (1999). Program Methodology. Dalam U.S. Army Corps of Engineers. *User's Manual BOSS DAMBRK*: Chapter 6. Madison: BOSS International.
- Gusti, S. (2014). Aplikasi Zhong Xing HY21 untuk Analisa Keruntuhan Bendungan Muka Kuning, Batam. *Jurnal Teknik Pengairan Universitas Brawijaya*.
- Hadisusanto, Nugroho. (2010). *Aplikasi Hidrologi*. Jogja: Media Utama.
- Harto, S. (1983). *Mengenai Dasar Hidrologi Terapan*. Cetakan Kedua. Yogyakarta: Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada.
- Harto, S. (1993). *Analisis Hidrologi*. Yogyakarta: Pusat Antar Universitas Ilmu Teknik Universitas Gadjah Mada.
- Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Sumber Daya Air. (2011). *Klasifikasi Bahaya Bendungan*. Pedoman Teknis Konstruksi dan Bangunan Sipil. Jakarta: Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Sumber Daya Air.
- Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Sumber Daya Air. (2013). *Pedoman Penyusunan Rencana Tindak Darurat Bendungan*. Pedoman Teknis Konstruksi dan Bangunan Sipil. Jakarta: Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Sumber Daya Air.
- Limantara, L.M. (2010). *Hidrologi Terapan*. Cetakan Pertama. Malang: CV. Lubuk Agung.
- Republik Indonesia. (2010). *Peraturan Pemerintah Nomor 37 tentang Bendungan*. Jakarta: Sekretariat Negara.
- Sinotech Engineering Group. (2011). *Zhong Xing HY21 Step By Step Manual*. Taipei: Sinotech Engineering Group.
- Soemarto, CD. (1999). *Hidrologi Teknik*. Jakarta: Erlangga.
- Soewarno. (1995). *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Jilid I. Bandung: Nova.
- Soewarno. (1995). *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Jilid II. Bandung: Nova.

- Sosrodarsono, S. & Kensaku, T. (1983). *Hidrologi untuk Pengairan*. Cetakan Keempat. Jakarta: PT. Prima Karsa Utama.
- Sosrodarsono, S. & Kensaku, T. (1989). *Bendungan Tipe Urugan*. Cetakan Keempat. Jakarta: PT. Prima Karsa Utama.
- Sosrodarsono, S. & Kensaku, T. (2016). *Bendungan Tipe Urugan*. Cetakan Keenam. Jakarta: PT. Balai Pustaka.
- Subarkah, Iman. (1980). *Hidrologi untuk Perencanaan Bangunan Air*. Bandung: Idea Dharma.
- Triatmodjo, Bambang. (2008). *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.
- Virgiawan, Eric. (2012). *Buku Manual Pelatihan Zhong Xing HY21*. Jakarta: PT Caturbina Guna Persada.

