

**ANALISA BANJIR AKIBAT KERUNTUHAN BENDUNGAN
BAJULMATI DENGAN PROGRAM HEC-RAS**

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI SISTEM INFORMASI SUMBER DAYA AIR (SDA)**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



SUNAN MUKTI SRIWIBOWOWATI

NIM. 145060401111051

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

FAKULTAS TEKNIK

MALANG

2018

LEMBAR PENGESAHAN
ANALISA BANJIR AKIBAT KERUNTUHAN BENDUNGAN
BAJULMATI DENGAN PROGRAM HEC-RAS

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI SISTEM INFORMASI SUMBER DAYA AIR

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



SUNAN MUKTI SRIWIBOWOWATI
NIM. 145060401111051

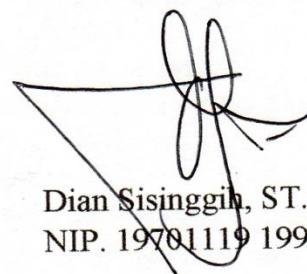
Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 05 Desember 2018

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan



Dr. Ir. Ussy Andawayanti, M.S.
NIP. 19610131 198609 2 001

Dosen Pembimbing



Dian Sisinggi, ST., MT., Ph.D
NIP. 19781119 199512 1 001

TURNITIN



**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA**



SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 132/UN10.F07.14.11/TU/2018

Sertifikat ini diberikan kepada :

SUNAN MUKTI SRIWIBOWOWATI

Dengan Judul Skripsi :

**ANALISA BANJIR AKIBAT KERUNTUHAN BENDUNGAN BAJULMATI DENGAN PROGRAM
HEC-RAS**

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan
dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 28 DESEMBER 2018

Ketua Program Studi S1 Teknik Pengairan


Dr. Ir. Ussy Andawayanti, MS




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

KATA PENGANTAR

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

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

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

1. Bapak Suyitno dan Ibu Rohyati yang telah mewarisi semangat untuk menuntut ilmu bagi penyusun dan dukungan moril baik secara langsung maupun tidak langsung.
2. Mba Ratih, Mas agung, adik tercinta Aulia, Mas Sulis, dan Mba Yeni yang telah menjadi suri tauladan sumber semangat bagi penyusun.
3. Bapak Dian Sisinggih, ST.,MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing Skripsi ini atas segala kesabaran dan keikhlasan dalam membimbing penyusunan laporan ini.
4. Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS., Bapak Dr. Runi Asmaranto, ST.,MT. dan Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT. selaku dosen penguji Skripsi ini atas kesediaan waktu dan tenaganya.
5. Dosen-dosen beserta jajaran Staff Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya atas segala ilmu dan pengalaman yang diberikan selama proses dalam perkuliahan.
6. PT. Caturbina Guna Persada, PT. Indrakarya, Kantor Bendungan Bajulmati, serta Dinas Pengairan Kabupaten Banyuwangi yang telah membantu dalam memenuhi segala data yang dibutuhkan untuk penyusunan laporan akhir ini.
7. Angelina Tutulenan Torimtubun yang telah menjadi motivasi dan menemani perjalanan penyusun dari awal hingga akhirnya skripsi ini dapat menjadi sebuah laporan.
8. Keluarga Besar Mahasiswa Pengairan (KBMP) tas rasa kekeluargaan yang diberikan sampai dengan saat ini.
9. Teman-teman Teknik Pengairan angkatan 2014 atas semangat, motivasi dan solidaritas sehingga memberikan rasa aman dan nyaman selama berkuliah di Teknik Pengairan.



10. Bapaak Eric Virgiawan dan Mas Dimas yang telah memberikan waktu dan tenaga untuk menyalurkan ilmunya.
11. Yufintra, Laily, Agung, Roid, Hafidh yang telah sharing informasi dan kaidah ilmu selama pengerjaan Skripsi ini.
12. Aisyah, Jenny, Indah Tri Wahyuni, Erlia, Yulia, Yahya, Dio atas dukungan, serta memberikan semangat selama pengerjaan skripsi.
13. Serta pihak-pihak lain yang tidak dapat penyusun ungkapkan yang telah turut serta dalam pengerjaan Skripsi ini.

Akhirnya dengan segala kerendahan hati penyusun mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun guna perbaikan laporan ini. Tak lupa juga penyusun memohon maaf sebesar-besarnya, jika masih banyak kekurang sempurnaan penyusun dalam menyusun laporan ini. Semoga laporan ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, Oktober 2018

Sunan Mukti Sriwibowowati





Skripsi ini saya dedikasikan kepada:

Bapak dan Ibu tercinta yang selalu memberi kasih saying yang tiada henti

Kakak dan adik yang selalu memberi motivasi dan dukungan

Sahabat serta teman-teman Teknik Pengairan 2014

“War is over if you want it”

-John Lennon-



DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL.....	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xv
RINGKASAN.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Rumusan Masalah	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Tujuan Penelitian	4
1.6 Manfaat Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum.....	5
2.2 Analisis Hidrologi	5
2.2.1 Uji Kelayakan Data Hujan.....	5
2.2.1.1 Uji Konsistensi	6
2.2.1.2 Uji Ketidakadaan Trend.....	7
2.2.1.4 Uji Stasioneritas	8
2.2.1.5 Uji Outlier	11
2.2.2 Analisa Frekuensi	12
2.2.2.1 Metode Log Pearson III	12
2.2.2.2 Metode Gumbel	14
2.2.3 Uji Kesesuaian Distribusi	15
2.2.3.1 Uji Chi-Square	16
2.2.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov	18
2.2.4 Distribusi Hujan Jam-Jaman.....	19
2.2.4.1 Rasio Intensitas Hujan	19
2.2.4.2 Nilai C (Koefisien Pengaliran).....	19



2.2.4.3 Distribusi Hujan Jam-jaman	20
2.2.5 Hujan Maksimum Boleh Jadi (<i>Probable Maximum Precipitation</i>)	21
2.2.6 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	25
2.3 Keruntuhan Bendungan	26
2.3.1 Keruntuhan Bendungan Akibat <i>Overtopping</i>	27
2.3.2 Keruntuhan Bendungan Akibat <i>Piping</i>	28
2.3.3 Deskripsi Bentuk Parameter Rekahan.....	30
2.4 Software <i>HEC RAS</i>	33
2.4.1 Memulai <i>Project</i>	33
2.4.2 <i>RAS Mapper</i>	34
2.4.2.1 Membuka <i>RAS Mapper</i>	34
2.4.2.2 Mengatur <i>Spatial Reference Projection</i>	34
2.4.2.3 Memuat Data Model Elevasi Muka Tanah.....	35
2.4.2.4 Pengembangan <i>Mesh</i> Komputasi 2D.....	38
2.4.3 Analisa Keruntuhan Bendungan pada <i>HEC-RAS</i>	45
2.4.4 Memasukan Data Keruntuhan Bendungan.....	45
2.4.4.1 Metode <i>User Enter Breach Data</i>	47
2.4.5 Kondisi Batas Aliran Diluar Area 2D	51
2.4.6 Running Unsteady Flow Model	53
2.5 Penyusunan Rencana Tindak Darurat	55
2.5.1 Metode Penetapan Tingkat Bahaya	56
2.5.2 Metode Penetapan Tingkat Bahaya	57
2.6 Analisa Ekonomi.....	61
4.6.1 Estimasi Kerusakan	63

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Deskripsi Lokasi Studi.....	65
3.2 Data-data Teknis Skripsi.....	68
3.3 Data Teknis Bendungan Bajulmati	68
3.4 Tahapan Pengolahan Data	73

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Daerah Tangkapan Air (DTA)	77
4.2 Stasiun Hidroklimatologi	77
4.3 Analisa Hidrologi.....	78
4.3.1 Uji Konsistensi Data Curah Hujan	79

4.3.2 Uji Ketiadaan Trend Metode Spearman	80
4.3.3 Uji <i>Outlier</i>	81
4.3.4 Uji Analisa Frekuensi	82
4.3.4.1 Metode Gumbel	82
4.3.4.2 Metode Log Pearson III	84
4.3.5 Uji Kesesuaian Distribusi	85
4.3.5.1 Distribusi <i>Chi-Square</i> (Gumbel).....	85
4.3.5.2 Distribusi <i>Chi-Square</i> (Log Pearson III).....	87
4.3.5.3 Distribusi <i>Smirnov-Kolmogorof</i> (Gumbel)	88
4.3.5.4 Distribusi <i>Smirnov-Kolmogorof</i> (Log Pearson III)	89
4.3.6 Analisa <i>Probable Maximum Presipitation</i> (PMP).....	91
4.3.7 Distribusi Hujan Jam-jaman PSA 007	95
4.3.8 Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu	97
4.3.9 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk	110
4.3.10 Penelusuran Banjir pada Pelimpah	112
4.4 Keruntuhan Bendungan.....	121
4.4.1 Kondisi Analisis Keruntuhan Bendungan	121
4.4.2 Langkah-langkah Running Program HEC-RAS 5.0.3.....	121
4.4.2.1 <i>RAS Mapper</i>	121
4.4.2.2 Geometri Data	123
4.4.2.3 <i>Input Unsteady Flow Data</i>	131
4.4.3 Hasil Simulasi Program HEC-RAS 5.0.3	133
4.4.3.1 <i>Overtopping</i>	134
4.4.3.2 <i>Piping</i> Atas.....	141
4.4.3.3 <i>Piping</i> Tengah.....	148
4.4.3.4 <i>Piping</i> Bawah.....	154
4.4.3.4 Debit Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati	163
4.5 Mitigasi Bencana Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati	165
4.5.1 Klasifikasi Tingkat Bahaya dan Zona Bahaya	165
4.5.2 Jalur Evakuasi.....	167
4.5.3 Deteksi Keadaan Darurat.....	170
4.5.3.1 Situasi di Bendungan	170
4.4.3.2 Indikasi Kegagalan Bendungan	170
4.4.3.3 Evaluasi Dan Klasifikasi Keadaan Darurat.....	171



4.4.3.4 Kesiapsiagaan Keadaan Darurat	179
4.5.4 Penyiapan Sistem Peringatan Dini	181
4.6 Analisa Kerugian Ekonomi	182
4.6.1 Nilai Kerugian	182
4.6.1.2 Bangunan Rumah Tempat Tinggal.....	182
4.6.1.2 Fasilitas Umum.....	185
4.6.1.3 Kerugian Komoditas Pertanian.....	188
4.6.1.4 Kerugian Komoditas Peternakan	190
4.6.1.3 Kerugian Komoditas Pariwisata	192
4.6.1.4 Kerugian PLTMH.....	192
4.6.1.5 Total Kerugian	193
BAB V KESIMPULAN	
5.1 Kesimpulan	195
5.2 Saran	196
DAFTAR PUSTAKA	xxi



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Nilai Kritis $Q/(n^{0,5})$ dan $R/(n^{0,5})$	7
Tabel 2.2	Nilai F_{kritis} atau F_{tabel} dalam Distibusi F dengan Peluang Derajat Kepercayaan 5%	9
Tabel 2.3	Nilai T_{kritis} atau T_{tabel} dalam Distibusi T.....	11
Tabel 2.4	Niai G Log Pearson III.....	13
Tabel 2.5	Y_n dan S_n Gumbel.....	14
Tabel 2.6	Y_t Gumbel.....	15
Tabel 2.7	Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji satu sisi)	16
Tabel 2.8	Nilai Kritis (Dcr) untuk Uji Smirnov-Kolmogorof.....	18
Tabel 2.9	Nilai C oleh Faktor Intensitas Hujan (Cp)	20
Tabel 2.10	Nilai C oleh Faktor Topografi (Ct)	20
Tabel 2.11	Nilai C oleh Faktor Tampungan Permukaan (Co)	20
Tabel 2.12	Nilai C oleh Faktor Infiltrasi (Cs)	20
Tabel 2.13	Nilai C oleh Faktor Penutupan Lahan (Cs)	20
Tabel 2.14	Kemungkinan Penyebab Keruntuhan Untuk Berbagai Jenis Bendungan	27
Tabel 2.15	Koefisien rekahan weir dan piping	30
Tabel 2.16	Batasan Nilai untuk Karakteristik Rekahan	31
Tabel 2.17	Ringkasan persamaan Regresi untuk Ukuran Rekahan dan Waktu keruntuhan (Wahl 1998)	32
Tabel 2.18	Hubungan Kesetaraan Konsekuensi Daerah Hilir Bendungan Dengan Klasifikasi Bahaya	55
Tabel 2.19	Matriks Jumlah Penduduk (Orang) Terkena Risiko Keruntuhan Bendungan Untuk Masing masing Kelas Bahaya Bendungan.....	56
Tabel 2.20	Matriks Jumlah Keluarga yang Terancam Bahaya Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan	56
Tabel 2.21	Kriteria Penentuan Tingkat Siaga Bendungan	57
Tabel 3.1	Lengkung Kapasitas Waduk Bajulmati	72
Tabel 3.2	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan 2001-2017.....	73

Tabel 4.1	Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Stasiun Hujan Bajulmati	79
Tabel 4.2	Hasil Perhitungan Uji Konsistensi Data Hujan Harian Maksimum Tahunan Metode RAPS (<i>Rescaled Adjusted Partial Sum</i>)	79
Tabel 4.3	Hasil Perhitungan Metode Spearman	81
Tabel 4.4	Data Curah Hujan	81
Tabel 4.5	Hasil Perhitungan Metode Gumbel	82
Tabel 4.6	Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Gumbel.....	83
Tabel 4.7	Hasil Perhitungan Metode Log Pearson III	84
Tabel 4.8	Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Log Pearson III.....	84
Tabel 4.9	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm).....	85
Tabel 4.10	Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi Chi Square Metode Gumbel	85
Tabel 4.11	Hasil Perhitungan Chi Square.....	86
Tabel 4.12	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan.....	87
Tabel 4.13	Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Chi Square Log Pearson III.....	87
Tabel 4.14	Hasil Perhitungan Chi Square.....	88
Tabel 4.15	Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Metode Gumbel	88
Tabel 4.16	Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Metode Log Pearson III.....	89
Tabel 4.17	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Terurut.....	91
Tabel 4.18	Prosentase Intensitas hujan (%) dengan metode PSA 007	95
Tabel 4.19	Hubungan antara durasi dan kedalaman curah hujan 24 jam	95
Tabel 4.20	Distribusi hujan untuk durasi 6 jam.....	95
Tabel 4.21	Selisih distribusi durasi hujan.....	96
Tabel 4.22	Distribusi hujan dengan durasi 6 jam dalam bentuk genta	96
Tabel 4.23	Perhitungan Hujan Efektif	96
Tabel 4.24	Perhitungan Hujan Netto Jam-jaman	97
Tabel 4.25	Penentuan Karakteristik Lengkung Debit Hidrograf Nakayasu	98
Tabel 4.26	Penentuan Karakteristik lengkung Waktu Hidrograf Nakayasu.....	98
Tabel 4.27	Ordinat Hidrograf Nakayasu DTA Bajulmati	99
Tabel 4.28	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang 25 Tahun	102
Tabel 4.29	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang 50 Tahun	103



Tabel 4.30	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang 100 Tahun	104
Tabel 4.31	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang 1000 Tahun	105
Tabel 4.32	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang PMF	106
Tabel 4.33	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang PMF Metode Hersfield	107
Tabel 4.34	Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu.....	108
Tabel 4.35	Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk	110
Tabel 4.36	Hasil <i>Trial and Error</i> Nilai Cd	113
Tabel 4.37	Hubungan He/Hd dengan Ka	114
Tabel 4.38	Hubungan C – L – Q di atas Pelimpah	114
Tabel 4.39	Hubungan H – S – Q	116
Tabel 4.40	Perhitungan Penulusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q1000.....	117
Tabel 4.41	Perhitungan Penulusuran Banjir di atas Pelimpah dengan QPMF.....	118
Tabel 4.42	Perhitungan Penulusuran Banjir di atas Pelimpah dengan QPMF Metode Hersfield.....	119
Tabel 4.43	Rekapitulasi Penelusuran Banjir di atas Pelimpah.....	121
Tabel 4.44	Parameter keruntuhan Bendungan Bajulmati Dalam Beberapa Skenario	130
Tabel 4.45	Luas Genangan Banjir Bendungan Bajulmati akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati.....	133
Tabel 4.46	Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi Overtopping pada Sungai Hilir.....	134
Tabel 4.47	Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi Piping Atas pada Sungai Hilir	141
Tabel 4.48	Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi Piping Tengah pada Sungai Hilir	148
Tabel 4.49	Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi Piping Bawah pada Sungai Hilir	154
Tabel 4.50	Desa Terdampak Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati.....	161
Tabel 4.51	Debit Maksimum Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati.....	161



Tabel 4.52	Profil Banjir Cross Section Sungai Bajulmati	162
Tabel 4.53	Matriks Jumlah Penduduk (Orang) Terkena Risiko Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan	165
Tabel 4.54	Jumlah penduduk Terkena Resiko Akibat Banjir Keruntuhan Bendungan Bajulmati	166
Tabel 4.55	Klasifikasi Zona Bahaya Bendungan Bajulmati.....	167
Tabel 4.56	Lokasi Daerah Evakuasi	168
Tabel 4.57	Jalur Evakuasi	168
Tabel 4.58	Rekapitulasi Harga Satuan Material Kerugian Bendungan Bajulmati	182
Tabel 4.59	Nilai Kerugian Rumah Tinggal	183
Tabel 4.60	Nilai kerugian Alat Elektronik dan Rumah Tangga	184
Tabel 4.61	Rekapitulasi Nilai Kerugian Tempat Tinggal di Wilayah Terdampak	185
Tabel 4.62	Harga Satuan Fasilitas Umum	185
Tabel 4.63	Fasilitas Umum yang berada di Hilir Bendungan Bajulmati.....	186
Tabel 4.64	Jalan raya dan Industri yang berada di Hilir Bendungan Bajulmati.....	186
Tabel 4.65	Nilai Perhitungan Kerugian Fasilitas Umum Akibat Banjir Keruntuhan Bendungan	187
Tabel 4.66	Nilai Perhitungan Kerugian Kerusakan Jalan Raya dan Industri Akibat Banjir Keruntuhan Bendungan	187
Tabel 4.67	Rekapitulasi Total Kerugian Fasilitas Umum	188
Tabel 4.68	Harga Satuan Komoditi Pertanian	188
Tabel 4.69	Produksi Komoditas Pertanian	189
Tabel 4.70	Kerugian Produksi Komoditas Pertanian	189
Tabel 4.71	Rekapitulasi Total kerugian Komoditas Pertanian	190
Tabel 4.72	Harga Satuan Komoditas Peternakan	190
Tabel 4.73	Jumlah Komoditas Peternakan	191
Tabel 4.74	Perhitungan Kergian Komoditas peternakan	191
Tabel 4.75	Rekapitulasi total kerugian Komoditas Peternakan.....	191
Tabel 4.76	Tarif Tenaga Listrik Untuk Keperluan Kantor Pemerintah Dan Penerangan Jalan Umum	192
Tabel 4.77	Rekapitulasi Total Kerugian Ekonomi	193

DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
	Gambar 1.1 Bendungan Bajulmati Melalui Citra Satelit	3
	Gambar 2.1 Acuan Penentu Harga Km	23
	Gambar 2.2 Acuan Penentu Harga f_1	23
	Gambar 2.3 Acuan Penentu Harga f_3	24
	Gambar 2.4 Acuan Penentu Harga f_2 dan f_4	24
	Gambar 2.5 HSS Nakayasu	26
	Gambar 2.6 Rekahan Akibat <i>Overtopping</i>	28
	Gambar 2.7 Model Test Fisik Rekahan akibat <i>Overtopping</i>	28
	Gambar 2.8 Rekahan Karena <i>Piping</i>	29
	Gambar 2.9 Deskripsi pada Parameter Rekahan	30
	Gambar 2.10 Tampilan awal <i>software HEC RAS</i>	33
	Gambar 2.11 Tampilan <i>New Project HEC-RAS</i>	33
	Gambar 2.12 <i>RAS Mapper</i>	34
	Gambar 2.13 <i>Editor to set the RAS project's spatial reference system</i>	34
	Gambar 2.14 Contoh <i>New Terrain Layer dialog</i>	36
	Gambar 2.15 <i>RAS Mapper dengan Terrain Data Layer</i>	37
	Gambar 2.16 <i>RAS Mapper dengan Terrain Data Layer</i>	37
	Gambar 2.17 Contoh 2D <i>flow area polygon</i>	39
	Gambar 2.18 <i>HEC-RAS 2D Modeling Computational Mesh Terminology</i>	40
	Gambar 2.19 <i>2D Flow Area Mesh Generation Editor</i>	40
	Gambar 2.20 <i>2D Computational Point Spacing Editor</i>	41
	Gambar 2.21 Contoh 2D <i>Mesh Komputasi</i>	43
	Gambar 2.22 Contoh Tampungan Waduk yang Terhubung dengan Area Aliran 2D	43
	Gambar 2.23 <i>SA/2D Area Hydraulic Connection Editor</i>	44
	Gambar 2.24 <i>Editor Data Dam Breach</i>	46
	Gambar 2.25 <i>Dam Breach Editor</i> dengan <i>Nonlinear Breach Progress</i>	50
	Gambar 2.26 <i>Dam Break Editor</i> dengan <i>Breach Repair Tab Active</i>	50
	Gambar 2.27 Contoh Kondisi Batas Aliran Diluar Area 2D	52
	Gambar 2.28 <i>Unsteady Flow Analysis Window With The New Floodplain Mapping</i>	

	<i>Feature</i>	54
Gambar 2.29	<i>Running Program HEC-RAS</i>	54
Gambar 3.1	Lokasi Bendungan Bajulmati	66
Gambar 3.2	Stasiun Hujan DAS Bajulmati	68
Gambar 3.3	Lengkung Kapasitas Waduk Bajulmati	72
Gambar 3.4	Diagram Alir Penyelesaian Skripsi.....	75
Gambar 4.1	Daerah Tangkapan Air Bajulmati.....	77
Gambar 4.2	Stasiun Hujan DAS Bajulmati	78
Gambar 4.3	Acuan Penentu Nilai Km = 12.....	91
Gambar 4.4	Acuan Penentu Acuan Nilai Faktor Penentu Xn, f1 diperoleh 0.945.....	92
Gambar 4.5	Acuan Penentu Acuan Nilai f2 dan f4	92
Gambar 4.6	Acuan Penentu Nilai f3.....	93
Gambar 4.7	Acuan <i>Adjustment factor for AREA</i>	94
Gambar 4.8	Peta Isohyet Wilayah Jawa Timur	95
Gambar 4.9	Koordinat HSS Nakayasu	101
Gambar 4.10	Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu	109
Gambar 4.11	Lengkung Kapasitas Waduk	111
Gambar 4.12	Hidrograf Penelusuran Banjir pada Pelimpah Q1000	118
Gambar 4.13	Hidrograf Penelusuran Banjir pada Pelimpah QPMF	119
Gambar 4.14	Hidrograf penelusuran banjir pada pelimpah QPMF metode hersfield	120
Gambar 4.15	<i>Set Projection Window</i>	122
Gambar 4.16	<i>Example New Terrain dialog</i>	122
Gambar 4.17	<i>RAS Mapper with a Terrain Data Layer added</i>	123
Gambar 4.18	<i>Layer Properties Window</i> untuk <i>Terrain Data Layer</i>	123
Gambar 4.19	<i>2D flow area Mesh Generation Editor</i>	124
Gambar 4.20	<i>2D Computational Point Spacing Editor</i>	125
Gambar 4.21	<i>Example 2D computational mesh for a levee protected area</i>	125
Gambar 4.22	<i>Skema aliran bebas bawah pintu Example of connecting one 2D flow area to another 2D flow area with a Hydraulic Structure</i>	126
Gambar 4.23	<i>SA/2D Area Hydraulic Connection editor</i>	126
Gambar 4.24	<i>Centerline GIS Coordinates</i>	127
Gambar 4.25	<i>Weir/ Embankment option</i>	127
Gambar 4.26	<i>Dam Breach Data Editor</i>	128
Gambar 4.27	<i>Dam Breach Editor with Nonlinear Breach Progression</i>	128

Gambar 4.28 <i>Breach Parameter Calculator from Regression Equations</i>	129
Gambar 4.29 <i>Example of Adding an External 2D Flow Area Boundary Condition Location.</i>	131
Gambar 4.30 <i>Example of Adding External Boundary Conditions Directly to a 2D Flow Area.</i>	131
Gambar 4.31 <i>Example Flow Hidrograph</i>	132
Gambar 4.32 <i>Unsteady flow Analysis Window with the new Floodplain Mapping feature</i>	132
Gambar 4.33 <i>Running Program HEC-RAS</i>	133
Gambar 4.34 <i>Long Section Sungai Hilir Bendungan Bajulmati pada RAS Mapper</i>	134
Gambar 4.35 Hubungan Antara Jarak dan Kedalaman, Muka Air Banjir Maksimum di Hilir Bendungan Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Overtopping</i>	138
Gambar 4.36 Hubungan Antara Jarak dan Kecepatan, Muka Air Banjir Maksimum di Hilir Bendungan Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Overtopping</i>	139
Gambar 4.37 Peta Sebaran Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Overtopping</i> pada Sungai Hilir	140
Gambar 4.38 Hubungan Antara Jarak dan Kedalaman, Muka Air Banjir Maksimum di Hilir Bendungan Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Piping Atas</i>	145
Gambar 4.39 Hubungan Antara Jarak dan Kecepatan, Muka Air Banjir Maksimum di Hilir Bendungan Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Piping Atas</i>	146
Gambar 4.40 Peta Sebaran Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Piping Atas</i> pada Sungai Hilir.....	147
Gambar 4.41 Hubungan Antara Jarak dan Kedalaman, Muka Air Banjir Maksimum di Hilir Bendungan Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Piping Tengah</i>	151
Gambar 4.42 Hubungan Antara Jarak dan Kecepatan, Muka Air Banjir Maksimum di Hilir Bendungan Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Piping Tengah</i>	152
Gambar 4.43 Peta Sebaran Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi <i>Piping Tengah</i> pada Sungai Hilir	153

Gambar 4.44 Hubungan Antara Jarak dan Kedalaman, Muka Air Banjir Maksimum di Hilir Bendungan Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi Piping Bawah	158
Gambar 4.45 Hubungan Jarak dan Kecepatan, Muka Air Banjir Maksimum di Hilir Bendungan Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi Piping Bawah	159
Gambar 4.46 Peta Sebaran Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi Piping Bawah pada Sungai Hilir	160
Gambar 4.47 Grafik Hubungan Tinggi Genangan dengan Kecepatan Banjir yang Berbahaya	166



RINGKASAN

Sunan Mukti Sriwibowowati, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, September 2018, *Analisa Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati dengan Menggunakan Program HEC-RAS*, Dosen Pembimbing: Dian Sisinggih, ST., MT., Ph.D.

Infrastruktur memegang peranan penting dalam mendukung pertumbuhan ekonomi nasional dan daya saing global. Salah satu infrastruktur untuk mewujudkan ketahanan air dan ketahanan pangan adalah dengan dibangunnya 65 bendungan pada periode 2015-2019, Kementerian Pekerjaan Umum dan perumahan Rakyat, melalui direktorat Jendral Sumber Daya Air sehingga ketersedian air di Indonesia akan meningkat menjadi 19,1 miliar meter kubik. Pembangunan suatu bendungan disamping mempunyai manfaat yang sangat besar bagi manusia juga menyimpan potensi bahaya yang sangat besar, dimana bila bendungan tersebut runtuh dapat mengakibatkan bencana yang sangat besar di daerah hilir. Menurut penelitian yang dilakukan oleh Costa, penyebab keruntuhan bendungan urugan seringkali disebabkan oleh *overtopping* dan juga *piping*. Keruntuhan bendungan akibat *overtopping* terjadi karena melimpahnya air pada waduk melalui tubuh bendungan, sedangkan keruntuhan bendungan akibat *piping* tidak bisa dipastikan awal mula lokasinya dikarenakan gerusan yang diakibatkan oleh rembesan terjadi di dalam tubuh bendungan. Maka perlu dilakukan studi analisa keruntuhan bendungan yang nantinya dapat diketahui wilayah-wilayah yang terkena dampak bencana

Tujuan penelitian ini adalah melakukan analisa dari alternatif keruntuhan bendungan dengan menggunakan program HEC-RAS versi 5.0.3 yang dikembangkan oleh *Hydrolic Engineering Center* dalam berbagai skenario keruntuhan bendungan. Dalam penelitian ini, dilakukan simulasi keruntuhan bendungan akibat *overtopping* dengan memasukkan parameter rekanan tertentu guna mendapatkan sebaran genangan banjir yang terjadi. Selain akibat *overtopping*, banjir pada keruntuhan bendungan akibat *piping* juga disimulasikan.

Waduk Bajulmati merupakan waduk yang dibangun untuk memenuhi kebutuhan irigasi sebanyak 1800 ha di daerah irigasi Kabupaten Situbondo dan Banyuwangi. Batas hilir dari Bendungan Bajulmati berada di Selat Bali. Pada hilir Bendungan Bajulmati perkembangan masyarakat di daerah hilir menjadi daerah pemukiman, pertanian, industri, perdagangan dan banyaknya fasilitas umum, hal ini menyebabkan makin bertambahnya tingkat bahaya akibat keruntuhan bendungan.. Keruntuhan Bendungan Bajulmati dapat disebabkan karena *overtopping* dan *piping*. Dari simulasi yang dilakukan, keruntuhan *overtopping* merupakan penyebab keruntuhan Bendungan Bajulmati yang menimbulkan dampak paling besar dengan banjir desain PMF dengan puncak debit *QInflow* sebesar 2490.878 m³/det dan menghasilkan luas genangan sebesar 1646.0146 ha dengan tinggi genangan maksimum sebesar 21.31 m. Akibat dari keruntuhan Bendungan Bajulmati ini terdapat 5 desa di 2 kecamatan di bagian hilir Bendungan Bajulmati yang terkena genangan. terdapat 7896 KK penduduk terkena risiko akibat dari keruntuhan Bendungan Bajulmati. Dengan jumlah penduduk terkena risiko tersebut dan jarak Bendungan Bajulmati sampai hilir yang sejauh 9 km, maka Bendungan Bajulmati termasuk dalam klasifikasi bendungan dengan bahaya tingkat 4 yaitu bahaya sangat tinggi. total kerugian yang harus ditanggung akibat banjir karena keruntuhan bendungan Bajulmati sebesar Rp 476,691,534,795.

Kata kunci: Keruntuhan Bendungan, Bendungan Bajulmati, *Overtopping*, *Piping*, *HEC-RAS*



SUMMARY

Sunan Mukti Sriwibowati, Water Resources Engineering, Faculty of Engineering Brawijaya University, September 2018, Dam Break Analysis Of Bajulmati Dam Using HEC-RAS, Advisor: Dian Sisinggih, ST., MT., Ph.D.

Infrastructure plays an important role in supporting national economic growth and global competitiveness. One of the infrastructure to realize water security and food security is the construction of 65 dams in the 2015-2019 period, Kementerian Pekerjaan Umum dan perumahan Rakyat, through the Directorate General of Water Resources so that water supply in Indonesia will increase to 19.1 billion cubic meters. The construction of a dam in addition to having enormous benefits for humans also holds a huge potential danger, where if the dam collapses it can cause a very large disaster in the downstream area. According to research conducted by Costa, the cause of the collapse of the dam is often caused by overtopping and piping. The collapse of the dam due to overtopping occurs because of the abundance of water in the reservoir through the body of the dam, while the collapse of the dam due to piping cannot be ascertained the beginning of its location due to scour caused by seepage occurs in the body of the dam. Then it is necessary to do a dam collapse analysis study which will be known to the affected areas. The purpose of this study was to analyze the dam collapse alternative using the HEC-RAS version 5.0.3 program developed by the Hydrolic Engineering Center in various dam collapse scenarios. In this study, a simulation of dam collapse due to overtopping was carried out by entering certain fracture parameters in order to obtain the distribution of flood inundation. In addition to overtopping, flooding in the dam collapse due to piping is also simulated.

Bajulmati Reservoir is a reservoir built to meet the irrigation needs of 1800 ha in the irrigation area of Situbondo and Banyuwangi Districts. The downstream boundary of the Bajulmati Dam is in the Bali Strait. At the lower reaches of the Bajulmati Dam the development of communities in the downstream area becomes residential, agricultural, industrial, trade and many public facilities, this causes an increase in the level of danger due to the collapse of the dam. The collapse of the Bajulmati Dam can be caused by overtopping and piping. From the simulations carried out, overtopping collapse was the cause of the collapse of the Bajulmati Dam which had the greatest impact with the flood of PMF design with a peak flow of $Q_{I_{\text{inflow}}}$ of 2490,878 m³ / sec and produced a pool area of 1646.0146 ha with a maximum inundation of 21.31 m. As a result of the collapse of the Bajulmati Dam there were 5 villages in 2 sub-districts in the lower reaches of the Bajulmati Dam which were inundated. there were 7896 KK residents of the affected by the risk of the collapse of the Bajulmati Dam. With the population affected by this risk and the distance of the Bajulmati Dam to the downstream which is as far as 9 km, the Bajulmati Dam is included in the classification of dams with level 4 hazards, namely very high hazards. the total loss to be borne due to flooding due to the collapse of the Bajulmati dam was Rp. 476,691,534,795.

Keywords: Collapse of Dam, Bajulmati Dam, Overtopping, Piping, HEC-RAS



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Peran sungai yang sangat vital bagi kehidupan masyarakat sehingga perlu adanya infrastruktur dalam mewujudkan pemenuhan hak dasar rakyat seperti pangan, sandang, papan, rasa aman, pendidikan dan kesehatan. Infrastruktur memegang peranan penting dalam mendukung pertumbuhan ekonomi nasional dan daya saing global. Salah satu infrastruktur untuk mewujudkan ketahanan air dan ketahanan pangan adalah dengan dibangunnya 65 bendungan pada periode 2015-2019, Kementerian Pekerjaan Umum dan perumahan Rakyat, melalui direktorat Jendral Sumber Daya Air sehingga ketersedian air di Indonesia akan meningkat menjadi 19,1 miliar meter kubik.

Waduk Bajulmati merupakan waduk yang dibangun untuk memenuhi kebutuhan irigasi sebanyak 1800 ha di daerah irigasi Kabupaten Situbondo dan Banyuwangi. Pembangunan suatu bendungan disamping mempunyai manfaat yang sangat besar bagi manusia juga menyimpan potensi bahaya yang sangat besar, dimana bila bendungan tersebut runtuh dapat mengakibatkan bencana yang sangat besar di daerah hilir. Pada hilir Bendungan Bajulmati perkembangan masyarakat di daerah hilir menjadi daerah pemukiman, pertanian, industri, perdagangan dan banyaknya fasilitas umum, hal ini menyebabkan makin bertambahnya tingkat bahaya akibat keruntuhan bendungan.

Apabila keruntuhan bendungan Bajulmati terjadi, maka air yang tertampung di bendungan akan mengalir ke lembah sungai di hilir bendungan dengan debit yang sangat besar, kecepatan tinggi dan waktu yang sangat singkat. Apabila kapasitas sungai di hilir bendungan tidak dapat menampung debit banjir tersebut, maka air akan meluap ke luar alur sungai dan menggenangi daerah pemukiman maupun lahan pertanian di sepanjang alur sungai.

PP Nomor 37 Tahun 2010, tentang Bendungan, menyebutkan bahwa setiap bendungan harus dilengkapi dengan Dokumen Rencana Tindak Darurat (RTD) dalam rangka antisipasi penyelamatan jiwa dan harta benda, apabila terjadi keruntuhan bendungan. Maka atas dasar tersebut, maka Analisis Keruntuhan diperlukan untuk Bendungan Bajulmati. Sebagai bentuk tindakan *preventif* perlu dilakukan analisis kondisi hidrologis alur dan lembah sungai di hilir (*downstream valley*) bendungan, untuk itu perlu dilakukan “Analisa Banjir Akibat



Keruntuhan Bendungan (*Dam Break Analysis*). Mengingat adanya kemungkinan terjadinya bencana banjir yang diakibatkan oleh keruntuhan bendungan, sehingga dapat menimbulkan korban jiwa, kerugian harta benda dan rusaknya fasilitas umum seperti jembatan dan jalan raya sebagai akibat dari pengeluaran debit air di waduk yang melebihi kapasitas alur sungai di hilir bendungan.

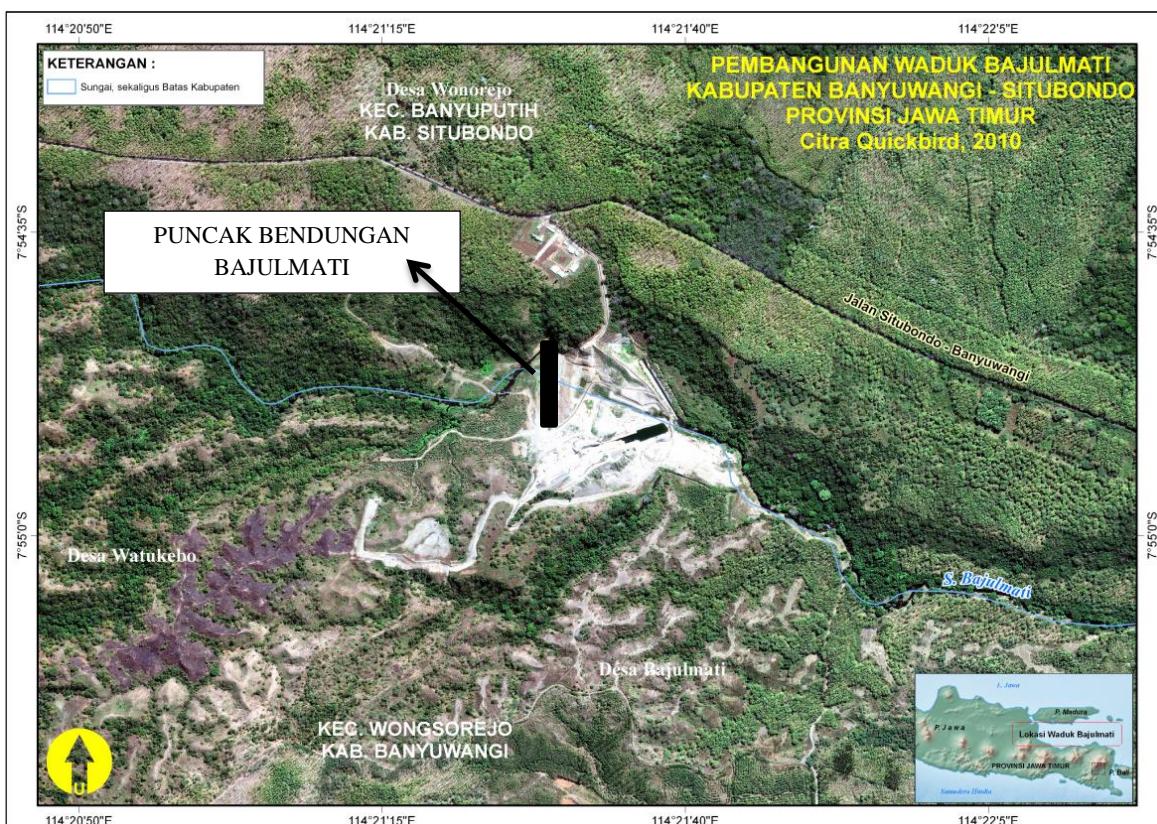
1.2 Identifikasi Masalah

Lokasi Bendungan/Waduk Bajulmati terletak pada Sungai Bajulmati, Desa Watukebo, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi Propinsi Jawa Timur. Lokasi proyek berjarak sekitar 38 km kearah utara dari kota Banyuwangi atau berjarak sekitar 250 km kearah timur dari kota Surabaya. Bendungan ini dibangun untuk mengatasi masalah irigasi yang terdapat pada daerah irigasi Bajulmati. Luas daerah irigasi Banjulmati adalah 1800Ha. Selain digunakan untuk mengatasi masalah irigasi, waduk Bajulmati juga berfungsi sebagai penyedia air bersih untuk 18.000 Kepala Keluarga dan Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro (PLTMH).

Ada beberapa hal dapat menyebabkan keruntuhan bendungan, salah satunya adalah terjadinya *overtopping* yang diakibatkan bertambah tingginya debit limpasan yang terjadi yang diakibatkan oleh kerusakan di wilayah DAS. Bertambahnya besarnya debit limpasan banjir tersebut akan menyebabkan pelimpah/ *spillway* tidak mampu mengalirkan debit tersebut, yang akhirnya mengakibatkan terjadinya *overtopping*. Selain itu, bahaya *piping*. Terjadinya aliran buluh (*piping*) yang disertai dengan butiran material pada tubuh bendungan atau pondasi bendungan, sehingga pada akhirnya dapat mengakibatkan kegagalan bendungan. Pada skripsi kali ini akan dilakukan analisa banjir akibat keruntuhan Bendungan Bajulmatu dengan bantuan Perangkat lunak HEC-RAS (*Hidrologic Engineering Center River Analysis System*)

Analisa keruntuhan bendungan merupakan bentuk tindakan preventif atas kebijakan teknis dan politis, yang tercantum dalam peraturan dan amanah Undang-undang di Indonesia terkait kelengkapan dokumen tentang keamanan dan Rencana Tindak Darurat suatu bendungan.





Gambar 1.1 Bendungan Bajulmati melalui citra satelit

Sumber: loketpeta.pu.go.id diakses pada tanggal 7 Maret 2018 pada pukul 00.53

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan batasan masalah yang telah ditentukan, maka permasalahan yang dibahas dalam penelitian ini dirumuskan sebagai berikut:

1. Berapa besarnya debit banjir rancangan yang terjadi pada Bendungan Bajulmati ?
2. Berapa kedalaman banjir maksimum dan kecepatan banjir maksimum akibat keruntuhan bendungan di hilir Bendungan Bajulmati?
3. Bagaimana klasifikasi daerah terkena bahaya akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati ?
4. Berapa estimasi kerugian ekonomi yang ditimbulkan akibat keruntuhan bendungan Bajulmati?

1.4 Batasan Masalah

Dalam melaksanakan studi ini perlu dilakukan pembatasan masalah sebagai berikut:

1. Penelitian dilakukan di daerah dan hilir bendungan.
2. Tidak meninjau adanya bangunan-bangunan melintang pada alur sungai.
3. Simulasi banjir tidak memperhatikan *transport sedimen* di sungai.
4. Keruntuhan Bendungan diasumsikan akibat *overtopping* dan *Piping*.

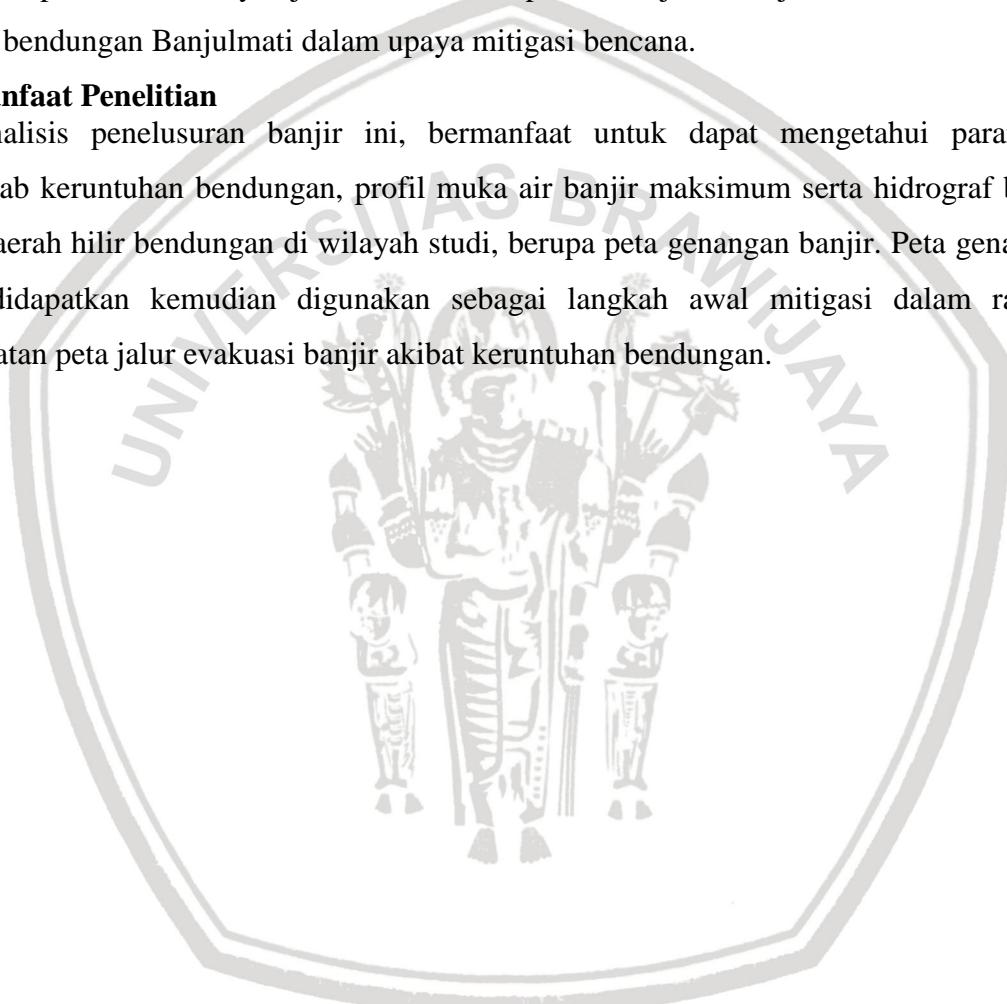
1.5 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari studi ini adalah sebagai berikut:

1. Melakukan analisis atas skenario keruntuhan bendungan *overtopping* dan *piping* debit air keluaran dari waduk yang melebihi kapasitas/daya tampung alur sungai di hilir bendungan dan tingkat genangan banjir yang ditimbulkannya dengan program *HEC-RAS*.
2. Pembuatan peta genangan banjir di bagian hilir sebagai dasar pembuatan Rencana Tindak Darurat (RTD).
3. Dapat diketahuinya jalur evakuasi apabila terjadi banjir akibat keruntuhan bendungan Banjulmati dalam upaya mitigasi bencana.

1.6 Manfaat Penelitian

Analisis penelusuran banjir ini, bermanfaat untuk dapat mengetahui parameter penyebab keruntuhan bendungan, profil muka air banjir maksimum serta hidrograf banjir pada daerah hilir bendungan di wilayah studi, berupa peta genangan banjir. Peta genangan yang didapatkan kemudian digunakan sebagai langkah awal mitigasi dalam rangka pembuatan peta jalur evakuasi banjir akibat keruntuhan bendungan.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Untuk mendapatkan keadaan spesifik tentang seberapa besar potensi bahaya banjir yang tertahan oleh bendungan dibutuhkan data terkait potensi hujan dan debit banjir dengan kapasitas tampungan air pada waduknya. Menimbang hal tersebut, maka dibutuhkan hasil analisis hidrologi yang berpaku pada bendungan yang dimaksud, tepatnya yaitu pada Daerah Tangkapan Air (DTA) Waduk Bajulmati. Hasil analisis tersebut kemudian menjadi bahan untuk diolah dalam analisis akhir, yaitu pada analisis keruntuhan bendungan dengan simulasi untuk keruntuhannya menggunakan bantuan perangkat lunak *Hidrologic Engineering Center River Analysis Sistem (HEC-RAS)*. Hasil simulasi dengan perangkat lunak *Hidrologic Engineering Center River Analysis Sistem (HEC-RAS)* tersebut akan mendapatkan dugaan gambaran potensi limpasan banjir akibat keruntuhan di hilir Bendungan Bajulmati. Proses simulasi keruntuhan Bendungan Bajulmati pada tahap akhir ini dilakukan dengan dua jenis kondisi, yaitu ketika Waduk Bajulmati menerima debit banjir rancangan *PMF* simulasi dilakukan dengan skenario indikasi *overtopping* dan *piping*.

2.2 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi dalam studi ini adalah untuk meramalkan kondisi Bendungan Bajulmati ketika Waduk Bajulmati mendapatkan hujan terekstrem yaitu Hujan Maksimum Boleh Jadi atau *PMP* (*Probable Maximum Precipitation*) yang mana selanjutnya hujan tersebut akan menimbulkan banjir terekstrem, yaitu Banjir Maksimum Boleh Jadi atau *PMF* (*Probable Maximum Flood*), sehingga dari hasil analisis tersebut dapat diketahui apakah Bendungan Bajulmati mampu membendung banjir tersebut tanpa mengalami *overtopping* atau tidak, yang mana hasil ramalan hidrologi tersebut kemudian digunakan sebagai masukan data untuk simulasi keruntuhannya dengan perangkat lunak *HEC-RAS*.

2.2.1 Uji Kelayakan Data Hujan

Untuk kepentingan dalam mendapatkan Hujan Maksimum Boleh Jadi diperlukan data curah hujan yang dianggap mewakili daerah representatifnya. Data tersebut diperoleh dari stasiun hujan yang dianggap merepresentatifkan sifat hujan atas wilayahnya yang kemudian dihimpun secara historis dan diramalkan sifat hujannya dimasa mendatang secara statistik. Karena hujan yang diramal adalah Hujan Maksimum Boleh Jadi, maka data hujan yang digunakan adalah data curah hujan harian maksimum tahunan.



Namun berdasarkan prinsip ilmiah, data hujan dari stasiun tersebut harus diuji kualitasnya sebelum digunakan. Indonesia yang mana terdapat daerah yang diobservasi didalamnya, memiliki prosedur untuk menghitung Hujan Maksimum Boleh Jadi yang diawali dengan memastikan bahwa data hujan telah memenuhi kriteria statistik.

Kriteria statistik yang harus dipenuhi untuk menghitung Hujan Maksimum Boleh Jadi ada beberapa macam, yaitu data hujan harus bersifat konsisten, tidak memiliki tren (*trend*), tidak ketergantungan (*independent*), dan stasioner, selain itu data juga harus lolos uji kedekatan antar nilai-nilainya (BSN, 2004,p.2). Apabila suatu deret data telah memenuhi kriteria statistik tersebut, maka deret data tersebut selanjutnya boleh digunakan untuk analisis hidrologi lanjutan (Soewarno,1995,p.101).

2.2.1.1 Uji Konsistensi

Perubahan relatif pada nilai data curah hujan yang tercatat oleh setiap alat penakar hujan pada setiap daerah jangkauannya dapat menyebabkan kecacatan dalam pengumpulan data. Perubahan sifat data curah hujan yang relatif terhadap alat penakar hujannya ini dapat disebabkan oleh berbagai faktor yang menyebabkan perubahan secara signifikan terhadap pola atau gaya semula sehingga sifat data mengalami penyimpangan pada proses pencatatan selanjutnya, seperti perubahan kondisi terhadap waktu pada lokasi di sekitar alat penakar hujan yang tiba-tiba tertutupi pohon atau terhalang oleh bangunan tinggi yang mana di waktu sebelumnya keadaan sekitar alat penakar hujan bebas dari bangunan penghalang, perubahan cara atau prosedur penakaran dan pencatatan, perubahan lokasi alat penakar, dan lain sebagainya.

Ilmu statistik dalam hidrologi memiliki metode untuk menguji dan memperbaiki data curah hujan, yaitu metode Lengkung Massa Ganda (*Double Mass Curve*). Namun metode Lengkung Massa Ganda bekerja dengan cara membandingkan setiap data curah hujan tahunan kumulatif antara beberapa stasiun alat penakar hujan sebagai referensinya, sedangkan studi ini hanya memiliki satu stasiun hujan sebagai sumber datanya, sehingga diperlukan metode lain yang mana ilmu statistik dalam hidrologi memiliki metode alternatif lain untuk menguji data yang bersifat tunggal, yaitu dengan metode *Rescaled Adjusted Partial Sums* yang untuk selanjutnya disebut sebagai metode *RAPS*.

Prinsip pelaksanaan dalam pengujian dengan metode *RAPS* adalah dengan menguji data tersebut terhadap datanya sendiri. Uji konsistensi data curah hujan dengan metode *RAPS* dilakukan dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut:

$$Sk^* = \sum_{i=1}^k (y_i - \bar{y}) \dots \dots \dots \quad (2-1)$$



dengan $k = 1, 2, 3, \dots, n$

$$So^* = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (2-2)$$

$$Dy^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(y_i - \bar{y})^2}{n} \quad \dots \dots \dots \quad (2-4)$$

$$Dy = \sqrt{Dy_1^2 + Dy_2^2 + \dots + Dy_n^2} \quad \dots \quad (2-5)$$

$$R = |Sk^{**} \text{ Maksimal} - Sk^{**} \text{ Minimal}| \quad (2-7)$$

dengan:

Sk^* = simpangan mutlak data

Sk^{**} = nilai konsistensi data

Dy = simpangan rata-rata data

y_i = nilai data ke- i

\bar{y} = nilai rerata data

n = jumlah atau banyak data

Q = nilai statistik data untuk $0 \leq k \leq n$

R = nilai *range* statistik terhadap data

Hipotesa dengan metode *RAPS* ini me-

keputusannya, yaitu bila nilai $Q/(n^{0.5})_{\text{hitung}} < Q/(n^{0.5})_{\text{kritis}}$, dan $R/(n^{0.5})_{\text{hitung}} < R/(n^{0.5})_{\text{kritis}}$ pada derajat kepercayaan 5%, maka data tersebut bersifat konsisten. Berikut nilai-nilai kritis dari berbagai parameter tersebut:

Tabel 2.1
Nilai Kritis $Q/(n^{0,5})$ dan $R/(n^{0,5})$

N	$Q/(n^{0.5})$			$R/(n^{0.5})$		
	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	1,46	1,40	1,50	1,70
40	1,13	1,26	1,50	1,42	1,53	1,74
50	1,14	1,27	1,52	1,44	1,55	1,78
100	1,17	1,29	1,55	1,50	1,62	1,86

Sumber: Harto (1990,p.73)

2.2.1.2 Uji Ketidakadaan *Trend*

Dalam statistika, keberadaan *trend* pada data dapat mengaburkan sifat data aslinya, sehingga keberadaannya harus diperiksa, dan bilamana ditemukan, data tersebut harus dianalisis lebih lanjut untuk didapatkan model matematiknya supaya dapat diperbaiki.

Maksud adanya *trend* dalam data adalah terdapatnya arah menaik atau menurun yang cenderung bergerak ke satu arah dalam suatu susunan deret data berkala.

Ketidakadaan *trend* dapat diuji dengan banyak cara, salah satu cara yang lazim digunakan dan sudah dikenal luas dalam bidang hidrologi adalah metode Spearman (Soewarno,1995,p.86). Dalam metode Spearman, *trend* dianggap sebagai korelasi antara waktu dan varian dalam variabel hidrologi, sehingga pengujinya dilakukan dengan dua sisi, yaitu dengan menggunakan nilai-nilai derajat kepercayaan metode Uji T. Uji ketidakadaan *trend* terhadap data hujan dengan metode Spearman dilakukan dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut:

$$KP = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n (dt)^2}{n^3 - n} \dots \dots \dots \quad (2-8)$$

$$t = KP \cdot \left| \frac{n-2}{1-KP^2} \right|^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots \quad (2-9)$$

$$dt = Rt - Tt \quad (2-10)$$

dengan:

Tt = nilai peringkat berdasarkan waktu awal data ke akhir data

Rt = nilai peringkat berdasarkan variabel berkala nilai data yang dimulai dari yang paling besar

dt = nilai koefisien data dari perhitungan nilai *Rt* dikurangi nilai *Tt*

dk = derajat kebebasan Uji T terhadap data, yaitu senilai dengan $n-2$

KP = nilai koefisien korelasi Spearman terhadap data

n = jumlah data

t = nilai distribusi Uji T pada derajat kebebasan untuk derajat kepercayaan tertentu

Hipotesa dalam Uji Spearman memiliki ketentuan dalam pengambilan keputusannya, yaitu bila nilai t pada derajat kebebasan terhitungnya terletak diantara t kritisnya, yang mana t kritisnya merupakan t kritis pada pengujian dua sisi dengan derajat kepercayaan Uji T sebesar 5%, atau dengan kata lain t hitungnya sesuai dalam persamaan $(-t_{0,975}) < t < (+t_{0,975})$, maka data tersebut terbukti tidak memiliki *trend*.

2.2.1.3 Uji Stasioneritas

2.2.1.3 Uji Stasioneritas
Uji stasioneritas adalah pengujian untuk memastikan bahwa data bersifat homogen dan nilai rerata variannya bersifat stabil. Proses pengujian stasionaritas harus dilakukan berurutan dimulai dari uji homogenitas lalu uji kestabilan rerata, uji homogenitas dilakukan dengan metode Uji F, yang mana bila data terbukti homogen, maka selanjutnya data boleh

dilakukan uji kestabilan reratanya dengan metode Uji T, bila data tidak lolos dalam metode Uji F, maka data tidak perlu dilakukan Uji T, karena secara statistik data sudah terkategori sebagai data tidak layak pakai (Soewarno,1995,p.96). Hipotesa dalam Uji F memiliki ketentuan dalam pengambilan keputusannya, yaitu bila pada derajat kepercayaan sebesar 5% diketahui nilai $F_{hitung} < F_{tabel}$, maka data varian kelompok I dan II memiliki sifat yang berbeda atau tidak homogen, yang mana hal ini berarti bahwa 95% dari sisa seluruh peluang menyatakan bahwa nilai varian kedua data kelompok adalah stabil dan homogen. Berikut persamaan–persamaan dalam metode Uji F:

dengan:

n_1, n_2 = jumlah data kelompok sampel 1, dan 2

dk_1, dk_2 = derajat kepercayaan data kelompok sampel 1, dan 2

S_1, S_2 = standar deviasi data kelompok sampel 1, dan 2

F_{hitung} = nilai Uji F hasil perhitungan seluruh data

Tabel 2.2

Nilai F_{kritik} Atau F_{tabel} Dalam Distibusi F Dengan Peluang Derajat Kepercayaan 5%

dk_1	dk_2								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	161,40	199,50	215,70	224,60	230,20	234,00	236,80	238,90	240,50
2	18,51	19,00	19,16	19,25	19,30	19,33	19,35	19,37	19,38
3	10,13	9,55	9,28	9,12	9,01	8,94	8,89	8,85	8,81
4	7,71	6,94	6,59	6,39	6,26	6,16	6,09	6,04	6,00
5	6,61	5,79	5,41	5,19	5,05	4,95	4,88	4,82	4,77
6	5,99	5,14	4,76	4,53	4,39	4,28	4,21	4,15	4,10
7	5,59	4,74	4,35	4,12	3,97	3,87	3,79	3,73	3,68
8	5,32	4,46	4,07	3,84	3,69	3,58	3,50	3,44	3,39
9	5,12	4,26	3,86	3,63	3,48	3,37	3,29	3,23	3,18
10	4,96	4,10	3,71	3,48	3,33	3,22	3,14	3,07	3,02
11	4,84	3,98	3,59	3,36	3,20	3,09	3,01	2,95	2,90
12	4,75	3,89	3,49	3,26	3,11	3,00	2,91	2,85	2,80
13	4,67	3,81	3,41	3,18	3,03	2,92	2,83	2,77	2,71
14	4,60	3,74	3,34	3,11	2,96	2,85	2,76	2,70	2,65
15	4,54	3,68	3,29	3,06	2,90	2,79	2,71	2,64	2,59
16	4,49	3,63	3,24	3,01	2,85	2,74	2,66	2,59	2,54
17	4,45	3,59	3,20	2,96	2,81	2,70	2,61	2,55	2,49
18	4,41	3,55	3,16	2,93	2,77	2,66	2,58	2,51	2,46
19	4,38	3,52	3,13	2,90	2,74	2,63	2,54	2,48	2,42

Lanjutan Tabel 2.2 Nilai F_{kritis} Atau F_{tabel} Dalam Distibusi F Dengan Peluang Derajat Kepercayaan 5%

dk_1	dk_2								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	4,35	3,49	3,10	2,87	2,71	2,60	2,51	2,45	2,39
21	4,32	3,47	3,07	2,84	2,68	2,57	2,49	2,42	2,37
22	4,30	3,44	3,05	2,82	2,66	2,55	2,46	2,40	2,34
23	4,28	3,42	3,03	2,80	2,64	2,53	2,44	2,37	2,32
24	4,26	3,40	3,01	2,78	2,62	2,51	2,42	2,36	2,30
25	4,24	3,39	2,99	2,76	2,60	2,49	2,40	2,34	2,28
26	4,23	3,37	2,98	2,74	2,59	2,47	2,39	2,32	2,27
27	4,21	3,35	2,96	2,73	2,57	2,46	2,37	2,31	2,25
28	4,20	3,34	2,95	2,71	2,56	2,45	2,36	2,29	2,24
29	4,18	3,33	2,93	2,70	2,55	2,43	2,35	2,28	2,22
30	4,17	3,32	2,92	2,69	2,53	2,42	2,33	2,27	2,21
40	4,08	3,23	2,84	2,61	2,45	2,34	2,25	2,18	2,12
60	4,00	3,15	2,76	2,53	2,37	2,25	2,17	2,10	2,04
120	3,92	3,07	2,68	2,45	2,29	2,17	2,09	2,02	1,96
∞	3,84	3,00	2,60	2,37	2,21	2,10	2,01	1,94	1,88

Sumber: Soewarno (1995,p.81)

Hipotesa dalam metode Uji T memiliki ketentuan dalam pengambilan keputusannya, yaitu bila pada uji dua arah dengan derajat kepercayaan sebesar 5% diketahui bahwa nilai-nilai variabel terukurnya sesuai dengan persamaan $(-T_{tabel}) < T_{hitung} < (+T_{tabel})$, maka nilai rerata vairian kelompok I dan II stabil, dan bisa dikatakan bersifat stasioner karena sebelumnya data telah lolos Uji F. Berikut persamaan-persamaan dalam melakukan metode Uji T:

dengan:

- n_1, n_2 = jumlah data kelompok sampel 1, dan 2
 S_1, S_2 = standar deviasi data kelompok sampel 1, dan 2
 \bar{X}_1, \bar{X}_2 = rerata hitung data kelompok sampel 1, dan 2
 dk = derajat kepercayaan terhadap data
 α = konstanta Uji T terhadap data
 T_{hitung} = nilai Uji T hasil perhitungan seluruh data

Tabel 2.3

Nilai T_{kritis} Atau T_{tabel} Dalam Distibusi T

D_k	Derajat Kepercayaan				
	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
1	3,078	6,314	12,706	31,821	63,657
2	1,886	2,920	4,303	6,965	9,925
3	1,638	2,353	3,182	4,541	5,841
4	1,533	2,132	2,776	3,747	4,604
5	1,476	2,015	2,571	3,365	4,032
6	1,440	1,943	2,447	3,143	3,707
7	1,415	1,895	2,365	2,998	3,499
8	1,397	1,860	2,306	2,896	3,355
9	1,383	1,833	2,262	2,821	3,250
10	1,372	1,812	2,228	2,764	3,169
11	1,363	1,796	2,201	2,718	3,106
12	1,356	1,782	2,179	2,681	3,055
13	1,350	1,771	2,160	2,650	3,012
14	1,345	1,761	2,145	2,624	2,977
15	1,341	1,753	2,131	2,602	2,947
16	1,337	1,746	2,120	2,583	2,921
17	1,333	1,740	2,110	2,567	2,898
18	1,330	1,734	2,101	2,552	2,878
19	1,328	1,729	2,093	2,539	2,861
20	1,325	1,725	2,086	2,528	2,845
22	1,321	1,717	2,074	2,508	2,819
23	1,319	1,714	2,069	2,500	2,807
24	1,318	1,711	2,064	2,492	2,797
25	1,316	1,708	2,060	2,485	2,787
26	1,315	1,706	2,056	2,479	2,779
27	1,314	1,703	2,052	2,473	2,771
28	1,313	1,701	2,048	2,467	2,763
29	1,311	1,699	2,045	2,462	2,756
infinitif	1,282	1,645	1,960	2,326	2,576

Sumber: Soewarno (1995,p.77)

2.2.1.5 Uji Outlier

Uji *outlier* adalah pengujian untuk mencari *outlier* pada data, yaitu nilai dalam data yang bernilai jauh dengan data yang lain, karena keberadaan data *outlier* biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi untuk suatu sampel data (BSN,2004,p:5). Prosedur SNI dalam tata cara perhitungan Hujan Maksimum Boleh Jadi (*PMP*) menyarankan pengujian uji deteksi *outlier* pada data hujan menggunakan Metode *Grubbs and Beck*. Mekanisme pengujinya adalah untuk mendapatkan nilai batas atas data (X_H) dan nilai batas bawah data (X_L), yang pengambilan keputusannya adalah bila terdapat nilai dalam deret data yang melewati nilai batas atas data (X_H) dan bawah data (X_L) maka nilai tersebut harus dibuang. Berikut persamaan yang digunakan dalam menggunakan Metode *Grubbs and Beck*:

$$X_H = e^{\cdot(\overline{X} + KnS)} \dots \quad (2-17)$$

$$X_L = e^{(\bar{X} - Kn \cdot S)} \quad (2-18)$$

$$K_n = -3,62201 + 6,28446 \cdot n^{0,25} - 2,49835 \cdot n^{0,5} + 0,491436 \cdot n^{0,75} - 0,037911 \cdot n \dots \quad (2-19)$$

dengan:

\bar{x} = rerata dari data yang telah diubah menjadi bentuk Ln

S = simpangan baku dari data yang telah diubah menjadi bentuk L_n

K_n = parameter *Grubbs and Beck* berdasarkan jumlah data (n)

n = jumlah data

2.2.2 Analisa Frekuensi

Tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Besarnya kejadian ekstrim mempunyai hubungan terbalik dengan probabilitas kejadian. Dengan analisis frekuensi akan diperkirakan besarnya banjir dengan interval kejadian tertentu seperti 10 tahunan, 100 tahunan atau 1000 tahunan, dan juga berapakah frekuensi banjir dengan besar tertentu yang mungkin terjadi selama suatu periode waktu, misalnya 100 tahun.

Analisis frekuensi dapat diterapkan untuk data debit sungai atau data hujan. Data yang digunakan adalah data debit atau hujan maksimum tahunan, yaitu data terbesar yang terjadi selama satu tahun, yang terukur selama beberapa tahun.

Ada beberapa bentuk fungsi distribusi kontinyu (teoritis), yang sering digunakan dalam analisis frekuensi untuk hidrologi, seperti distribusi *normal*, *log normal*, Gumbel, *Log Pearson*, dan sebagainya.

2.2.2.1 Metode Log Pearson III

Untuk meghitung banjir perencanaan dalam praktek *The Hidrology Commite of the Water Resources Council*, USA, menganjurkan pertama kali mentranformasi data ke nilai-nilai logaritmanya, kemudian menghitung parameter-parameter statistiknya karena transformasi tersebut, maka cara ini disebut Log Pearson III. Distribusi Log-Pearson Tipe III banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisa data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem (Soewarno, 1995). Garis besar cara tersebut adalah sebagai berikut:

- 1) Ubah data banjir tahunan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$.
 - 2) Hitung nilai rata-rata log data ($\overline{\log x}$)
 - 3) Hitung nilai standar deviasinya dengan rumus berikut:

4) Hitung nilai kemencengannya dengan rumus

5) Hitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus:

dengan :

K = faktor frekuensi Log Pearson III yang dapat dilihat pada Tabel Log Pearson dengan hubungannya Cs dan P(X).

6) Cari nilai antilog dari Log X untuk mendapatkan debit banjir rancangannya.

Tabel 2.4
Niai G Log Pearson III

Skew Coefficient (C_s)	Return period in years							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	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	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,595
0,2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,580
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,501
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910

Lanjutan Tabel 2.4 Niai G Log Pearson III

Skew Coefficient (C_s)	Return period in years							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Exceedence probability (%)							
-2,5	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
-3,0	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber: Soewarno (1995,p.219)

2.2.2.2 Metode Gumbel

Distribusi Gumbel atau dapat disebut distribusi ekstrem tipe I umumnya digunakan pada analisis data maksimum, seperti analisis frekuensi banjir (Soewarno, 1995). Menurut Gumbel (1941), persoalan tertua adalah berhubungan dengan nilai-nilai ekstrim yang datang dari persoalan banjir. Tujuan teori statistik nilai ekstrim adalah untuk menganalisis hasil pengamatan nilai-nilai ekstrim tersebut untuk memperkirakan nilai ekstrim berikutnya. Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan Metode Gumbel adalah sebagai berikut:

dengan:

$Y_t = \text{reduced variate}$, merupakan fungsi dari probabilitas.

$\bar{Y}_n = reduced mean$ yang tergantung dari besarnya sampel n.

$S_n = \text{reduced standar deviation}$ yang tergantung pada besarnya sampel n.

X = Banjir rancangan.

\bar{X} = harga rerata sampel.

Tabel 2.5

Tabel 2.5
Yn Dan Sn Gumbel

n	Y_n	σ_n	N	Y_n	σ_n	n	Y_n	σ_n
8	0,4843	0,9043	39	0,5430	1,1388	70	0,5548	1,1854
9	0,4902	0,9288	40	0,5436	1,1413	71	0,5550	1,1863
10	0,4952	0,9497	41	0,5442	1,1436	72	0,5552	1,1873
11	0,4996	0,9676	42	0,5448	1,1458	73	0,5555	1,1881
12	0,5053	0,9833	43	0,5453	1,1480	74	0,5557	1,1890
13	0,5070	0,9972	44	0,5258	1,1490	75	0,5559	1,1898
14	0,5100	1,0098	45	0,5463	1,1518	76	0,5561	1,1906
15	0,5128	1,0206	46	0,5468	1,1538	77	0,5563	1,1915
16	0,5157	1,0316	47	0,5473	1,1557	78	0,5565	1,1923
17	0,5181	1,0411	48	0,5447	1,1574	79	0,5567	1,1930

Lanjutan Tabel 2.5 Yn Dan Sn Gumbel

n	Y_n	σ_n	N	Y_n	σ_n	N	Y_n	σ_n
18	0,5202	1,0493	49	0,5481	1,1590	80	0,5569	1,1938
19	0,5220	1,0566	50	0,5485	1,1607	81	0,5570	1,1945
20	0,5235	1,0629	51	0,5489	1,1623	82	0,5572	1,1953
21	0,5252	1,0696	52	0,5493	1,1638	83	0,5574	1,1959
22	0,5268	1,0754	53	0,5497	1,1653	84	0,5576	1,1967
23	0,5283	1,0811	54	0,5501	1,1667	85	0,5578	1,1973
24	0,5296	1,0864	55	0,5504	1,1681	86	0,5580	1,1980
25	0,5309	1,0914	56	0,5508	1,1696	87	0,5581	1,1987
26	0,5302	1,0961	57	0,5511	1,1708	88	0,5583	1,1994
27	0,5332	1,1004	58	0,5515	1,1721	89	0,5585	1,2001
28	0,5343	1,1047	59	0,5518	1,1734	90	0,5586	1,2007
29	0,5353	1,1086	60	0,5521	1,1747	91	0,5587	1,2013
30	0,5362	1,1124	61	0,5524	1,1759	92	0,5589	1,2020
31	0,5371	1,1159	62	0,5527	1,1770	93	0,5591	1,2026
32	0,5380	1,1193	63	0,5530	1,1782	94	0,5592	1,2032
33	0,5388	1,1226	64	0,5533	1,1793	95	0,5593	1,2038
34	0,5396	1,1255	65	0,5535	1,1803	96	0,5595	1,2044
35	0,5403	1,1285	66	0,5538	1,1814	97	0,5596	1,2049
36	0,5410	1,1313	67	0,5540	1,1824	98	0,5598	1,2055
37	0,5418	1,1339	68	0,5543	1,1834	99	0,5599	1,2060
38	0,5424	1,1363	69	0,5545	1,1844	100	0,5600	1,2065

Sumber: Montarcih (2010)

Tabel 2.6
Yt Gumbel

Tr (Tahun)	Y _T
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2504
15	2,6738
20	2,9702
25	3,1985
30	3,3843
35	3,5409
40	3,6762
45	3,7954
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2958
500	6,2136
1000	6,9073
2500	7,8238
5000	8,5171
10000	9,2103

Sumber: Triatmodjo (2013,p.227)

2.2.3 Uji Kesesuaian Distribusi

Terdapat 2 cara dalam menguji apakah jenis distribusi yang dipilih sesuai dengan data yang ada, yaitu uji Chi-Square dan Smirnov Kolmogorof (Sri Harto,1991).

2.2.3.1 Uji Chi-Square

Uji Chi-Kuadrat atau uji Chi-Square dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus:

dengan:

X_{hitung}^2 = parameter chi-kuadrat terhitung

N = jumlah sub kelompok dalam satu grup

Oj = frekuensi pengamatan kelas j, atau yang terbaca pada kelas yang sama

Ej = frekuensi teoritis kelas j, atau frekuensi yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya

Parameter X_{hitung}^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai X_{hitung}^2 sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sebenarnya (X^2) dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.7
Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi)

DK	χ_{cr}^2 pada peluang							
	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	21,92	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	27,388	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	27,448	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	6,625	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,114	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	42,98	45,558

Lanjutan Tabel 2.7 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi)

DK	χ_{cr}^2 pada peluang							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,733	46,979	50,892	53,672

Sumber: Soewarno (1995,p.222)

Nilai X_{hitung}^2 harus lebih kecil dari nilai X^2_{cr} (Chi-Kuadrat Kritik), untuk suatu derajat nyata tertentu, yang sering diambil 5%. Derajat kebebasan dihitung dengan persamaan:

dengan:

Df = derajat kebebasan

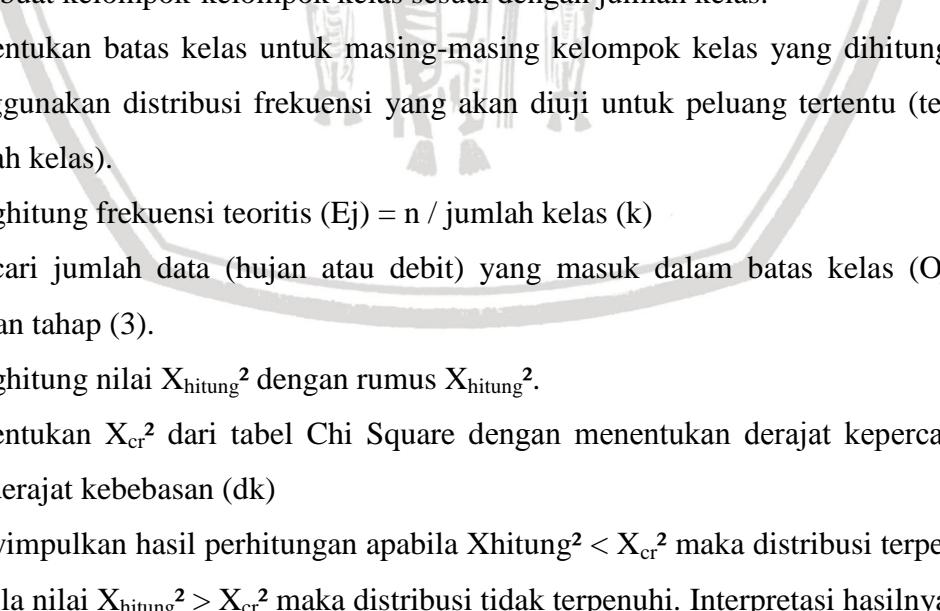
$$K = \text{banyaknya kelas} \rightarrow K = 1 + 3,22 \log n$$

(Jumlah kelas minimal adalah 5 kelas, jika nilai $k < 5$, maka diambil banyaknya kelas = 5)

n = Jumlah data

m = Jumlah keterikatan (jumlah parameter) pada sampel.

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah:

- 
 1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
 2. Menghitung jumlah kelas k.
 3. Membuat kelompok-kelompok kelas sesuai dengan jumlah kelas.
 4. Menentukan batas kelas untuk masing-masing kelompok kelas yang dihitung dengan menggunakan distribusi frekuensi yang akan diuji untuk peluang tertentu (tergantung jumlah kelas).
 5. Menghitung frekuensi teoritis (E_j) = $n / \text{jumlah kelas (k)}$
 6. Mencari jumlah data (hujan atau debit) yang masuk dalam batas kelas (O_j) sesuai dengan tahap (3).
 7. Menghitung nilai X_{hitung}^2 dengan rumus X_{hitung}^2 .
 8. Menentukan X_{cr}^2 dari tabel Chi Square dengan menentukan derajat kepercayaan (α) dan derajat kebebasan (dk)
 9. Menyimpulkan hasil perhitungan apabila $X_{\text{hitung}}^2 < X_{\text{cr}}^2$ maka distribusi terpenuhi dan apabila nilai $X_{\text{hitung}}^2 > X_{\text{cr}}^2$ maka distribusi tidak terpenuhi. Interpretasi hasilnya adalah:
 - a. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima

b. Apabila peluang lebih kecil 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima. Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu ditambah data (Soewarno,1995,p.98).

2.2.3.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Dalam bukunya, Soewarno mengatakan uji kecocokan Smirnov-Kolmogorof, juga sering disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu dalam pengujinya.

Prosedur dalam pengujian Smirnov-Kolmogorof adalah sebagai berikut:

Tabel 2.8
Nilai Kritis (Dcr) Untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

N	α (derajat kepercayaan) ketika peluang			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$n > 50$	$1,07 / n^{0,5}$	$1,22 / n^{0,5}$	$1,36 / n^{0,5}$	$1,63 / n^{0,5}$

Sumber: Soewarno (1995,p.199)

dengan:

Pt = posisi nilai peluang data hujan/debit menurut garis sebaran teoritis dari *plotting paper* atau berdasarkan perhitungan analisa frekuensi distribusi yang diuji

P_e = posisi nilai peluang data hujan/debit menurut pengamatan \rightarrow dipakai posisi plotting menurut *Weibull*.

Kesimpulan hasil uji:

Jika $D_{max} < D_{cr}$ maka distribusi teoritis diterima, sebaliknya ditolak.

2.2.4 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Dalam menentukan atau membuat distribusi hujan jam-jaman pada periode kala ulang tertentu diperlukan beberapa langkah, yaitu: menghitung rasio intensitas hujan, menentukan koefisien pengaliran atau limpasan, membuat distribusi hujan jam-jaman.

2.2.4.1 Rasio Intensitas Hujan

Dalam menentukan rasio intensitas hujan jam-jaman, maka untuk menghitung intensitas hujan itu sendiri dapat dilakukan dengan beberapa cara, seperti cara Ishiguro, Talbot, Sherman, dan Mononobe. Dari beberapa cara tersebut yang paling praktis adalah cara Mononobe sehingga sering digunakan, dengan rumus sebagai berikut:

dengan:

I = intensitas curah hujan → mm/jam

t = waktu konsentrasi hujan (untuk Indonesia 5-7 jam) → jam

R_{24} = curah hujan maksimum dalam 1 hari → mm/jam

$n =$ tetapan (untuk Indonesia diperkirakan $n = 2/3$)

Selanjutnya ditetapkan Rasio Curah Hujan jam ke-T, dengan rumus:

dengan:

RT = curah hujan jam ke T

t ≡ waktu ke

Rt = curah hujan saat jam tersebut (saat t)

$R_{(t-1)}$ = intensitas hujan saat jam sebelumnya

Rasio Curah Hujan jam ke-T = $RT \times 100\%$, dari rasio ini jika dikomulatifkan akan membentuk grafik pola distribusi hujan.

2.2.4.2 Nilai C (Koefisien Pengaliran)

Nilai C atau koefisien pengaliran ini dipengaruhi oleh beberapa faktor, yaitu C_p , C_t , C_o , C_s , dan C_c , dimana rumusnya adalah:

dengan :

C = koefisien pengaliran

Cp = harga C oleh faktor intensitas hujan

Ct = harga C oleh faktor topografi

Co = harga C oleh faktor tampungan permukaan

Cs = harga C oleh faktor infiltrasi

Tabel 2.9

Nilai C Oleh Faktor Intensitas Hujan (Cp)

Intensitas Hujan (mm/jam)	Ci
< 25	0.05
25 - 50	0.15
50 - 75	0.25
> 75	0.3

Sumber: PU (1994)

Tabel 2.10

Nilai C Oleh Faktor Topografi (Ct)

Kondisi Topografi	Kemiringan (m/km)	Ct
Curam dan tidak rata	200	0.1
Berbukit-bukit	100-200	0.05
Landai	50-100	0.05
Hampir datar	0-50	0

Sumber: PU (1994)

Tabel 2.11

Nilai C oleh Faktor Tampungan Permukaan (Co)

Kondisi Tampungan Permukaan	Cp
Daerah Pengaliran, sedikit depresi permukaan	0.1
Daerah pengaliran dengan sistem teratur	0.05
Tampungan dan aliran permukaan berati ada kolam berkонтur	0.05
Sungai berkelok-kelok dengan usaha pelestarian hutan	0

Sumber: PU (1994)

Tabel 2.12

Nilai C oleh Faktor Infiltrasi (Cs)

Kemampuan Infiltrasi Tanah	K (cm/det)	Cs
Infiltrasi besar (tidak ada penutup lahan)	$< 10^{-5}$	0.25
Infiltrasi lambat (lempung)	$10^{-5} - 10^{-6}$	0.2
infiltrasi sedam (loam)	$10^{-3} - 10^{-4}$	0.1
Infiltrasi cepat (pasir, tanah agregat baik)	10^{-3}	0.05

Sumber: PU (1994)

Tabel 2.13

Nilai C oleh Faktor Penutupan Lahan (Cc)

Tumbuhan Penutupan pada Daerah Pengaliran	Cc
Tidak terdapat tanaman yang efektif	0.25
Ada padang rumput yang baik 10%	0.2
Ada padang rumput yang baik 50% ditanami atau banyak	0.1

Sumber: PU (1994)

2.2.4.3 Distribusi Hujan Jam-jaman

Distribusi hujan jam-jaman ini memasukkan faktorkala ulang. Untuk menghitung atau membuat distribusi hujan jam-jaman dimulai dengan menghitung hujan efektif dengan hujan rancangan kala ulang periode tertentu dan harga C yang didapat sebelumnya,

selanjutnya pendistribusian hujan jam-jaman dimulai dengan mengalikannya dengan rasio intensitas hujan.

dengan:

C = koefisien pengaliran

R_{ef} = hujan efektif

Rasio = rasio curah hujan

2.2.5 Hujan Maksimum Boleh Jadi (*Probable Maximum Precipitation*)

World Meteorological Organization (WMO) mendefinisikan Hujan Maksimum Boleh Jadi (*PMP*) sebagai curah hujan rancangan terbesar yang dianggap sebagai batas atas kuantitas curah hujan, yang mana sering dipersepsikan sebagai nilai yang tidak bisa dilampaui, namun WMO juga mengakui fakta bahwa nilai *PMP* hanyalah sebuah perkiraan (Salas dkk,2014,p.557). Hal tersebut dikarenakan oleh berbagai sifat alam beserta fenomenanya yang kompleks dan keterbatasan data hidrologi dan meteorologi. Nilai *PMP* yang di dapat adalah hasil nilai sebuah perhitungan yang formulanya terdiri dari sejumlah nilai asumsi dan kumpulan data yang tidak dapat secara akurat dipastikan kebenarannya. Terdapat beberapa metode yang digunakan untuk mendapatkan nilai *PMP* (*WMO*,2009,p.2), yaitu:

1. *The Local Method (Local Storm Maximization or Local Model)*
 2. *The Transposition Model (Storm Transposition or Transposition Model)*
 3. *The Combination Model (Temporal and Spatial Maximization of Storm)*
 4. *The Inferential Method (Theoretical Method or ratiocination model)*
 5. *The Generalized method (Generalized Estimation)*
 6. *Statistical Method*

Metode pertama sampai kelima di atas tersebut terkategorii sebagai metode yang berhubungan dengan kondisi meteorologi, yang mana dinegara berkembang data meteorologi mungkin belum tersedia secara lengkap, maka dari itu perhitungan *PMP* boleh hanya menggunakan Metode Statistik (Salas dkk,2014,p.576). Selain itu, faktanya juga ditemui bahwa pendekatan secara meteorologi tidak dapat dilakukan di Indonesia dikarenakan data yang diperlukan seperti: pusat tekanan tinggi dan rendah, *moisture source*, dan *new point* tidak tersedia, oleh karena itu pendekatan yang dapat dilakukan adalah pendekatan statistik dengan Metode Hersfield (BSN,2004,p.3). Nilai *PMP* yang merepresentatifkan daerahnya ini kemudian akan menjadi masukan dalam mendapatkan

nilai Debit Banjir Rancangan Terbesar Boleh Jadi (*PMF*) untuk daerah tersebut. Nilai *PMF* merupakan nilai perkiraan untuk menentukan batas atas debit dalam rancangan desain fisik bangunan hidrolik yang didasarkan atas beberapa kondisi terparah (*critical conditions*) yang berkemungkinan terjadi selama rentang waktu tertentu.

Dalam perencanaan bendungan, nilai *PMF* digunakan untuk menentukan ketinggian puncak pelimpah dan bendungan, maka dari itu nilai *PMF* yang akan dicari dalam studi analisis keruntuhan bendungan ini akan digunakan untuk mengetahui kondisi hidrologi suatu waduk dalam bentuk hidrograf banjir untuk kemudian dapat diketahui kemungkinan kondisi nyata di lapangan ketika bendungan mengalami keruntuhan selama rentan waktu tertentu. Nilai *PMF* yang diperlukan tersebut secara teori diperoleh melalui pendistribusian nilai *PMP* terhadap konsentrasi curah hujan persatuan waktu untuk selanjutnya diformulakan terhadap Unit Hidrograf Satuan Sintetis berdasarkan prinsip metode Hidrograf Satuan Sintetis yang digunakan. Indonesia telah memiliki prosedur baku dalam menentukan nilai *PMP* yang tercantum dalam BSN edisi RSNI T-02-2004 yang mana metode tersebut didasari oleh Metode *Hersfield*, perancangan RSNI ini dibuat berdasarkan ketentuan *World Meteorological Organization* dalam *Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation*. Berikut persamaan dalam menentukan *PMP* berdasarkan RSNI T-02-2004 tersebut:

dengan:

X_m = curah hujan maksimum boleh jadi atau *PMP point rainfall* (mm)

$\overline{X_p}$ = rerata curah hujan harian maksimum tahunan setelah disesuaikan (mm)

K_m = nilai fungsi durasi hujan dan rerata data curah hujan harian maksimum tahunan

(Gambar 2.1)

S_p = standar deviasi curah hujan harian maksimum tahunan setelah disesuaikan (mm)

f_1 = faktor penyesuaian terhadap rerata data curah hujan historis \bar{X}_n (Gambar 2.2)

f_r = faktor penyesuaian nilai rata-rata terhadap panjang pencatatan data curah hujan

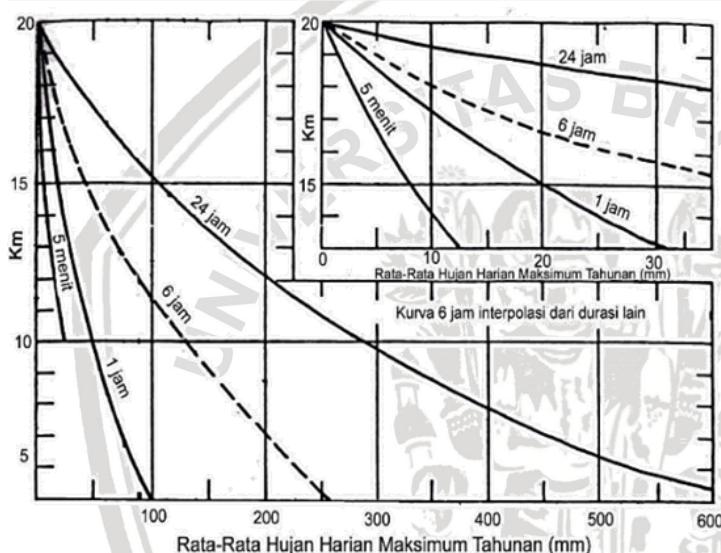
(Gambar 2.4)

f_3 = faktor penyesuaian standar deviasi terhadap standar deviasi yang dihitung tanpa

nilai maksimum pada data curah hujannya (Gambar 2.3)

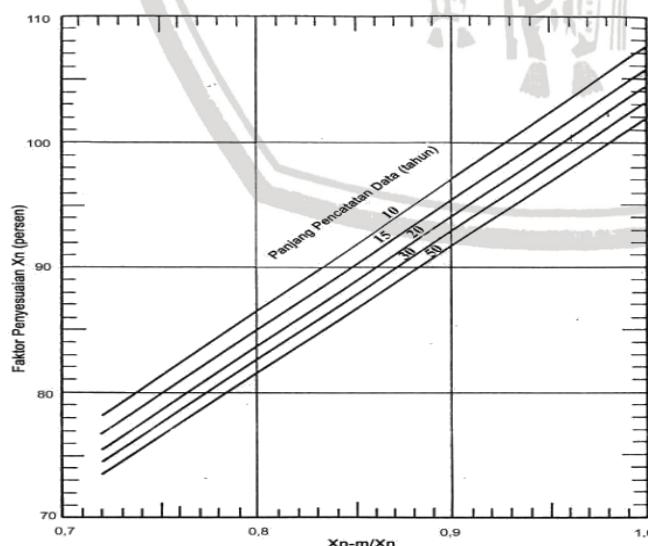
f_4 = faktor penyesuaian standar deviasi terhadap panjang pencatatan data curah hujan

Curah Hujan *PMP* (X_m) tersebut masih bersifat *point rainfall*, sehingga untuk mengubah sifatnya menjadi *basin rainfall*, diperlukan perhitungan tambahan, yaitu dengan mengalikan X_m dengan faktor penyesuai untuk interval waktu pengamatan data hujan (*adjustment for fixed observational time intervals factor*) dan faktor penyesuai untuk luas daerah pengamatan (*adjustment for point PMP to broad area*) (WMO,2009,pp.66-69). Lengkapnya, *adjustment for fixed observational time intervals factor* untuk hujan dengan pengamatan dalam interval waktu setiap 1 jam-an adalah 1,13, pengamatan setiap 6 jam-an adalah 1,02, dan pengamatan setiap 24 jam adalah 1,01, sedangkan *adjustment for point PMP to broad area* adalah mengacu terhadap Gambar 2.3.



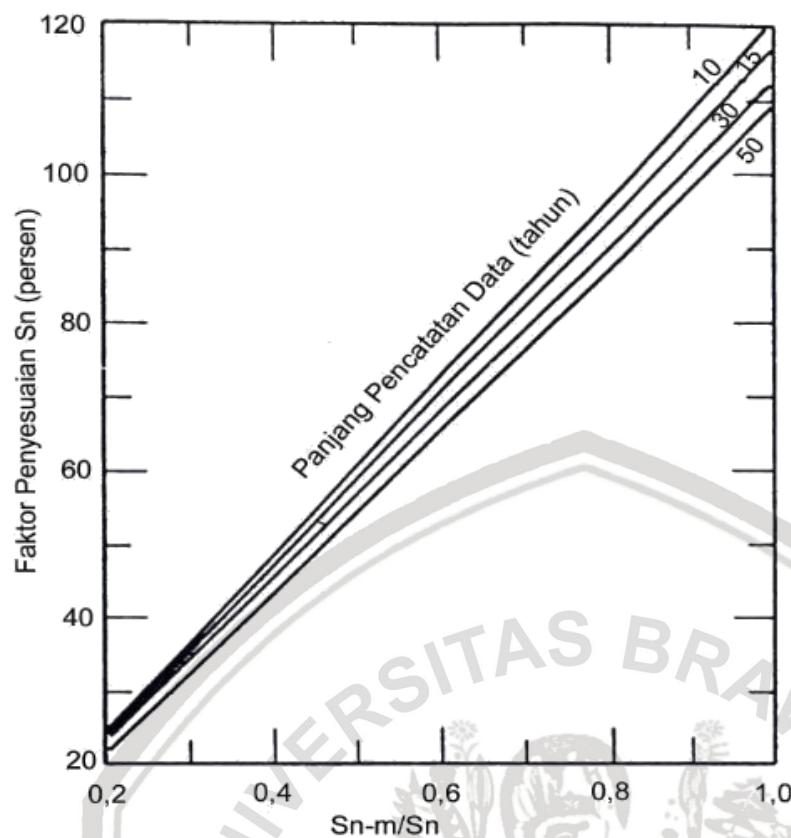
Gambar 2.1 Acuan penentu harga K_m

Sumber: BSN (2004,p.8)



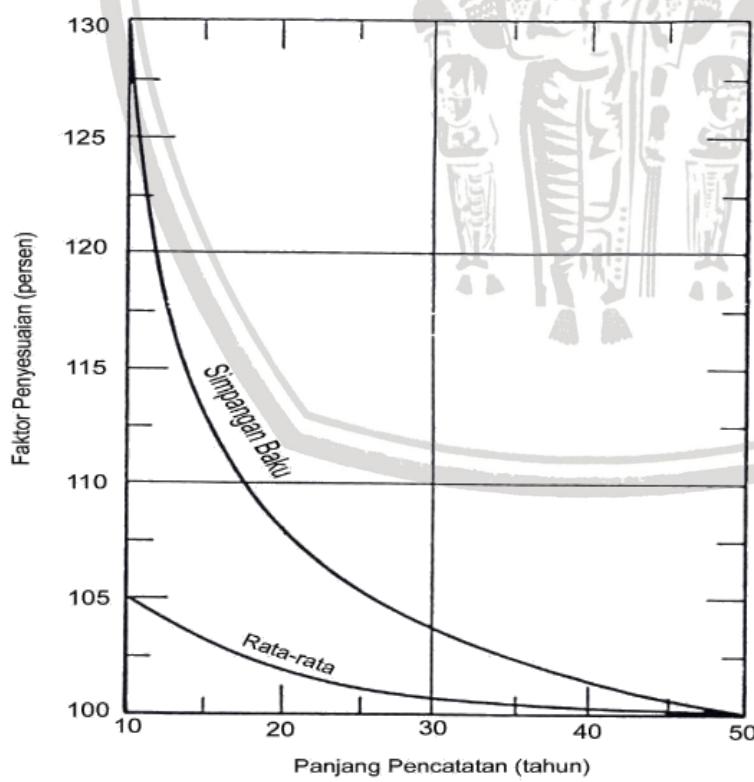
Gambar 2.2 Acuan penentu harga f_1

Sumber: BSN (2004,p.8)



Gambar 2.3 Acuan penentu harga f_3

Sumber: BSN (2004,p.9)



Gambar 2.4 Acuan penentu harga f_2 dan f_4

Sumber: BSN (2004,p.9)

2.2.6 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Hidrograf satuan digunakan dalam analisa menentukan banjir rancangan jika data yang tersedia merupakan data hujan. Metode ini relatif sederhana, mudah penerapannya, data yang diperlukan sederhana, dan hasil rancangan yang diberikan cukup teliti (Triatmojo, 2010).

Hidrograf satuan sintetis biasanya digunakan pada sungai-sungai yang tidak mempunyai hidrograf banjir pengamatan. Hidrograf satuan sintetis yang telah dikembangkan oleh para pakar antara lain HSS Snyder, HSS Nakayasu, HSS Gama I, HSS Limantara, dan lain-lain (Montarcih, 2010).

Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu berasal dari Jepang dengan parameter-parameter sebagai berikut:

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf, T_p
 2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograt, T_g
 3. Tenggang waktu hidrograf, T_B
 4. Luas daerah pengaliran, CA
 5. Panjang alur sungai utama terpanjang, L

dengan rumus sebagai berikut:

tr = 0,5tg sampai 1tg.....(2-42)

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \left[\frac{CA \cdot R_0}{0.3 TP + T_{0.3}} \right] \dots \dots \dots \quad (2-44)$$

dengan:

L = panjang sungai utama → km

$T_{0,3}$ = waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak → jam

tr = satuan waktu dari curah hujan → jam

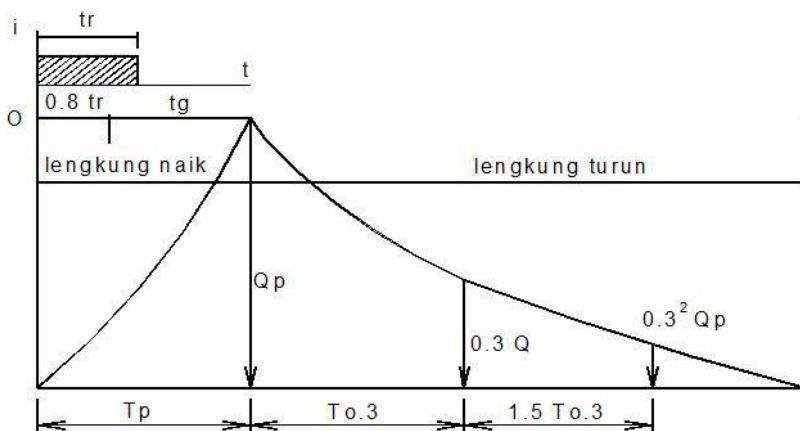
α = koefisien karakteristik DAS atau parameter hidrograf

Tp = waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf → jam

Q_p = debit puncak banjir → m^3/det

CA = luas DAS → km²

R_0 = hujan satuan atau hujan efektif → mm



Gambar 2.5 HSS nakayasu

Sumber: Triatmojo (2010)

Persamaan Hidrograf Satuan sebagai berikut:

- ❖ Pada Kurva Naik

$$Qt = Q_{\text{maks}} \left(\frac{1}{T_p} \right)^{2,4} \quad \dots \dots \dots \quad (2-45)$$

- ❖ Pada Kurva Turun

$$T_p \leq t < (T_p + T_{0,3}) \rightarrow Qt = Q_{\text{maks}} \cdot 0,3^{\frac{t-T_p}{T_{0,3}}} \quad \dots \dots \dots \quad (2-46)$$

$$(T_p + T_{0,3}) \leq t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}) \rightarrow Qt = Q_{\text{maks}} \cdot 0,3^{\frac{1-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}} \quad \dots \dots \dots \quad (2-47)$$

$$t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}) \rightarrow Qt = Q_{\text{maks}} \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}} \quad \dots \dots \dots \quad (2-48)$$

2.3 Keruntuhan Bendungan

Sebelum bendungan mengalami keruntuhan total, didahului oleh terjadinya rekahan (*breaching*). Rekahan adalah lubang yang terbentuk dalam tubuh bendungan pada saat runtuh. Sebenarnya mekanisme keruntuhannya tidak begitu dipahami, baik untuk bendungan urugan tanah maupun bendungan beton. Untuk meramal banjir di daerah hilir akibat keruntuhan bendungan, biasanya dianggap bahwa bendungan runtuh secara total dan secara mendadak.

Perkiraan, dimensi dan waktu rekahan bendungan sangat penting dalam penilaian resiko potensial bendungan. Hal ini berlaku dalam penilaian resiko bendungan yang akan digolongkan berdasarkan potensi hilangnya nyawa dan kerusakan properti. Parameter keruntuhan akan secara langsung mempengaruhi perkiraan outflow yang keluar dari bendungan, serta kemungkinan waktu peringatan yang tersedia untuk lokasi hilir. Namun, lokasi keruntuhan, ukuran dan waktu keruntuhan, seringkali merupakan potongan informasi yang paling tidak pasti dalam analisis kegagalan bendungan.

Secara historis, hampir semua tipe bendungan mempunyai pengalaman keruntuhannya lebih dari dua peristiwa. Namun, sejauh ini sebagian besar kegagalan bendungan yang



terjadi adalah bendungan tanah, akibat beberapa tingkat banjir. Adanya mekanisme yang berbeda yang menyebabkan keruntuhan bendungan, ada beberapa kemungkinan bendungan bisa gagal karena adanya kekuatan pendorong/ mekanisme yang ada. Adanya mekanisme yang berbeda yang menyebabkan kegagalan bendungan, ada beberapa kemungkinan cara bendungan bisa gagal karena adanya kekuatan pendorong/ mekanisme yang ada. Costa menyatakan bahwa dari semua kegagalan bendungan pada tahun 1985, 34% disebabkan oleh limpasan, 30% karena cacat pondasi, 28% dari *piping* dan rembesan, dan 8% dari mode kegagalan lainnya. Costa juga melaporkan bahwa untuk bendungan tanah/ tanggul saja, 35% telah gagal karena *overtopping*, 38% dari *piping* dan rembesan, 21% dari cacat pondasi, dan 6% dari mode kegagalan lainnya.

Tabel 2.14

Kemungkinan Penyebab Keruntuhan Untuk Berbagai Jenis Bendungan

Failure Mode	Earthen/ Embankment	Concrete Gravity	Concrete Arch	Concrete Buttress	Concrete Multi- Arch
Overtopping	✓	✓	✓	✓	✓
Piping/ Seepage	✓	✓	✓	✓	✓
Foundation Defect	✓	✓	✓	✓	✓
Sliding	✓	✓	✓	✓	
Overtuning		✓	✓	✓	
Cracking	✓	✓	✓	✓	✓
Equipment failure	✓	✓	✓	✓	✓

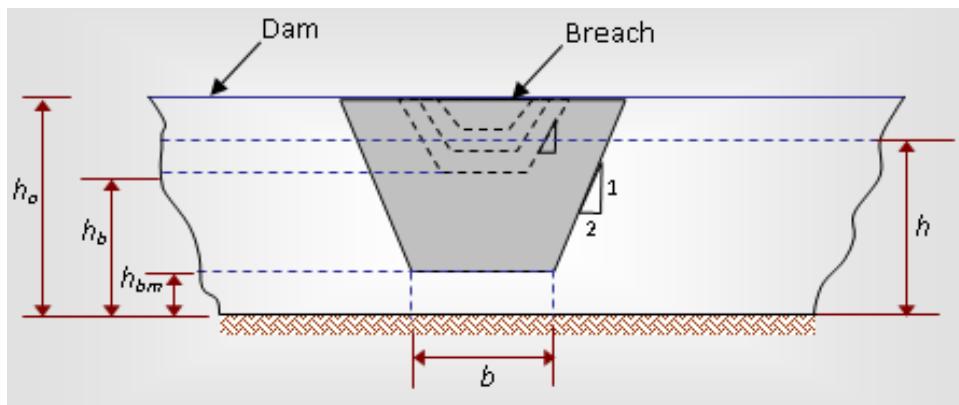
Sumber: *US Army Corps of Engineers* (2014)

Para peneliti dari gelombang banjir akibat keruntuhan bendungan seperti Ritter (1892), Schoklitich (1917), Dressler (1954), Stoker (1957) dan Barnes (1969) menganggap bahwa rekahan tersebut meruntuhkan seluruh tubuh bendungan dan terjadi secara mendadak. Sedangkan peneliti lain seperti Schoklitsch (1917) dan *US Army Corps of Engineers* (1960) mengakui perlunya anggapan rekahan sebagian, dibandingkan rekahan total, tetapi mereka masih menganggap bahwa rekahan terjadi secara mendadak. Asumsi rekahan total dan kejut ini digunakan dengan alasan untuk memudahkan bila diterapkan teknik matematika untuk menganalisis gelombang banjir dari keruntuhan bendungan. Asumsi asumsi ini agak cocok bila dipakai untuk bendungan beton pelengkung (*concrete arch dam*). Sedangkan untuk bendungan urugan maupun *concrete gravity dam* kurang cocok.

2.3.1 Keruntuhan Bendungan Akibat *Overtopping*

Rekahan karena *overtopping* disimulasikan berupa rekahan yang berebentuk segiempat, segitiga atau trapesium. Rekahan tersebut makin lama semakin membesar dengan waktu secara progresif dari puncak bendungan ke bawah sampai mencapai

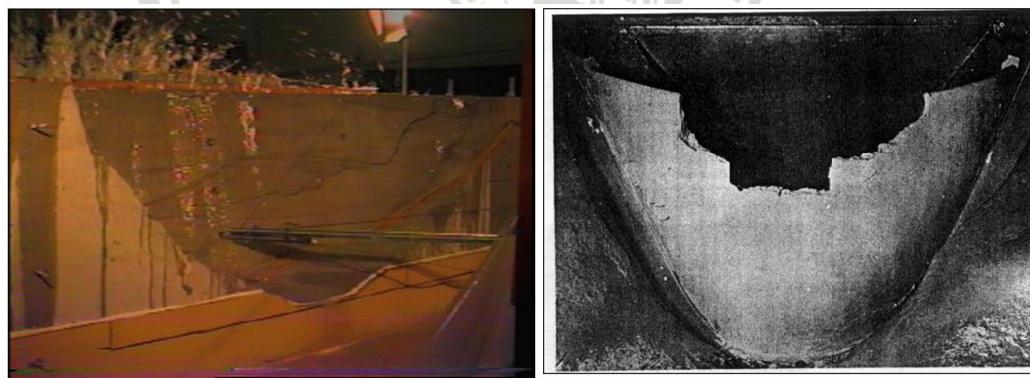
pondasi. Aliran yang melewati rekahan diperhitungan sebagai aliran melewati ambang lebar (*broad crested weir*).



Gambar 2.6 Rekahan akibat *overtopping*

Sumber: Laporan RTD Caturbina Guna Persada (2015)

Overtopping adalah salah satu penyebab kegagalan bendungan yang paling sering terjadi, terutama untuk bendungan tanah. Saat melompati bendungan tanggul, dampaknya bisa berubah menjadi bencana. Menurut International Committee On Large Dams (ICOLD, 1995), dan karya Foster et al. (2000), sepertiga atau lebih dari total kegagalan yang teridentifikasi disebabkan oleh bendungan yang meluap. *Overtopping* bendungan umumnya merupakan konsekuensi dari kejadian banjir ekstrem dan seringkali merupakan penyebab kegagalan bendungan parsial atau lengkap.



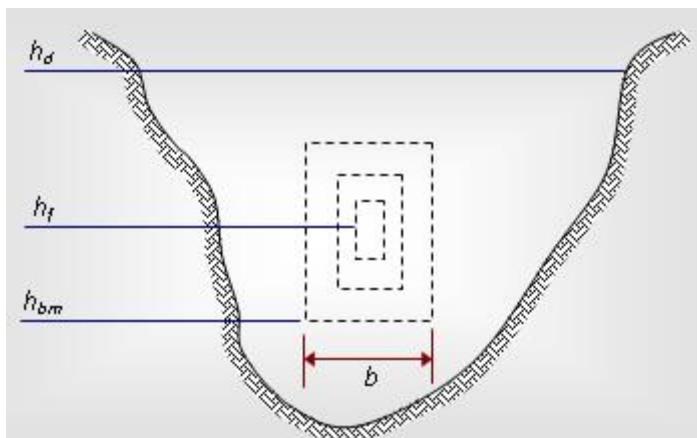
Gambar 2.7 Model test fisik rekahan akibat *overtopping*

Sumber: Dam Safety Technology Development Program (2006)

2.3.2 Keruntuhan Bendungan Akibat *Piping*

Piping adalah ketika air yang meresap melalui bendungan dan pondasinya bisa membawa partikel tanah yang bebas bermigrasi. Kekuatan rembesan cenderung menyebabkan tanah yang erodibel atau batu lunak bergerak menuju permukaan hilir bendungan. Sehingga menyebabkan retakan dan lubang pada hilir dan bendungan dan menyebabkan keruntuhan bendungan. Keruntuhan bendungan akibat *piping* dapat

disimulasikan dengan menentukan elevasi sumbu dari *piping*nya. Ini disimulasikan sebagai rekahan lubang (*orifice*) berbentuk segipanjang.



Gambar 2.8 Rekahan karena *piping*

Sumber: Laporan Rencana Tindak Darurat Caturbina Guna Persada (2015)

Rekahan karena *piping* disimulasikan sebagai lubang (*orifice*) rekahan berbentuk segiempat yang tumbuh dengan waktu keatas dan kebawah dalam tubuh bendungan. Aliran kejut (*instantaneous flow*) lewat rekahan tersebut dihitung dengan rumus *orifice* atau sebagai ambang lebar, tergantung pada posisi muka air diwaduk dan puncak dari *orifice*. Debit yang keluar dari kedua macam rekahan tersebut merupakan hidrograf banjir yang terjadi pada penampang melintang (permulaan), yang harus ditelusur ke hilir disepanjang lembah sungai dengan metode “***Unsteady flow***”.

Saat ini dalam perangkat lunak seperti HEC-RAS, pengguna hanya diperbolehkan memasukkan satu nilai untuk koefisien *weir* rekahan dan untuk koefisien *piping*. Karena perkiraan arus puncak sangat penting dalam proses ini, kita harus mencoba untuk memperkirakan koefisien ini berdasarkan fase proses rekahan yang menurut mereka arus terbesar kemungkinan besar akan terjadi. Misalnya, bendungan tanah dengan volume penyimpanan sedang sampai sangat besar di hulu, kemungkinan besar akan runtuh sampai ke elevasi aliran sungai alami, dan berada dalam fase pelebaran saat arus keluar puncak terjadi. Disarankan menggunakan koefisien *weir* (C) yang khas dari bendung ambang lebar dengan panjang puncak panjang (yaitu, $C = 2.6 \text{ ft}^{0.5}/\text{dt}$). Namun, untuk bendungan dengan volume air yang relatif rendah dibandingkan dengan ketinggian bendungan, arus puncak dapat terjadi selama fase rekahan dimana rekahan tersebut masih menebang melalui bendungan. Untuk kasus ini, koefisien *weir* yang khas dari bendung tajam akan lebih tepat (yaitu, $C = 3.2 \text{ ft}^{0.5}/\text{dt}$). Faktor lain yang perlu dipertimbangkan adalah jenis bahan bendungan. Bendungan yang memiliki inti tanah liat, dan umumnya terbuat dari bahan tanah liat, akan cenderung memiliki proses *headcut* yang jauh lebih nyata. Sementara

bendungan yang lebih banyak berada di pasir dan kerikil akan memiliki proses *headcut* yang kurang jelas. Hal ini dapat menyebabkan penggunaan koefisien bendung yang lebih tinggi untuk bendungan tanah liat (yaitu $C = 3,2 \text{ ft}^{0.5}/\text{dt}$ bendungan dengan ambang tajam) versus bendungan kerikil / pasir (yaitu $C = 2,6 \text{ ft}^{0.5}/\text{dt}$, bendung ambang lebar).

Selama kegagalan *piping*, laju air yang mengalir melalui bendungan dimodelkan dengan persamaan aliran tekanan *orifice*. Persamaan ini juga membutuhkan koefisien debit, yang merupakan ukuran seberapa efisien arus bisa masuk ke lubang pipa. Karena kegagalan *piping* bukanlah pembukaan yang dirancang secara hidrolik, diasumsikan bahwa pintu masuk tidak terlalu efisien. Nilai yang disarankan untuk koefisien *aliran piping*/tekanan berada pada kisaran 0,5 sampai 0,6.

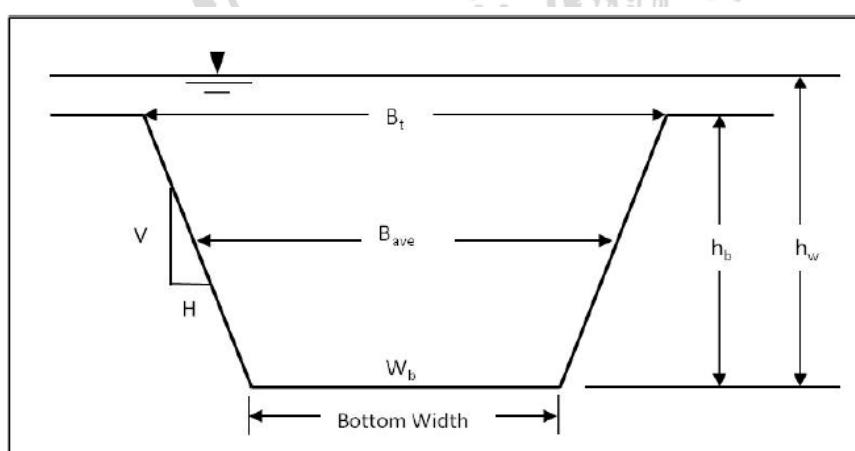
Tabel 2.15
Koefisien Rekahan Weir Dan Piping

Dam Type	Overflow/Weir Coefficient	Piping/Pressure Flow Coefficients
Earthen Clay or Clay Core	2.6 – 3.3	0.5-0.6
Earthen Sand and gravel	2.6-3.0	0.5-0.6
Concrete Arch	3.1-3.3	0.5-0.6
Concrete Gravity	2.6-3.0	0.5-0.6

Sumber : *Using HEC-RAS for Dam Break Studies* (2014)

2.3.3 Deskripsi Bentuk Parameter Rekahan

Untuk tujuan panduan ini, deskripsi fisik dari rekahan tersebut akan terdiri dari tinggi rekahan, lebar rekahan, dan lereng samping di $H: V$ (lereng samping dinyatakan dalam satuan jarak horizontal ke setiap unit di vertikal). Nilai ini mewakili ukuran rekahan maksimum. Diagram yang menggambarkan rekahan ditunjukkan pada Gambar 2.9



Gambar 2.9 Deskripsi pada parameter rekahan
Sumber : *Using HEC-RAS for Dam Break Studies* (2014)

Lebar rekahan digambarkan sebagai lebar rekahan rata-rata (B_{ave}) dalam banyak persamaan, sementara HEC-RAS memerlukan lebar dasar rekahan (W_b) untuk input. Tinggi rekahan (h_b) adalah batas vertikal dari bagian atas bendungan sampai elevasi terbalik rata-rata rekahan. Banyak publikasi dan persamaan juga menggunakan tinggi air (h_w), yang merupakan permukaan vertikal dari permukaan air maksimum sampai elevasi balik dari rekahan. Lereng samping dinyatakan dalam H: V.

Dimensi rekahan, serta waktu pembentukan rekahan harus diestimasi di luar perangkat lunak HEC-RAS, dan dimasukkan ke dalam program. Banyak studi kasus telah dilakukan pada data dari kerusakan bendungan yang bersejarah, yang mengarah ke pedoman, persamaan regresi, dan metodologi pemodelan komputer untuk prediksi ukuran dan waktu rekahan bendungan. Salah satu ringkasan literatur yang paling komprehensif tentang kegagalan bendungan bersejarah adalah laporan *US Bureau of Reclamation (USBR)* yang ditulis oleh Mr. Tony Wahl yang berjudul "*Prediction of Embankment Dam Breach Parameters - A Literature Review and Needs Assessment*" (Wahl, 1998) . Laporan ini membahas semua jenis bendungan, namun laporan tersebut berfokus pada bendungan tanah/ tanggul untuk pembahasan estimasi parameter rekahan.

Tabel 2.16 harus digunakan sebagai batasan minimum dan maksimum untuk memperkirakan parameter rekahan. Cara yang lebih spesifik untuk memperkirakan karakteristik rekahan menurut Pedoman Badan Federal (*Federal Agency Guidelines*) dibahas di bawah ini.

Tabel 2.16
Batasan Nilai Untuk Karakteristik Rekahan

Dam Type	Average Width (B_{ave})	Breach	Horizontal Component of Breach Side Slope (H:V)	Failure Time, t_f	Agency
Earthen/Rockfill	(0.5 to 3.0) x HD	0 to 1.0		0.5 to 4.0	USACE 1980
	(1.0 to 5.0) x HD	0 to 1.0		0.1 to 1.0	FERC
	(2.0 to 5.0) x HD	0 to 1 (slightly larger)		0.1 to 1.0	NWS
	(0.5 to 5.0) x HD*	0 to 1.0		0.1 to 4.0*	USACE 2007
Concrete Gravity	Multiple Monoliths	Vertical		0.1 to 0.5	USACE 1980
	Usually $\leq 0.5 L$	Vertical		0.1 to 0.3	FERC
	Usually $\leq 0.5 L$	Vertical		0.1 to 0.2	NWS
	Multiple Monoliths	Vertical		0.1 to 0.5	USACE 2007
Concrete Arch	Entire Dam	Valley wall slope		≤ 0.1	USACE 1980
	Entire Dam	0 to valley walls		≤ 0.1	FERC
	(0.8 x L) to L	0 to valley walls		≤ 0.1	NWS
	(0.8 x L) to L	0 to valley walls		≤ 0.1	USACE 2007
Slag/Refuse	(0.8 x L) to L	1.0 to 2.0		0.1 to 0.3	FERC
	(0.8 x L) to L			≤ 0.1	NWS

Sumber : *Using HEC-RAS for Dam Break Studies* (2014)

Beberapa peneliti telah mengembangkan persamaan regresi untuk dimensi rekahan (lebar, sisi lereng, volume terkikis, dll), serta waktu kegagalan. Persamaan ini berasal dari data untuk bendungan tanah, bendungan tanah dengan inti tahan (yaitu tanah liat, beton, dll.), Dan bendungan batu. Oleh karena itu, persamaan ini tidak secara langsung diterapkan pada bendungan beton atau bendungan tanah dengan inti beton.

Secara umum, beberapa persamaan regresi harus digunakan untuk membuat perkiraan dimensi rekahan dan waktu kegagalan. Perkiraan ini kemudian harus digunakan untuk melakukan analisis sensitivitas, seperti yang akan dibahas nanti dalam dokumen ini. Pengguna harus mencoba untuk memilih persamaan regresi yang dikembangkan dengan data yang mewakili bendungan studi. Persamaan regresi berikut telah digunakan untuk beberapa studi keselamatan bendungan yang ditemukan dalam literatur (kecuali persamaan Xu dan Zhang, yang dipresentasikan karena banyaknya nilai data historisnya), dan disajikan secara lebih rinci dalam Tabel 2.17 di bawah ini.

Tabel 2.17

Ringkasan Persamaan Regresi Untuk Ukuran Rekahan Dan Waktu Keruntuhan

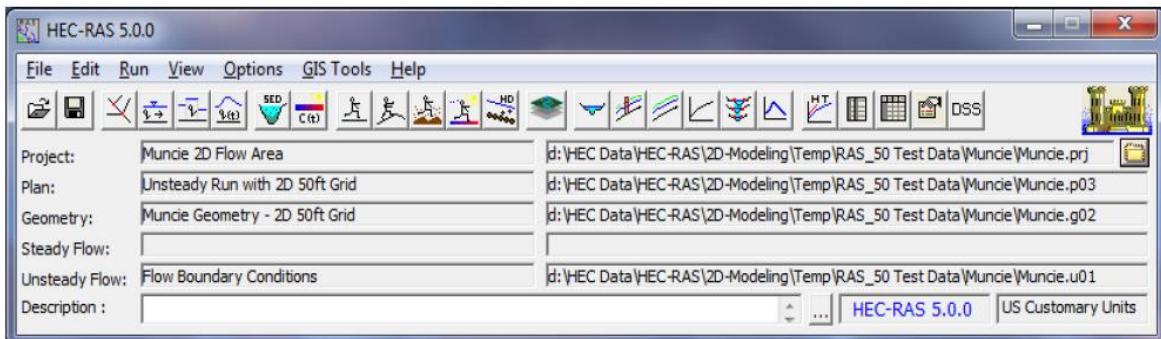
<i>Reference</i>	<i>Number of Case Studies</i>	<i>Relations Proposed (S.I. units, meters, m³/s, hours)</i>
Johnson and Illes (1976)		$0.5hd \leq B \leq 3hd$ for earthfill dams $2hd \leq B \leq hd$
Singh and Snorrason (1982, 1984)	20	$0.15 \text{ meters} \leq d_{ovtop} \leq 0.61 \text{ meters}$ $0.25 \text{ hours} \leq t_f \leq 1.0 \text{ hours}$ Earthfill dams:
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	42	$V_{er} = 0.0261(V_{out} * h_w)^{0.769}$ [best-fit] $t_f = 0.0179(V_{er})^{0.564}$ [upper envelope] Non-earthfill dams: $V_{er} = 0.00348(V_{out} * h_w)^{0.852}$ [best-fit] B is normally 2-4 times h_d B can range from 1-5 times h_d
FERC (1987)		$Z = 0.25 \text{ to } 1.0$ [engineered, compacted dams] $Z = 1 \text{ to } 2$ [non-engineered, slag or refuse dams] $t_f = 0.1-1 \text{ hours}$ [engineered, compacted earth dams] $t_f = 0.1-0.5 \text{ hours}$ [non-engineered, poorly compacted] $\bar{B}^* = 0.47Ko(S^*)^{0.25}$ $Ko = 1.4$ overtopping; 1.0 otherwise
Froehlich (1987)	43	$Z = 0.75Kc(hw^*)^{1.57}(\bar{W}^*)^{0.73}$ $Kc = 0.6$ with corewall; 1.0 without a corewall $t_f^* = 79(S^*)^{0.47}$

Sumber: *Using HEC-RAS for Dam Break Studies* (2014)



2.4 Software HEC RAS

HEC RAS (*Hydrologic Engineering Center's River Analysis System*) adalah program yang di desain untuk menjalankan perhitungan hidraulik satu dimensi untuk jaringan sungai/ saluran alami ataupun buatan.



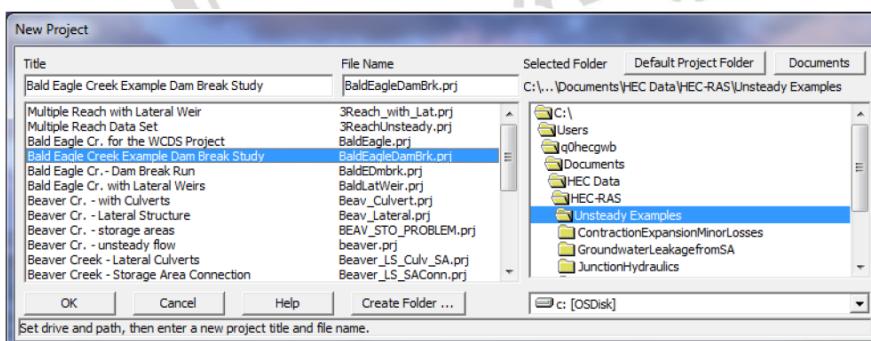
Gambar 2.10 Tampilan awal software HEC RAS

Sumber: *User's Manual* (2016)

HEC-RAS memiliki beberapa fitur canggih yang dapat digunakan ketika memodelkan situasi aliran tidak stabil yang kompleks. Fitur-fitur ini termasuk kemampuan rezim aliran campuran (*subkritis*, *superkritis*, lompatan hidraulik, dan penurunan gambar); kemampuan untuk melakukan analisis bendungan; tanggul limpasan dan keruntuhan; perhitungan kolam untuk bendungan navigasi; bagaimana memodelkan aliran bertekanan di HEC-RAS; dan menggunakan aturan umum untuk mengontrol operasi pintu air pada struktur hidraulik.

2.4.1 Memulai Project

Langkah pertama untuk membuat model hidraulik dengan HEC-RAS adalah dengan menentukan direktori folder yang akan digunakan. Untuk memulai *new project*, klik **File** menu pada jendela utama HEC-RAS dan pilih **New Project**. Langkah ini akan memunculkan kotak dialog seperti pada Gambar 2.11 dibawah ini.



Gambar 2.11 Tampilan new project HEC-RAS

Sumber: *User's Manual* (2016)

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.11, pertama adalah pilih di *drive* mana *folder* akan disimpan dan di kerjakan. Kemudian, ketik nama judul *project* dan nama *file*. Nama *project* harus memiliki format eksistensi *.prj*. Setelah selesai klik **OK**. Setelah tombol **OK**

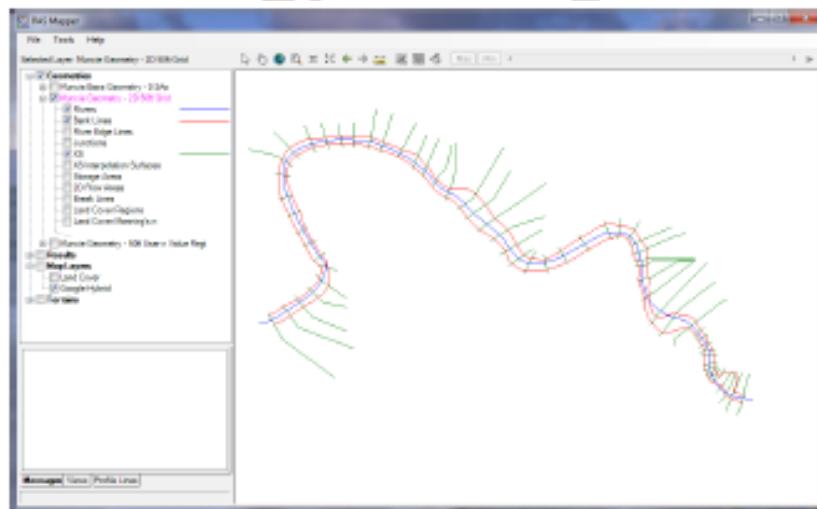
ditekan, kotak pesan akan muncul dengan judul *project* dan direktori tempat *project* akan ditempatkan. Jika informasi ini benar, tekan tombol **OK**. Jika informasinya tidak benar, tekan tombol **Cancel** dan kemudian akan kembali ke jendela *New Project*.

Sebelum data geometri dan data aliran dimasukkan, sistem satuan (*Unit System*) harus ditentukan terlebih dahulu. Terdapat dua pilihan sistem satuan yang dapat dipilih, yaitu *U.S Customary/feet and Metric/meter*.

2.4.2 RAS Mapper

2.4.2.1 Membuka RAS Mapper

Langkah pertama dalam mengembangkan kumpulan data terrain adalah membuka RAS Mapper. Ini dilakukan dengan memilih *GIS Tools* dari jendela utama HEC-RAS, lalu memilih RAS Mapper, atau dengan menekan tombol *RAS Mapper* pada jendela utama HEC-RAS. Ketika ini selesai, jendela yang ditunjukkan pada Gambar 2.12 akan muncul.

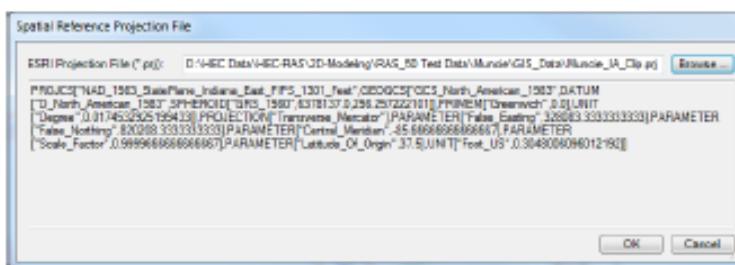


Gambar 2.12 RAS mapper

Sumber: 2D Modeling User's Manual, (2016,p.2-2)

2.4.2.2 Mengatur Spatial Reference Projection

Setelah *RAS Mapper* terbuka, jika data berada dalam proyeksi koordinat spasial tertentu, proyeksi tersebut harus ditetapkan dalam *RAS Mapper*. Untuk mengatur sistem referensi spasial untuk proyek, pilih *Tools / Set Projection* untuk item menu Proyek dari menu *RAS Mapper*. Ketika opsi *Set Projection* dipilih, jendela yang ditunjukkan di bawah ini akan muncul (Gambar 2.13).



Gambar 2.13 Editor to set the RAS project's spatial reference system.

Sumber: Modeling User's Manual, (2016,p.2-2)

Untuk mengatur sistem referensi spasial (sistem koordinat), telusuri dan pilih file ".prj" yang ada (file proyeksi ESRI) yang berisi sistem koordinat yang benar. Jika ArcGIS Versi 10.0 atau yang lebih lama) diinstal pada komputer, pengguna dapat menelusuri direktori ArcGIS yang berisi daftar semua sistem koordinat yang tersedia dan pilih yang sesuai. Jika tidak, cari file proyeksi ArcGIS (*.prj) dalam salah satu direktori proyek GIS. Namun, direktori sistem koordinat telah dihapus pada versi ArcGIS 10.1 dan yang lebih baru. Jadi pengguna harus membuat satu dengan ArcGIS atau mencari di internet untuk file proyeksi ArcGIS. Untuk contoh ini, "NAD 1983 State Plane Indiana East.prj" dipilih.

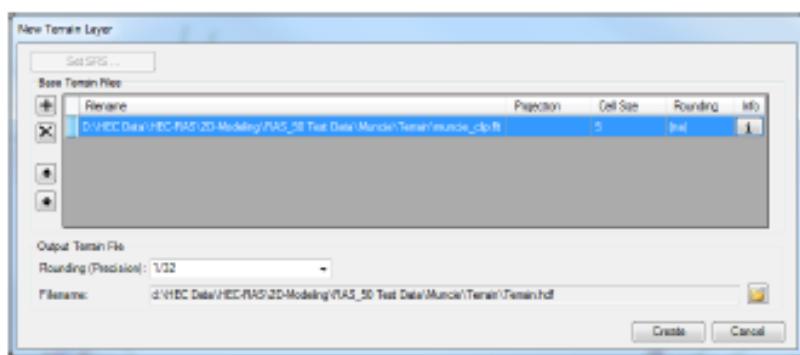
2.4.2.3 Memuat Data Model Elevasi Muka Tanah

Langkah selanjutnya adalah memuat data medan yang akan digunakan dalam pembuatan model medan. Untuk mengembangkan kumpulan data terrain baru (model medan), pilih *Tools | New Terrain* dari bilah menu utama *RAS Mapper*. Dialog Layer *New Terrain* akan muncul (Gambar 2.14). Dialog ini memungkinkan pengguna untuk memberikan nama untuk Lapisan *Terrain* Baru (bidang Namafile, nama defaultnya adalah "*Terrain*"); pilih direktori untuk menyimpan medan (tombol *Map*); menentukan ketelitian elevasi lapisan data medan baru (bidang Pembulatan (Presisi), 1/32 adalah standar untuk unit bahasa Inggris); dan pilih file yang akan digunakan dalam membangun layer medan baru (tombol *Plus* (+)).

Pada saat ini, *RAS Mapper* dapat mengimpor data *terrain* yang ada dalam format grid *floating point* (*.flt); Format GeoTIFF (*.tif); File jaringan ESRI; dan beberapa format lain (misalnya file DEM USGS). Daftar format file yang didukung oleh perangkat lunak *RAS Mapper* terdapat dalam Apendiks B. Format apa pun yang Anda gunakan, data harus dalam format grid, agar dapat digunakan untuk membuat model medan.

Grid floating point terdiri dari file utama dengan ekstensi file *.flt, dan mereka juga memiliki file *.hdr, dan mungkin file *.prj yang berjalan bersamanya. Catatan: jika file *.flt tidak dalam proyeksi yang sama seperti yang telah diatur dalam *RAS Mapper*, maka pengguna harus memiliki file *.prj yang menggambarkan proyeksi file *.flt). File grid ESRI akan memiliki ekstensi file *.adf. Catatan: ada beberapa file *.adf yang membentuk kisi ESRI. Pilih salah satu dari mereka dan program akan memproses semuanya sesuai kebutuhan. Gunakan tombol Plus (+) untuk mendapatkan pemilihan file, lalu pilih kisi atau grid medan (lebih dari satu kisi dapat digunakan secara bersamaan untuk membentuk model medan berlantai), lalu pilih tombol *Open* untuk menggunakan file yang dipilih.





Gambar 2.14 Contoh new terrain layer dialog.

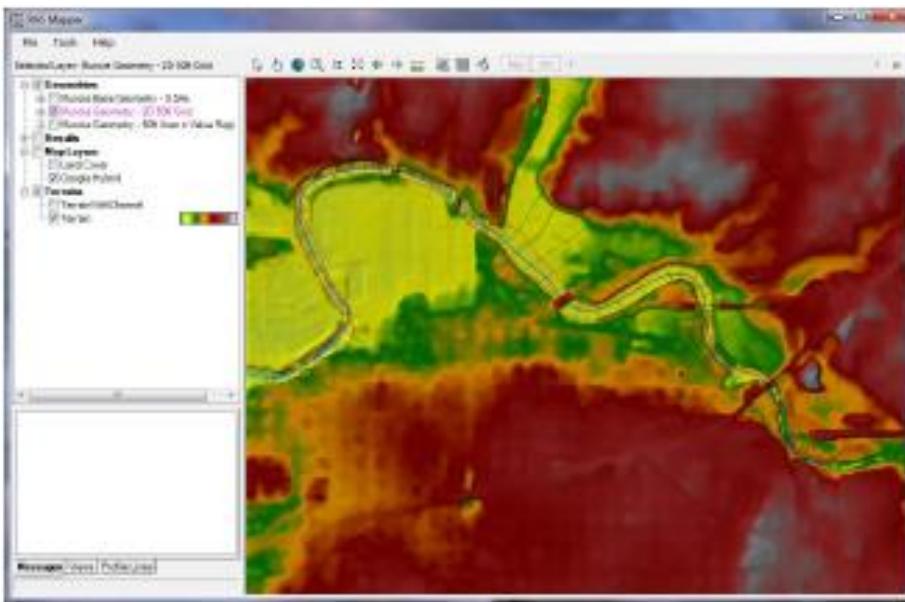
Sumber: *Modeling User's Manual*, (2016,p.2-4)

Jika lebih dari satu file grid dimuat, gunakan tombol panah atas dan bawah di sebelah kiri tabel untuk menetapkan prioritas layer grid. Jika satu kotak memiliki lebih banyak detail (resolusi yang lebih baik) daripada yang lain, pengguna akan ingin memberikan prioritas yang lebih tinggi untuk membuat Gabungan Lapisan *Terrain*. Jika hanya ada satu lapisan Dataran, yang akan menjadi kasus untuk banyak studi, nama dapat dibiarkan sebagai "*Terrain*", atau nama lain dapat diberikan.

Setelah file grid dipilih, dan ditempatkan dalam urutan prioritas yang sesuai, tekan tombol *Create* untuk membuat *Layer Terrain* baru. Setelah tombol *Create* ditekan, *RAS Mapper* akan mengonversi grid ke dalam format file GeoTIFF (*.tif). Struktur file GeoTIFF mendukung data ubin dan piramida. Data yang digiling menggunakan lebih sedikit area dataran dengan menghapus nilai "NoData", sementara data yang dipiparkan akan menyimpan beberapa lapisan medan dengan berbagai resolusi. Selain itu, file GeoTIFF secara otomatis disimpan dalam bentuk terkompresi (menggunakan format zip), yang membuat penyimpanan file jauh lebih kecil. Secara umum, file GeoTIFF akan 2 hingga 20 kali lebih kecil daripada file grid FLT atau ESRI asli. Format file GeoTIFF memungkinkan ruang penyimpanan yang lebih kecil, kecepatan komputasi yang lebih cepat (dalam menghasilkan peta banjir), serta "pemetaan dinamis" dari hasil (grid kedalaman yang dibuat dengan cepat di memori, saat pengguna memperbesar / memperkecil, saat menganalisis peta banjir).

Setelah file GeoTIFF dibuat, *RAS Mapper* juga membuat file *.hdf dan file *.vrt. File *.hdf (*Hierarchical Data Format*) berisi informasi tentang bagaimana beberapa file GeoTIFF dijahit bersama. File *.vrt (*Virtual Raster Translator*) adalah file XML yang berisi informasi tentang semua file raster (*.tif). Pengguna dapat menyeret dan menjatuhkan file *.vrt ke dalam proyek ArcGIS dan kemudian akan mengetahui tentang semua file raster yang membentuk lapisan medan. Selain itu, mereka akan memiliki skala dan warna jalan yang sama ketika mereka diplot. Setelah *RAS Mapper* menyelesaikan

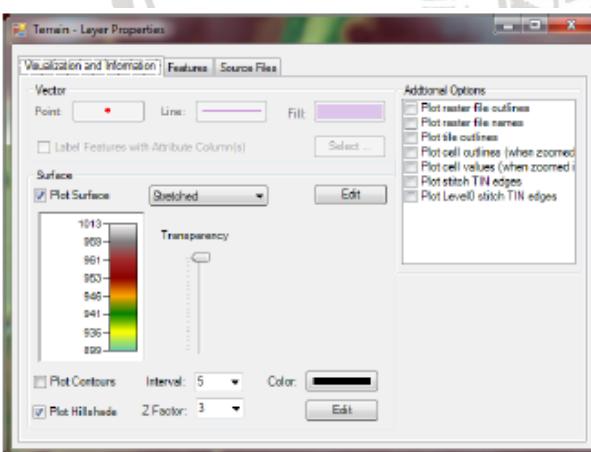
konversi file ke GeoTIFF, dan kemudian membuat file HDF dan VRT, lapisan medan baru akan terlihat di jendela. Lihat contoh yang ditunjukkan di bawah ini pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15 RAS mapper dengan terrain data layer.

Sumber: Modeling User's Manual, (2016,p.2-5)

Setelah model medan dibuat, pengguna dapat meningkatkan tampilan data medan dengan mengeklik kanan pada lapisan medan dan memilih Properti Lapisan. Jendela *Layer Properties* (Gambar 2.16) memungkinkan pengguna untuk: memilih dan mengontrol *Surface Color Ramp*; *Transparansi*; Buat dan *plot Contour Lines*; dan teduh medan menggunakan *algoritma Hill Shading* (*Hill Shading* membuat visualisasi medan jauh lebih realistik dan semi 3D).



Gambar 2.16 Jendela layer properties

Sumber: Modeling User's Manual, (2016,p.2-6)

Setelah kumpulan data Terrain dibuat, pengguna akan dapat menampilkan lapisan medan ini sebagai gambar latar belakang di editor geometri HEC-RAS. Lapisan dataran,

dan Lapisan Peta lainnya yang dikembangkan di *RAS Mapper* tersedia untuk ditampilkan dalam *editor Geometri HEC-RAS*.

2.4.2.4 Pengembangan *Mesh* Komputasi 2D

Kemampuan pemodelan 2D HEC-RAS menggunakan skema solusi Finite-Volume. Algoritma ini dikembangkan untuk memungkinkan penggunaan mesh komputasi terstruktur atau tidak terstruktur. Ini berarti bahwa mesh komputasi dapat menjadi campuran sel-sel komputasi 3-sisi, 4-sisi, 5-sisi, dll. (HEC-RAS memiliki maksimum 8 sisi dalam sel komputasi). Namun, pengguna kemungkinan besar akan memilih resolusi grid nominal untuk digunakan (misalnya sel 200 x 200 ft), dan alat otomatis dalam HEC-RAS akan membangun mesh komputasi. Setelah mesh awal dibangun, pengguna dapat memperbaiki grid dengan garis putus-putus dan alat pengeditan mesh. Komputasional 2D dikembangkan di HEC-RAS dengan melakukan hal berikut:

a. Menggambar Batasan *Polygon* untuk Area 2D

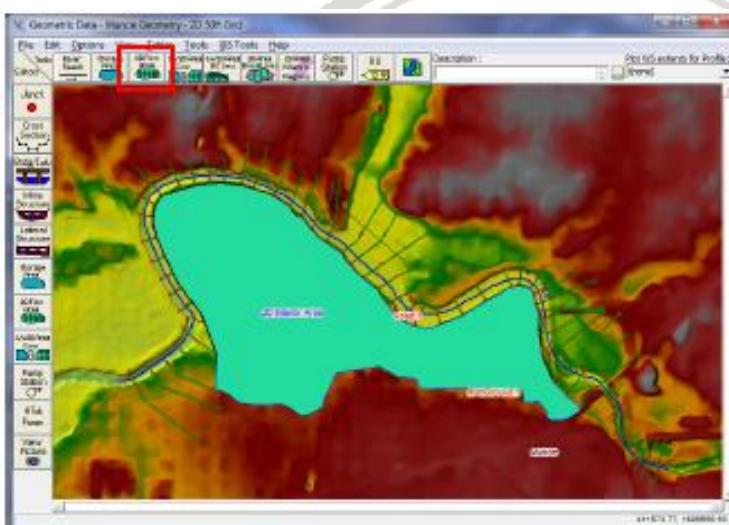
Pengguna harus menambahkan poligon area aliran 2D untuk mewakili batas area 2D menggunakan alat gambar area aliran 2D dalam editor Data Geometrik (seperti pengguna akan membuat Area Penyimpanan). Cara terbaik untuk melakukan ini di HEC-RAS adalah dengan membawa data medan dan citra udara ke *HEC-RAS Mapper*. Setelah Anda memiliki data medan dan berbagai *Map Layers* di *RAS Mapper*, mereka dapat ditampilkan sebagai gambar latar belakang di editor Geometri HEC-RAS. Selain itu, pengguna mungkin ingin membawa *shapefile* yang mewakili kawasan lindung, jika mereka bekerja dengan sistem yang dikeluarkan. Gambar latar belakang akan membantu pengguna dalam mencari tahu di mana menggambar batas area aliran 2D untuk menangkap puncak tanggul, dinding banjir, dan setiap dataran tinggi yang akan bertindak sebagai penghalang untuk mengalir.

Gunakan tombol pemetaan latar belakang pada editor Geometri HEC-RAS untuk mengaktifkan medan dan Lapisan Peta lainnya, untuk memvisualisasikan di mana batas Area Aliran 2D harus digambar. Jika Anda membuat lapisan *Terrain* di *RAS Mapper*, dan Anda ingin menampilkannya di editor geometri, setelah mengaktifkan lapisan itu, Anda harus membuka menu Lihat editor Geometri, lalu pilih *Setel Plot Skematik*. Dari jendela ini pilih opsi yang disebut *Set to Computed Extents*. Opsi ini akan mereset luasan jendela tampilan editor data geometrik ke luasan model medan yang Anda buat dan terkait dengan data geometri.

Untuk membuat area aliran 2D, gunakan alat 2D *Flow Area* (tombol pada bilah Alat *Geometris Editor* berlabel Area Aliran 2D, disorot dengan warna merah pada Gambar 2.17). Perbesar ke titik di mana Anda dapat melihat dengan sangat detail, di mana



menggambar batas Area Aliran 2D. Mulailah dengan mengklik kiri untuk menjatuhkan titik di sepanjang batas polygon area aliran 2D. Kemudian lanjutkan untuk menggunakan tombol kiri mouse untuk menjatuhkan poin pada batas area aliran 2D. Ketika pengguna kehabisan layar *real estate*, mereka dapat mengklik kanan untuk memusatkan kembali layar, ini akan memberi Anda lebih banyak area untuk melanjutkan menggambar batas area aliran 2D. Klik dua kali tombol kiri mouse untuk menyelesaikan pembuatan poligon. Setelah poligon 2D area selesai, antarmuka akan meminta pengguna untuk Nama untuk mengidentifikasi area aliran 2D. Ditunjukkan pada Gambar 2.17 adalah contoh poligon area aliran 2D untuk area yang dilindungi oleh tanggul. Nama yang diberikan ke area aliran 2D dalam contoh ini adalah: "2D Interior Area".

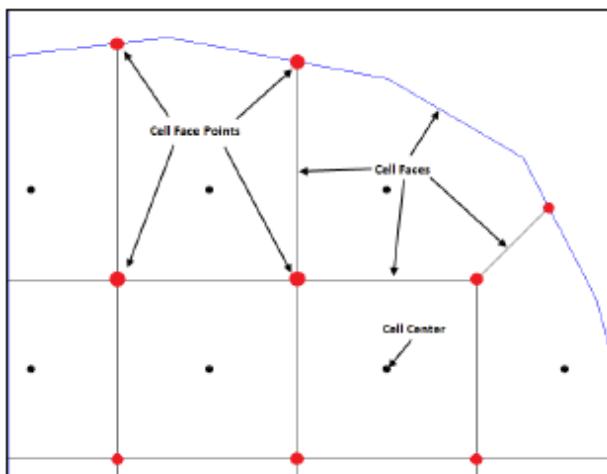


Gambar 2.17 Contoh 2D flow area polygon.
Sumber: *Modeling User's Manual*, (2016,p.3-2)

b. Membuat 2D Mesh Komputasi

Terminologi HEC-RAS untuk menggambarkan mesh komputasi untuk pemodelan 2D dimulai dengan area aliran 2D. Area aliran 2D mendefinisikan batas yang perhitungan 2D akan terjadi. Sebuah mesh komputasi (atau grid komputasi) dibuat dalam area aliran 2D. Setiap sel dalam mesh komputasi memiliki tiga properti berikut (Gambar 2.18).

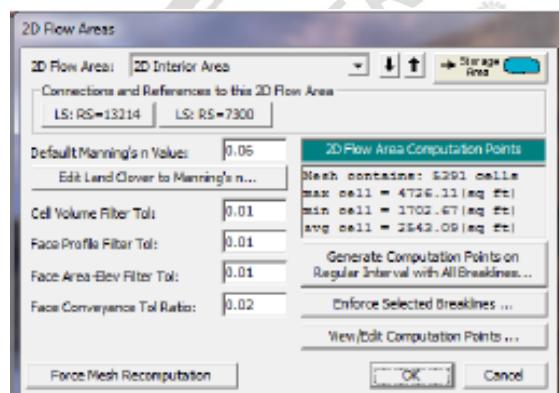
- ***Cell Center***: Pusat komputasi sel. Di sinilah elevasi permukaan air dihitung untuk sel. Pusat sel tidak harus sesuai dengan centroid sel yang tepat.
- ***Cell Faces***: Ini adalah batas sel. Permukaan umumnya garis lurus, tetapi mereka juga bisa menjadi garis multi-titik, seperti batas luar dari area aliran 2D.
- ***Cell face Points***: Titik Wajah sel (FP) adalah ujung-ujung wajah sel. Nomor Titik (FP) untuk batas luar area aliran 2D digunakan untuk menghubungkan area aliran 2D ke elemen 1D dan kondisi batas.



Gambar 2.18 HEC-RAS 2D modeling computational mesh terminology.

Sumber: *Modeling User's Manual*, (2016,p.3-5)

Untuk membuat mesh komputasi area aliran 2D, pilih tombol editor Area Aliran 2D di panel kiri *editor Data Geometris* (di bawah tombol Kumpulan editor di sebelah kiri) untuk memunculkan jendela editor area aliran 2D:



Gambar 2.19 2D Flow area mesh generation editor.

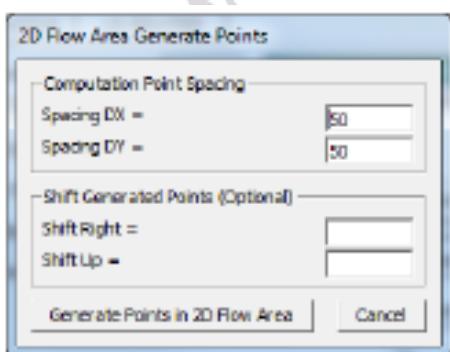
Sumber: *Modeling User's Manual*, (2016,p.3-6)

Editor Area Aliran 2D memungkinkan pengguna untuk memilih ukuran grid nominal untuk generasi awal dari mesh komputasi area aliran 2D. Untuk menggunakan editor ini, pertama-tama pilih tombol yang bertuliskan *Generate Computational points on regular Interval*. Ini akan membuka jendela popup yang akan memungkinkan pengguna memasukkan ukuran sel nominal. Editor mengharuskan pengguna untuk memasukkan Jarak Titik Komputasi dalam hal DX dan DY (lihat Gambar 2.20). Ini mendefinisikan jarak antara pusat-pusat sel-grid komputasi. Sebagai contoh, jika pengguna memasukkan DX = 50, dan DY = 50, mereka akan mendapatkan mesh komputasi yang memiliki grid yang 50 x 50 di mana-mana, kecuali di sekitar garis putus dan batas luar. Sel akan dibuat di sekitar batas area aliran 2D yang dekat dengan area ukuran sel-grid nominal yang Anda pilih, tetapi mereka akan menjadi tidak beraturan.

Karena pengguna dapat memasuki jalur pemutusan, alat penghasil jala secara otomatis akan mencoba "membidik" wajah sel ke garis batas. Sel-sel yang terbentuk di sekitar garis putus mungkin tidak selalu memiliki wajah sel yang selaras dengan garis putus. Opsi tambahan yang tersedia adalah *Enforce Selected Breaklines*. Pilihan *Enforce Selected Breaklines* akan membuat sel-sel yang selaras dengan breaklines, yang membantu memastikan bahwa aliran tidak dapat menyeberangi sel-sel yang dihadapi sampai permukaan air lebih tinggi daripada medan sepanjang garis putus. Saat menggunakan opsi *Enforce Selected Breaklines*, perangkat lunak akan membuat sel yang ditempatkan di sepanjang garis batas pada ukuran sel nominal yang dimasukkan, memberi pengguna. Namun, pengguna dapat memasukkan jarak sel yang berbeda untuk digunakan untuk setiap *breakline*. Ini dilakukan dengan memilih *GIS Tools / Breaklines Cell Spacing Table*, dan kemudian memasukkan jarak sel yang ditentukan pengguna untuk setiap *breakline*.

Editor popup memiliki opsi untuk memasukkan di mana pengguna ingin pusat sel dimulai, dalam hal X kiri atas dan koordinat Y kiri atas. Bidang *Starting Point Offset* ini tidak diperlukan. Secara default ini akan menggunakan sudut kiri atas dari batas poligon yang mewakili area aliran 2D. Penggunaan opsi *Shift Generated Points* memungkinkan pengguna untuk menggeser titik awal pusat sel grid, dan karena itu lokasi pusat sel.

Setelah Computational Point Spacing (DX dan DY) dimasukkan, tekan Generate Point dalam tombol 2D area aliran. Menekan tombol ini akan menyebabkan perangkat lunak menghitung serangkaian koordinat X dan Y untuk pusat sel. Pengguna dapat melihat titik-titik ini dengan menekan tombol Lihat / Edit Titik Komputasi, yang membawa poin ke atas dalam tabel. Pengguna dapat memotong dan menyisipkan ini ke dalam spreadsheet, atau mengeditnya secara langsung jika diinginkan (Ini tidak membayangkan bahwa siapa pun akan mengedit poin dalam tabel ini atau Excel, tetapi opsi ini tersedia).



Gambar 2. 20 2D Computational point spacing editor

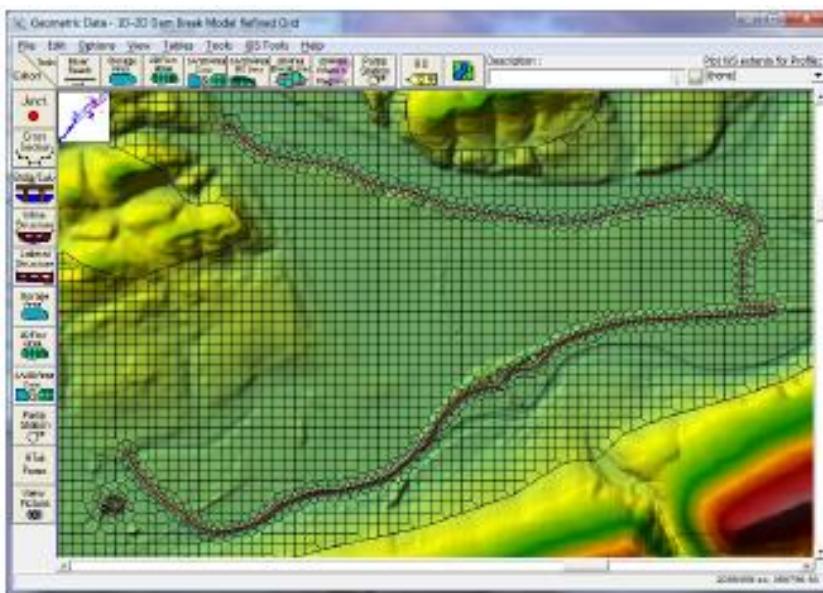
Sumber: *Modeling User's Manual*, (2016,p.3-7)

- **Nilai n Manning Default:** Bidang ini digunakan untuk memasukkan nilai n Manning default yang akan digunakan untuk wajah sel di area aliran 2D. Pengguna memiliki

opsi untuk menambahkan klasifikasi Penggunaan Lahan yang bervariasi secara spasial versus tabel nilai n Manning (dan lapisan Klasifikasi Tanah yang sesuai di RAS-Mapper), yang dapat digunakan untuk mengganti nilai dasar *Manning* n dengan poligon dan kekasaran didefinisikan. Bahkan jika Klasifikasi Penggunaan Lahan versus n tabel nilai Manning ditentukan, untuk area mana pun dari area aliran 2D yang tidak dicakup oleh lapisan itu, nilai n dasar / default Manning akan digunakan untuk bagian tersebut dari area aliran 2D.

- ***Cell Volume Filter Tol:*** Toleransi ini digunakan untuk mengurangi jumlah titik dalam kurva volume elevasi sel 2D yang bisa dikembangkan dalam pra-prosesor 2D. Lebih sedikit titik di kurva akan mempercepat perhitungan, tetapi mengurangi keakuratan hubungan volume elevasi. Toleransi default untuk memfilter titik-titik ini adalah 0,01 ft.
- ***Face Profile Filter Tol:*** Toleransi filter ini digunakan untuk mengurangi jumlah titik yang diekstrak dari medan mendetail untuk setiap wajah sel 2D. Standarnya adalah 0,01 ft.
- ***Area Face-Elev Filter Tol:*** Toleransi filter ini digunakan untuk mengurangi jumlah titik dalam tabel properti hidrolik permukaan sel. Lebih sedikit poin dalam kurva akan mempercepat perhitungan, tetapi mengurangi keakuratan hubungan properti hidrolik wajah. Standarnya adalah 0,01 ft.
- ***Face Conveyance Tol Ratio:*** Toleransi ini digunakan untuk mengetahui apakah lebih banyak atau lebih sedikit poin yang diperlukan pada bagian bawah tabel properti wajah. Ini pertama menghitung pengangkutan di semua ketinggian dalam tabel properti wajah. Kemudian menghitung pengangkutan pada ketinggian setengah jalan antara titik dan membandingkan nilai ini dengan yang diperoleh dengan menggunakan interpolasi linier (berdasarkan poin asli). Jika nilai yang dihitung menghasilkan alat angkut yang berada dalam 2% (0,02) dari nilai interpolasi linier, maka tidak ada poin lebih lanjut yang diperlukan antara kedua nilai tersebut. Jika interpolasi linier akan menghasilkan nilai pengangkutan yang lebih dari 2% dari nilai yang dihitung pada ketinggian itu, maka titik baru ditambahkan ke tabel itu. Hal ini mengurangi kesalahan dalam komputasi sifat hidrolik, dan karena itu pengangkutan karena interpolasi linear dari kurva. Toleransi yang lebih tinggi akan menghasilkan titik-titik yang lebih sedikit pada tabel-tabel properti hidrolik dari permukaan-permukaan sel, tetapi kurang keakuratan hidraulik untuk gerakan aliran di seluruh wajah. Nilai default adalah 0,02, yang mewakili perubahan 2%.

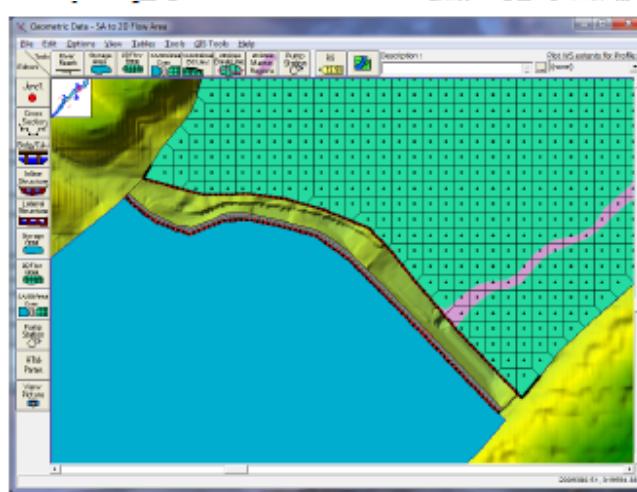
Setelah ukuran grid nominal telah dipilih, breaklines telah dimasukkan, nilai Manning dasar telah dimasukkan, dan toleransi telah diatur, pengguna harus menekan tombol OK untuk menerima data dan menutup editor. Ketika tombol OK dipilih, perangkat lunak secara otomatis membuat mesh komputasi dan menampilkannya di jendela grafis *Geometric Data Editor* (lihat Gambar 2.21).



Gambar 2.21 Contoh 2D mesh komputasi
Sumber: *Modeling User's Manual*, (2016,p.3-9)

c. Menghubungkan area aliran 2D ke Area Penyimpanan menggunakan Struktur Hidraulik

Area aliran 2D dapat langsung terhubung ke Area Penyimpanan dengan menggunakan struktur hidraulik yang disebut *Storage Area/2D flow area Hydraulic Connector (SA/2D Area Conn)*. Lihat contoh pada Gambar 2.22 di bawah ini.



Gambar 2.22 Contoh tampungan waduk yang terhubung dengan area aliran 2d
Sumber: *Modeling User's Manual*, (2016,p.3-56)

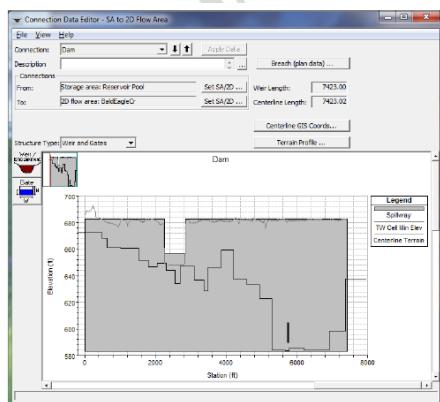
Dalam contoh yang ditunjukkan pada Gambar 2.22, Area Penyimpanan berada di bagian hulu dari area aliran 2D, jadi arah aliran positif adalah dari area penyimpanan ke



area aliran 2D. Oleh karena itu, ketika mendefinisikan struktur hidrolik yang menghubungkan dua area, Area Penyimpanan akan dianggap sebagai sisi *headwater*, dan area aliran 2D akan dianggap sebagai sisi *tailwater*. Ini juga dapat dilakukan dengan cara lain, di mana area aliran 2D berada di sisi hulu (*headwater*) dan area penyimpanan berada di sisi hilir (*tailwater*). Untuk contoh yang ditunjukkan pada Gambar 2.22, Area Penyimpanan digunakan untuk merepresentasikan kolam penampungan. Sambungan hidrolik antara Area Penyimpanan dan area aliran 2D adalah bendungan (Sambungan Hidraulik Area SA / 2D) dalam contoh ini. Area aliran 2D digunakan untuk memodelkan hidrolika aliran hilir bendungan.

Untuk secara hidrolik menghubungkan area penyimpanan ke area aliran 2D, lakukan hal berikut:

- Gambarkan poligon area penyimpanan tepat ke tepi struktur hidrolik. Ini bisa sedekat mungkin dengan struktur hidraulik yang diinginkan untuk tujuan pemetaan.
- Gambarkan batas luar dari area aliran 2D tepat ke sisi lain dari struktur hidrolik. Ini juga bisa sangat dekat dengan struktur hidrolik.
- Pilih alat gambar di bagian atas *Geometric Data editor* labeled ***SA/2D Area Conn***. Kemudian tarik garis lurus ke bawah pusat struktur hidrolik yang akan digunakan untuk menghubungkan dua area aliran. Tarik garis ini dari kiri ke kanan, ke bawah. Ini adalah bagaimana HEC-RAS akan mendeteksi apa yang hulu (*headwater*) dan apa yang hilir (*tailwater*).
- Selanjutnya, pilih Area Penyimpanan / Area aliran 2D. ***Hydraulic Connection (SA / 2D Area Conn)*** editor pada panel kiri editor Data Geometris. Ini akan memunculkan editor yang ditunjukkan pada Gambar 2.23



Gambar 2.23 *SA/2D area hydraulic connection editor*
Sumber: *Modeling User's Manual*, (2016,p.3-58)

- Pada *SA / 2D Area Conn editor* mengatur ***From*** dan ***To*** dengan memilih tombol berlabel ***Set SA / 2D Area***. Untuk contoh ini, area penyimpanan berlabel "Reservoir



"Pool" adalah elemen *From*, dan area aliran 2D berlabel "BaldEagleCr" adalah elemen *To*.

- Masukkan semua informasi struktur hidraulik untuk koneksi. Ini akan terdiri dari profil *weir*/ tanggul, dan setiap *outlet* hidraulik tambahan, seperti gorong-gorong, pintu air, dll.

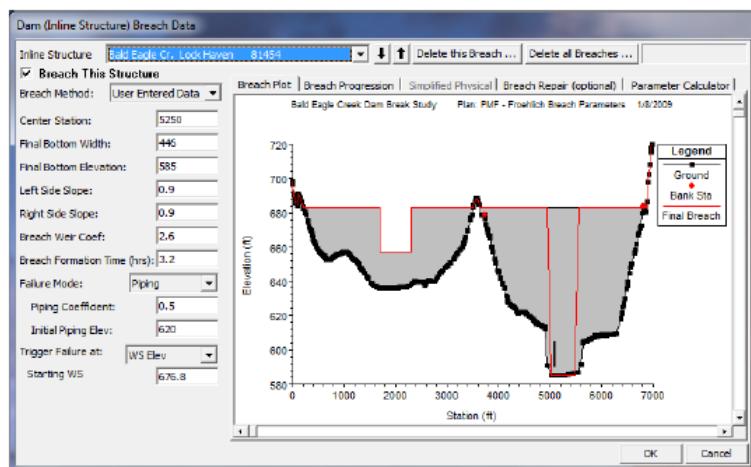
2.4.3 Analisa Keruntuhan Bendungan pada HEC-RAS

Kegagalan beberapa bendungan di negara ini (Buffalo Creek, West Virginia 1972; bendungan Teton, Idaho 1976; *Laural Run Dam* dan *Sandy Run Dam*, Pennsylvania 1977; *Kelly Barnes Dam*, Georgia 1977; dan lainnya), telah memimpin negara kita untuk mengambil tampilan yang kuat pada keamanan bendungan. Salah satu aspek keamanan bendungan adalah untuk menjawab pertanyaan, "Apa yang akan terjadi jika bendungan itu gagal?" Kemampuan untuk mengevaluasi hasil dari kegagalan bendungan telah ditambahkan ke dalam perangkat lunak HEC-RAS.

HEC-RAS dapat digunakan untuk memodelkan limpasan sekaligus kegagalan *piping* untuk bendungan tanah. Selain itu, jenis-jenis bendungan beton instan yang lebih instan juga dapat dimodelkan. Gelombang banjir yang dihasilkan diarahkan hilir menggunakan persamaan aliran tidak stabil. Pemetaan genangan banjir yang dihasilkan dapat dilakukan dengan bagian *RAS-Mapper* dari perangkat lunak ketika data *GIS* (data medan) tersedia.

2.4.4 Memasukan Data Keruntuhan Bendungan

Memasukkan informasi rekahan bendungan dilakukan dengan menekan tombol berlabel *Breach* (data rencana). Informasi rekahan disimpan sebagai bagian dari Rencana saat ini. Hal ini dilakukan untuk memudahkan mengevaluasi kerusakan bendungan dan tanggul dalam mode peramalan sungai secara *real time*. Dengan meletakkan informasi kegagalan dalam file rencana, pra-prosesor geometrik tidak harus dijalankan lagi, sehingga menghemat waktu perhitungan selama peramalan. Pengguna juga dapat mengakses informasi kegagalan bendungan dengan memilih *Dam Breach (Inline Structure)* dari menu Options pada jendela *Unsteady Flow Analysis*. Setelah tombol *Breach* ditekan, jendela Dam Breach akan muncul seperti ditunjukkan pada Gambar 2.24.



Gambar 2.24 Editor data *dam breach*

Sumber: User's Manual HEC-RAS (2016,p.16-9)

Seperi yang ditunjukkan pada Gambar 2.24, pengguna memilih *Struktur Inline* tertentu untuk melakukan rekahan. Di bagian kiri atas editor adalah opsi berlabel: *Breach This Structure* - Kotak centang ini digunakan untuk memutuskan apakah program akan melakukan rekahan atau tidak. Agar rekahan terjadi kotak ini harus diperiksa. Kotak ini ditambahkan untuk memungkinkan pengguna untuk mengaktifkan atau menonaktifkan rekahan tertentu, tanpa kehilangan informasi rekahan yang dimasukkan pengguna.

Struktur Inline. Tombol ini digunakan untuk memilih struktur inline tertentu yang Anda ingin melakukan analisis keruntuhan. Pengguna dapat memasukkan data keruntuhan dan melakukan rekahan untuk lebih dari satu bendungan dalam model yang sama.

Delete This Breach. Tombol ini digunakan untuk membersihkan semua informasi keruntuhan bendungan untuk struktur inline yang saat ini dibuka.

Delete All Breaches. Tombol ini digunakan untuk menghapus informasi keruntuhan bendungan untuk semua struktur inline dalam model.

Breach This Structure. Kotak centang ini digunakan untuk mengaktifkan dan menonaktifkan opsi rekahan tanpa membuang data rekahan. Kotak ini harus diperiksa agar perangkat lunak dapat melakukan rekahan bendungan. Ketika kotak ini tidak dicentang, tidak ada rekahan yang akan dilakukan pada struktur ini.

Selanjutnya keputusan harus dibuat untuk "**Breaching Method**" yang digunakan. Saat ini pengguna memiliki dua metode keruntuhan untuk dipilih, baik "**User Entered Data**" atau "**Simplified Physical**". Metode **User Entered Data** mengharuskan pengguna untuk memasukkan semua informasi rekahan (yaitu ukuran rekahan, menembus waktu pengembangan, memberitakan perkembangan, dll). Metode **Simplified Physical** memungkinkan pengguna untuk memasuki kecepatan versus keruntuhan down-cutting dan melanggar hubungan pelebaran, yang kemudian digunakan secara dinamis untuk

mengetahui perkembangan keruntuhan versus kecepatan aktual yang dihitung melalui keruntuhan, pada langkah waktu demi basis waktu.

2.4.4.1 Metode User Enter Breach Data

Jika Metode Pemutusan "User Entered Data" dipilih, maka data berikut harus dimasukkan untuk analisis rekahan:

Center Station. Bidang ini digunakan untuk memasuki penempatan penampang lintang dari garis pusat rekahan. Pemosisian didasarkan pada struktur inline yang ditunjukkan dalam grafik.

Final Bottom Width. Bidang ini digunakan untuk memasukkan lebar bawah dari rekahan ketika telah mencapai ukuran maksimumnya.

Final Bottom Elevation. Bidang ini digunakan untuk memasuki bagian bawah dari rekahan ketika telah mencapai ukuran maksimumnya.

Left Side Slope. Bidang ini digunakan untuk memasuki kemiringan sisi kiri untuk trapesium yang akan mewakili bentuk rekahan akhir. Jika nol dimasukkan untuk kedua sisi lereng, rekahan akan menjadi persegi panjang. Lereng sisi dimasukkan dalam nilai yang mewakili rasio horizontal ke vertikal. Misalnya, nilai 2 mewakili 2 kaki secara horizontal untuk setiap 1 kaki secara vertikal.

Right Side Slope. Bidang ini digunakan untuk memasuki lereng sisi kanan untuk trapesium yang akan mewakili bentuk rekahan terakhir. Jika nol dimasukkan untuk kedua sisi lereng, rekahan akan menjadi persegi panjang. Lereng sisi dimasukkan dalam nilai yang mewakili rasio horizontal ke vertikal. Misalnya, nilai 2 mewakili 2 kaki secara horizontal untuk setiap 1 kaki secara vertikal.

Breach Weir Coef. Bidang ini digunakan untuk memasukkan koefisien bendung yang akan digunakan untuk menghitung aliran melalui rekahan, ketika rekahan terbuka ke atmosfer. Nilai default 2.6 ditetapkan secara otomatis, tetapi pengguna mungkin ingin menyesuaikan ini tergantung pada jenis bendungan, dan proses rekahan.

Breach Formation Time (hrs). Bidang ini digunakan untuk memasukkan waktu yang diperlukan agar rekahan terbentuk. Ini merupakan waktu dari inisiasi rekahan, sampai rekahan telah mencapai ukuran penuhnya. Pemodel harus sangat berhati-hati dalam memilih waktu ini. Jika tingkat progresi rekahan linier dipilih, maka waktu rekahan harus dibatasi ketika rekahan mulai mengikis secara signifikan dan hingga ketika sebagian besar rekahan terbentuk.

Failure Mode. Kotak pemilihan ini berisi dua opsi untuk mode rekahan, kegagalan *Piping* atau kegagalan *Overtopping*. Modus kegagalan *Overtopping* harus dipilih ketika

permukaan air menutupi seluruh bendungan dan mengikis jalannya kembali melalui tanggul, atau ketika aliran yang terjadi di atas *spillway* darurat menyebabkan erosi yang juga bekerja kembali melalui tanggul. Modus kegagalan *piping* harus dipilih ketika bendungan gagal karena rembesan melalui bendungan, yang menyebabkan erosi, yang pada gilirannya menyebabkan lebih banyak aliran melewati bendungan, yang menyebabkan lebih banyak erosi. Kegagalan *piping* akan tumbuh perlahan pada awalnya, tetapi cenderung menambah kecepatan ketika area pembukaan mulai membesar. Pada beberapa titik selama rekahan, tanggul di atas rekahan akan mulai mengering, pada saat itu pemborosan besar dari tanggul akan terjadi.

Piping Coefficient. Bidang ini hanya digunakan jika mode kegagalan *piping* telah dipilih. Pengguna memasukkan koefisien *orifice* ke dalam bidang ini. Persamaan *orifice* digunakan untuk menghitung aliran melalui pembukaan pembobolan saat ia bertindak dengan cara aliran pipa. Setelah tanggul di atas slough pembukaan, dan air terbuka ke atmosfer, program beralih ke persamaan bendung untuk menghitung aliran rekahan.

Initial Piping Elev. Bidang ini digunakan untuk memasukkan elevasi pusat kegagalan *piping* ketika pertama kali mulai terjadi.

Trigger Failure At.. Bidang ini digunakan untuk memasuki mode di mana inisiasi rekahan akan dipicu. Ada tiga opsi yang tersedia dalam HEC-RAS untuk memulai awal rekahan: elevasi permukaan air (WS Elev), contoh spesifik dalam waktu (*Set Time*), dan kombinasi melebihi elevasi permukaan air untuk durasi yang ditentukan pengguna (WS Elev + Durasi). Dengan opsi ketiga (WS Elev + Duration), pengguna memasuki elevasi permukaan air ambang untuk mulai memantau lokasi. Durasi juga dimasukkan. Jika permukaan air tetap di atas nilai ambang batas untuk durasi yang dimasukkan pengguna, maka rekahan dimulai. Selain itu, pengguna dapat memasuki elevasi permukaan air berlabel "Immediate Initiation WS." Jika elevasi permukaan air naik ke atau di luar ketinggian ini, rekahan segera dimulai.

Starting WS. Bidang ini hanya digunakan jika pengguna telah memilih mode kegagalan pemicu elevasi permukaan air (WS Elev). Pengguna memasuki elevasi permukaan air ke dalam bidang ini. Permukaan air mewakili elevasi di mana rekahan akan mulai terjadi.

WS Elev+Duration. Jika pengguna memilih WS Elev + Duration untuk mekanisme pemicu kegagalan, maka mereka memiliki tiga bidang data tambahan untuk dimasukkan. Variabel pertama adalah **Threshold WS**. Variabel ini adalah elevasi permukaan air di mana program mulai memonitor aliran untuk durasi di atas permukaan air ini. Variabel kedua adalah **Duration above Threshold**. Variabel ini digunakan untuk menentukan durasi

bahwa permukaan air harus berada di atas ambang permukaan air ambang sebelum kegagalan akan dimulai. Variabel terakhir, ***Immediate initiation WS*** digunakan untuk menginstruksikan program untuk memulai rekahan jika permukaan air dalam struktur mencapai elevasi ini atau lebih tinggi, terlepas dari persyaratan durasi. Bidang terakhir ini opsional.

Set Time. Jika pengguna memilih *opsi Set Time*, maka tanggal mulai dan waktu untuk memulai rekahan harus dimasukkan.

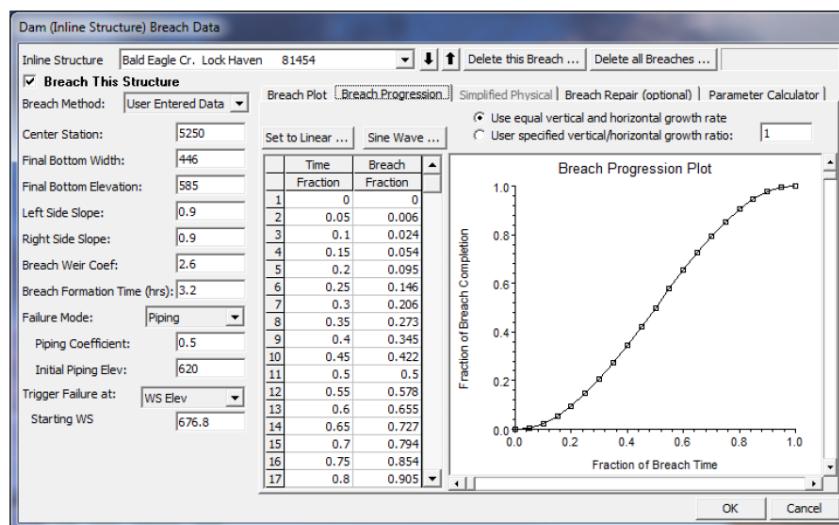
Breach Plot.

Ketika tab ini dipilih, sebidang struktur *inline* akan muncul di jendela grafik. Plot akan menunjukkan ukuran dan lokasi maksimum rekahan yang diajukan dalam warna merah.

Breach Progression

Ketika tab ini dipilih, sebuah tabel akan muncul di jendela tampilan grafik. Tabel digunakan untuk memasukkan kurva perkembangan yang ditentukan pengguna untuk pembentukan rekahan. Ini adalah fitur opsional. Jika tidak ada kurva yang dimasukkan, program secara otomatis menggunakan laju perkembangan rekahan linier. Ini berarti bahwa dimensi rekahan akan tumbuh secara linier selama waktu yang dimasukkan sebagai waktu pembentukan rekahan penuh. Opsional, pengguna dapat memasukkan kurva untuk mewakili formasi rekahan karena akan terjadi selama waktu pengembangan rekahan. Kurva dimasukkan sebagai fraksi waktu *vs* fraksi rekahan. Fraksi waktu adalah persentase desimal dari waktu formasi penuh rekahan. Fraksi rekahan adalah persentase desimal dari ukuran rekahan. Kedua faktor dimasukkan sebagai angka antara nol dan satu.

User Specified Vertical/Horizontal Growth Rate. Ketika *Breach Progression* telah dipilih, pengguna dapat memilih Tingkat Pertumbuhan Vertikal / Horizontal Tertentu Pengguna (default) atau Tingkat Pertumbuhan Vertikal / Horizontal Proporsional. Jika opsi pertumbuhan vertikal / horizontal pengguna yang ditentukan dipilih, maka rekahan akan tumbuh dalam arah horizontal dengan laju yang akan memungkinkannya mencapai panjang penuh selama waktu rekahan yang ditentukan pengguna (Gambar 2.25.). Namun, tingkat pertumbuhan vertikal, akan didasarkan pada pengguna yang dimasukkan *Vertical to Horizontal ratio*. Untuk kasus yang khas di mana rekahan lebih luas daripada yang dalam, rekahan akan mencapai ketinggian dasar akhir sebelum mencapai lebar akhir.

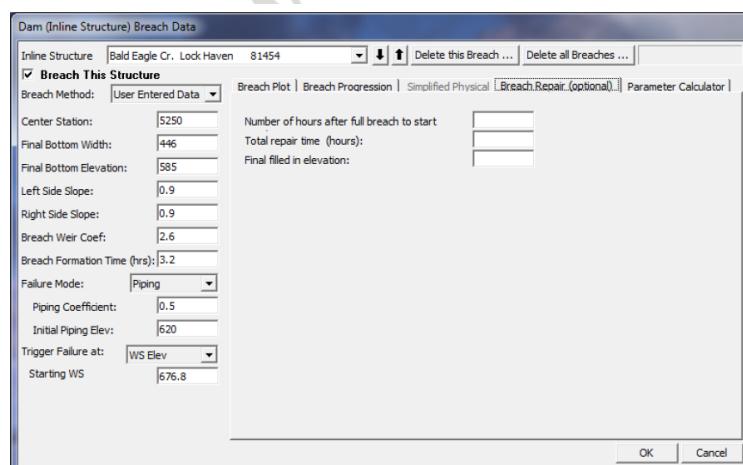


Gambar 2.25 Dam breach editor dengan nonlinear breach progress

Sumber: User's Manual HEC-RAS (2016,p.16-13)

Use Proportional Vertical/Horizontal Growth Rate Ketika tab *Breach Progression* telah dipilih, pengguna dapat memilih untuk menggunakan tingkat pertumbuhan vertikal/ horizontal pengguna tertentu (*default*) atau tingkat pertumbuhan vertikal/ horizontal proporsional. Jika proporsional dipilih, maka rekahan akan tumbuh dalam arah horizontal berdasarkan waktu formasi. Tingkat pertumbuhan akan dihitung berdasarkan lebar rekahan dan waktu pengembangan rekahan, yang kemudian diterapkan pada tingkat pertumbuhan *breach vertical*.

Breach Repair (Optional). Opsi ini memungkinkan pengguna untuk mengisi kembali rekahan selama simulasi. Ini paling sering digunakan untuk rekahan tanggul, tetapi bisa juga digunakan untuk rekahan bendungan jika pengguna menjalankan simulasi jangka panjang atau jika diasumsikan bahwa beberapa upaya akan dilakukan untuk mengisi kembali rekahan selama kegagalan . Ketika tab *Breach Repair* dipilih, editor akan muncul seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.26.



Gambar 2.26 Dam break editor dengan breach repair tab active

Sumber: User's Manual HEC-RAS (2016,p.16-14)



Opsi Breach Repair mengharuskan pengguna memasukkan tiga bagian informasi:

Number of hours after full breach to start repair: Bidang ini digunakan untuk memasukkan jumlah waktu (dalam jam) yang diperlukan untuk memulai proses perbaikan setelah rekahan terjadi.

Total repair time (hours): Bidang ini digunakan untuk memasukkan jumlah total waktu yang diperlukan untuk melakukan perbaikan rekahan dalam jam.

Final filled in elevation: Bidang ini digunakan untuk memasuki elevasi teratas dari rekahan akhir yang diperbaiki.

2.4.5 Kondisi Batas Aliran Diluar Area 2D

Ada lima jenis kondisi batas eksternal yang dapat dihubungkan langsung ke area aliran 2D. Jenis-jenis kondisi batas ini adalah:

- *Flow Hydrograph*
- *Stage Hydrograph*
- *Normal Depth*
- *Rating Curve*
- *Precipitation*

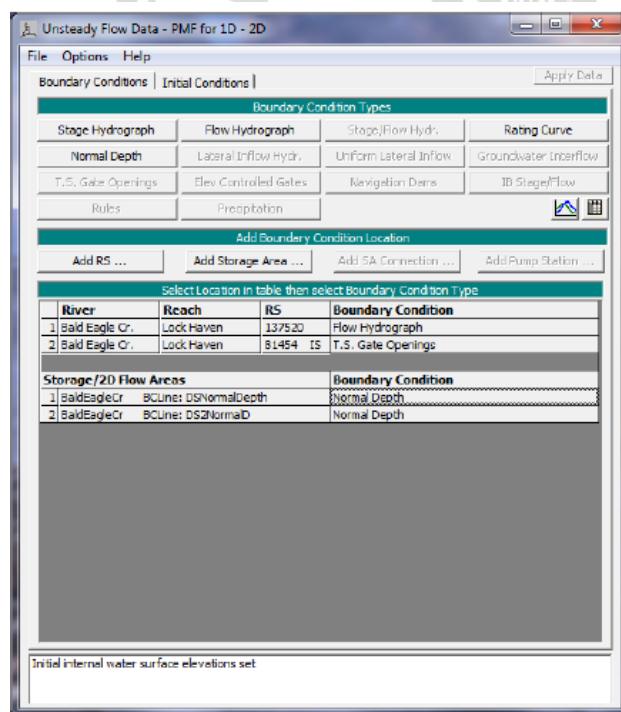
Kondisi batas Normal dan Kurva Indeks hanya dapat digunakan di lokasi di mana aliran akan meninggalkan area aliran 2D. Hidrograf kondisi batas aliran dan tahap dapat digunakan untuk menempatkan aliran ke dalam atau mengambil aliran dari area aliran 2D. Untuk Hidrograf Aliran, nilai aliran positif akan mengirim aliran ke area aliran 2D, dan nilai aliran negatif akan mengalir keluar dari area 2D. Untuk Tahap Hidrograf, tahapan yang lebih tinggi dari permukaan tanah/ air di area aliran 2D akan mengirim aliran masuk, dan tahapan yang lebih rendah dari permukaan air di area aliran 2D akan mengirim aliran keluar. Jika sel kering dan kondisi batas tahapan lebih rendah dari elevasi minimum sel aliran 2D, maka tidak ada aliran yang akan ditransfer. Kondisi batas presipitasi dapat diterapkan secara langsung ke setiap area aliran 2D sebagai rangkaian waktu dari kelebihan curah hujan (saat ini kami tidak memiliki kemampuan intersepsi / infiltrasi, ini akan berada dalam versi yang akan datang).

Untuk menambahkan kondisi batas eksternal ke area aliran 2D, buka editor Geometri Data dan pilih alat (tombol) yang disebut *SA / 2D Area BC Lines*. Setelah tombol bernama *SA / 2D Area BC Lines* dipilih, pengguna dapat menarik garis sepanjang batas luar Area 2D untuk menetapkan lokasi dari kondisi batas. Untuk membuat kondisi batas eksternal, klik tombol kiri mouse satu kali di lokasi di sepanjang perimeter luar Area 2D di mana kondisi batas harus dimulai. Selanjutnya, tambahkan poin dengan mengklik satu kali di

sepanjang perimeter, kemudian klik dua kali untuk mengakhiri garis batas kondisi di lokasi di mana ia harus berakhir. Setelah pengguna mengklik ganda untuk mengakhiri garis batas kondisi, antarmuka akan memunculkan jendela dan meminta pengguna untuk memasukkan nama untuk kondisi batas ini. Dalam contoh yang ditunjukkan pada Gambar 2.27, dua garis batas kondisi aliran area 2D dimasukkan di sisi kanan area aliran 2D, pengguna dapat menggunakan nama apa pun yang diinginkan.

Pengguna dapat menambahkan sejumlah kondisi batas eksternal ke area aliran 2D. Sebagai contoh, HEC-RAS memungkinkan satu atau lebih lokasi di mana kondisi batas Hidrograf Aliran (atau jenis lainnya) dapat dihubungkan ke area aliran 2D tunggal. Pengguna juga dapat memiliki satu atau lebih *Stage Hydrograph* yang terhubung ke area aliran 2D yang sama. Pengguna dapat memiliki *Rating Curves* dan kondisi batas Kedalaman Normal yang terhubung di beberapa lokasi untuk memungkinkan aliran meninggalkan area 2D.

Setelah semua kondisi batas area aliran 2D telah diidentifikasi (digambar dengan alat SA / 2D Area BC Lines), tipe kondisi batas dan data kondisi batas dimasukkan dalam editor *Unsteady Flow Data*. Editor *Unsteady Flow Data* adalah tempat pengguna memilih jenis kondisi batas dan memasukkan data kondisi batas (lihat Gambar 2.27).



Gambar 2.27 Contoh kondisi batas aliran diluar area 2D
Sumber: User's Manual HEC-RAS (2016,p.3-70)

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.27, tabel bawah pada tab *Boundary Conditions* akan berisi salah satu lokasi *Boundary Condition* area aliran 2D yang

dimasukkan dalam editor Data Geometris. Untuk memasukkan kondisi batas area aliran 2D, pilih bidang terbuka untuk lokasi tertentu, lalu pilih jenis kondisi batas dari jenis kondisi batas aktif di bagian atas jendela. Ketika area aliran 2D dipilih, hanya ada empat jenis kondisi batas yang tersedia: *Stage Hydrograph; Flow Hydrograph; Rating Curve; dan Normal Depth*. Garis kondisi batas juga dapat ditempatkan di sepanjang bagian lain dari area aliran 2D untuk memungkinkan aliran masuk.

a. *Flow Hydrograph*

Hidrograf aliran umumnya digunakan untuk membawa aliran ke dalam area aliran 2D, namun, juga dapat digunakan untuk mengambil aliran keluar (nilai aliran negatif). Data yang diperlukan untuk tipe kondisi batas ini adalah:

1. Hidrograf aliran (Q vs waktu)
2. Lereng Energi (untuk menghitung Kedalaman Normal)

Kemiringan energi digunakan untuk menghitung kedalaman normal dari laju aliran yang diberikan dan data penampang (data medan yang mendasari) sepanjang Garis Batas untuk setiap langkah waktu komputasi. Distribusi aliran di penampang kemudian dihitung (berdasarkan permukaan air kedalaman normal dalam penampang melintang) dan distribusi aliran ini digunakan untuk mendistribusikan aliran ke sel-sel secara tepat sepanjang garis batas kondisi yang basah. Pada setiap langkah waktu tertentu, hanya sebagian dari garis batas kondisi yang mungkin basah, sehingga hanya sel-sel di mana elevasi permukaan air lebih tinggi dari permukaan wajah luar batas mereka akan menerima air. Namun, jika permukaan air Normal Kedalaman yang dihitung lebih tinggi dari semua data elevasi permukaan batas sepanjang Garis Batas Bujur, maka semua sel akan menerima air berdasarkan pendekatan penimbangan pengangkutan.

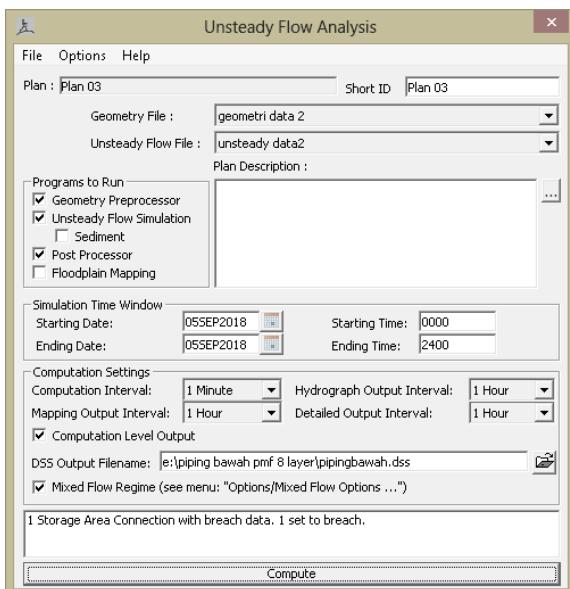
b. *Stage Hydrograph*

Stage hydrograph dapat digunakan untuk membawa aliran ke atau mengambil aliran dari area aliran 2D. Jika elevasi permukaan air dalam *Stage hydrograph* lebih tinggi dari elevasi permukaan air sel (atau elevasi kering), aliran akan masuk ke dalam Sel 2D. Ketika elevasi permukaan air *Stage hydrograph* lebih rendah dari permukaan air di daerah aliran 2D, aliran akan keluar dari area 2D. Jika sel kering dan kondisi batas tahapan lebih rendah dari elevasi minimum sel aliran 2D, maka tidak ada aliran yang akan ditransfer. Aliran dihitung berdasarkan per sel.

2.4.6 *Running Unsteady Flow Model*

Untuk menjalankan model, buka jendela *Unsteady Flow Analysis*. Setel item berikut: *Programs to Run; the Simulation Time Window; and all of the Computational Settings*.

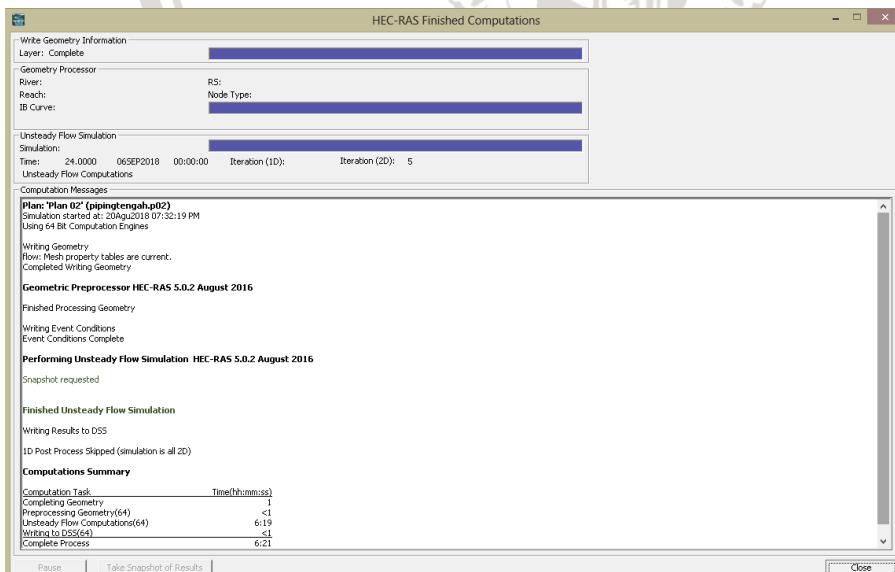
Kemudian tekan tombol **Compute**. (Jendela harus terlihat seperti Gambar 2.30). Jika sebelumnya belum menjalankan *pre-processor area* aliran 2D (dari *RAS Mapper*) maka secara otomatis akan dilakukan pertama kali pada awal proses aliran yang tidak stabil.



Gambar 2.28 Unsteady flow analysis window with the new floodplain mapping feature.

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Setelah menekan tombol *Compute*, mesin komputasi aliran-tidak-lancar akan mulai berjalan. Proses ini terdiri dari menjalankan: *2D Geometry Pre-Processor* (hanya jika diperlukan); Komputasi Arus Goyah (gabungan 1D / 2D); *Post-Processor 1D*; dan akhirnya proses pemetaan *Floodplain* (jika dihidupkan).



Gambar 2.29 Running program HEC-RAS

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

2.5 Penyusunan Rencana Tindak Darurat

Pada Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan Keputusan Direktur Jenderal Sumber Daya Air Nomor 257/KPTS/D/2011 disusun berdasarkan SNI 03-3432-1994 tentang “Tata Cara Penetapan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpahan untuk Bendungan”, dengan batasan-batasan kualitatif berupa jumlah penduduk yang terkena risiko atas kemungkinan keruntuhan bendungan. Pembagian kelas/ klasifikasi bahaya bendungan tidak didasarkan atas kondisi kerawanan bendungan dan bangunan pelengkapnya atau keandalan operasi bendungan, tapi didasarkan pada konsekuensi daerah hilir yang mungkin terkena dampak merugikan, apabila bendungan runtuh. Pertimbangan utamanya yaitu didasarkan pada jumlah penduduk yang terkena risiko yang perlu diungsiakan, baru kemudian mempertimbangkan kerugian ekonomi.

Pada SNI 03-3432-1994 tentang “Tata Cara Penetapan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpahan untuk Bendungan” konsekuensi daerah hilir dibagi menjadi dua kelas, yaitu:

- Konsekuensi kecil, bila tidak terdapat sedikit rumah penduduk, dan atau daerah usaha dan industri.
- Konsekuensi besar, bila terdapat kelompok pemukiman penduduk (contoh: desa, kecamatan, kota) dan atau daerah usaha maupun industri baik yang sudah berkembang maupun yang dibangun.

Pada Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan Keputusan Direktur Jenderal Sumber Daya Air Nomor 257/KPTS/D/2011, konsekuensi kecil dibedakan menjadi dua, yaitu tingkat bahaya rendah dan tingkat bahaya sedang, demikian pula untuk konsekuensi besar juga dibedakan menjadi dua, yaitu tingkat bahaya tinggi dan sangat tinggi. Lengkapnya kelas bahaya bendungan dibagi menjadi empat kelas , sebagai berikut :

1. Tingkat bahaya rendah
2. Tingkat bahaya sedang
3. Tingkat bahaya tinggi
4. Tingkat bahaya sangat tinggi

Penetapan kelas atau tingkat didasarkan pada jumlah PenRis yaitu penduduk atau orang-orang yang berada di daerah terkena banjir.

Tabel 2.18

Hubungan Kesetaraan Konsekuensi Daerah Hilir Bendungan Dengan Klasifikasi Bahaya

Konsekuensi Daerah Hilir *)	Tingkat Bahaya
Kecil	Rendah Sedang
Besar	Tinggi Sangat Tinggi

Sumber: Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan (2011,p.6)

2.5.1 Metode Penetapan Tingkat Bahaya

Tingkat bahaya suatu bendungan ditetapkan berdasarkan jumlah Penduduk terkena Risiko. PenRis merupakan seluruh penduduk di daerah hilir bendungan yang terancam bahaya jika terjadi keruntuhan bendungan. PenRIs dihitung sebagai jumlah kumulatif penduduk yang terancam bahaya di seluruh bagian daerah hilir bendungan. PenRis dapat diidentifikasi dari peta genangan hasil studi keruntuhan bendungan. Pada tabel 2.19 disajikan matrik jumlah PenRis dengan tingkat bahaya bendungan, yang menggambarkan banyaknya PenRis untuk setiap kelas bahaya. Untuk kemudahan perhitungan di lapangan, pada tabel 2.20 disajikan pula matrik yang sama namun jumlah PenRis di ganti dalam satuan keluarga dengan asumsi setiap keluarga terdiri dari 5 jiwa PenRis. Hasil penetapan kelas dapat bervariasi tergantung pada banyaknya data yang tersedia mengenai: waduk, kondisi sungai di hilir dan juga data kependudukan/ sosial dan ekonomi. Jika data yang tersedia lengkap dan akurat, maka penetapan kelas bahaya bendungan akan lebih akurat dan meyakinkan. Sebaliknya jika data yang diperoleh terbatas, maka penetapan klasifikasi bahaya bersifat konseptif.

Pada umumnya, data mengenai daerah genangan pada awal studi tidak ada. Untuk ini, apabila daerah di hilir bendungan diketahui terdapat kota dengan berpenduduk lebih 200 keluarga (KK), untuk sementara tingkat bahaya bendungan dapat langsung ditetapkan sangat tinggi (= 4). Akan tetapi jika di daerah hilir bendungan diketahui tidak berpenduduk, maka tingkat bahaya dapat langsung ditetapkan rendah (=1)

Tabel 2.19

Matriks Jumlah Penduduk (Orang) Terkena Risiko Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-Masing Kelas Bahaya Bendungan.

Jumlah PenRis	Jarak dari Bendungan (km)				
(Orang)(Kumulatif)	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: Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan (2011)

Tabel 2.20

Matriks Jumlah Keluarga Yang Terancam Bahaya Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-Masing Kelas Bahaya Bendungan.

Jumlah	Jarak dari Bendungan (km)				
Keluarga	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: Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan (2011)

2.5.2 Pengenalan Dan Penanganan Keadaan Darurat

Keadaan Darurat diartikan sebagai kondisi adanya ancaman terhadap keamanan bendungan. Keadaan darurat, bisa dalam kondisi tetap, bisa pada berkembang secara lambat, atau berkembang secara cepat dan bahkan bisa terjadi secara tiba-tiba, lepas dari pengamatan, sehingga siperlukan reaksi dari organisasi yang bertanggung jawab atas situasi keadaan darurat tersebut. Kriteria Penentuan Tingkat Siaga Bendungan ini menurut Pedoman Penyiapan Rencana Tindak Darurat, pelaksanaan tugas untuk tingkat siaga keadaan darurat tertentu, harus disusun berdasarkan:

Tabel 2.21

Kriteria Penentuan Tingkat Siaga Bendungan

No	Kegiatan Utama	Klasifikasi Siaga	Istilah
1	Observasi atas kejadian secara seksama	Siaga Bendungan III	Kondisi siap
2	Identifikasi mengenai kejadian dan tindakan pencegahan	Siaga Bendungan II	Kondisi akan bergerak untuk evakuasi
3	Analisa parahnya kejadian dan langkah-langkah pencegahan/ perbaikan		
4	Memeriksa tingkat parahnya kerusakan	Siaga Bendungan I	Kondisi evakuasi
			Bergerak

Sumber: Pedoman Teknis OP Bendungan, 2010

Dasar penentuan klasifikasi siaga bendungan dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Kondisi Siaga Bendungan III (SB III)

Situasi ini merupakan tingkat siaga paling rendah. Diawali dengan ditemukan suatu tanda-tanda terjadi kerusakan pada bendungan. Kerusakan ini dikhawatirkan berkembang dan menyebabkan keruntuhan bendungan.

Kondisi siaga bendungan III ini ditandai dengan salah satu atau lebih dari indikasi yang disebut dibawah ini :

- Observasi Curah Hujan

Terjadi hujan terus menerus selama lebih dari 4 jam dengan intensitas hujan jaman-jaman lebih dari 75 mm.

- Observasi Elevasi muk air waduk

Kondisi muka air waduk melebihi elevasi muka air banjir, dan ada gejala muka air waduk akan meningkat terus.

- Observasi Rembesan (*Seepage*)

i. Jumlah rembesan pada alat pengukur meningkat secara tajam dari normal.
ii. Terjadi kenaikan nilai kekeruhan pada rembesan.

- Observasi adanya gempa

Terjadinya gema dengan percepatan melebihi 0,12 gal.

- Observasi Tekanan Air Pori
Trend garis aliran pada inti bendungan hasil pembacaan pisometer terjadi penurunan atau kenaikan tiba-tiba dibandingkan hasil pembacaan normal pada elevasi muka air waduk yang sama
- Observasi Visual Tubuh Bendungan, Bangunan Pelengkap dan Daerah Sekitar Bendungan

2. Kondisi Siaga bendungan II (SB II)

Pada kondisi ini bendungan belum menunjukkan tanda-tanda akan segera terjadi keruntuhan. Indikasi kondisi Siaga Bendungan II ini ditandai dengan:

- Muka Air Waduk
Muka air waduk meningkat melebihi elevasi muka air banjir dan masih cenderung akan meningkat terus.
- Rembesan/ Bocoran
Aliran rembesan/ bocoran terus bertambah besar, bertambah keruh dan mulai membawa material halus sampai dengan diameter 1 mm dan debitnya melebihi 0,05% volume waduk.
Munculnya bocoran di hilir lereng tubuh bendungan, bukit tumpuan atau daerah disekitarnya.
- Timbulnya pasaran air di waduk
- Adanya retakan
- Terjadi lonsoran di lereng hulu atau hilir tubuh bendungan.

Kegiatan penanganan keadaan darurat pada kondisi Siaga Bendungan II, adalah:

- Usaha pencegahan agar kejadian tidak berlanjut menjadi kegagalan bendungan.
- Koordinasi serta konsolidasi persiapan evakuasi

Bentuk suatu pencegahan akan tergantung pada jenis kejadian, yaitu berupa perbaikan yang sifatnya sementara dan cepat, sesuai saran dari Ahli Keamanan Bendungan, sebagai contoh:

- Menurunkan muka ai waduk dengan membuka pintu sesuai OP
- Menghambat perkembangan bocoran
- Penimbunan pada bagian yang mengalami penurunan
- Pengisian pada bagian yang mengalami rekahan.

Kondisi tubuh bendungan dinyatakan kritis bila berdasarkan hasil yang mendalam data-data pengamatan seperti rekahan, gejala longsoran, atau runtuhannya pada tubuh bendungan



serta kelemahan dan kelebihan karakter bendungan oleh Ahli Keamanan Bendungan, bendungan dinyatakan dalam kondisi kritis, diperlukan penanggulangan darurat sambil menunggu pengosongan bendungan untuk menjaga stabilitas bangunan.

Apabila usaha pencegahan berhasil maka keadaan darurat selesai, tetapi apabila segala upaya pencegahan yang dilakukan tidak menampakkan keberhasilan sedangkan kondisi bendungan semakin parah maka ditetapkan kondisi Siaga Bendungan I.

3. Kondisi Siaga Bendungan I (SB I)

Kondisi Siaga Bendungan I diumumkan bila:

- Kondisi yang sulit ditanggulangi karena parahnya suatu kejadian
- Kegagalan bedungan jelas akan terjadi
- Bocoran tak terkendali
- Kecepatan usaha penanggulangan tidak seimbang dibandingkan dengan kecepatan kerusakan yang terjadi.

Indikasi Siaga Bendungan I adalah dengan terjadinya salah satu atau beberapa keadaan darurat sebagai berikut:

- Banjir melebihi kapasitas pelimpah, kondisi muka air waduk meningkat terus hingga tinggi jagaan kurang dari 0,5 m.
- Bocoran berkembang parah
 - Aliran bocoran sudah berkembang menjadi semburan air (*blow out*)
 - Air semakin keruh dan tampak jelas membawa material
 - Kenaikan debit air teramat dengan jelas.
 - Aliran air mulai mengerosi bagian hilir tubuh bendungan.
- Stabilitas tubuh bendungan mendapat ancaman serius. Kondisi stabilitas bendungan dalam kondisi parah seperti terjadinya longsoran lereng timbunan, runtuhan puncak bendungan sebagai suatu akibat kurangnya pemeliharaan, karena terjadi gempa, sabotase atau yang lain dimana kondisi tersebut akan menyebabkan runtuhan bendungan.

Kegiatan penanganan keadaan darurat Siaga Bendungan I adalah:

- Pelaksanaan evakuasi dengan cepat, tepat dan koordinatif
- Melakukan koordinasi terus menerus antara Tim UMB dan Instansi terkait dengan Satlak Penanggulangan Bencana dan Penanganan Pengungsi dari tingkat pusat sampai daerah.

- Dalam kasus banjir besar yang luar biasa dan kondisi struktur masih stabil, dapat dilakukan dengan menumpuk karung tanah diatas puncak bendungan untuk menambah jagaan.
- Dalam kasus sudah terjadi rekahan pada puncakk yang bisa mengakibatkan keruntuhan, longsor pada lereng hulu atau hilir, atay runtuh pada puncak bendungan, untuk memperlambat peningkatan den=bit banjir akibat runtuhan timbunan, dilakukan penimbunan batu agar stabilitas bangunan untuk sementara terjaga, sambil menunggu kondisi muka air turun dan kondisi bangunan stabil.

Apabila kegiatan evakuasi telah selesai, serta kejadian bencana telah selesai maka ditetapkan Keadaan Darurat selesai kemudian ditindak lanjuti dengan dievakuasi dan rehabilitasi. Untuk lebih memudahkan dalam menentukan kondisi siaga banjir dibawah ini disajikan tentang bagaimana sistem pengamatan dan peringatan siaga banjir:

- Siaga III:
Semua Tim Pengamat dan anggota Tim RTD bersiaga penuh memonitor perkembangan kemungkinan banjir.
- Siaga II
Tim RTD dilengkapi dengan peralatannya dimobilisasi ke daerah yang diperkirakan akan banjir (sesuai peta banjir)
- Siaga I
Artinya dipastikan bahwa banjir akan segera terjadi. Penduduk segera diungsikan (rute dan lokasi pengungsian ada di dalam peta banjir)

Bermacam-macam kerugian yang dapat diakibatkan oleh Keruntuhan Bendungan, yaitu:

1. Kerugian material meliputi kerugian langsung dan kerugian tak langsung (terhentinya manfaat).
2. Kerugian psikologis meliputi trauma penduduk yang terkena resiko, trauma pemilik/ pengelola bendungan yang bertanggung jawab atas keamanan bendungan yang dimiliki / dikelolanya, maupun trauma pemerintah yang bertanggung jawab atas keselamatan masyarakat.
3. Kerugian fungsional terputusnya hubungan antar masyarakat disebabkan kerusakan jalan ataupun jembatan, kehilangan pekerjaan akibat lahan tempat masyarakat 280 bekerja rusak karena banjir, seperti sawah, ladang, pabrik, perusahaan, kantor dan sebagainya. Terputusnya jaringan komunikasi, jaringan listrik karena banjir juga merupakan salah satu dari kerugian fungsional.



Dalam kaitannya dengan “Rencana Tindak Darurat Bendungan Bajulmati di Kabupaten Banyuwangi”, dimana keruntuhan bendungan disimulasikan, maka analisis terhadap kerugian di wilayah Penduduk Terkena Risiko (PenRis) harus menjadi perhatian dalam rangka untuk mengetahui gambaran terkini tentang perkiraan nilai kerugian yang harus ditanggung oleh masyarakat maupun pemerintah sebagai akibat dari keruntuhan Bendungan Bajulmati. Dengan mengetahui nilai kerugian yang harus ditanggung, upaya antisipasi yang akan dilakukan diharapkan lebih dapat dimaksimalkan.

2.6 Estimasi Kerugian Ekonomi

Keruntuhan bendungan akan mengakibatkan kerugian, baik kerugian material, psikologis, maupun kerugian fungsional. Kerugian material meliputi kerugian langsung dan tak langsung (terhentinya manfaat). Kerugian material langsung meliputi kerugian rumah beserta harta benda penduduk di daerah hilir bendungan yang terkena banjir, yaitu sawah, pekarangan, fasilitas umum, peternakan, daerah industri dan sebagainya.

Kerugian material tak langsung adalah kerugian akibat terhentinya manfaat bendungan seperti produksi pertanian yang berkurang akibat kurangnya air yang dipasok oleh bendungan. Kerugian psikologis meliputi trauma penduduk yang terkena resiko, trauma pemilik / pengelola bendungan yang bertanggung jawab atas keamanan bendungan yang dimiliki dikelolanya, maupun trauma pemerintah yang bertanggung jawab atas keselamatan masyarakat.

Sedangkan kerugian fungsional meliputi terputusnya hubungan antar masyarakat disebabkan kerusakan jalan ataupun jembatan, kehilangan pekerjaan akibat lahan tempat masyarakat bekerja rusak karena banjir, seperti sawah, pekarangan dan sebagainya. Terputusnya jaringan komunikasi, jaringan listrik karena banjir juga merupakan salah satu dari kerugian fungsional.

Sesuai dengan ”Pedoman Untuk Menentukan Klasifikasi Bahaya Bendungan”, untuk kerugian material tidak memperhitungkan kerugian pada bendungan dan fasilitas terkait serta tujuan dibangunnya bendungan tersebut.

Dalam menghitung kerugian material langsung digunakan asumsi-asumsi dengan pertimbangan sebagai berikut :

- a) Tempat tinggal penduduk, dapat berupa rumah permanen, semi permanen, dan non permanent atau sederhana. Sedangkan asumsi kerugiannya sebagai berikut:
 - Untuk rumah permanen kerugian yang diperhitungkan adalah luas bangunan 100 m², TV 20” + Kulkas + Kipas Angin, telepon, sandang, alat dapur, dan tempat tidur.

- Untuk rumah semi permanen kerugian yang diperhitungkan adalah luas bangunan 50 m², TV 14" + Kulkas + Kipas Angin, sandang sederhana, alat dapur sederhana, dan tempat tidur sederhana.
 - Untuk rumah non permanen atau rumah sederhana kerugian yang diperhitungkan adalah luas bangunan 35 m², sandang sederhana, alat dapur sederhana, dan tempat tidur sederhana.
- b) Kerusakan di bidang peternakan meliputi ayam buras, itik, ayam petelor/pedaging sapi, kerbau, kambing dan domba.
- c) Gedung sekolah termasuk bangku dan meja, lemari buku, dan buku-buku paket serta alat peraga.
- d) Puskesmas, Puskesmas Pembantu, Poliklinik beserta perlengkapannya.
- e) Kerusakan tempat ibadah beserta perlengkapannya.
- f) Kerusakan kantor meliputi kantor desa, kantor bank, dan lain-lain.
- g) Kerusakan fasilitas-fasilitas umum lainnya seperti jalan, jembatan dan pasar daerah.

Prakiraan kerugian tersebut diperhitungkan berdasarkan tinggi banjir, kecepatan banjir dan tingkat kekuatan konstruksi bangunan serta nilai ekonomis dari obyek yang dinilai. Dalam estimasi harga kerugian digunakan referensi harga satuan bahan bangunan dan upah Kerja Kabupaten Banyuwangi. Sedangkan data kuantitas kerugian/kerusakan berdasarkan data dari Kecamatan Dalam Angka dan Kabupaten Banyuwangi Dalam Angka 2017.

Kerugian material tak langsung terkait dengan tujuan / manfaat dibangunnya bendungan tetapi tidak termasuk kerugian pada bendungan dan fasilitasnya. Asumsi yang dipakai dalam analisa kerugian material tak langsung ini adalah penurunan manfaat / produksi dengan waktu recovery selama 3 tahun.

Dengan data sekunder yang ada, sangat sulit untuk mengestimasi kerugian secara detail, sehingga dalam studi ini tidak diperhitungkan. Untuk beberapa kerusakan akibat keruntuhan. Bendungan Bajulmati dianalisa berdasarkan dampak atau terganggunya kegiatan usaha atau dianalisa secara fungsional, dengan analisa dampaknya misalnya sebagai berikut :

- a) Jalan lokal dan jembatan yang tergenang banjir atau rusak akan berdampak pada terbatasnya pergerakan orang yang akan menuju ke kampung yang tergenang atau dari kampung tergenang ke lokasi lain untuk segala keperluan, misalnya melakukan aktivitas sehari-hari yang akan berdampak pada terbatasnya

pergerakan uang dan atau barang, dengan kata lain terganggunya aktivitas ekonomi/perdagangan.

- b) Daerah perindustrian yang tergenang atau hancur akan berdampak pada terganggunya aktivitas produksi dan terganggunya kebutuhan masyarakat kampong yang tergenang atau masyarakat lain yang memerlukan hasil produksi tersebut, yang akan berdampak juga pada hilangnya pekerjaan karyawan industri tersebut.

2.6.1 Estimasi Kerusakan

Kerusakan akibat banjir meliputi bangunan (infrastruktur) dan isinya, jembatan, jalan raya, pendangkalan sungai dan sebagainya. Jumlah kerugian bisa dikaji dengan cara menghitung biaya yang besarnya sama dengan biaya yang diperlukan untuk membangun kembali atau memperbaiki kerusakan yang ditimbulkan (jika tinggi banjir tidak melebihi dari 3 m). Biaya lain yang disebabkan oleh banjir keruntuhan Bendungan Bajulmati termasuk biaya untuk evakuasi korban banjir, perawatan dan rehabilitasi.

Sedangkan kehilangan nyawa akibat bencana banjir tidak dapat dihitung secara materiil, namun nyawa manusia merupakan hak asasi manusia yang harus dilindungi dan pencegahan kehilangan nyawa adalah penting dan harus diupayakan. Adapun langkah perhitungan kerugian banjir untuk Bendungan Bajulmati adalah sebagai berikut :

1. Mengoverlaykan peta banjir dengan peta topografi atau peta administrasi berdasarkan hasil analisis banjir keruntuhan bendungan luas area yang tergenang dengan bantuan software ArcGIS.
2. Dengan menggunakan peta banjir tersebut selanjutnya dilakukan identifikasi dan inventarisasi di lapangan dengan acuan data sekunder dari BPS Kecamatan Dalam Angka tahun 2017 dan Kabupaten Banyuwangi Dalam Angka tahun 2017 yang meliputi data :
 - Rumah dan gedung bukan tempat tinggal
 - Gedung sekolah (TK, SD/Sederajat Negeri dan Swasta, SLTP/Sederajat Negeri dan swasta, SLTA/Sederajat Negeri dan Swasta, SMK/Sederajat Negeri dan Swasta).
 - Bidang kesehatan (Poliklinik, BKIA, Puskesmas, Puskesmas Pembantu).
 - Tempat ibadah.
 - Bidang perekonomian (toko, kios, warung, KUD, Non KUD, pasar, penginapan/hotel)
 - Kantor desa, kantor balai desa, kantor kecamatan, Jembatan, Jalan



BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Deskripsi Lokasi Studi

Waduk Bajulmati terletak di 2 (dua) kabupaten yaitu Kabupaten Banyuwangi dan Kabupaten Situbondo, Jawa Timur. Secara astronomis Kabupaten Banyuwangi terletak di $7^{\circ} 43' 39'' - 8^{\circ} 46' 39''$ LS dan $113^{\circ} 53' 06'' - 114^{\circ} 38' 04''$ BT. Kabupaten Banyuwangi memiliki panjang garis pantai sekitar 175,8 km yang membujur sepanjang batas selatan timur Kabupaten Banyuwangi dan berada pada ketinggian antara 25 – 100 meter diatas permukaan laut. Secara administratif batas wilayah Kabupaten Banyuwangi adalah:

- | | | |
|-----------------|---|--|
| Sebelah Utara | : | Kabupaten Situbondo |
| Sebelah Timur | : | Selat Bali |
| Sebelah Selatan | : | Samudera Hindia |
| Sebelah Barat | : | Kabupaten Bondowoso dan Kabupaten Jember |

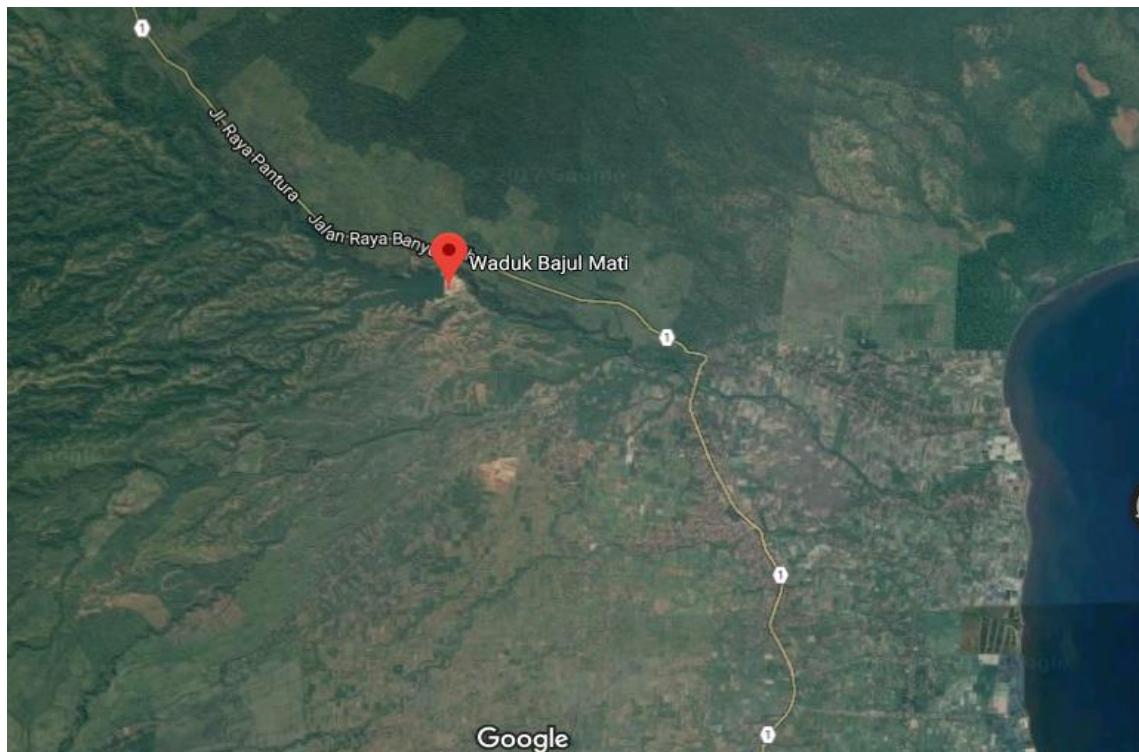
Kabupaten Situbondo merupakan salah satu Kabupaten di Jawa Timur yang cukup dikenal dengan sebutan Daerah Wisata Pantai Pasir Putih yang letaknya berada di ujung timur Pulau Jawa baian utara dengan posisi di antara $7^{\circ} 35' - 7^{\circ} 44'$ Lintang Selatan dan $113^{\circ} 30' - 114^{\circ} 42'$ Bujur Timur. Batas Kabupaten Situbondo:

- | | | |
|-----------------|---|--|
| Sebelah utara | : | Berbatasan dengan selat Madura |
| Sebelah Timur | : | Berbatasan Selat Bali |
| Sebelah Selatan | : | berbatasan dengan kabupaten Bondowoso dan Banyuwangi |
| Sebelah barat | : | berbatasan dengan Probolinggo |

Luas Kabupaten Situbondo adalah $1.638,50 \text{ km}^2$ atau 163.850 Ha , bentuknya memanjang dari Barat ke Timur lebih kurang 150 Km. Pantai Utara umumnya berdataran rendah dan disebelah Selatan berdataran tinggi dengan rata-rata lebar wilayah lebih kurang 11 Km. Luas wilayah menurut Kecamatan, terluas adalah Kecamatan Banyuputih 481,67 Km² disebabkan oleh luasnya hutan jati di perbatasan antara Kecamatan Banyuputih dan wilayah Banyuwangi Utara. Sedangkan luas wilayah yang terkecil adalah Kecamatan Besuki yaitu 26,41 Km². Dari 17 kecamatan yang ada, diantaranya terdiri dari 14 kecamatan memiliki pantai dan 4 Kecamatan tidak memiliki pantai, yaitu Kecamatan Sumbermalang, Kecamatan Jatibanteng, Kecamatan Situbondo dan Kecamatan Panji.



Temperatur daerah ini lebih kurang diantara $25,8^{\circ}\text{C}$ – $30,0^{\circ}\text{C}$ dengan rata-rata curah hujan antara 994 mm – 1.503 mm per tahunnya dan daerah ini tergolong kering.



Gambar 3.1 Lokasi Bendungan Bajulmati

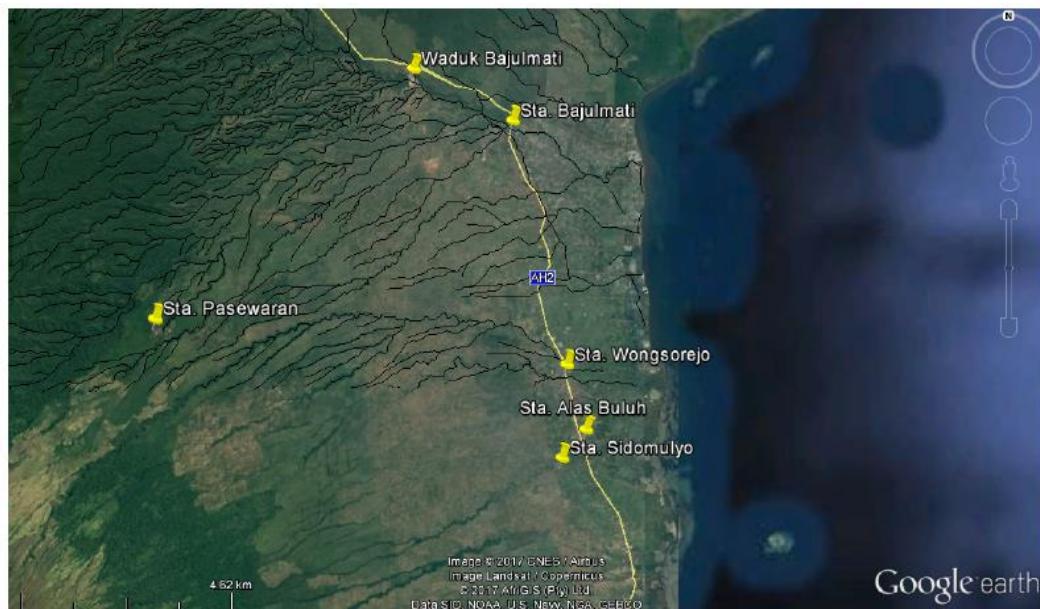
Sumber: <https://www.google.co.id/maps/place/Waduk+Bajul+Mati> diakses pada tanggal 7 Maret 2018 Pukul 22.00 WIB

Waduk Bajulmati terletak diantara gunung Baluran dan Pegunungan Ijen dibentuk dengan memebendung Sungai Bajulmati sebagai sumber air utama. Adapun luas Daerah Tangkapan Air (DTA) Waduk Bajulmati seluas $98,43\text{ km}^2$. Waduk dengan luas genangan 91,93 ha ini mampu menampung air dengan kapasitas maksimal 10 juta m^3 . Pemanfaatan waduk Bajulmati sebagai Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro (PLTMH) dengan kapasitas 340 kWh. Namun pemanfaatan pembangkit listrik saat ini masih dalam kajian bentuk kerja sama yang akan dilakukan antara pemerintah dan pihak swasta. Selain itu peningkatan penyediaan air irigasi Waduk Bajulmati untuk menunjang intensifikasi dan ekstensifikasi pertanian seluas 1.800 ha, di daerah irigasi Kabupaten Banyuwangi dan Kabupaten Situbondo termasuk didalamnya untuk mengairi 600 hektar lahan cetak sawah baru di wilayah Kecamatan Wongsorejo. Air dari Waduk Bajulmati nantinya akan dialirkan ke Waduk Bajulmati untuk seterusnya mengalir menuju irigasi tersier guna mengairi lahan-lahan pertanian. Selama ini, Dam Bajulmati mampu mengalirkan air irigasi $1,2\text{ m}^3$ per detik. Dengan ditambah aliran dari waduk, nantinya dam ini bisa menambah suplai air ke lahan persawahan menjadi $1,8\text{ m}^3$ per detik.

Nantinya, lahan persawahan yang selama ini hanya 2 kali tanam bisa menjadi 3 kali tanam per tahun. Waduk Bajulmati juga menyediakan air baku untuk air bersih sebesar 110 liter/dt yang terdiri dari kebutuhan air bersih sebesar 50 liter/dt untuk 18.000 KK untuk Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi dan penyediaan air baku sebesar 60 liter/det untuk Pelabuhan Banyuwangi dan pengembangan industri di Banyuwangi.

Pembangunan Waduk Bajulmati melalui tahap studi yang panjang. Survei lokasi dilakukan pada tahun 1980 dan studi kelayakan pada 1984. Selanjutnya, dilakukan analisis mengenai dampak lingkungan (amdal) dan dampak sosial ekonomi pada 2004. Setelah itu, dilakukan proses pembebasan lahan secara bertahap hingga tahun 2006. Setelah pembebasan lahan tuntas, proses penggerjaan awal dilakukan pada 2006, yakni pembangunan terowongan pengelak aliran air dan rehabilitasi saluran primer sepanjang empat kilometer (km). Pembangunan tahap II dilakukan mulai November 2008 melalui penggerjaan galian dan fondasi. Pada 2010, proses pembangunan sempat terhenti karena ada revisi desain fondasi lantaran fondasi yang telah dibangun mengalami perembesan. Selanjutnya, pembangunan fondasi dilanjutkan pada 2011. Hingga akhirnya pembangunan waduk tuntas tahun 2015. Pada 1 Desember 2015 kegiatan pengisian awal (impounding) Waduk Bajulmati ditandai dengan penutupan pintu terowongan pengelak aliran air dan mencapai titik maksimum pada 3 Januari 2016 atau selama sekira 13 bulan. Untuk analisa hidrologi menggunakan data curah hujan dari stasiun hujan kurun waktu 12 tahun terakhir, yaitu :

- Stasiun hujan Pasewaran Tahun 2006 – 2017 (lokasi: $7^{\circ}58'48.00''$ LS - $114^{\circ}17'30.12''$ BT)
- Stasiun hujan Bajulmati Tahun 2006 – 2017 (lokasi: $7^{\circ}55'35.89''$ LS - $114^{\circ}23'10.62''$ BT)



Gambar 3.2 Stasiun Hujan DAS Bajulmati

Sumber: PT. Tata Guna Patria (2016)

3.2 Data-data Teknis Skripsi

Data-data yang diperlukan dalam studi ini meliputi data sekunder terkait Dengan Analisa Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati. Berdasarkan batasan dan rumusan masalah pada Bab I, maka data-data yang diperlukan adalah sebagai berikut:

1. Peta DEM (*Digital Elevation Model*) Bajulmati
2. Data Curah hujan harian maksimum tahunan DAS Bajulmati
3. Data Teknis Bendungan Bajulmati
4. Lengkung Kapasitas Waduk Bajulmati
5. Peta administrasi hilir Bendungan Bajulmati
6. Agregat Kependudukan Hir Bendungan Bajulmati

3.3. Data Teknis Bendungan Bajulmati

Berdasarkan perencanaan bendungan Bajulmati oleh Nippon Koei and Co tahun 2004, data-data teknis bendungan Bajulmati adalah sebagai berikut :

- a. Waduk/bendungan
 - Daerah Tangkapan Air : 98.430 km²
 - Daerah Aliran Sungai : 216.25 km²
 - Elevasi Puncak Tubuh Bendungan : El. 91.800
 - Muka Air Tertinggi (HWL) : El. 90,750
 - Muka Air Normal (NWL) : El. 87,600

- Muka Air Rendah/Mati (LWL) : El. 73,400
 - Kapasitas Tampungan Bruto : $10 \times 10^6 \text{ m}^3$
 - Kapasitas Tampungan Effektif : $7,5 \times 10^6 \text{ m}^3$
 - Kapasitas Tampungan Mati : $2,5 \times 10^6 \text{ m}^3$
 - Luas Daerah Genangan : 91.93 Ha
 - Debit Banjir Rencana Q 20 Th : 255 m³/det
 - Debit Banjir Rencana Q 200 Th : 518 m³/det
 - Debit Banjir Rencana Q 1000 Th : 818 m³/det
 - Debit Banjir Rencana Q PMF : 1,463 m³/sec
- b. Data Teknis Bendungan Utama
- Tipe : *Zonal/Center Core Tipe & Rockfill*
 - Elevasi puncak : El. 91.80
 - Elevasi dasar bendungan : El. + 45.00
 - Tinggi bendungan : 46,8 m
 - Lebar puncak bendungan : 6.00 m
 - Panjang puncak bendungan : 250.00 m
 - Kemiringan Hulu : 1 : 3.45
 - Kemiringan Hilir : 1 : 2.30
- c. *Cofferdam* Hulu
- Tipe : *Homogen*
 - Elevasi *Cofferdam* : El. + 69.00
 - Elevasi Dasar Galian : El. + 60.00
 - Tinggi *Cofferdam* (dari galian) : 9.00 m
 - Kemiringan Hulu : 1 : 3.30
 - Kemiringan Hilir : 1 : 2.00
- d. *Cofferdam* Hilir
- Tipe : *Homogen*
 - Elevasi Puncak *Cofferdam* Hilir : El. + 66.00
 - Kemiringan Hilir : 1 : 2.30
- e. Pengelak aliran/tunnel
- Tipe : Tapal Kuda.

- Diameter *tunnel* : 4.00 m
 - Desain banjir (Q10) : 191,00 m³/det
 - Desain banjir (Q20) : 255,00 m³/det
 - Dimensi *box culvert* : 3.70 x 3.70 m
 - Panjang *tunnel* : 172.00 m
 - Elevasi *inlet tunnel* : 54.770 m
 - Elevasi *outlet tunnel* : 52.143 m
- f. Bangunan pelimpah (*spillway*)
- Type pelimpah : *Side Channel*
 - Elevasi puncak *spillway* : El. 87,60
 - Elevasi apron : El. 84.00
 - Debit desain Q200 : 477.00 m³/det
 - Debit desain Q PMF : 1.056 m³/det
 - Panjang puncak *spillway* : 90.00 m
 - Lebar channel : 21.00 - 18.00
- g. *Side spillway*
- Lebar *channel* : 10.50 menjadi 21.00 m
 - Tinggi *channel* : 8.671 - 15.100 m
 - Panjang saluran : 90.00 m
 - Elevasi dasar *channel* : El. +83.129 - El.+76.70
- h. *Connecting channel*
- Lebar *channel* : 21.00 m
 - Tinggi *channel* : 12.50 s/d 15.10 m
 - Panjang *channel* : 60.00 m
 - Elevasi dasar *channel* : El. +76.695- El.+76.682
- i. *Chute channel*
- Panjang *chute channel* : 43.021 m
 - Lebar *chute channel* : 18.00 m
 - Tinggi *chute channel* : 5.63 m menjadi 8.78 m
- j. *Stilling basin*
- Panjang *stilling basin* : 46.00 m
 - Lebar *stilling basin* : 18.00 m

- Tinggi *stilling basin* : 14.00 m
- Elevasi dasar : El. 48.00
- k. Bangunan jembatan
 - Tipe jembatan : Beton Bertulang
 - Panjang jembatan : 21.00 m
 - Lebar jembatan : 4,80 m
 - Elevasi jembatan : El. + 91.80
- l. Bangunan pelimpah darurat
 - *Type* : *Fuse dike*
 - Elevasi puncak *emergency spillway* : El. + 89,460
 - Panjang puncak *emergency spillway* : 190.00 m
 - Design banjir (QPMF) : $406 \text{ m}^3/\text{det}$.
- m. Pintu pengambilan
 - *Type* : *Inclined*
 - *Intake gate no 1* : El. + 78.00
 - Intake gate no 2 : El. + 70.50
 - *Flushing gate* : El. + 69.50
 - Diameter pipa flushing : 1.20 m
 - Diameter pipa intake 1 dan 2 : 1.00 m
 - Debit maksimum : $4.00 \text{ m}^3/\text{det}$
- n. *Domestic water supply*
 - Kapasitas pompa intake : 55 KW
 - Jumlah pompa intake : 2.00 buah
 - Tangki penyaring pasir : 300.00 m^3
 - Tangki distribusi : $3,000.00 \text{ m}^3$
 - Panjang saluran pipa : 21.50 km
 - Diameter pipa : 0.30 m dan 0.40 m
- o. *Microhidro power plant*
 - *Type pembangkit listrik* : *Low head unit type generator*
 - Jumlah pembangkit listrik : 2.00 set
 - *Gross head* : 33.60 m
 - Kapasitas terpasang : 340 kW

- Debit : $1.80 \text{ m}^3/\text{det}$

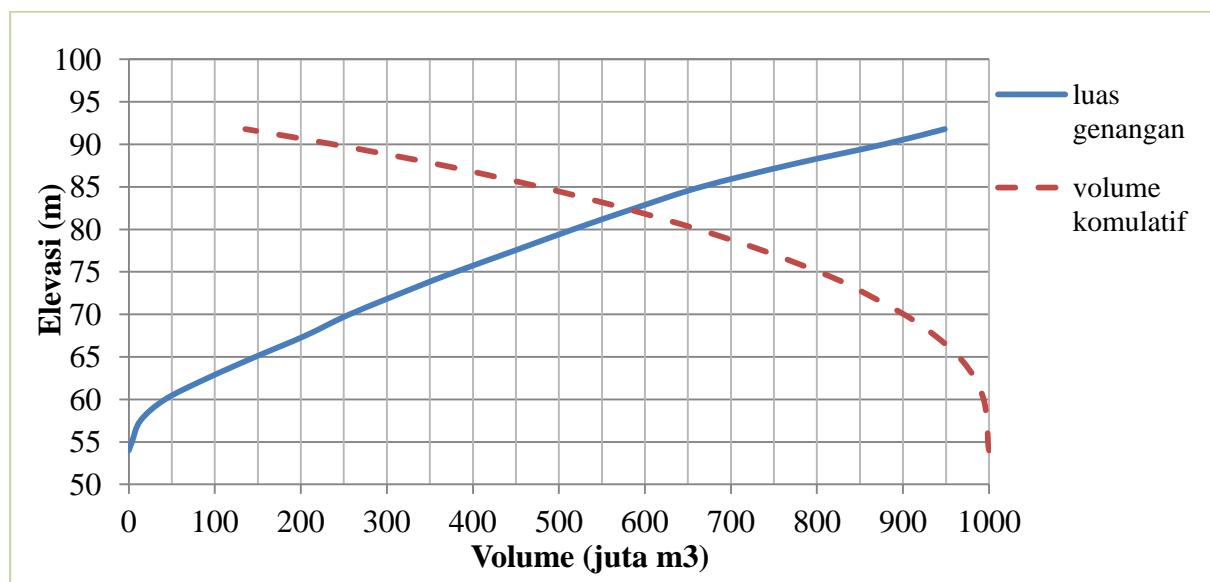
Disajikan data kapasitas tampungan *reservoir* (waduk) pada Bendungan Bajulmati yang diperoleh dari hasil pengukuran tachimetri bachimetri pada tahun 2015:

Tabel 3.1

Lengkung Kapasitas Waduk Bajulmati

Elevasi	Volume Tampungan (m ³)	Luas (m ²)
54	0	
55.00	19017.34	3.680,1
57.50	37607.54	13.496,0
60.00	99235.95	42.092,0
62.50	264265.30	91.370,0
65.00	559840.70	147.002,0
67.50	1002422.00	205.346,0
70.00	1581079.00	256.584,0
73.40	2589767.00	338.722,0
75.00	3165013.00	379.872,0
77.50	4200303.00	448.325,0
80.00	5407170.00	516.492,0
82.50	6788657.00	588.715,0
85.00	8353713.00	665.509,0
87.60	10207858.00	768.856,0
90.00	12191000.00	877.533,0
91.80	13832811.00	948.633,0

Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)



Gambar 3.3 Lengkung kapasitas waduk bajulmati

Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)

Data curah hujan yang digunakan merupakan data curah hujan harian maksimum pada setiap tahunnya, dengan panjang data pengamatan historisnya adalah selama 17 tahun, yaitu dari tahun 2001-2017. Pada daerah tangkapan air Bendungan Bajulmati terdapat stasiun hujan yang jaraknya paling dekat dengan Waduk Bajulmati yaitu stasiun stasiun hujan Bajulmati. Berikut data curah hujan berikut:

Tabel 3.2
Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan 2001-2017

No	Tahun	Curah Hujan (mm)
1	2001	152
2	2002	67
3	2003	98
4	2004	87
5	2005	85
6	2006	47
7	2007	52
8	2008	48
9	2009	54
10	2010	104
11	2011	58
12	2012	107
13	2013	113
14	2014	102
15	2015	69
16	2016	71
17	2017	60

Sumber: Dinas Pengairan Kabupaten Banyuwangi (2018)

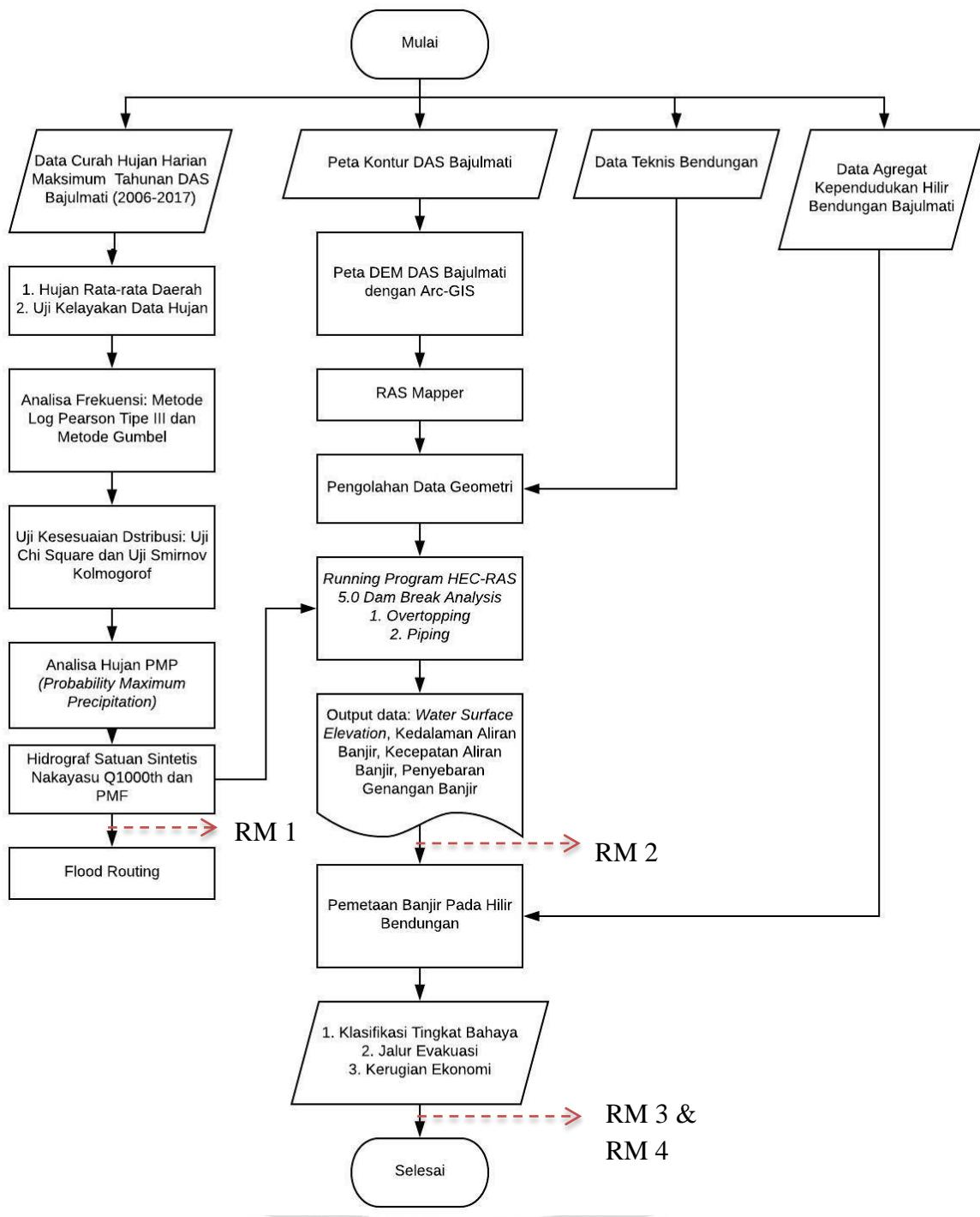
3.4 Tahapan Pengolahan Data

Analisa Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati mempunyai tahapan-tahapan sebagai berikut:

1. Pengumpulan data sekunder meliputi:
 - ✓ Pengumpulan data teknis bendungan, luas genangan, lengkung kapasitas waduk, data curah hujan
 - ✓ Peta DEM DAS Bajulmati
 - ✓ Peta RBI Bendungan Bajulmati
 - ✓ Agregat Kependudukan di hilir bendungan Bajulmati
2. Melakukan analisa hidrologi
3. Melakukan analisa keruntuhan bendungan dengan menggunakan perangkat lunak HEC-RAS 5.0, Kegiatan meliputi
 - ✓ Menyiapkan input data untuk keperluan kehancuran bendungan Bajulmati yang akan dikerjakan dengan HEC-RAS.
 - ✓ Membuka RAS Mapper untuk memasukan peta DEM bendungan Bajulmati.
 - ✓ Membuka Geometric Data

- a. Membuat *polygon mesh* komputasi
 - b. Menentukan as *maindam* dengan memasukkan koordinat
 - c. Memasukkan data teknis bendungan
 - d. Memasukkan parameter rekahan
 - ✓ Membuka Unsteady Flow data dengan memasukan hidrograf banjir
 - ✓ Running Program HEC RAS 5.0.3
 - ✓ Membuat *Long Section* dan *cross section* pada Profile Lines di RAS Mapper agar dapat mengetahui Muka Air Banjir, Kedalaman banjir, kecepatan banjir, penyebaran genangan banjir, dan simulasi banjir.
4. Menggunakan hasil Dam Break Analysis untuk menyiapkan peta genangan di bagian hilir bendungan.
 5. Pembuatan Klasifikasi Bahaya (Hazard Klasifikasi) berdasarkan Pedoman Penyiapan rencana Tindak Darurat yang dikeluarkan Balai Keamanan Bendungan Direktorat Jendral Pengairan Departemen Pekerjaan Umum.
 6. Mengenali keadaan darurat dan garis besar tahapan kegiatan pencegahannya
 7. Menyiapkan rencana pengungsian (evakuasi)





Gambar 3.4 Diagram alir penyelesaian skripsi



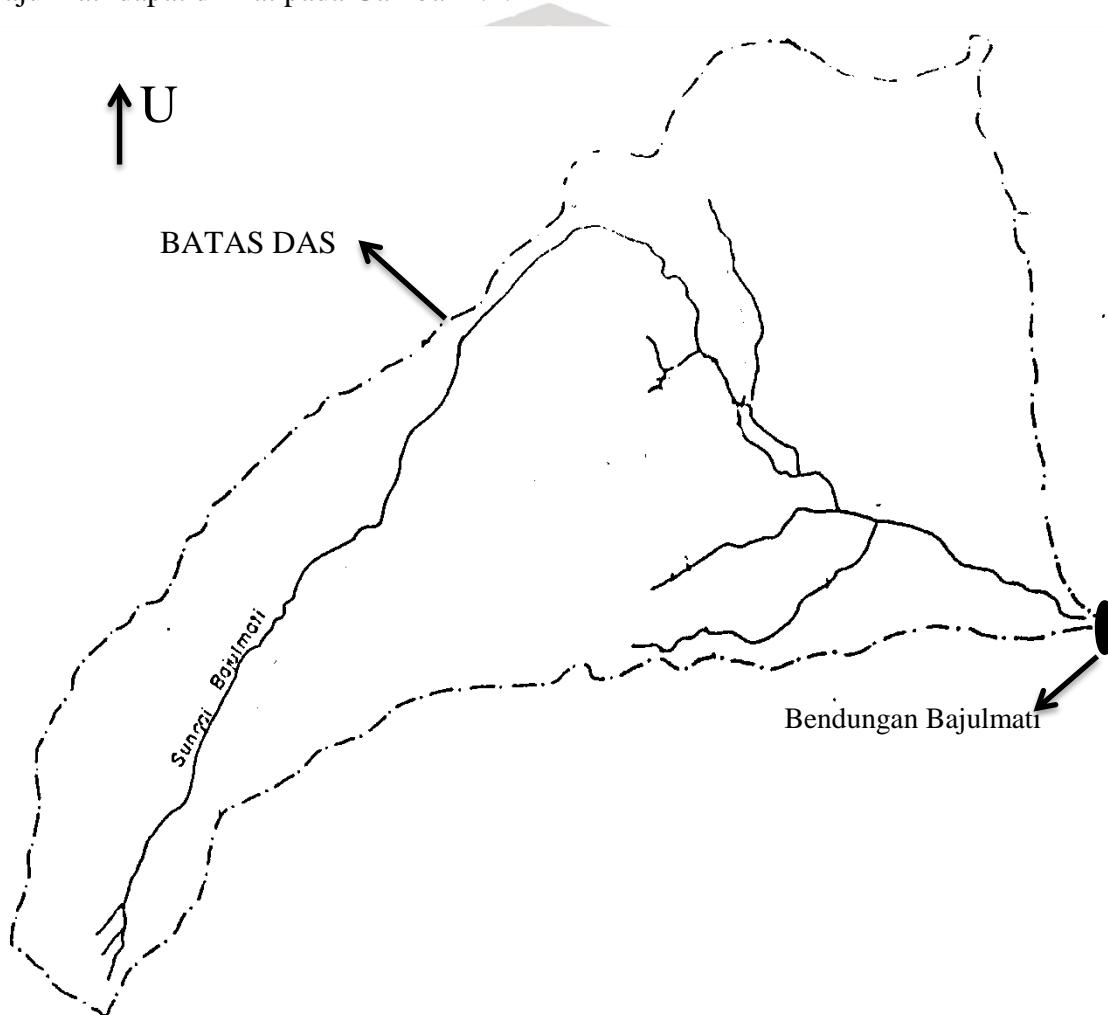


Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Daerah Tangkapan Air (DTA)

Luas Daerah Tangkapan Air (DTA) Bendungan Bajulmati adalah $99,65 \text{ km}^2$ dengan kemiringan rata-rata 0,024 dan panjang sungai $\pm 9 \text{ km}$. Daerah Tangkapan Air Bendungan Bajulmati dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Daerah tangkapan air Bajulmati

Sumber: Saputro Hufron (2006)

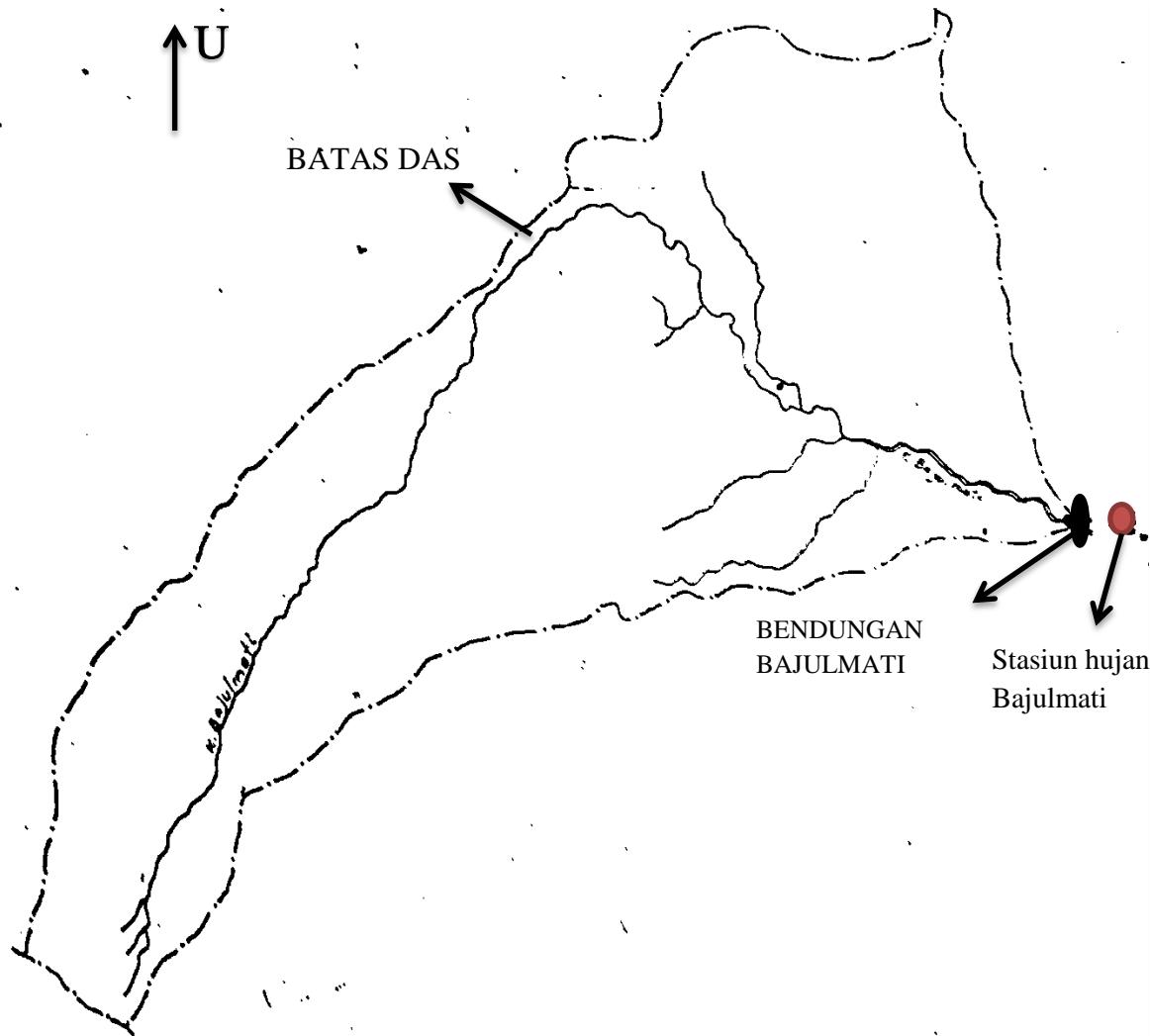
4.2 Stasiun Hidroklimatologi

Di dalam dan di sekitar DTA Bajulmati terdapat beberapa stasiun penakar hujan harian milik BMKG Banyuwangi yang dioperasikan bersama dengan Dinas Pengairan Kabupaten Banyuwangi, yaitu stasiun-stasiun berikut di bawah ini :



1. Stasiun Pasewaran
2. Stasiun Bajulmati

Dimana stasiun Bajulmati merupakan stasiun yang terdekat dengan DTA Bajulmati dan stasiun hujan yang lain berada di luar daerah tangkapan air Bajulmati. Secara kuantitas data hujan harian yang tersedia di ke enam stasiun tersebut di atas mempunyai panjang pengamatan lebih dari 10 tahun, sedangkan secara kualitas hujan harian Stasiun Bajulmati merupakan stasiun yang mempunyai data paling homogen.



Gambar 4.2 Stasiun hujan DAS Bajulmati
Sumber: Saputro Hufron (2006)

4.3 Analisa Hidrologi

Untuk perhitungan hidrologi pada bendungan diperlukan data hujan yang panjang, sebaiknya lebih dari 10 tahun. Di dalam DTA Bajulmati terdapat 1 pos hujan yaitu Pos Hujan Bajulmati yang berada di sekitar Bendungan Bajulmati. Data yang didapat adalah dari catatan tahun 2001 sampai 2017. Data hujan dari stasiun hujan yang ada di lokasi Bendungan Bajulmati cukup lengkap.

Tabel 4.1
Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Stasiun Hujan Bajulmati

No	Tahun	Curah Hujan (mm)
1	2001	152
2	2002	67
3	2003	98
4	2004	87
5	2005	85
6	2006	47
7	2007	52
8	2008	48
9	2009	54
10	2010	104
11	2011	58
12	2012	107
13	2013	113
14	2014	102
15	2015	69
16	2016	71
17	2017	60

Sumber: Dinas Pengairan (2018)

4.3.1 Uji Konsistensi Data Curah Hujan

Uji konsistensi ini dilakukan terhadap data curah hujan maksimum tahunan dengan tujuan untuk mengetahui adanya penyimpangan data hujan, sehingga dapat disimpulkan apakah data tersebut layak dipakai dalam analisa hidrologi atau tidak.

Tabel 4.2

Hasil Perhitungan Uji Konsistensi Data Hujan Harian Maksimum Tahunan Metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sum*).

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	Sk*	Sk*	Dy ²	Sk**	Sk**
1	2001	152	71.176	71.176	298.005	2.547	2.547
2	2002	67	-13.824	13.824	11.241	-0.495	0.495
3	2003	98	17.176	17.176	17.355	0.615	0.615
4	2004	87	6.176	6.176	2.244	0.221	0.221
5	2005	85	4.176	4.176	1.026	0.149	0.149
6	2006	47	-33.824	33.824	67.296	-1.210	1.210
7	2007	52	-28.824	28.824	48.870	-1.031	1.031
8	2008	48	-32.824	32.824	63.376	-1.175	1.175
9	2009	54	-26.824	26.824	42.324	-0.960	0.960
10	2010	104	23.176	23.176	31.597	0.829	0.829
11	2011	58	-22.824	22.824	30.642	-0.817	0.817
12	2012	107	26.176	26.176	40.306	0.937	0.937
13	2013	113	32.176	32.176	60.901	1.151	1.151
14	2014	102	21.176	21.176	26.379	0.758	0.758
15	2015	69	-11.824	11.824	8.223	-0.423	0.423
16	2016	71	-9.824	9.824	5.677	-0.352	0.352
17	2017	60	-20.824	20.824	25.507	-0.745	0.745

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan

$$\begin{aligned} Sk^* &= Y - \bar{Y} \\ &= 152 - 80.823 \\ &= 71.176 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Dy^2 &= \frac{Sk^*}{n} \\ &= \frac{71.176}{17} = 298.0053 \end{aligned}$$

$$Dy = \sqrt{\sum Dy^2} = \sqrt{780.696} = 27.945$$

$$Sk^{**} = \frac{Sk^*}{Dy} = \frac{71.176}{27.945} = 2.546$$

$$Sk^{**\max} = 2.546$$

$$Sk^{**\min} = -1.2103$$

$$Q = 2.546$$

$$R = 3.757$$

$$Q/n^{0.5} = 0.6177 < \text{dengan probabilitas } 90\% \text{ dari tabel } 1.085 \rightarrow \text{OK}$$

$$R/n^{0.5} = 0.9112 < \text{dengan probabilitas } 90\% \text{ dari tabel } 1.301 \rightarrow \text{OK}$$

Dengan melihat nilai statistik di atas maka dapat dicari nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$. Hasil yang didapat dibandingkan dengan nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$ syarat, jika lebih kecil maka data masih dalam batasan konsisten.

4.3.2 Uji Ketidakadaan Trend Metode Spearman

Deret berkala yang nilainya menunjukkan gerakan yang berjangka panjang dan mempunyai kecenderungan menuju kesatu arah, arah menaik atau menurun disebut dengan pola atau trend. Umumnya meliputi gerakan yang lamanya lebih dari 10 tahun. (Soewarno,1995,p.85). Analisis trend dapat digunakan untuk menentukan ada atau tidaknya perubahan dari variable hidrologi yang terjadi karena pengaruh manusia atau alam. (Soewarno,1995,p.102)

Tahapan uji ketidakadaan trend dengan metode Spearman:

1. Mengurutkan Curah Hujan dari nilai tertinggi ke terendah
2. Koefisien Korelasi tingkat spearman (KP) dicari dengan menggunakan rumus

$$\begin{aligned} KP &= 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n dt^2}{n^3 - n} \\ &= 1 - \frac{6 \times 804}{17^3 - 17} = 0.0147 \end{aligned}$$

3. Mencari distribusi t, dengan derajat tepercayaan tertentu menggunakan derajat kebebasan (n-2).



$$\begin{aligned}
 t &= KP \left[\frac{n-2}{1-KP^2} \right]^{\frac{1}{2}} \\
 &= 0.0147 \left[\frac{17-2}{1-0.0147^2} \right]^{\frac{1}{2}} \\
 &= -3.858
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai t_c dengan $dk = 17-2 = 15$ jadi nilai t_c didapatkan dari hasil perhitungan dengan melihat tabel nilai kritis t_c (Soewarno,1995,p.77) untuk $\alpha = 5\%$ maka didapatkan nilai $t_{0.975} = 2.131$ dan $t_{-0.975} = -2.131$. Nilai t data $= -3.858$ terletak diantara $-2.131 > -3.858$. Maka untuk derajat kepercayaan 5 %, dapat diambil kesimpulan seri data hujan pada stasiun curah hujan *dependent*.

Tabel 4.3
Hasil Perhitungan Metode Spearman

No	Tahun	Peringkat (Tt)	Curah Hujan (mm)	Peringkat (Rt)	Dt	dt^2
1	2001	1	152	1	0	0
2	2002	2	67	11	9	81
3	2003	3	98	6	3	9
4	2004	4	87	7	3	9
5	2005	5	85	8	3	9
6	2006	6	47	17	11	121
7	2007	7	52	15	8	64
8	2008	8	48	16	8	64
9	2009	9	54	14	5	25
10	2010	10	104	4	-6	36
11	2011	11	58	13	2	4
12	2012	12	107	3	-9	81
13	2013	13	113	2	-11	121
14	2014	14	102	5	-9	81
15	2015	15	69	10	-5	25
16	2016	16	71	9	-7	49
17	2017	17	60	12	-5	25
Jumlah						804

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.3.3 Uji Outlier

Tabel 4.4

Data Curah Hujan

No	Tahun	Curah Hujan (mm)
1	2001	152
2	2002	67
3	2003	98
4	2004	87
5	2005	85
6	2006	47
7	2007	52
8	2008	48



Lanjutan Tabel 4.4 Data Curah Hujan

No	Tahun	Curah Hujan (mm)
9	2009	54
10	2010	104
11	2011	58
12	2012	107
13	2013	113
14	2014	102
15	2015	69
16	2016	71
17	2017	60

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

$$n = 17$$

$$\text{Jumlah} = 1374 \text{ mm}$$

$$\text{Rerata} = 80.823 \text{ mm}$$

$$Sd = 28.805$$

$$Kn = 2.309$$

Nilai ambang atas

$$\begin{aligned} X_H &= xrata-rata + Kn \cdot Sd \\ &= 80.823 + 2.309 \cdot 28.805 \\ &= 147.336 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai ambang bawah

$$\begin{aligned} X_L &= xrata-rata - Kn \cdot Sd \\ &= 80.823 - 2.309 \cdot 28.805 = 14.310 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.3.4 Uji Analisa Frekuensi

4.3.4.1 Metode Gumbel

Tabel 4.5

Hasil Perhitungan Metode Gumbel

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	X-Xrerata	$(X-Xrerata)^2$
1	2001	152	71.176	5066.090
2	2002	67	-13.824	191.090
3	2003	98	17.176	295.031
4	2004	87	6.176	38.149
5	2005	85	4.176	17.443
6	2006	47	-33.824	1144.031
7	2007	52	-28.824	830.796
8	2008	48	-32.824	1077.384
9	2009	54	-26.824	719.502
10	2010	104	23.176	537.149
11	2011	58	-22.824	520.913
12	2012	107	26.176	685.208
13	2013	113	32.176	1035.325
14	2014	102	21.176	448.443

Lanjutan Tabel 4.5 Hasil Perhitungan Metode Gumbel

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	X-Xrerata	$(X-Xrerata)^2$
15	2015	69	-11.824	139.796
16	2016	71	-9.824	96.502
17	2017	60	-20.824	433.619

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Parameter Statistik:

$$n = 17$$

$$\text{Rerata} = 80.823 \text{ mm}$$

$$Sd = 28.805$$

Dari tabel hubungan Y_n dan S_n Gumbel di dapatkan :

$$S_n = 1.0411$$

$$Y_n = 0.5181$$

Tabel 4.6

Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Gumbel

Tr	Y_T	K	$Sd . K$	R rancangan (mm)
2	0.3665	-0.1456	-4.1942	76.63
5	1.4999	0.9431	27.1662	107.99
10	2.2504	1.6639	47.9296	128.75
25	3.1985	2.5746	74.1642	154.99
50	3.9019	3.2503	93.6264	174.45
100	4.6001	3.9209	112.9450	193.77
200	5.2958	4.5891	132.1931	213.02
1000	6.9073	6.1369	176.7797	257.60
Jumlah				1307.20

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan

Perhitungan Hujan Rancangan Metode Gumbel Kala Ulang (Tr) 2tahun

$$Y_T = -\ln \left[\ln \left(\frac{Tr}{Tr-1} \right) \right]$$

$$= -\ln \left[\ln \left(\frac{2}{2-1} \right) \right] = 1.499$$

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} = \frac{1.499 - 0.5181}{1.0411} = -4.1942$$

$$R_{rancangan} = R_{rerata} + K . Sd$$

$$= 80.823 + (-4.1942) . 28.805$$

$$= 76.63 \text{ mm}$$



4.3.4.2 Metode Log Pearson III

Tabel 4.7

Hasil Perhitungan Metode Log Pearson III

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X	$(\text{Log } X - \text{Log } X_{\text{rerata}})^2$
1	2001	152	2.1818	0.1009
2	2002	67	1.8261	0.0015
3	2003	98	1.9912	0.0161
4	2004	87	1.9395	0.0057
5	2005	85	1.9294	0.0042
6	2006	47	1.6721	0.0369
7	2007	52	1.7160	0.0220
8	2008	48	1.6812	0.0335
9	2009	54	1.7324	0.0174
10	2010	104	2.0170	0.0233
11	2011	58	1.7634	0.0102
12	2012	107	2.0294	0.0273
13	2013	113	2.0531	0.0357
14	2014	102	2.0086	0.0208
15	2015	69	1.8388	0.0006
16	2016	71	1.8513	0.0002
17	2017	60	1.7782	0.0074
Jumlah	1374.000	29.828	0.2628	
Rerata	80.824	1.864	0.016	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

$$Sd \log X = 0.149$$

$$Cs = 0.2529$$

Tabel 4.8

Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Log Pearson III

Tr	Pr (%)	K	K . SD	Log X	X rancangan
2	50	0.0420	0.0063	1.8705	74.22
5	20	0.8268	0.1236	1.9879	97.24
10	10	1.3052	0.1952	2.0594	114.66
25	4	1.8344	0.2743	2.1385	137.57
50	2	2.1866	0.3269	2.1912	155.30
100	1	2.5102	0.3753	2.2396	173.60
200	0.5	2.8123	0.4205	2.2847	192.63
1000	0.1	3.4542	0.5165	2.3807	240.28
Jumlah					1185.50

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Perhitungan Hujan Rancangan Metode Gumbel Kala Ulang (Tr) 2tahun

$$Pr = \frac{1}{Tr} = \frac{1}{2} = 50\%$$

$$K = 0.0420 \text{ (tabel)}$$

$$Cs = 0.2529$$

$$\text{Log } X = \text{Log } \bar{X} + K \cdot Sd \log X$$



$$= 1.864 + 0.0420 \cdot 0.149$$

$$= 1.8705$$

$$X_{rancangan} = 10^{\log X} = 10^{1.8705} = 74.22 \text{ mm}$$

4.3.5 Uji Kesesuaian Distribusi

4.3.5.1 Distribusi Chi Square (Gumbel)

Parameter Statistik:

$$n = 17$$

$$\text{Rerata} = 80.823 \text{ mm}$$

$$Sd = 28.805$$

Dari tabel hubungan Y_n dan S_n Gumbel di dapatkan :

$$S_n = 1.0411$$

$$Y_n = 0.5181$$

Tabel 4.9

Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)

No	Tahun	Curah Hujan (mm)
1	2001	152
2	2002	67
3	2003	98
4	2004	87
5	2005	85
6	2006	47
7	2007	52
8	2008	48
9	2009	54
10	2010	104
11	2011	58
12	2012	107
13	2013	113
14	2014	102
15	2015	69
16	2016	71
17	2017	60

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.10

Perhitungan Hujan Rancangan Distribusi Chi Square Metode Gumbel

Luasan Sebelah Kiri (%)	Pr	Tr	Yt	K	Hujan Rancangan (mm)
20	0.8	1.250	-0.4759	-0.9547	53.321
40	0.6	1.667	0.0874	-0.4137	68.907
60	0.4	2.500	0.6717	0.1476	85.074
80	0.2	5.000	1.4999	0.9431	107.990

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Contoh Perhitungan

$$Pr = 1 - \left(\frac{20}{100} \right) = 0.8$$

$$Tr = \frac{1}{Pr} = 1.250$$

$$\begin{aligned} Y_T &= -\ln \left[\ln \left(\frac{Tr}{Tr-1} \right) \right] \\ &= -\ln \left[\ln \left(\frac{1.25}{1.25-1} \right) \right] = -0.4759 \end{aligned}$$

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} = \frac{-0.4759 - 0.5181}{1.0411} = -0.9547$$

$$\begin{aligned} \text{Hujan Rancangan} &= R_{\text{rerata}} + K \cdot S_d \\ &= 80.823 + (-0.9547) \cdot 28.805 \\ &= 53.321 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah Kelas (k)} &= 1 + 3.22 \log n \\ &= 1 + 3.22 \log 17 \\ &= 4.962 \text{ dibulatkan } 5 \end{aligned}$$

Tabel 4.11
Hasil Perhitungan Chi Square

Kelas	Tabel Kisaran Kelas			Jumlah Data		$(O_f - E_f)^2 / E_f$
		Distribusi Gumbel		Ef	O _f	
1	0	~	53.321	3.4	3	0.047
2	53.321	~	68.907	3.4	4	0.106
3	68.907	~	85.074	3.4	4	0.106
4	85.074	~	107.990	3.4	4	0.106
5	107.990	~	-	3.4	2	0.576
Jumlah					17	0.941

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

$$\text{Banyak data} = 17$$

$$\text{Banyak kelas} = 5$$

$$\text{Derajat Bebas} = k-1-m ; m=2$$

$$= 5-1-2 = 2$$

Dari tabel Nilai Kritis untuk distribusi Chi Square $\alpha = 5\%$, $X_{cr}^2 = 5.99$

Dari tabel Nilai Kritis untuk distribusi Chi Square $\alpha = 1\%$, $X_{cr}^2 = 9.210$

$$\text{Expected Frequency (Ef)} = \frac{\text{Data}}{\text{Kelas}} = \frac{17}{5} = 3.4$$

$$X_{\text{hitung}}^2 = \frac{\sum_{i=1}^k (O_f - E_f)^2}{E_f} = 0.941$$

Kesimpulan: Untuk $\alpha = 5\%$, karena $X_{\text{hitung}}^2 < X_{\text{tabel}}^2$ maka Hipotesa Gumbel diterima



Untuk $\alpha = 1\%$, karena $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$ maka Hipotesa Gumbel diterima

4.3.5.2 Distribusi Chi Square (Log Pearson III)

Tabel 4.12

Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X
1	2001	152	2.1818
2	2002	67	1.8261
3	2003	98	1.9912
4	2004	87	1.9395
5	2005	85	1.9294
6	2006	47	1.6721
7	2007	52	1.7160
8	2008	48	1.6812
9	2009	54	1.7324
10	2010	104	2.0170
11	2011	58	1.7634
12	2012	107	2.0294
13	2013	113	2.0531
14	2014	102	2.0086
15	2015	69	1.8388
16	2016	71	1.8513
17	2017	60	1.7782

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Parameter Statistik:

Rerata = 80.823 mm

Sd = 28.805

Sd log X = 0.149

Cs = 0.2529

Tabel 4.13

Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Chi Square Log Pearson III

Luasan Sebelah Kiri (%)	Pr (%)	K	Log X	Hujan Rancangan (mm)
20	80	-0.8516	1.755	56.96214
40	60	-0.2559	1.844	69.92966
60	40	0.3036	1.928	84.78412
80	20	0.8268	2.006	101.5186

Sumber: Hasil Perhitungan, 201

Contoh Perhitungan

Untuk Probabilitas 80% ($Tr=1.25$)

Dari Tabel Log Pearson diperoleh $K = -0.8516$

$$\text{Log } X = \text{Log } \bar{X} + K \cdot Sd \log X$$

$$= 1.864 + (-0.8516) \cdot 0.149$$

$$= 1.755$$

$$X = 10^{\log X} = 10^{1.755} = 56.962 \text{ mm}$$

Tabel 4.14
Hasil Perhitungan Chi Square

Kelas	Tabel Kisaran Kelas			Jumlah Data		$(Oj-Ej)^2/Ej$
	Distribusi Log Pearson III	Ej	Oj			
1	0 ~ 56.962	56.962	3.4	4	0.106	
2	56.962 ~ 69.930	69.930	3.4	4	0.106	
3	69.930 ~ 84.784	84.784	3.4	1	1.694	
4	84.784 ~ 101.519	101.519	3.4	3	0.047	
5	101.519 ~ -	-	3.4	5	0.753	
				χ^2	2.706	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

Banyak data = 17

Banyak kelas = 5

Derajat Bebas = 5-1-2 = 2

Dari tabel Nilai Kritis untuk distribusi Chi Square $\alpha = 5\%$, $X_{cr}^2 = 5.99$

Dari tabel Nilai Kritis untuk distribusi Chi Square $\alpha = 1\%$, $X_{cr}^2 = 9.210$

$$\begin{aligned}\text{Expected Frequency (Ef)} &= \frac{\text{Data}}{\text{Kelas}} = \frac{17}{5} = 3.4 \\ X_{\text{hitung}}^2 &= \frac{\sum_{i=1}^k (O_f - E_f)^2}{E_f} \\ &= 2.706\end{aligned}$$

Kesimpulan:

Untuk $\alpha = 5\%$, karena $X_{\text{hitung}}^2 < X_{\text{tabel}}^2$ maka Hipotesa Log Pearson III diterima

Untuk $\alpha = 1\%$, karena $X_{\text{hitung}}^2 < X_{\text{tabel}}^2$ maka Hipotesa Log Pearson III diterima

4.3.5.3 Distribusi Smirnov Kolmogorof (Gumbel)

Tabel 4.15

Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Metode Gumbel

No.	R (mm)	P _E	K	Y _T	Tr (tahun)	Pr	P(x)	Pe-Pt
1	47	0.0556	-1.1742	-0.7043	1.1525	86.7679	0.1323	0.0768
2	48	0.1111	-1.1395	-0.6682	1.1657	85.7830	0.1422	0.0311
3	52	0.1667	-1.0006	-0.5236	1.2268	81.5140	0.1849	0.0182
4	54	0.2222	-0.9312	-0.4514	1.2626	79.2046	0.2080	0.0143
5	58	0.2778	-0.7923	-0.3068	1.3457	74.3095	0.2569	0.0209
6	60	0.3333	-0.7229	-0.2345	1.3936	71.7557	0.2824	0.0509
7	67	0.3889	-0.4799	0.0185	1.5992	62.5318	0.3747	0.0142
8	69	0.4444	-0.4105	0.0908	1.6701	59.8771	0.4012	0.0432
9	71	0.5000	-0.3410	0.1631	1.7471	57.2389	0.4276	0.0724
10	85	0.5556	0.1450	0.6690	2.4949	40.0822	0.5992	0.0436
11	87	0.6111	0.2144	0.7413	2.6383	37.9035	0.6210	0.0099
12	98	0.6667	0.5963	1.1389	3.6499	27.3977	0.7260	0.0594
13	102	0.7222	0.7351	1.2835	4.1322	24.2004	0.7580	0.0358
14	104	0.7778	0.8046	1.3557	4.4011	22.7216	0.7728	0.0050



Lanjutan Tabel 4.15 Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Metode Gumbel

No.	R (mm)	P _E	K	Y _T	Tr (tahun)	Pr	P(x)	Pe-Pt
15	107	0.8333	0.9087	1.4642	4.8432	20.6475	0.7935	0.0398
16	113	0.8889	1.1170	1.6810	5.8865	16.9879	0.8301	0.0588
17	152	0.9444	2.4709	3.0906	22.4930	4.4458	0.9555	0.0111

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Parameter Statistik:

$$n = 17$$

$$\text{Jumlah} = 1374 \text{ mm}$$

$$\text{Rerata} = 80.823 \text{ mm}$$

$$Sd = 28.805$$

Dari tabel hubungan Y_n dan S_n Gumbel di dapatkan :

$$S_n = 1.0411$$

$$Y_n = 0.5181$$

Contoh Perhitungan

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\% \\ = \frac{1}{17+1} \times 100\% = 0.0556$$

$$K = \frac{R - \bar{R}}{Sd} = \frac{152 - 80.823}{28.805} = -1.1742$$

$$Y_T = (K \times S_n) + Y_n \\ = (-1.1742 \times 1.0411) + 0.5181$$

$$Tr = \frac{1}{1-e^{-Y_T}} = 1.1525$$

$$Pr (\%) = \frac{1}{Tr} \times 100 = 86.7679$$

$$P(x) = (100-86.7679)/100 \\ = 0.1323$$

$$\Delta maks = [P - P(x)] = 0.0556 - 0.1323 \\ = 0.0768$$

Dari tabel Nilai Kritis untuk uji smirnov kolmogorof,

$\Delta maks = 0,0768 < Dcr \alpha = 5 \% = 0.32$, diterima karena $\Delta maks$ lebih kecil dari Dcr 5%

$\Delta maks = 0,0768 < Dcr \alpha = 5 \% = 0.384$, diterima karena $\Delta maks$ lebih kecil dari Dcr 1%

4.3.5.4 Distribusi Smirnov Kolmogorof (Log Pearson III)

Tabel 4.16

Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Metode Log Pearson III

No	Tahun	Curah Hujan	CH terurut	Pe (X)	Log X	G	Pr (%)	Pt (X)	Pe (X)-Pt(X)
1	2001	152	47	0.056	1.672	-1.410	84.988	0.150	0.095
2	2002	67	48	0.111	1.681	-1.349	83.068	0.169	0.058



Lanjutan Tabel 4.16 Hasil Perhitungan Smirnov Kolmogorof Metode Log Pearson III

No	Tahun	Curah Hujan	CH terurut	Pe (X)	Log X	G	Pr (%)	Pt (X)	Pe (X)-Pt(X)
3	2003	98	52	0.167	1.716	-1.116	69.879	0.301	0.135
4	2004	87	54	0.222	1.732	-1.007	61.647	0.384	0.161
5	2005	85	58	0.278	1.763	-0.799	48.057	0.519	0.242
6	2006	47	60	0.333	1.778	-0.701	38.668	0.613	0.280
7	2007	52	67	0.389	1.826	-0.380	32.531	0.675	0.286
8	2008	48	69	0.444	1.839	-0.295	29.365	0.706	0.262
9	2009	54	71	0.500	1.851	-0.212	26.289	0.737	0.237
10	2010	104	85	0.556	1.929	0.311	15.937	0.841	0.285
11	2011	58	87	0.611	1.940	0.379	15.159	0.848	0.237
12	2012	107	98	0.667	1.991	0.724	11.179	0.888	0.222
13	2013	113	102	0.722	2.009	0.841	9.828	0.902	0.180
14	2014	102	104	0.778	2.017	0.897	9.120	0.909	0.131
15	2015	69	107	0.833	2.029	0.980	8.084	0.919	0.086
16	2016	71	113	0.889	2.053	1.138	6.097	0.939	0.050
17	2017	60	152	0.944	2.182	1.999	1.532	0.985	0.040
Δ_{maks}									0.286

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Parameter Statistik:

$$n = 17$$

$$\text{Rerata} = 80.823 \text{ mm}$$

$$\text{Log } \bar{X} = 1.864$$

$$Sd = 28.805$$

$$Sd \log X = 0.149$$

$$Cs = 0.2529$$

Contoh Perhitungan:

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\% = \frac{1}{17+1} \times 100\% = 0.056$$

$$K = \frac{\text{Log R} - \text{Log } \bar{R}}{Sd} = \frac{1.672 - 1.864}{0.149} = -1.41$$

Mencari harga Pr melalui Tabel Distribusi Log Pearson Type III, didapat nilai Pr = 84.988

$$P(x) = (100-84.988)/100$$

$$= 0.150$$

$$\Delta_{\text{maks}} = [P - P(x)] = 0.0556 - 0.150 = 0.095$$

Dari tabel Nilai Kritis untuk uji smirnov kolmogorof,

 $\Delta_{\text{maks}} = 0.286 < \text{Dcr } \alpha = 5\% = 0.32$, diterima karena Δ_{maks} lebih kecil dari Dcr 5% $\Delta_{\text{maks}} = 0.286 < \text{Dcr } \alpha = 5\% = 0.384$, diterima karena Δ_{maks} lebih kecil dari Dcr 1%

4.3.6 Analisa Probable Maximum Precipitation (PMP)

Tabel 4.17

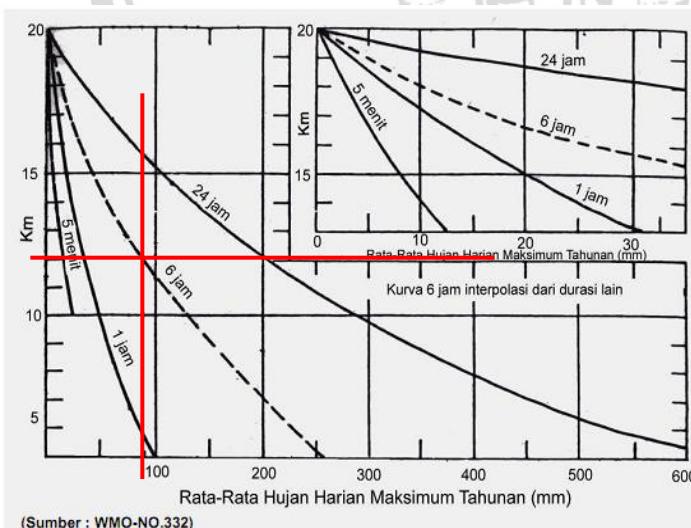
Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Terurut

No.	Tahun	CURAH HUJAN	
		CH _{max} (mm)	CH _{max} Urut (mm)
1	2001	152	47.000
2	2002	67	48.000
3	2003	98	52.000
4	2004	87	54.000
5	2005	85	58.000
6	2006	47	60.000
7	2007	52	67.000
8	2008	48	69.000
9	2009	54	71.000
10	2010	104	85.000
11	2011	58	87.000
12	2012	107	98.000
13	2013	113	102.000
14	2014	102	104.000
15	2015	69	107.000
16	2016	71	113.000
17	2017	60	152.000

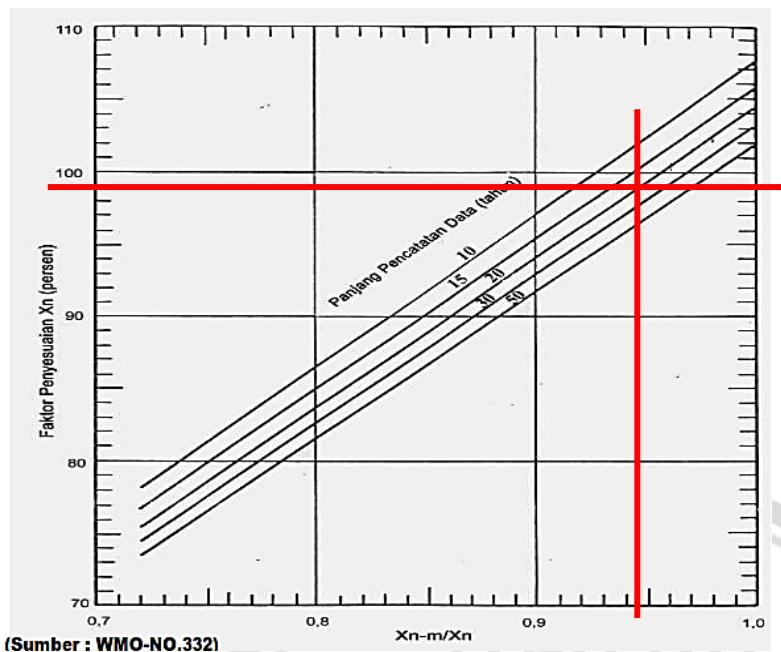
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Parameter Statistik

n	= 17
Jumlah data	= 1374
Rerata (X_n)	= 80.823
Standar Deviasi (Sd)	= 28.806
Dari Grafik didapatkan Km	= 12
$X_n - m = X_{rerata}$ tanpa nilai maksimum	= 76.75

Gambar 4.3 Acuan penentu nilai $K_m = 12$

Sumber: BSN (2004:8)



Gambar 4.4 Acuan penentu acuan nilai faktor penentu X_n , f_1 diperoleh 0.945
Sumber: BSN (2004:8)

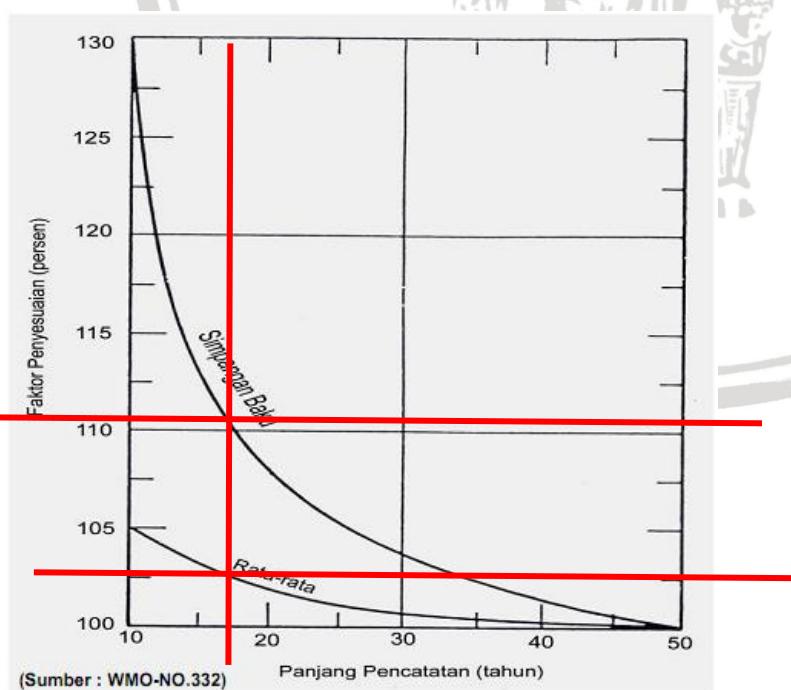
Mencari $f(1)$:

$$X_n = X_{\text{rerata}} = 80.823$$

$$X_n - m = X_{\text{rerata tanpa nilai maksimum}} = 76.375$$

$$X_n - m / X_n = 0.945$$

$$\text{Jadi , } f(1) = \text{Faktor penyesuaian } X_n = 94.5\%$$



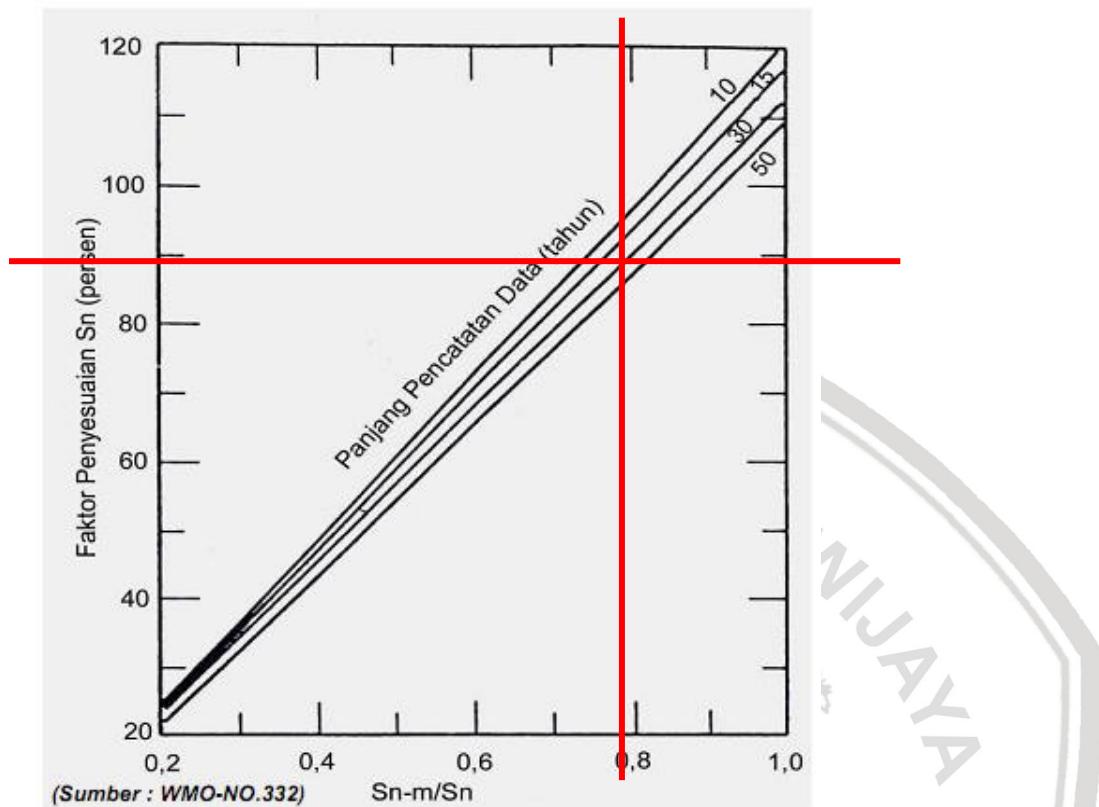
Gambar 4.5 Acuan penentu acuan nilai f_2 dan f_4
Sumber: BSN (2004:9)



Mencari f (2) dan f(4)

f(2) Nilai faktor penyesuaian rata-rata = 102.50%

f(4) Nilai faktor penyesuaian Simpangan Baku =111



Gambar 4.6 Acuan penentu nilai f_3
Sumber: BSN (2004:9)

Mencari f (3)

$$Sn = Sd = 28.806$$

Sn-m = Standar deviasi tanpa nilai maksimum = 22.940

$$(Sn-m)/Sn = 0.79637$$

Jadi, f(3) faktor penyesuaian Sd = 79%

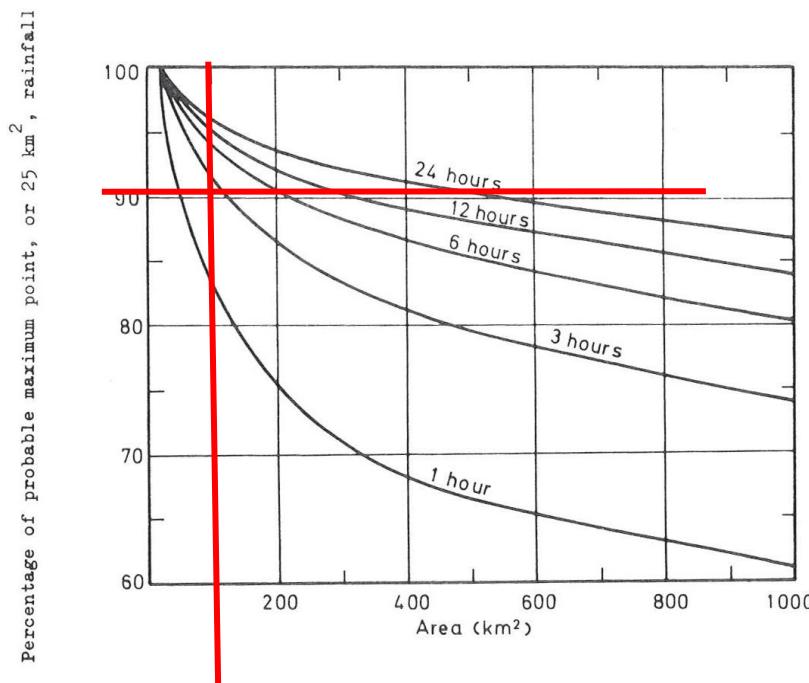
$$\begin{aligned} \bar{X_p} &= \bar{X_n} \cdot f_1 \cdot f_2 \\ &= 80.824 + 94.5\% \cdot 102.50\% \\ &= 78.288 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Sp &= Sn \cdot f(3) \cdot f(4) \\ &= 28.806 + 92\% \cdot 111 \% \end{aligned}$$

$$= 25.260$$

$$\begin{aligned} Xm &= Xp + Km \cdot Sp \\ &= 82.518 + 12 \times 29.289 \\ &= 381.40 \text{ mm} \end{aligned}$$





Gambar 4.7 Acuan adjustment factor for AREA

Sumber: BSN (2004:9)

Jadi, curah hujan PMP point rainfall dengan metode Hersfield adalah 381.406 mm. *Adjustment factor for AREA* 99.65 km² adalah 91%. Nilai penyesuaian untuk hujan jam-jaman interval 6 jam adalah 1.02.

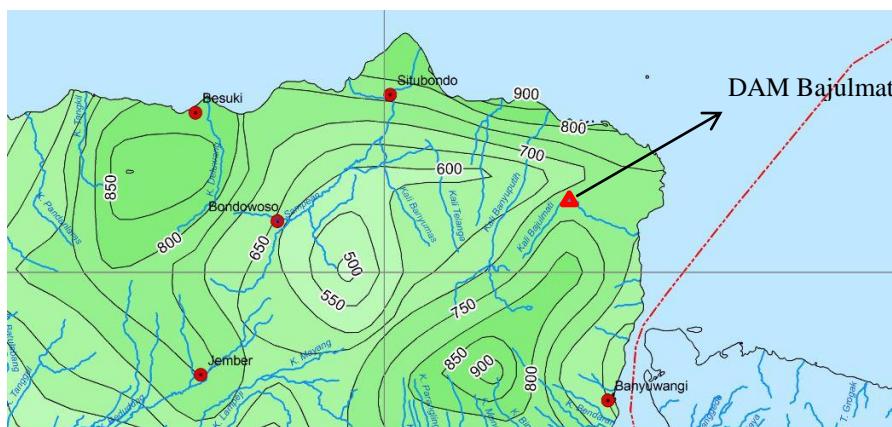
Curah Hujan PMP dengan metode Hersfield= $X_m \times \text{Adjustment factor for AREA} \times$

$$\begin{aligned} & \text{hujan jam-jaman interval 6 jam} \\ & = 381.406 \times 91\% \times 1.02 \\ & = 354.02 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Selain dengan menggunakan metode Hersfield, analisis PMP juga dilakukan menggunakan peta isohyet seperti yang ditampilkan pada gambar 4.8. Dari analisis tersebut didapatkan hasil PMP untuk Bendungan Bajulmati sebesar 725 mm.

Dari kedua analisis tersebut, diperoleh PMP Isohyet lebih besar dari pada metode Hersfield, sehingga hasil PMP Isohyet dipilih untuk digunakan dalam proses selanjutnya. Hal ini dikarenakan curah hujan yang lebih tinggi akan menghasilkan debit banjir yang lebih besar (kondisi ekstrim).





Gambar 4.8 Peta isohyet wilayah Jawa Timur

4.3.7 Distribusi Hujan Jam-jaman PSA 007

Tabel 4.18

Prosentase Intensitas hujan (%) dengan metode PSA 007

Kala ulang	Durasi Hujan							
	0.5 Jam	0.75 jam	1 jam	2 jam	3 jam	6 jam	12 Jam	24 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: Pedoman Bendungan Urugan Vol. 2, 2018

Tabel 4.19

Hubungan antara durasi dan kedalaman curah hujan 24 jam

Durasi hujan (jam)	Durasi hujan (%)	Kala ulang (tahun)				
		25	50	100	1000	PMP
1	4	43	42	41	39	34
2	8	55	53	52	49	45
3	13	63	61	60	57	52
4	17	67	65	64	61	56
5	21	71	69	68	65	60
6	25	75	73	72	69	64
8	33	79	78	77	75	72
12	50	88	88	88	88	88
16	67	92	92	92	92	92
20	83	96	96	96	96	96
24	100	100	100	100	100	100

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.20

Distribusi hujan untuk durasi 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)

Tabel 4.21
Selisih distribusi durasi hujan

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 4.22
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)

Contoh Perhitungan Hujan Efektif

Kala Ulang : 25

Hujan Rancangan didapatkan dari analisa frekuensi metode gumbel pada kala ulang 25 tahun sebesar 154.99 mm.

Koefisien Pengaliran untuk daerah sungai di pegunungan 0.75-0.85 maka dipilih koefisien pengaliran 0.75

$$\text{Hujan Efektif} = \text{Hujan Rancangan} \times \text{Koefisien Pengaliran}$$

$$= 154.99 \times 0.75$$

$$= 116.24 \text{ mm}$$

Untuk kala ulang selanjutnya ditabelkan pada Tabel 4.23

Tabel 4.23
Perhitungan Hujan Efektif

Kala ulang (tahun)	25	50	100	1000	PMP
Hujan Rancangan (mm)	154.99	174.45	193.77	213.02	725.00
Koefisien pengaliran	0.750	0.750	0.750	0.750	0.750
Hujan Efektif (mm)	116.24	130.84	145.33	159.76	543.75

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan Hujan Netto Jam-jaman

$$\text{Hujan Netto Jam-jaman} = \frac{\text{Hujan Efektif} \times \text{Distribusi hujan dengan durasi 6 jam}}{100}$$

$$= \frac{116.24 \times 4}{100} = 4.650$$

Tabel 4.24
Perhitungan 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	4.650	5.233	5.813	6.390	21.750
2	2	14.336	17.009	19.377	22.899	87.000
3	3	77.881	85.044	93.009	97.455	304.500
4	4	10.074	13.084	15.501	20.237	87.000
5	5	4.650	5.233	5.813	6.390	21.750
6	6	4.650	5.233	5.813	6.390	21.750

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.3.8 Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu

➢ Karakteristik Sungai

$$\text{Luas DAS} = 99.65 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai Utama (L)} = 24.05 \text{ km}$$

$$\text{Parameter } \alpha = 2$$

$$\text{Koefisien Pengaliran} = 0.75$$

$$R_o = 1 \text{ mm}$$

$$D = 0.2413$$

➢ Perhitungan Unit Hidrograf Metode Nakayasu

- Menghitung waktu konsentrasi hujan (tg)

$$tg = 0.4 + 0.058L$$

$$= 0.4 + (0.058 \times 24.05)$$

$$= 1.795 \text{ jam}$$

$$tr = 0.75 \times tg = 0.75 \times 1.795 = 1.346 \text{ jam}$$

- Menghitung waktu untuk mencapai puncak (Tp)

$$Tp = tg + 0.8tr$$

$$= 1.795 + (0.8 \times 1.346)$$

$$= 2.8718 \text{ jam}$$

- $T_{0.3} = \alpha tg$

$$= 2 \times 1.795$$

$$= 3.589 \text{ jam}$$

- $Q_p = \frac{A.R_o}{3.6(0.3Tp+T_{0.3})}$

$$= \frac{99.65 \times 1}{3.6(0.3 \times 2.8718 + 3.589)}$$

$$= 6.218 \text{ m}^3/\text{dt}$$

- $Q_b = 0.475 \times A^{0.6444} \times D^{0.943}$

$$= 0.475 \times 99.65^{0.6444} \times 0.24134^{0.943} = 2.412 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tabel 4.25
Penentuan Karakteristik Lengkung Debit Hidrograf Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung Naik	Qa	$Q_p \cdot ((t/T_p)^{2.4})$
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Q_p \cdot (0.3^{[(t-T_p)/(T_{0.3})]})$
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Q_p \cdot (0.3^{[((t-T_p)+(0.5 \cdot T_{0.3}))/ (1.5 \cdot T_{0.3})]})$
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Q_p \cdot (0.3^{((t-T_p)+(1.5 \cdot T_{0.3}))/ (2 \cdot T_{0.3})]})$

Sumber: Hsil Perhitungan, 2018

Tabel 4.26
Penentuan Karakteristik lengkung Waktu Hidrograf Nakayasu

Karakteristik	Notasi	Awal		Akhir	
		Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
Lengkung Naik	Qa	0	0	Tp	2.87
Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	Tp	2.87	$T_p + T_{0.3}$	6.46
Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$T_p + T_{0.3}$	6.46	$T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$	11.85
Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$	11.85	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

➤ Menghitung Koordinat Kurva Naik dan Kurva Turun Hidrograf

a. Kurva naik

$$0 \leq t < T_p, \text{ berarti } 0 \leq t < 2.8718$$

Rumus kurva naik:

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_p \times \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2.4} \\ &= 6.218 \times \left(\frac{1}{2,871}\right)^{2.4} \\ &= 0.4944 \text{ m}^3/\text{dt/mm} \end{aligned}$$

b. Kurva Turun

▪ $T_p \leq t < (T_p + T_{0.3})$ berarti $2.8718 \leq t < 6.46$

$$\begin{aligned} \text{Rumus Kurva Turun 1 : } Qd1 &= Q_p \times 0.3^{[(\frac{t-T_p}{T_{0.3}})]} \\ &= 6.218 \times 0.3^{[(\frac{3-2.8718}{3.589})]} \\ &= 5.956 \text{ m}^3/\text{dt/mm} \end{aligned}$$

▪ $(T_p + T_{0.3}) \leq t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$ berarti $6.46 \leq t < 11.85$

$$\begin{aligned} \text{Rumus Kurva Turun 2 : } Qd2 &= Q_p \times 0.3^{[(\frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}})]} \\ &= 6.218 \times 0.3^{[(\frac{7-2.8718+1.7949}{5.3847})]} \\ &= 1.654 \text{ m}^3/\text{dt/mm} \end{aligned}$$

▪ $t \geq (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$ berarti $t \geq 11.85$



$$\text{Rumus Kurva Turun 3: } Qd3 = Qp \times 0.3 \left[\left(\frac{(t-Tp+1.5T_{0.3})}{1.5T_{0.3}} \right) \right]$$

$$= 6.218 \times 0.3 \left[\left(\frac{(13-2.8718+5.3847)}{5.3847} \right) \right]$$

$$= 0.461 \text{ m}^3/\text{dt/mm}$$

Mengoreksi ordinat Hidrograf Nakayasu perlu dilakukan agar mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1mm dengan membandingkan volume hidrograf satuan dengan luas DAS. Contoh perhitungan untuk mendapatkan faktor koreksi:

$$\text{Jumlah Volume hidrograf} = 100512.166 \text{ m}^3$$

$$\text{Luas DAS} = 99.65 \text{ km}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Hujan Efektif} &= \text{Volume Hidrograf} / \text{Luas DAS} \\ &= 1.009 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor koreksi} &= 1/0.757 \\ &= 0.9914 \end{aligned}$$

Faktor koreksi akan dikalikan dengan masing masing debit dan volume hidrograf. Berikut contoh perhitungannya:

$$\begin{aligned} \text{Qterkoreksi} &= Qawal \times \text{Faktor Koreksi} \\ &= 0.4944 \times 0.9914 \\ &= 0.4901 \text{ m}^3/\text{dt/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume terkoreksi} &= \text{Volume} \times \text{Faktor Koreksi} \\ &= 889.961 \times 0.9914 \\ &= 882.326 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah volume hidrograf terkoreksi} = 99650 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Hujan Efektif} &= \text{Jumlah volume hidrograf terkoreksi} / \text{Luas DAS} \\ &= 99650 / 99.65 = 1 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Tabel 4.27

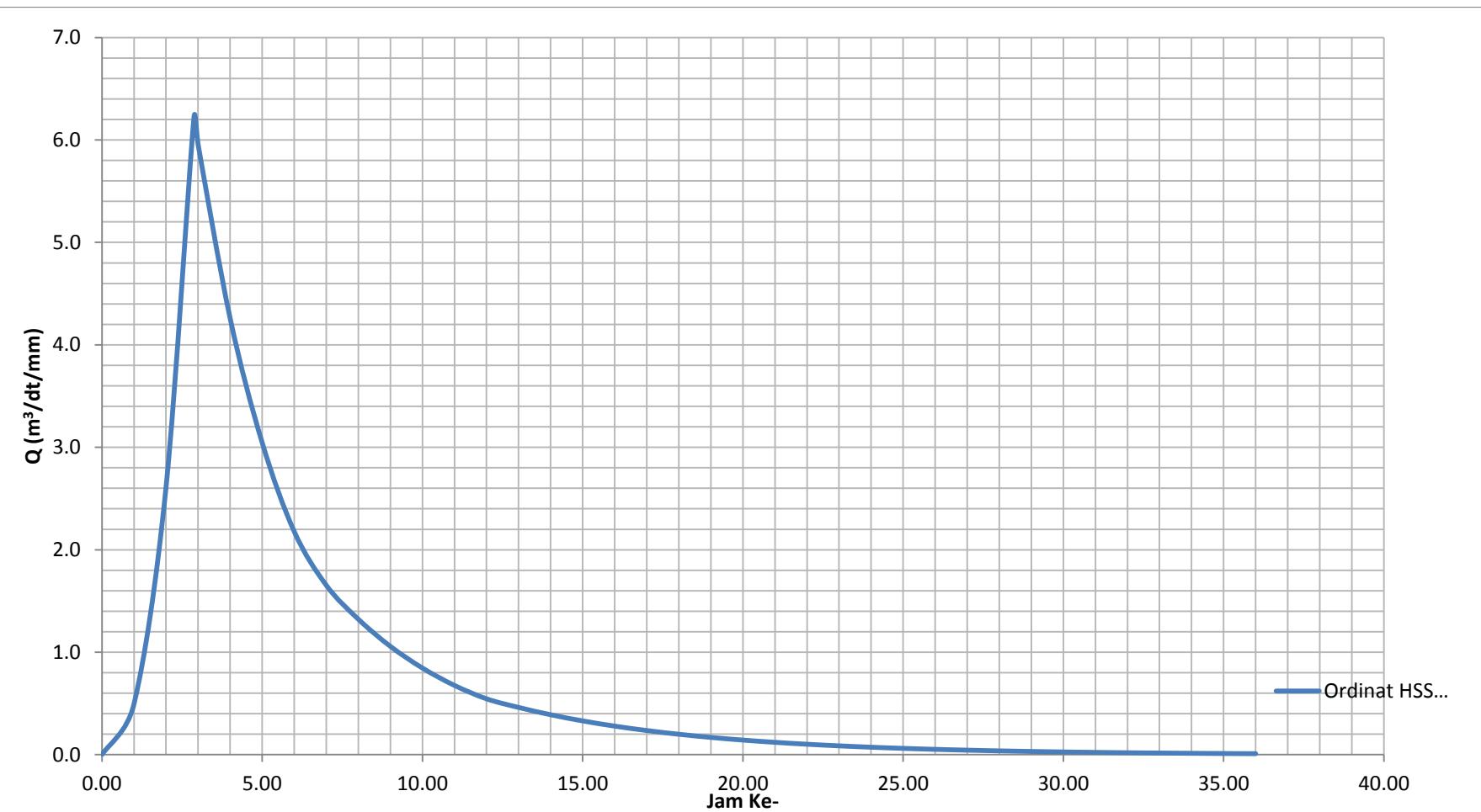
Ordinat Hidrograf Nakayasu DTA Bajulmati

T (jam)	Q (m ³ /dt/mm)	Keterangan	V (m ³)	Q Koreksi (m ³ /dt/mm)	V Koreksi (m ³)
0.00	0.0000	Qa	0	0.0000	0.0000
1.00	0.4944		889.961	0.4902	882.3268
2.00	2.6096		5587.201	2.5872	5539.2755
2.87	6.2185	Qp	13853.946	6.1651	13735.1110
3.00	5.9568	Qd1	2808.694	5.9057	2784.6020
4.00	4.2595		18389.402	4.2230	18231.6631
5.00	3.0458		13149.548	3.0197	13036.7548
6.00	2.1779		9402.732	2.1593	9322.0774
7.00	1.6540	Qd2	6897.426	1.6398	6838.2618
8.00	1.3226		5357.788	1.3112	5311.8300
9.00	1.0576		4284.311	1.0485	4247.5612

Lanjutan Tabel 4.27 Ordinat Hidrograf Nakayasu DTA Bajulmati

T (jam)	Q ($m^3/dt/mm$)	Keterangan	V (m^3)	Q Koreksi ($m^3/dt/mm$)	V Koreksi (m^3)
10.00	0.8457		3425.914	0.8384	3396.5273
11.00	0.6763		2739.504	0.6705	2716.0051
12.00	0.5454		2199.018	0.5407	2180.1557
13.00	0.4612	Qd3	1811.956	0.4573	1796.4137
14.00	0.3900		1532.214	0.3867	1519.0706
15.00	0.3298		1295.660	0.3270	1284.5457
16.00	0.2789		1095.626	0.2765	1086.2284
17.00	0.2358		926.476	0.2338	918.5288
18.00	0.1994		783.440	0.1977	776.7198
19.00	0.1686		662.487	0.1672	656.8043
20.00	0.1426		560.208	0.1414	555.4022
21.00	0.1206		473.719	0.1195	469.6553
22.00	0.1020		400.583	0.1011	397.1466
23.00	0.0862		338.738	0.0855	335.8323
24.00	0.0729		286.441	0.0723	283.9841
25.00	0.0617		242.218	0.0611	240.1406
26.00	0.0521		204.823	0.0517	203.0660
27.00	0.0441		173.201	0.0437	171.7152
28.00	0.0373		146.461	0.0370	145.2046
29.00	0.0315		123.849	0.0313	122.7869
30.00	0.0267		104.729	0.0264	103.8302
31.00	0.0225		88.560	0.0223	87.8001
32.00	0.0191		74.887	0.0189	74.2449
33.00	0.0161		63.326	0.0160	62.7825
34.00	0.0136		53.549	0.0135	53.0897
35.00	0.0115		45.282	0.0114	44.8933
36.00	0.0097		38.291	0.0097	37.9624
Jumlah Volume (V)			100512.166	Jumlah Volume (V)	99650.00
Kedalaman Hujan (mm)			1.009	Kedalaman Hujan (mm)	1.00
Faktor Koreksi (f)			0.991		

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.9 Koordinat HSS nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.28

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang 25 Tahun.

t (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	Q (m ³ /det)
		R_1 (mm) 4.650	R_2 (mm) 14.336	R_3 (mm) 77.881	R_4 (mm) 10.074	R_5 (mm) 4.650	R_6 (mm) 4.650		
		-	-	-	-	-	-		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	2.412	2.412
1	0.494	2.299	0.000	-	-	-	-	2.412	4.711
2	2.610	12.134	7.088	0.000	-	-	-	2.412	21.634
3	5.957	27.697	37.412	38.506	0.000	-	-	2.412	106.028
4	4.260	19.805	85.399	203.237	4.981	0.000	-	2.412	315.835
5	3.046	14.162	61.066	463.926	26.289	2.299	0.000	2.412	570.154
6	2.178	10.127	43.666	331.736	60.010	12.134	2.299	2.412	462.383
7	1.654	7.690	31.224	237.211	42.911	27.697	12.134	2.412	361.279
8	1.323	6.150	23.712	169.621	30.684	19.805	27.697	2.412	280.080
9	1.058	4.917	18.961	128.813	21.941	14.162	19.805	2.412	211.012
10	0.846	3.932	15.162	103.004	16.662	10.127	14.162	2.412	165.462
11	0.676	3.144	12.124	82.367	13.324	7.690	10.127	2.412	131.188
12	0.545	2.536	9.695	65.864	10.654	6.150	7.690	2.412	105.001
13	0.461	2.144	7.819	52.667	8.520	4.917	6.150	2.412	84.630
14	0.390	1.813	6.612	42.478	6.813	3.932	4.917	2.412	68.979
15	0.330	1.533	5.591	35.920	5.495	3.144	3.932	2.412	58.029
16	0.279	1.297	4.728	30.375	4.646	2.536	3.144	2.412	49.138
17	0.236	1.097	3.998	25.685	3.929	2.144	2.536	2.412	41.802
18	0.199	0.927	3.381	21.720	3.322	1.813	2.144	2.412	35.720
19	0.169	0.784	2.859	18.366	2.810	1.533	1.813	2.412	30.578
20	0.143	0.663	2.418	15.531	2.376	1.297	1.533	2.412	26.230
21	0.121	0.561	2.044	13.133	2.009	1.097	1.297	2.412	22.553
22	0.102	0.474	1.729	11.106	1.699	0.927	1.097	2.412	19.443
23	0.086	0.401	1.462	9.391	1.437	0.784	0.927	2.412	16.814
24	0.073	0.339	1.236	7.941	1.215	0.663	0.784	2.412	14.590
25	0.062	0.287	1.045	6.715	1.027	0.561	0.663	2.412	12.710
26	0.052	0.242	0.884	5.678	0.869	0.474	0.561	2.412	11.120
27	0.044	0.205	0.747	4.802	0.735	0.401	0.474	2.412	9.776
28	0.037	0.173	0.632	4.060	0.621	0.339	0.401	2.412	8.639
29	0.032	0.147	0.534	3.434	0.525	0.287	0.339	2.412	7.678
30	0.027	0.124	0.452	2.903	0.444	0.242	0.287	2.412	6.865
31	0.023	0.105	0.382	2.455	0.376	0.205	0.242	2.412	6.177
32	0.019	0.089	0.323	2.076	0.318	0.173	0.205	2.412	5.596
33	0.016	0.075	0.273	1.756	0.269	0.147	0.173	2.412	5.105
34	0.014	0.063	0.231	1.485	0.227	0.124	0.147	2.412	4.689
35	0.012	0.054	0.195	1.255	0.192	0.105	0.124	2.412	4.337
36	0.010	0.045	0.165	1.062	0.162	0.089	0.105	2.412	4.040
		Qmax						570.154	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.29

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang 50 Tahun.

<i>T</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	<i>Q</i> (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ (mm)	<i>R</i> ₂ (mm)	<i>R</i> ₃ (mm)	<i>R</i> ₄ (mm)	<i>R</i> ₅ (mm)	<i>R</i> ₆ (mm)		
		5.233	17.009	85.044	13.084	5.233	5.233		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	2.412	2.412
1	0.494	2.588	0.000	-	-	-	-	2.412	5.000
2	2.610	13.657	8.410	0.000	-	-	-	2.412	24.479
3	5.957	31.175	44.386	42.048	0.000	-	-	2.412	120.021
4	4.260	22.292	101.319	221.930	6.469	0.000	-	2.412	354.422
5	3.046	15.940	72.449	506.595	34.143	2.588	0.000	2.412	634.128
6	2.178	11.398	51.806	362.247	77.938	13.657	2.588	2.412	522.045
7	1.654	8.656	37.044	259.028	55.730	31.175	13.657	2.412	407.704
8	1.323	6.922	28.132	185.221	39.851	22.292	31.175	2.412	316.005
9	1.058	5.535	22.496	140.661	28.496	15.940	22.292	2.412	237.831
10	0.846	4.426	17.988	112.478	21.640	11.398	15.940	2.412	186.283
11	0.676	3.539	14.384	89.942	17.304	8.656	11.398	2.412	147.637
12	0.545	2.854	11.502	71.922	13.837	6.922	8.656	2.412	118.106
13	0.461	2.414	9.277	57.511	11.065	5.535	6.922	2.412	95.136
14	0.390	2.041	7.845	46.385	8.848	4.426	5.535	2.412	77.492
15	0.330	1.726	6.634	39.224	7.136	3.539	4.426	2.412	65.097
16	0.279	1.460	5.610	33.168	6.034	2.854	3.539	2.412	55.078
17	0.236	1.234	4.743	28.048	5.103	2.414	2.854	2.412	46.809
18	0.199	1.044	4.011	23.717	4.315	2.041	2.414	2.412	39.954
19	0.169	0.883	3.392	20.056	3.649	1.726	2.041	2.412	34.158
20	0.143	0.746	2.868	16.959	3.085	1.460	1.726	2.412	29.257
21	0.121	0.631	2.425	14.341	2.609	1.234	1.460	2.412	25.113
22	0.102	0.534	2.051	12.127	2.206	1.044	1.234	2.412	21.608
23	0.086	0.451	1.734	10.255	1.866	0.883	1.044	2.412	18.644
24	0.073	0.382	1.467	8.672	1.578	0.746	0.883	2.412	16.138
25	0.062	0.323	1.240	7.333	1.334	0.631	0.746	2.412	14.019
26	0.052	0.273	1.049	6.201	1.128	0.534	0.631	2.412	12.227
27	0.044	0.231	0.887	5.243	0.954	0.451	0.534	2.412	10.712
28	0.037	0.195	0.750	4.434	0.807	0.382	0.451	2.412	9.431
29	0.032	0.165	0.634	3.749	0.682	0.323	0.382	2.412	8.347
30	0.027	0.140	0.536	3.170	0.577	0.273	0.323	2.412	7.431
31	0.023	0.118	0.453	2.681	0.488	0.231	0.273	2.412	6.656
32	0.019	0.100	0.383	2.267	0.412	0.195	0.231	2.412	6.001
33	0.016	0.084	0.324	1.917	0.349	0.165	0.195	2.412	5.447
34	0.014	0.071	0.274	1.621	0.295	0.140	0.165	2.412	4.978
35	0.012	0.060	0.232	1.371	0.249	0.118	0.140	2.412	4.582
36	0.010	0.051	0.196	1.159	0.211	0.100	0.118	2.412	4.247
		Qmax						634.128	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.30

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang 100 Tahun.

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	<i>Q</i> (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ (mm)	<i>R</i> ₂ (mm)	<i>R</i> ₃ (mm)	<i>R</i> ₄ (mm)	<i>R</i> ₅ (mm)	<i>R</i> ₆ (mm)		
		5.813	19.377	93.009	15.501	5.813	5.813		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	2.412	2.412
1	0.494	2.874	0.000	-	-	-	-	2.412	5.286
2	2.610	15.170	9.580	0.000	-	-	-	2.412	27.162
3	5.957	34.627	50.565	45.986	0.000	-	-	2.412	133.591
4	4.260	24.761	115.425	242.714	7.664	0.000	-	2.412	392.976
5	3.046	17.705	82.536	554.039	40.452	2.874	0.000	2.412	700.019
6	2.178	12.660	59.018	396.172	92.340	15.170	2.874	2.412	580.646
7	1.654	9.615	42.202	283.287	66.029	34.627	15.170	2.412	453.341
8	1.323	7.688	32.049	202.567	47.214	24.761	34.627	2.412	351.319
9	1.058	6.148	25.627	153.834	33.761	17.705	24.761	2.412	264.249
10	0.846	4.916	20.493	123.012	25.639	12.660	17.705	2.412	206.838
11	0.676	3.931	16.387	98.365	20.502	9.615	12.660	2.412	163.873
12	0.545	3.171	13.104	78.657	16.394	7.688	9.615	2.412	131.041
13	0.461	2.681	10.569	62.897	13.110	6.148	7.688	2.412	105.505
14	0.390	2.267	8.937	50.729	10.483	4.916	6.148	2.412	85.893
15	0.330	1.917	7.557	42.897	8.455	3.931	4.916	2.412	72.086
16	0.279	1.621	6.390	36.275	7.150	3.171	3.931	2.412	60.950
17	0.236	1.371	5.404	30.674	6.046	2.681	3.171	2.412	51.759
18	0.199	1.159	4.570	25.939	5.112	2.267	2.681	2.412	44.140
19	0.169	0.980	3.864	21.934	4.323	1.917	2.267	2.412	37.698
20	0.143	0.829	3.268	18.548	3.656	1.621	1.917	2.412	32.250
21	0.121	0.701	2.763	15.684	3.091	1.371	1.621	2.412	27.644
22	0.102	0.593	2.336	13.263	2.614	1.159	1.371	2.412	23.748
23	0.086	0.501	1.976	11.215	2.210	0.980	1.159	2.412	20.454
24	0.073	0.424	1.671	9.484	1.869	0.829	0.980	2.412	17.669
25	0.062	0.358	1.413	8.019	1.581	0.701	0.829	2.412	15.313
26	0.052	0.303	1.195	6.781	1.337	0.593	0.701	2.412	13.322
27	0.044	0.256	1.010	5.734	1.130	0.501	0.593	2.412	11.637
28	0.037	0.217	0.854	4.849	0.956	0.424	0.501	2.412	10.213
29	0.032	0.183	0.722	4.100	0.808	0.358	0.424	2.412	9.009
30	0.027	0.155	0.611	3.467	0.683	0.303	0.358	2.412	7.990
31	0.023	0.131	0.517	2.932	0.578	0.256	0.303	2.412	7.129
32	0.019	0.111	0.437	2.479	0.489	0.217	0.256	2.412	6.401
33	0.016	0.094	0.369	2.097	0.413	0.183	0.217	2.412	5.785
34	0.014	0.079	0.312	1.773	0.349	0.155	0.183	2.412	5.264
35	0.012	0.067	0.264	1.499	0.295	0.131	0.155	2.412	4.824
36	0.010	0.057	0.223	1.268	0.250	0.111	0.131	2.412	4.452
		Qmax						700.019	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.31

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang 1000 Tahun.

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	<i>Q</i> (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ (mm)	<i>R</i> ₂ (mm)	<i>R</i> ₃ (mm)	<i>R</i> ₄ (mm)	<i>R</i> ₅ (mm)	<i>R</i> ₆ (mm)		
		6.390	22.899	97.455	20.237	6.390	6.390		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	2.412	2.412
1	0.494	3.160	0.000	-	-	-	-	2.412	5.572
2	2.610	16.677	11.322	0.000	-	-	-	2.412	30.411
3	5.957	38.067	59.757	48.184	0.000	-	-	2.412	148.421
4	4.260	27.220	136.407	254.317	10.005	0.000	-	2.412	430.362
5	3.046	19.464	97.540	580.524	52.809	3.160	0.000	2.412	755.909
6	2.178	13.918	69.747	415.110	120.546	16.677	3.160	2.412	641.569
7	1.654	10.570	49.873	296.829	86.198	38.067	16.677	2.412	500.626
8	1.323	8.452	37.875	212.251	61.637	27.220	38.067	2.412	387.914
9	1.058	6.759	30.286	161.188	44.074	19.464	27.220	2.412	291.403
10	0.846	5.404	24.218	128.892	33.471	13.918	19.464	2.412	227.780
11	0.676	4.322	19.366	103.068	26.765	10.570	13.918	2.412	180.420
12	0.545	3.486	15.486	82.417	21.402	8.452	10.570	2.412	144.224
13	0.461	2.947	12.490	65.904	17.114	6.759	8.452	2.412	116.078
14	0.390	2.492	10.562	53.154	13.685	5.404	6.759	2.412	94.469
15	0.330	2.108	8.931	44.948	11.038	4.322	5.404	2.412	79.162
16	0.279	1.782	7.552	38.009	9.333	3.486	4.322	2.412	66.896
17	0.236	1.507	6.386	32.141	7.893	2.947	3.486	2.412	56.772
18	0.199	1.274	5.400	27.179	6.674	2.492	2.947	2.412	48.379
19	0.169	1.078	4.567	22.982	5.644	2.108	2.492	2.412	41.283
20	0.143	0.911	3.862	19.434	4.772	1.782	2.108	2.412	35.281
21	0.121	0.771	3.265	16.434	4.036	1.507	1.782	2.412	30.207
22	0.102	0.652	2.761	13.897	3.413	1.274	1.507	2.412	25.916
23	0.086	0.551	2.335	11.751	2.886	1.078	1.274	2.412	22.287
24	0.073	0.466	1.974	9.937	2.440	0.911	1.078	2.412	19.219
25	0.062	0.394	1.670	8.403	2.063	0.771	0.911	2.412	16.624
26	0.052	0.333	1.412	7.106	1.745	0.652	0.771	2.412	14.430
27	0.044	0.282	1.194	6.009	1.475	0.551	0.652	2.412	12.575
28	0.037	0.238	1.010	5.081	1.248	0.466	0.551	2.412	11.006
29	0.032	0.201	0.854	4.296	1.055	0.394	0.466	2.412	9.679
30	0.027	0.170	0.722	3.633	0.892	0.333	0.394	2.412	8.557
31	0.023	0.144	0.610	3.072	0.754	0.282	0.333	2.412	7.608
32	0.019	0.122	0.516	2.598	0.638	0.238	0.282	2.412	6.806
33	0.016	0.103	0.437	2.197	0.539	0.201	0.238	2.412	6.128
34	0.014	0.087	0.369	1.858	0.456	0.170	0.201	2.412	5.554
35	0.012	0.074	0.312	1.571	0.386	0.144	0.170	2.412	5.069
36	0.010	0.062	0.264	1.328	0.326	0.122	0.144	2.412	4.659
		Qmax						755.909	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.32

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang PMF.

<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	<i>Q</i> (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ (mm)	<i>R</i> ₂ (mm)	<i>R</i> ₃ (mm)	<i>R</i> ₄ (mm)	<i>R</i> ₅ (mm)	<i>R</i> ₆ (mm)		
		21.750	87.000	304.500	87.000	21.750	21.750		
0	0.000	0	-	-	-	-	-	2.412	2.412
1	0.494	10.754	0.000	-	-	-	-	2.412	13.166
2	2.610	56.758	43.015	0.000	-	-	-	2.412	102.185
3	5.957	129.561	227.033	150.552	0.000	-	-	2.412	509.558
4	4.260	92.644	518.245	794.616	43.015	0.000	-	2.412	1450.932
5	3.046	66.246	370.577	1813.856	227.033	10.754	0.000	2.412	2490.878
6	2.178	47.370	264.985	1297.018	518.245	56.758	10.754	2.412	2197.542
7	1.654	35.974	189.480	927.447	370.577	129.561	56.758	2.412	1712.210
8	1.323	28.766	143.895	663.182	264.985	92.644	129.561	2.412	1325.445
9	1.058	23.003	115.065	503.633	189.480	66.246	92.644	2.412	992.483
10	0.846	18.394	92.010	402.726	143.895	47.370	66.246	2.412	773.054
11	0.676	14.708	73.575	322.037	115.065	35.974	47.370	2.412	611.141
12	0.545	11.863	58.834	257.514	92.010	28.766	35.974	2.412	487.373
13	0.461	10.031	47.452	205.919	73.575	23.003	28.766	2.412	391.159
14	0.390	8.483	40.126	166.082	58.834	18.394	23.003	2.412	317.333
15	0.330	7.173	33.931	140.441	47.452	14.708	18.394	2.412	264.512
16	0.279	6.066	28.693	118.759	40.126	11.863	14.708	2.412	222.627
17	0.236	5.129	24.263	100.424	33.931	10.031	11.863	2.412	188.054
18	0.199	4.337	20.517	84.920	28.693	8.483	10.031	2.412	159.393
19	0.169	3.668	17.349	71.809	24.263	7.173	8.483	2.412	135.157
20	0.143	3.101	14.671	60.723	20.517	6.066	7.173	2.412	114.663
21	0.121	2.623	12.406	51.348	17.349	5.129	6.066	2.412	97.333
22	0.102	2.218	10.491	43.420	14.671	4.337	5.129	2.412	82.678
23	0.086	1.875	8.871	36.717	12.406	3.668	4.337	2.412	70.286
24	0.073	1.586	7.501	31.048	10.491	3.101	3.668	2.412	59.808
25	0.062	1.341	6.343	26.255	8.871	2.623	3.101	2.412	50.946
26	0.052	1.134	5.364	22.201	7.501	2.218	2.623	2.412	43.453
27	0.044	0.959	4.536	18.774	6.343	1.875	2.218	2.412	37.117
28	0.037	0.811	3.836	15.875	5.364	1.586	1.875	2.412	31.759
29	0.032	0.686	3.243	13.424	4.536	1.341	1.586	2.412	27.228
30	0.027	0.580	2.743	11.352	3.836	1.134	1.341	2.412	23.397
31	0.023	0.490	2.319	9.599	3.243	0.959	1.134	2.412	20.157
32	0.019	0.415	1.961	8.117	2.743	0.811	0.959	2.412	17.418
33	0.016	0.351	1.658	6.864	2.319	0.686	0.811	2.412	15.101
34	0.014	0.296	1.402	5.804	1.961	0.580	0.686	2.412	13.142
35	0.012	0.251	1.186	4.908	1.658	0.490	0.580	2.412	11.486
36	0.010	0.212	1.003	4.150	1.402	0.415	0.490	2.412	10.085
		Q _{max}							2490.878

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.33

Perhitungan Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu Kala Ulang PMF Metode Hersfield

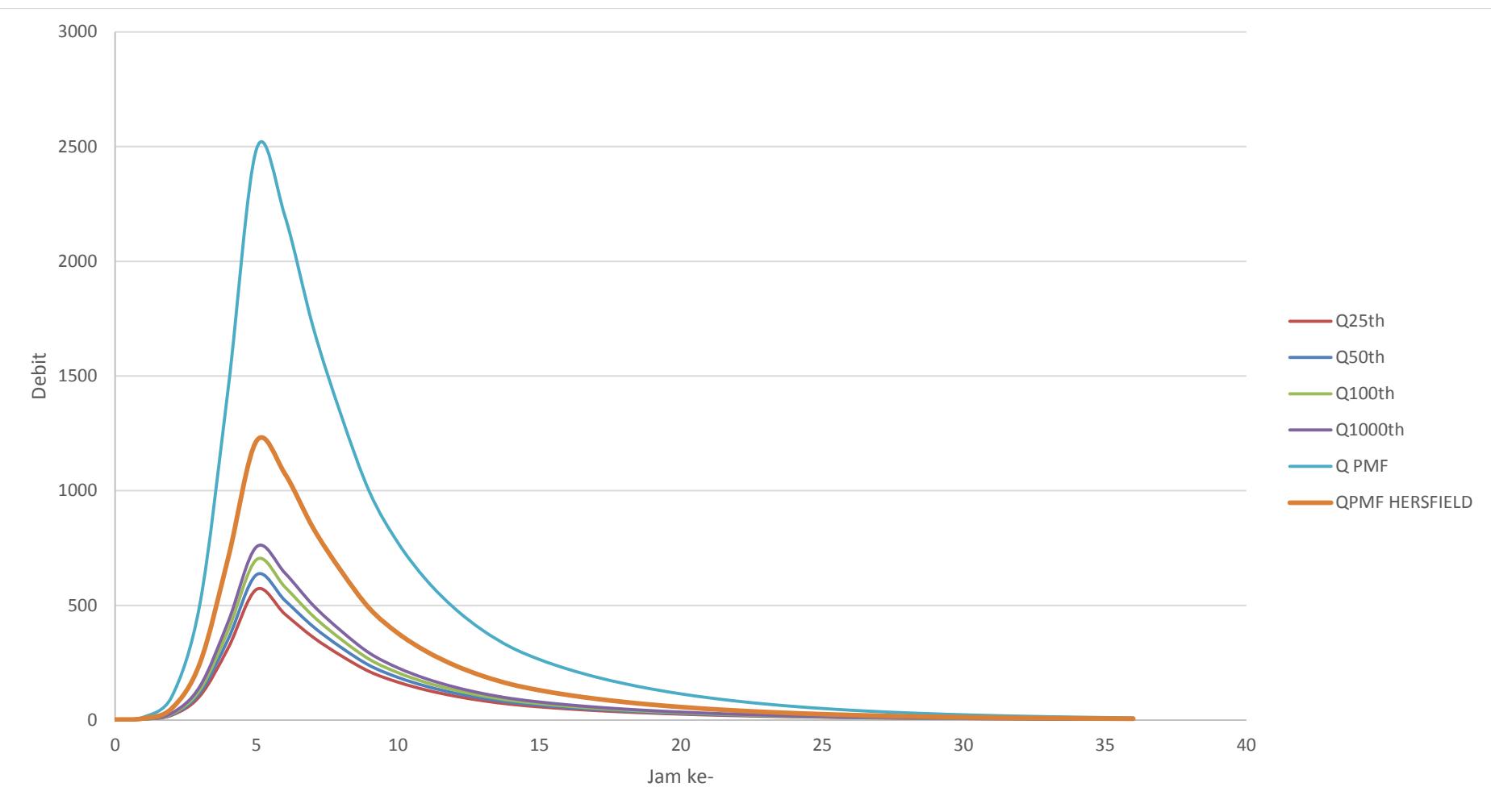
<i>t</i> (jam)	Q unit HSS (m ³ /det/mm)	Debit Limpasan Langsung (m ³ /det)						Base Flow (m ³ /det)	<i>Q</i> (m ³ /det)	<i>Q</i> (m ³ /det)
		<i>R</i> ₁ (mm)	<i>R</i> ₂ (mm)	<i>R</i> ₃ (mm)	<i>R</i> ₄ (mm)	<i>R</i> ₅ (mm)	<i>R</i> ₆ (mm)			
		10.621	42.483	148.689	42.483	10.621	10.621			
0	0.000	0	-	-	-	-	-	2.412	2.412	2.412
1	0.494	5.251	0.000	-	-	-	-	2.412	7.663	5.038
2	2.610	27.715	21.004	0.000	-	-	-	2.412	51.132	26.772
3	5.957	63.265	110.862	73.515	0.000	-	-	2.412	250.054	126.233
4	4.260	45.239	253.062	388.015	21.004	0.000	-	2.412	709.732	356.072
5	3.046	32.348	180.955	885.715	110.862	5.251	0.000	2.412	1217.543	609.978
6	2.178	23.131	129.394	633.341	253.062	27.715	5.251	2.412	1074.306	538.359
7	1.654	17.566	92.524	452.877	180.955	63.265	27.715	2.412	837.316	419.864
8	1.323	14.047	70.265	323.835	129.394	45.239	63.265	2.412	648.456	325.434
9	1.058	11.232	56.187	245.927	92.524	32.348	45.239	2.412	485.869	244.141
10	0.846	8.982	44.929	196.653	70.265	23.131	32.348	2.412	378.721	190.567
11	0.676	7.182	35.927	157.252	56.187	17.566	23.131	2.412	299.658	151.035
12	0.545	5.793	28.729	125.745	44.929	14.047	17.566	2.412	239.221	120.817
13	0.461	4.898	23.171	100.551	35.927	11.232	14.047	2.412	192.239	97.326
14	0.390	4.142	19.594	81.099	28.729	8.982	11.232	2.412	156.190	79.301
15	0.330	3.503	16.569	68.578	23.171	7.182	8.982	2.412	130.397	66.405
16	0.279	2.962	14.011	57.990	19.594	5.793	7.182	2.412	109.944	56.178
17	0.236	2.505	11.848	49.037	16.569	4.898	5.793	2.412	93.062	47.737
18	0.199	2.118	10.019	41.467	14.011	4.142	4.898	2.412	79.067	40.740
19	0.169	1.791	8.472	35.065	11.848	3.503	4.142	2.412	67.232	34.822
20	0.143	1.514	7.164	29.651	10.019	2.962	3.503	2.412	57.225	29.819
21	0.121	1.281	6.058	25.073	8.472	2.505	2.962	2.412	48.763	25.587
22	0.102	1.083	5.123	21.202	7.164	2.118	2.505	2.412	41.607	22.010
23	0.086	0.916	4.332	17.929	6.058	1.791	2.118	2.412	35.556	18.984
24	0.073	0.774	3.663	15.161	5.123	1.514	1.791	2.412	30.439	16.425
25	0.062	0.655	3.097	12.820	4.332	1.281	1.514	2.412	26.112	14.262
26	0.052	0.554	2.619	10.841	3.663	1.083	1.281	2.412	22.453	12.433
27	0.044	0.468	2.215	9.167	3.097	0.916	1.083	2.412	19.359	10.886
28	0.037	0.396	1.873	7.752	2.619	0.774	0.916	2.412	16.743	9.577
29	0.032	0.335	1.584	6.555	2.215	0.655	0.774	2.412	14.530	8.471
30	0.027	0.283	1.339	5.543	1.873	0.554	0.655	2.412	12.659	7.536
31	0.023	0.239	1.132	4.687	1.584	0.468	0.554	2.412	11.077	6.745
32	0.019	0.202	0.958	3.964	1.339	0.396	0.468	2.412	9.740	6.076
33	0.016	0.171	0.810	3.352	1.132	0.335	0.396	2.412	8.608	5.510
34	0.014	0.145	0.685	2.834	0.958	0.283	0.335	2.412	7.652	5.032
35	0.012	0.122	0.579	2.397	0.810	0.239	0.283	2.412	6.843	4.628
36	0.010	0.104	0.490	2.027	0.685	0.202	0.239	2.412	6.159	4.286
Qmax										1217.543 609.978

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.34
Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Berdasarkan Unit Satuan Hidrograf Nakayasu

<i>t</i> (jam)	Debit Banjir Rancangan (m^3/dt) dengan kala ulang tertentu					
	25 th	50 th	100 th	1000 th	PMF	PMF HERSFIELD
0	2.412	2.412	2.412	2.412	2.412	2.412
1	4.711	5.000	5.286	5.572	13.166	7.663
2	21.634	24.479	27.162	30.411	102.185	51.132
3	106.028	120.021	133.591	148.421	509.558	250.054
4	315.835	354.422	392.976	430.362	1450.932	709.732
5	570.154	634.128	700.019	755.909	2490.878	1217.543
6	462.383	522.045	580.646	641.569	2197.542	1074.306
7	361.279	407.704	453.341	500.626	1712.210	837.316
8	280.080	316.005	351.319	387.914	1325.445	648.456
9	211.012	237.831	264.249	291.403	992.483	485.869
10	165.462	186.283	206.838	227.780	773.054	378.721
11	131.188	147.637	163.873	180.420	611.141	299.658
12	105.001	118.106	131.041	144.224	487.373	239.221
13	84.630	95.136	105.505	116.078	391.159	192.239
14	68.979	77.492	85.893	94.469	317.333	156.190
15	58.029	65.097	72.086	79.162	264.512	130.397
16	49.138	55.078	60.950	66.896	222.627	109.944
17	41.802	46.809	51.759	56.772	188.054	93.062
18	35.720	39.954	44.140	48.379	159.393	79.067
19	30.578	34.158	37.698	41.283	135.157	67.232
20	26.230	29.257	32.250	35.281	114.663	57.225
21	22.553	25.113	27.644	30.207	97.333	48.763
22	19.443	21.608	23.748	25.916	82.678	41.607
23	16.814	18.644	20.454	22.287	70.286	35.556
24	14.590	16.138	17.669	19.219	59.808	30.439
25	12.710	14.019	15.313	16.624	50.946	26.112
26	11.120	12.227	13.322	14.430	43.453	22.453
27	9.776	10.712	11.637	12.575	37.117	19.359
28	8.639	9.431	10.213	11.006	31.759	16.743
29	7.678	8.347	9.009	9.679	27.228	14.530
30	6.865	7.431	7.990	8.557	23.397	12.659
31	6.177	6.656	7.129	7.608	20.157	11.077
32	5.596	6.001	6.401	6.806	17.418	9.740
33	5.105	5.447	5.785	6.128	15.101	8.608
34	4.689	4.978	5.264	5.554	13.142	7.652
35	4.337	4.582	4.824	5.069	11.486	6.843
36	4.040	4.247	4.452	4.659	10.085	6.159

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.10 Banjir rancangan berdasarkan unit satuan hidrograf nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.3.9 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Yaitu kurva yang menunjukkan hubungan antara Elevasi (*Reservoir Water Level*) Luas Genangan (*Reservoir Area*) – Volume Tampungan (*Storage Capacity*).

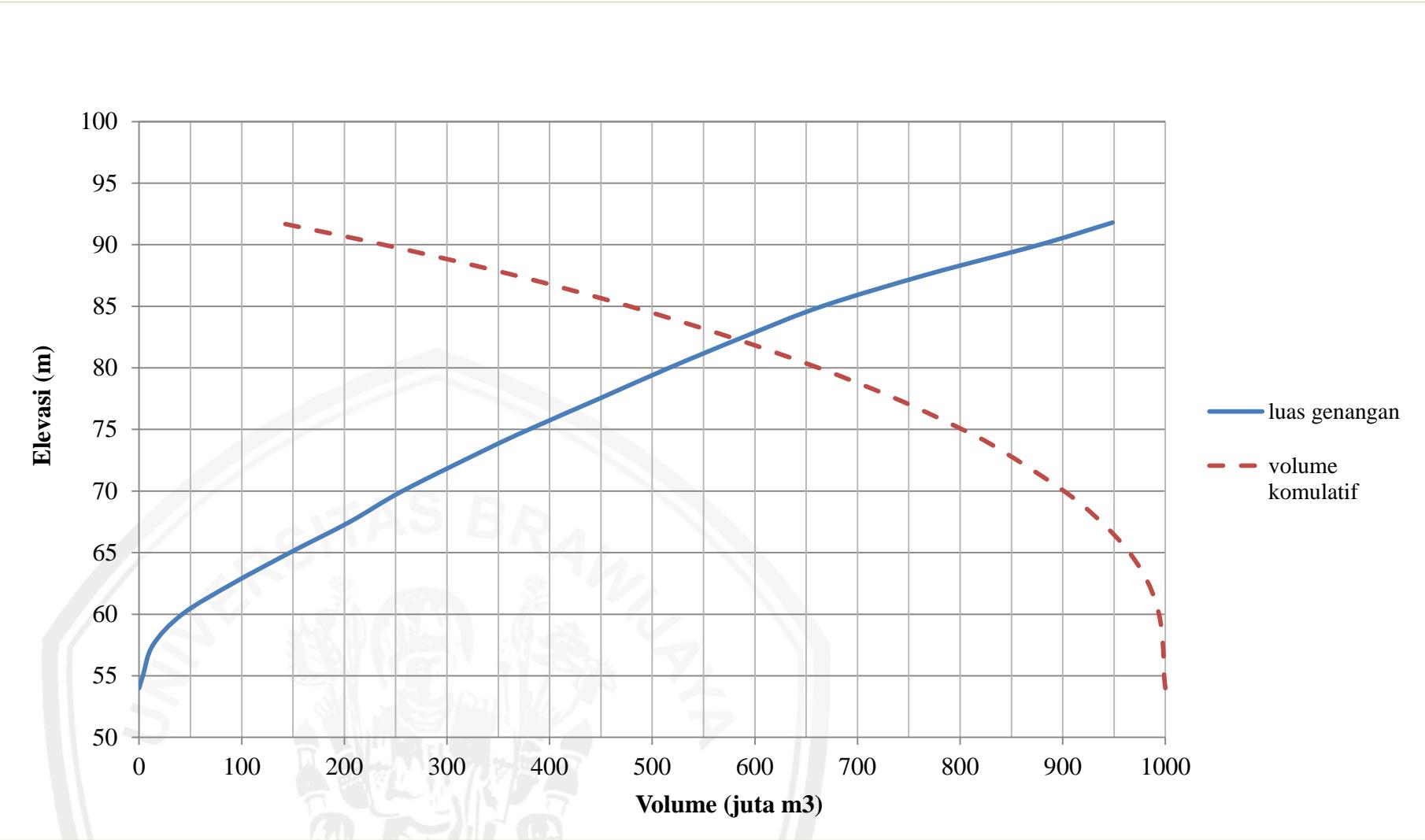
Tabel 4.35

Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Elevasi (m)	Volume Komulatif (m ³)	Luas Genangan (m ²)
54	0	0
55	19.017	3.6801
57.5	37.608	13.496
60	99.236	42.092
62.5	264.265	91.37
65	559.841	147.002
67.5	1002.422	205.346
70	1581.079	256.584
73.4	2589.767	338.722
75	3165.013	379.872
77.5	4200.303	448.325
80	5407.17	516.492
82.5	6788.657	588.715
85	8353.713	665.509
87.6	10207.858	768.856
90	12191	877.533
91.8	13832.811	948.633

Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)





Gambar 4. 11 Lengkung kapasitas waduk
Sumber: PT. Caturbina Guna Persada (2015)

4.3.10 Penelusuran Banjir pada Pelimpah

Untuk mendapatkan muka air banjir pada tubuh embung perlu dilakukan penelusuran banjir untuk menentukan debit *outflow* untuk mendesain *spillway* dan tampaungan banjir dalam waduk (Soemarto, 1999).

Data-data yang diperlukan pada penelusuran banjir lewat waduk adalah:

- Hubungan volume tampaungan dengan elevasi waduk.
- Hubungan debit keluar dengan elevasi muka air di waduk serta hubungan debit keluar dengan tampaungan.
- Hidrograf *inflow*, I.
- Nilai awal dari tampaungan S, *inflow* I, debit keluar pada t = 0.

Perhitungan koefisien debit dapat ditetapkan dengan persamaan sebagai berikut.

$$Q = Cd \times B \times H$$

Data Teknis Pelimpah:

Panjang Pelimpah (B)	= 90 meter
P	= 3.6 meter
C asumsi	= 2.118
Q_{PMF}	= 2490.878 m ³ /det
Q_{1000}	= 755.909 m ³ /det

a. Penentuan Koefisien Debit Pelimpah

Untuk menentukan koefisien debit limpasan, harus melakukan trial and error nilai koefisien debit . Dengan Koefisien debit Cd = 2 dan Ka = 0.1176 sehingga Cd dapat dihitung sebagai berikut

$$\begin{aligned} B_{eff} &= B - 2(n \times K_p + K_a) \times H_e \\ B_{eff} &= 90 - 2(0 \times 0 + 0.1176) \times H_e \\ B_{eff} &= 90 - 0.2352 \times H_e \\ Q &= Cd \times B_{eff} \times H_e^{3/2} \end{aligned}$$

Q adalah debit maksimum pada saat terjadi debit banjir rancangan dengan menggunakan HSS Nakayasu pada Kala Ulang 1000 tahun yaitu sebesar 634.815 m³/det

$$\begin{aligned} Q &= Cd \times B_{eff} \times H_e^{3/2} \\ 755.909 &= 2 \times (90 - 0.2352 \times H_e) \times H_e^{3/2} \\ 755.909 &= 2 \times (90 - 0.2352) \times H_d^{3/2} \end{aligned}$$

Dengan cara coba-coba maka didapatkan nilai Hd = 2.515 m

Kemudian dicek dengan persamaan Iwasaki yaitu:



$$Cd = 1.6 \times \frac{1+2a(\frac{h}{Hd})}{1+a(\frac{h}{Hd})} - 0.0416 \left(\frac{Hd}{P} \right)^{0.99}$$

$$Cd = 2,2 - 0.0416 \left(\frac{2,326}{3,6} \right)^{0.99} = 2,171$$

Sehingga nilai $Cd_{\text{asumsi}} \neq Cd_{\text{hitung}}$ maka dilakukan *trial and error* lagi sampai menghasilkan $Cd_{\text{asumsi}} = Cd_{\text{hitung}}$. Hasil trial and error nilai Cd selanjutnya disajikan dalam bentuk tabel dibawah ini.

Tabel 4.36
Hasil *Trial and Error* nilai Cd

C	Hd	C hitung
asumsi	(m)	
2.118	2.515	2.171
2.171	2.515	2.17

Sumber: Hasil Perhitungan 2018

Jadi, dari hasil trial and error dihasilkan nilai $Hd = 2.515$ meter dan $Cd = 2.1$
Mencaikkan konstanta a pada saat $h = Hd$ dan $C = Cd$ dengan persamaan sebagai berikut:

$$a = \frac{0.6 - 0.0416 \left(\frac{Hd}{P} \right)^{0.99}}{1 + 0.0416 \left(\frac{Hd}{P} \right)^{0.99}}$$

$$a = \frac{0.6 - 0.0416 \left(\frac{2.515}{3.6} \right)^{0.99}}{1 + 0.0416 \left(\frac{2.515}{3.6} \right)^{0.99}} = 0.555$$

sehingga persamaan koefisien debit menjadi:

$$Cd = 1.6 \times \frac{1+2 \times a \times (\frac{h}{Hd})}{1+a \times (\frac{h}{Hd})}$$

$$Cd = 1.6 \times \frac{1+2 \times 0.560 \times (\frac{h}{2.515})}{1+0.560 \times (\frac{h}{2.515})}$$

Perhitungan Lebar Efektif Pelimpah

$$B_{\text{eff}} = 90 - 0.2352 \times He$$

$$B_{\text{eff}} = 90 - 0.2352 \times 2.515 = 89.497 \text{ meter}$$

Contoh Perhitungan Koefisien Debit pelimpah

Diketahui :

$$\text{Elevasi} = 87.80$$

$$h = 0.2$$

$$Hd = 2.515$$

$$h/Hd = 0.2/2.515 = 0.041$$

Ka adalah koefisien konstraksi pada didnding samping pelimpah

Tabel 4.37
Hubungan He/Hd dengan Ka

He/Hd	Ka
0.00	0.1672
0.20	0.1656
0.40	0.1609
0.60	0.1500
0.80	0.1368
1.00	0.1176
1.20	0.0922
1.40	0.0500

Sumber: Sosrodarsono, 1977

Sehingga berdasarkan tabel diatas karena nilai h/Hd = 0.091 didapatkan nilai Ka = 0.166

$$\begin{aligned} L &= L' - 2(n \cdot K_p + K_a) \cdot h \\ &= 90 - 2(0.0 + 0.1) \cdot 0.1 \\ &= 89.98 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 1.6 \times \frac{1+2 \times 0.560 \times (\frac{h}{2.515})}{1+0.560 \times (\frac{h}{2.515})} \\ &= 1.6 \times \frac{1+2 \times 0.560 \times (\frac{0.1}{2.515})}{1+0.560 \times (\frac{0.1}{2.515})} \\ &= 1.635 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= C \cdot L \cdot H^{3/2} \\ &= 1.6 \times 89.98 \times 0.1 \\ &= 4.651 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan dalam bentuk tabel 4.38

Tabel 4.38
Hubungan C – L – Q di atas Pelimpah

Elevasi (+m)	H (m)	H/Hd	L (m)	C	Q (m ³ /det)
87.6	0	0.000	90	1.600	0.000
87.7	0.1	0.040	89.98	1.635	4.651
87.8	0.2	0.080	89.96	1.668	13.418
87.9	0.3	0.119	89.94	1.699	25.113
88.0	0.4	0.159	89.92	1.730	39.348
88.1	0.5	0.199	89.9	1.759	55.906
88.2	0.6	0.239	89.88	1.787	74.647
88.3	0.7	0.278	89.86	1.814	95.466
88.4	0.8	0.318	89.84	1.840	118.282
88.5	0.9	0.358	89.82	1.865	143.027
88.6	1.0	0.398	89.8	1.889	169.644
88.7	1.1	0.437	89.78	1.912	198.083



Lanjutan Tabel 4.38 Hubungan C – L – Q di atas Pelimpah

Elevasi (+m)	H (m)	H/Hd	L (m)	C	Q (m ³ /det)
88.8	1.2	0.477	89.76	1.935	228.299
88.9	1.3	0.517	89.74	1.957	260.250
89.0	1.4	0.557	89.72	1.977	293.899
89.1	1.5	0.596	89.7	1.998	329.210
89.2	1.6	0.636	89.68	2.017	366.150
89.3	1.7	0.676	89.66	2.036	404.688
89.4	1.8	0.716	89.64	2.055	444.795
89.5	1.9	0.756	89.62	2.073	486.442
89.6	2.0	0.795	89.6	2.090	529.602
89.7	2.1	0.835	89.58	2.106	574.250
89.8	2.2	0.875	89.56	2.123	620.360
89.9	2.3	0.915	89.54	2.138	667.910
90.0	2.4	0.954	89.52	2.154	716.876
90.1	2.5	0.994	89.5	2.169	767.236
90.2	2.6	1.034	89.48	2.183	818.969
90.3	2.7	1.074	89.46	2.197	872.054
90.4	2.8	1.113	89.44	2.211	926.472
90.5	2.9	1.153	89.42	2.224	982.202
90.6	3.0	1.193	89.4	2.237	1039.227
90.7	3.1	1.233	89.38	2.250	1097.528
90.8	3.2	1.273	89.36	2.262	1157.088
90.9	3.3	1.312	89.34	2.274	1217.889
91.0	3.4	1.352	89.32	2.286	1279.916
91.1	3.5	1.392	89.3	2.297	1343.151
91.2	3.6	1.432	89.28	2.308	1407.580
91.3	3.7	1.471	89.26	2.319	1473.187
91.4	3.8	1.511	89.24	2.330	1539.957
91.5	3.9	1.551	89.22	2.340	1607.877
91.6	4.0	1.591	89.2	2.350	1676.931
91.7	4.1	1.630	89.18	2.360	1747.106
91.8	4.2	1.670	89.16	2.369	1818.389

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan Hubungan H-S-Q

Elevasi = 87.7

h = 0.1

S = 10290489 m³ hasil dari interpolasi pada lengkung kapasitas waduk

$\Delta S = S_{\text{akhir}} - S_{\text{awal}} = 10290489 - 10207858 = 82630.9 \text{ m}^3$

S/ Δt = S/3600 = 10290489/3600 = 2858.469 m³/dt

Q = 4.651 m³/det

Q/2 = 4.651 /2 = 2.325 m³/det

$$\Psi = S/ \Delta t - Q$$

$$= 2858.469 - 4.651 = 2856.144 \text{ m}^3/\text{det}$$

Φ = S/ Δt + Q/2 = 2858.469 + 2.325 = 2860.795 m³/det

Tabel 4.39

Hubungan H – S – Q

Eleva si	H	S (tampungan)	ΔS	$S/\Delta t$ $\Delta t =$ 3600dt	Q	Q/2	ψ = $S/\Delta t - Q/2$	ϕ = $S/\Delta t + Q/2$
87.6	0	10207858	0	2835.516	0.000	0	2835.516	2835.516
87.7	0.1	10290488.92	82630.9	2858.469	4.651	2.325	2856.144	2860.795
87.8	0.2	10373119.83	165261.8	2881.422	13.418	6.709	2874.713	2888.131
87.9	0.3	10455750.75	247892.7	2904.375	25.113	12.557	2891.819	2916.932
88.0	0.4	10538381.67	330523.7	2927.328	39.348	19.674	2907.654	2947.002
88.1	0.5	10621012.58	413154.6	2950.281	55.906	27.953	2922.328	2978.235
88.2	0.6	10703643.5	495785.5	2973.234	74.647	37.324	2935.911	3010.558
88.3	0.7	10786274.42	578416.4	2996.187	95.466	47.733	2948.454	3043.920
88.4	0.8	10868905.33	661047.3	3019.140	118.282	59.141	2960.000	3078.281
88.5	0.9	10951536.25	743678.2	3042.093	143.027	71.513	2970.580	3113.607
88.6	1	11034167.17	826309.2	3065.046	169.644	84.822	2980.224	3149.868
88.7	1.1	11116798.08	908940.1	3087.999	198.083	99.042	2988.958	3187.041
88.8	1.2	11199429	991571.0	3110.952	228.299	114.149	2996.803	3225.102
88.9	1.3	11282059.92	1074201.9	3133.906	260.250	130.125	3003.781	3264.030
89.0	1.4	11364690.83	1156832.8	3156.859	293.899	146.949	3009.909	3303.808
89.1	1.5	11447321.75	1239463.7	3179.812	329.210	164.605	3015.207	3344.416
89.2	1.6	11529952.67	1322094.7	3202.765	366.150	183.075	3019.690	3385.840
89.3	1.7	11612583.58	1404725.6	3225.718	404.688	202.344	3023.374	3428.062
89.4	1.8	11695214.5	1487356.5	3248.671	444.795	222.397	3026.273	3471.068
89.5	1.9	11777845.42	1569987.4	3271.624	486.442	243.221	3028.403	3514.845
89.6	2	11860476.33	1652618.3	3294.577	529.602	264.801	3029.776	3559.378
89.7	2.1	11943107.25	1735249.2	3317.530	574.250	287.125	3030.405	3604.655
89.8	2.2	12025738.17	1817880.2	3340.483	620.360	310.180	3030.303	3650.663
89.9	2.3	12108369.08	1900511.1	3363.436	667.910	333.955	3029.481	3697.391
90.0	2.4	12191000	1983142.0	3386.389	716.876	358.438	3027.951	3744.827
90.1	2.5	12282211.72	2074353.7	3411.725	767.236	383.618	3028.107	3795.344
90.2	2.6	12373423.44	2165565.4	3437.062	818.969	409.485	3027.578	3846.547
90.3	2.7	12464635.17	2256777.2	3462.399	872.054	436.027	3026.372	3898.426
90.4	2.8	12555846.89	2347988.9	3487.735	926.472	463.236	3024.499	3950.971
90.5	2.9	12647058.61	2439200.6	3513.072	982.202	491.101	3021.971	4004.173
90.6	3	12738270.33	2530412.3	3538.408	1039.227	519.613	3018.795	4058.022
90.7	3.1	12829482.06	2621624.1	3563.745	1097.528	548.764	3014.981	4112.509
90.8	3.2	12920693.78	2712835.8	3589.082	1157.088	578.544	3010.538	4167.626
90.9	3.3	13011905.5	2804047.5	3614.418	1217.889	608.945	3005.474	4223.363
91.0	3.4	13103117.22	2895259.2	3639.755	1279.916	639.958	2999.797	4279.713
91.1	3.5	13194328.94	2986470.9	3665.091	1343.151	671.576	2993.516	4336.667
91.2	3.6	13285540.67	3077682.7	3690.428	1407.580	703.790	2986.638	4394.218
91.3	3.7	13376752.39	3168894.4	3715.765	1473.187	736.594	2979.171	4452.358
91.4	3.8	13467964.11	3260106.1	3741.101	1539.957	769.979	2971.122	4511.080
91.5	3.9	13559175.83	3351317.8	3766.438	1607.877	803.938	2962.499	4570.376
91.6	4	13650387.56	3442529.6	3791.774	1676.931	838.465	2953.309	4630.240
91.7	4.1	13741599.28	3533741.3	3817.111	1747.106	873.553	2943.558	4690.664
91.8	4.2	13832811	3624953.0	3842.447	1818.389	909.195	2933.253	4751.642
90.0	2.4	12191000	1983142.0	3386.389	716.876	358.438	3027.951	3744.827
90.1	2.5	12282211.72	2074353.7	3411.725	767.236	383.618	3028.107	3795.344
90.2	2.6	12373423.44	2165565.4	3437.062	818.969	409.485	3027.578	3846.547
90.3	2.7	12464635.17	2256777.2	3462.399	872.054	436.027	3026.372	3898.426
90.4	2.8	12555846.89	2347988.9	3487.735	926.472	463.236	3024.499	3950.971

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

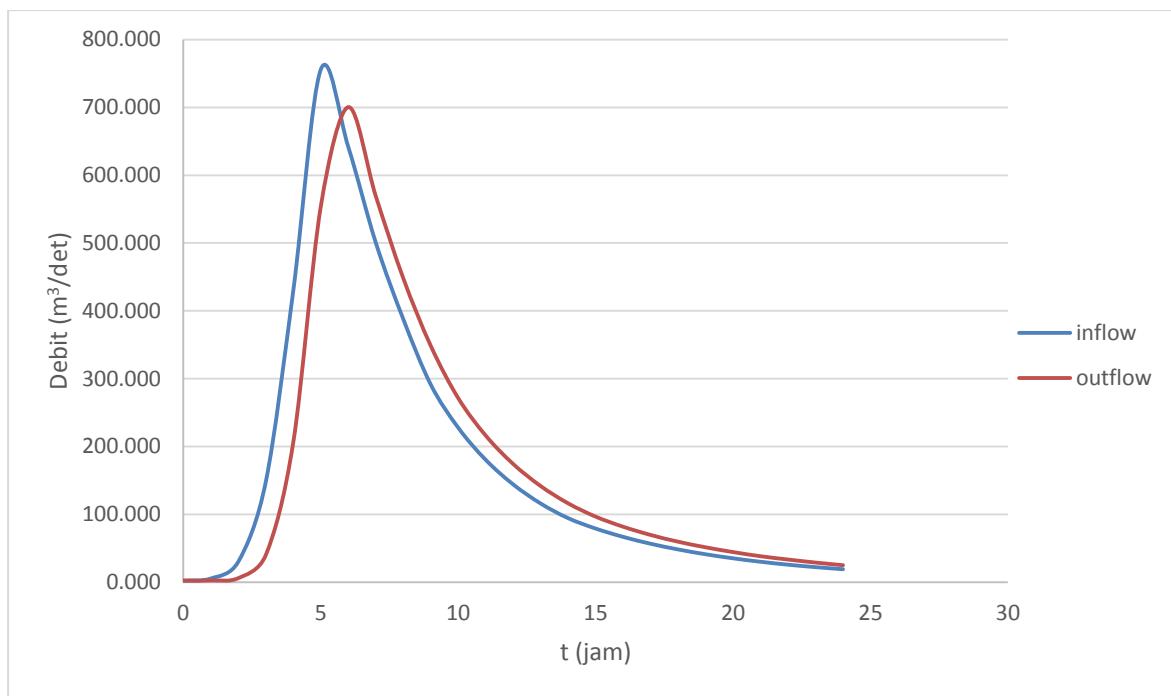
b. Perhitungan Penelusuran Banjir pada Pelimpah dengan Q_{1000}

Tabel 4.40

Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q_{1000}

t (Jam)	I m^3/det	$\frac{(I_1+I_2)}{2}$	Ψ m^3/det	φ m^3/det	H (m)	O m^3/det	Elevasi (m)
0	2.412	-	-	-	0.052	2.412	87.652
1	5.572	3.9921	2846	2850	0.058	2.703	87.658
2	30.411	17.9913	2848	2865	0.117	6.159	87.717
3	148.421	89.4158	2859	2949	0.406	40.276	88.006
4	430.362	289.3915	2908	3198	1.128	206.679	88.728
5	755.909	593.1353	2991	3584	2.055	554.203	89.655
6	641.569	698.7390	3030	3729	2.366	700.396	89.966
7	500.626	571.0975	3028	3600	2.089	569.229	89.689
8	387.914	444.2699	3030	3475	1.808	448.159	89.408
9	291.403	339.6586	3026	3366	1.552	348.550	89.152
10	227.780	259.5916	3018	3277	1.333	271.344	88.933
11	180.420	204.0999	3006	3210	1.160	216.231	88.760
12	144.224	162.3221	2994	3156	1.016	174.329	88.616
13	116.078	130.1513	2982	3112	0.895	141.771	88.495
14	94.469	105.2734	2970	3075	0.791	116.313	88.391
15	79.162	86.8155	2959	3046	0.706	96.727	88.306
16	66.896	73.0292	2949	3022	0.635	81.863	88.235
17	56.772	61.8338	2940	3002	0.574	69.739	88.174
18	48.379	52.5754	2932	2985	0.521	59.788	88.121
19	41.283	44.8309	2925	2970	0.474	51.526	88.074
20	35.281	38.2820	2918	2957	0.431	44.504	88.031
21	30.207	32.7442	2912	2945	0.393	38.385	87.993
22	25.916	28.0613	2907	2935	0.359	33.498	87.959
23	22.287	24.1015	2901	2925	0.328	29.050	87.928
24	19.219	20.7529	2896	2917	0.300	25.122	87.900
25	16.624	17.9214	2892	2910	0.275	22.197	87.875
26	14.430	15.5270	2888	2903	0.252	19.488	87.852
27	12.575	13.5022	2884	2897	0.231	17.058	87.831
28	11.006	11.7901	2880	2892	0.213	14.919	87.813
29	9.679	10.3423	2877	2887	0.197	13.135	87.797
30	8.557	9.1180	2874	2883	0.182	11.847	87.782
31	7.608	8.0827	2871	2879	0.168	10.640	87.768
32	6.806	7.2073	2869	2876	0.156	9.539	87.756
33	6.128	6.4670	2866	2873	0.145	8.554	87.745
34	5.554	5.8410	2864	2870	0.135	7.684	87.735
35	5.069	5.3117	2863	2868	0.126	6.923	87.726
36	4.659	4.8640	2861	2866	0.118	6.263	87.718

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.12 Hidrograf penelusuran banjir pada pelimpah Q₁₀₀₀

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

c. Perhitungan Penelusuran Banjir pada Pelimpah dengan Q_{PMF}

Tabel 4.41

Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q_{PMF}

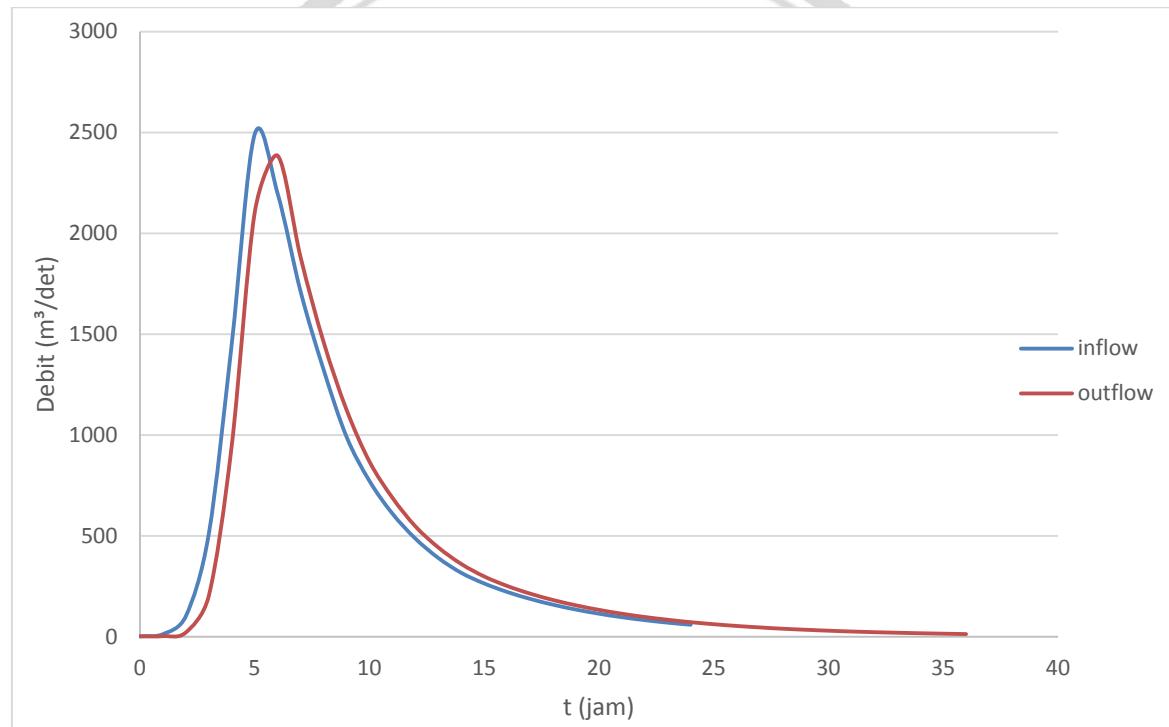
T (Jam)	I m ³ /det	(I ₁ +I ₂) / 2 (m ³ /detik)	Ψ (m ³ /detik)	φ (m ³ /detik)	H (m)	O m ³ /det	Elevasi (m)
0	2.412	-	-	-	0.052	2.412	87.652
1	13.166	7.789	2846	2854	0.073	3.402	87.673
2	102.185	57.676	2851	2908	0.270	21.599	87.870
3	509.558	305.872	2887	3193	1.114	202.457	88.714
4	1450.932	980.245	2990	3970	2.836	946.760	90.436
5	2490.878	1970.905	3024	4994	4.598	2102.270	92.198
6	2197.542	2344.210	2892	5236	4.995	2385.097	92.595
7	1712.210	1954.876	2851	4806	4.289	1882.170	91.889
8	1325.445	1518.828	2924	4443	3.684	1462.469	91.284
9	992.483	1158.964	2980	4139	3.149	1126.538	90.749
10	773.054	882.769	3013	3896	2.695	869.148	90.295
11	611.141	692.098	3026	3719	2.345	689.736	89.945
12	487.373	549.257	3029	3578	2.041	548.021	89.641
13	391.159	439.266	3030	3469	1.796	443.147	89.396
14	317.333	354.246	3026	3380	1.587	361.299	89.187
15	264.512	290.922	3019	3310	1.415	299.303	89.015
16	222.627	243.569	3011	3254	1.275	252.255	88.875
17	188.054	205.340	3002	3207	1.153	214.226	88.753
18	159.393	173.723	2993	3167	1.046	182.653	88.646
19	135.157	147.275	2984	3131	0.949	156.157	88.549
20	114.663	124.910	2975	3100	0.862	133.669	88.462
21	97.333	105.998	2967	3073	0.783	114.494	88.383
22	82.678	90.006	2958	3048	0.712	98.234	88.312
23	70.286	76.482	2950	3026	0.647	84.494	88.247
24	59.808	65.047	2942	3007	0.589	72.521	88.189



Lanjutan Tabel 4.41 Perhitungan Penulusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q_{PMF}

T (Jam)	I m^3/det	$(I_1+I_2)/2$ $(m^3/detik)$	Ψ $(m^3/detik)$	ϕ $(m^3/detik)$	H (m)	O m^3/det	Elevasi (m)
25	50.946	55.377	2934	2990	0.536	62.581	88.136
26	43.453	47.200	2927	2974	0.488	53.855	88.088
27	37.117	40.285	2921	2961	0.444	46.661	88.044
28	31.759	34.438	2914	2949	0.405	40.181	88.005
29	27.228	29.494	2908	2938	0.370	35.033	87.970
30	23.397	25.313	2903	2928	0.337	30.431	87.937
31	20.157	21.777	2898	2920	0.309	26.335	87.909
32	17.418	18.788	2893	2912	0.283	23.096	87.883
33	15.101	16.259	2889	2905	0.259	20.320	87.859
34	13.142	14.122	2885	2899	0.237	17.803	87.837
35	11.486	12.314	2881	2893	0.218	15.574	87.818
36	10.085	10.785	2878	2889	0.202	13.629	87.802

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Gambar 4.13 Hidrograf penelusuran banjir pada pelimpah Q_{PMF}

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.42

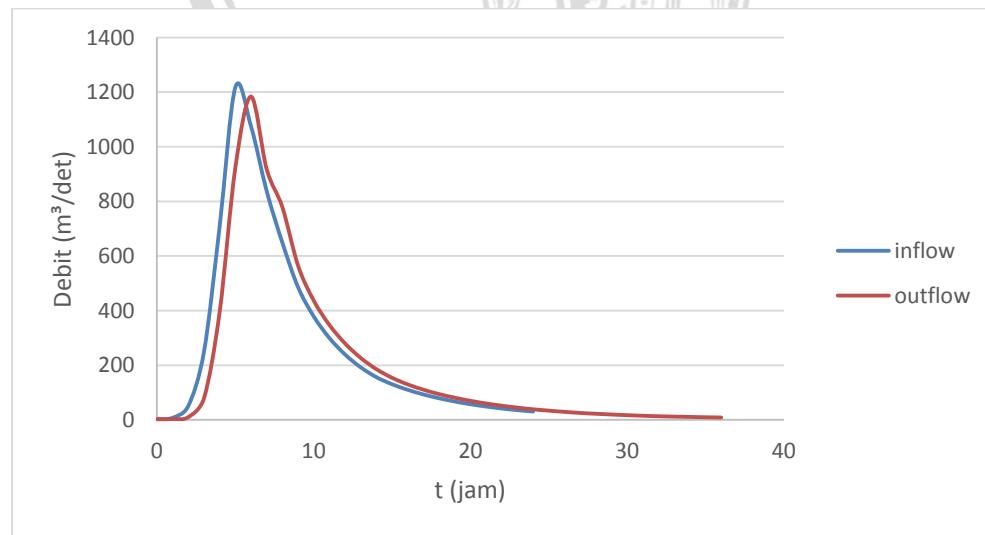
Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q_{PMF} Metode Hersfield

t (Jam)	I m^3/det	$(I_1+I_2)/2$ $(m^3/detik)$	Ψ $(m^3/detik)$	ϕ $(m^3/detik)$	H (m)	O m^3/det	Elevasi (m)
0	2.412	-	-	-	0.052	2.412	87.652
1	7.663	5.038	2846	2851	0.062	2.895	87.662
2	51.132	29.398	2848	2878	0.162	10.090	87.762
3	250.054	150.593	2868	3018	0.623	79.452	88.223
4	709.732	479.893	2939	3419	1.678	396.142	89.278
5	1217.543	963.638	3023	3986	2.945	923.585	90.545
6	1074.306	1145.925	3063	4209	3.309	1183.499	90.909
7	837.316	955.811	3025	3981	2.936	917.332	90.536

Lanjutan Tabel 4.42 Perhitungan Penulusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q_{PMF} Metode Hersfield.

t (Jam)	I m^3/det	$(I_1+I_2) / 2$ $(m^3/detik)$	Ψ $(m^3/detik)$	ϕ $(m^3/detik)$	H (m)	O m^3/det	Elevasi (m)
8	648.456	742.886	3064	3806	2.522	778.407	90.122
9	485.869	567.163	3028	3595	2.079	564.883	89.679
10	378.721	432.295	3030	3463	1.780	436.868	89.380
11	299.658	339.189	3026	3365	1.549	347.467	89.149
12	239.221	269.440	3017	3287	1.357	279.564	88.957
13	192.239	215.730	3007	3223	1.195	226.653	88.795
14	156.190	174.215	2996	3171	1.056	185.497	88.656
15	130.397	143.293	2985	3128	0.941	153.875	88.541
16	109.944	120.170	2975	3095	0.846	129.770	88.446
17	93.062	101.503	2965	3066	0.765	110.402	88.365
18	79.067	86.064	2956	3042	0.694	94.316	88.294
19	67.232	73.150	2948	3021	0.631	81.108	88.231
20	57.225	62.229	2940	3002	0.574	69.704	88.174
21	48.763	52.994	2932	2985	0.522	60.016	88.122
22	41.607	45.185	2925	2970	0.475	51.801	88.075
23	35.556	38.581	2919	2957	0.433	44.792	88.033
24	30.439	32.997	2912	2945	0.395	38.625	87.995
25	26.112	28.275	2907	2935	0.361	33.726	87.961
26	22.453	24.282	2901	2926	0.329	29.256	87.929
27	19.359	20.906	2896	2917	0.301	25.303	87.901
28	16.743	18.051	2892	2910	0.276	22.331	87.876
29	14.530	15.636	2888	2903	0.253	19.612	87.853
30	12.659	13.595	2884	2897	0.232	17.169	87.832
31	11.077	11.868	2880	2892	0.214	15.016	87.814
32	9.740	10.408	2877	2887	0.198	13.203	87.798
33	8.608	9.174	2874	2883	0.183	11.911	87.783
34	7.652	8.130	2872	2880	0.169	10.698	87.769
35	6.843	7.247	2869	2876	0.156	9.591	87.756
36	6.159	6.501	2867	2873	0.145	8.600	87.745

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.14 Hidrograf penelusuran banjir pada pelimpah Q_{PMF} metode hersfield
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.43
Rekapitulasi Penelusuran Banjir Di Atas Pelimpah

Q	Inflow	Tinggi Pelimpah	Lebar Pelimpah	Outflow Maksimum	h	Elevasi
	(m ³ /dt)	(m)	(m)	(m ³ /dt)		
Q ₁₀₀₀	755.909	3.6	90	700.393	2.366	89.966
Q _{PMF}	2490.878	3.6	90	2385.097	4.995	92.595
Q _{PMF} Met. Hersfield	1217.543	3.6	90	1183.499	3.309	90.909

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.4 Keruntuhan Bendungan

4.4.1 Kondisi Simulasi Keruntuhan Bendungan

Kondisi analisis untuk Analisa keruntuhan Bendungan Bajulmati dilakukan dalam beberapa alternatif kondisi seperti dibawah ini :

Kondisi 1 : Terjadi *overtopping* pada puncak bendungan (EL 91.8) ketika ada banjir PMF datang.

Pada kondisi piping debit yang digunakan debit banjir kala ulang 1000 tahun karena debit yang paling ekstrim

Kondisi 2 : Terjadi *Piping* Atas pada EL. 87,60 (El. Ambang pelimpah) , ketika ada banjir kala ulang 1000 tahun.

Kondisi 3 : Terjadi *Piping* Tengah pada EL. 69,00 (El. Cofferdam) , ketika ada banjir kala ulang 1000 tahun.

Kondisi 4 : Terjadi *Piping* Bawah pada EL. 60,00 (El. Dasar Waduk) , ketika ada banjir kala ulang 1000 tahun datang.

4.4.2 Langkah-langkah Running Program HEC-RAS 5.0.3

Untuk menjalankan program HEC-RAS 5.0.3 guna mendapatkan hasil analisis kehancuran bendungan, diperlukan data-data untuk menunjang analisis tersebut.

4.4.2.1 RAS Mapper

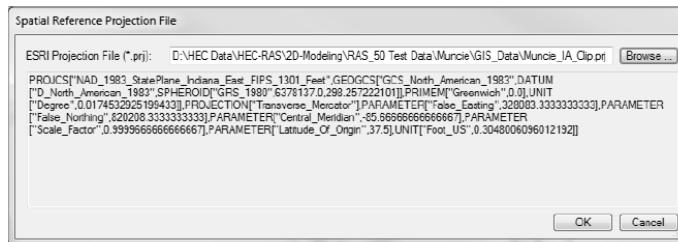
a. Membuka RAS Mapper

Langkah pertama dalam mengembangkan kumpulan data *terrain* adalah membuka *RAS Mapper*. Ini dilakukan dengan memilih *GIS Tools* dari jendela utama HEC-RAS, lalu memilih *RAS Mapper*, atau dengan menekan tombol *RAS Mapper* pada jendela utama HEC-RAS.

b. Mengatur Proyeksi Referensi Spasial

Setelah *RAS Mapper* terbuka, jika data berada dalam proyeksi koordinat spasial tertentu, proyeksi tersebut harus ditetapkan dalam *RAS Mapper*. Untuk mengatur sistem

referensi spasial untuk proyek, *pilih Tools / Set Projection* untuk item menu proyek dari bilah menu *RAS Mapper*. Ketika opsi *Set Projection* dipilih, jendela yang ditunjukkan di bawah ini akan muncul (Gambar 4.15).

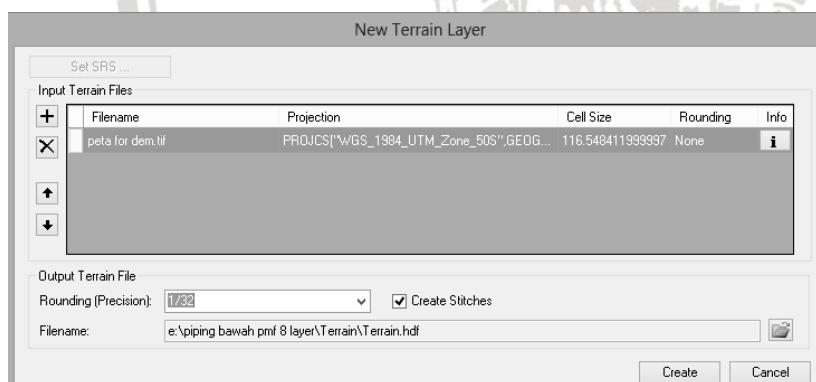


Gambar 4.15 Set projection window

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

c. Memuat Data *Terrain* dan Membuat Model *Terrain*

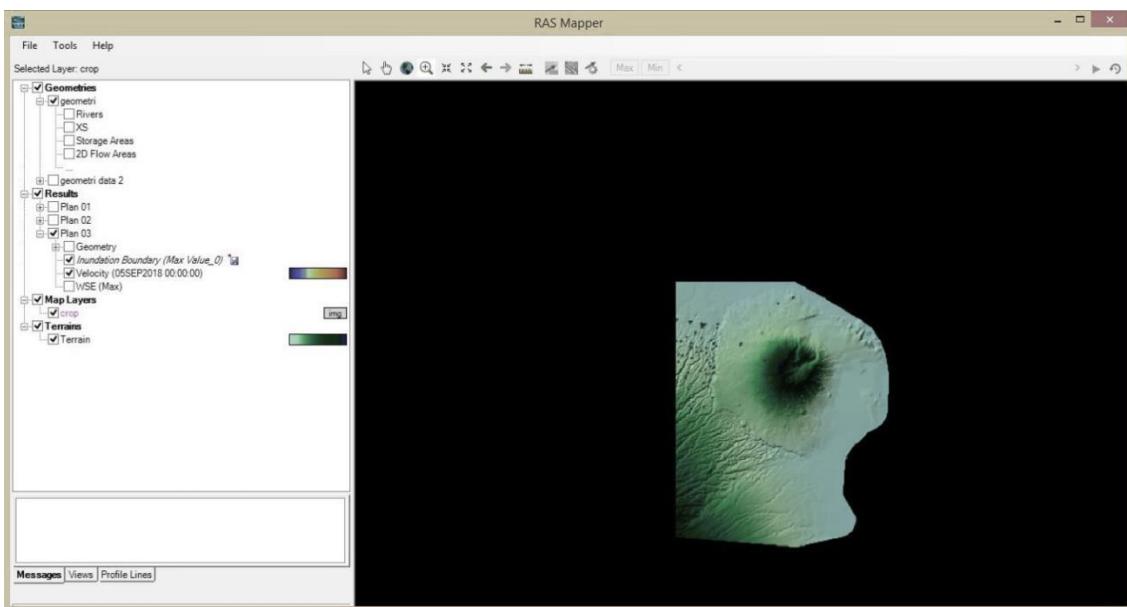
Langkah selanjutnya adalah memuat data *terrain* yang akan digunakan dalam pembuatan model medan. Untuk mengembangkan kumpulan data *terrain* baru (*terrain model*), pilih *Tools / New Terrain* menu dari menu utama *RAS Mapper*. Dialog **New Terrain Layer** akan muncul (Gambar 4.17). Dialog ini memungkinkan untuk memberikan nama untuk lapisan *terrain* baru (bidang Namafile, nama *default* adalah "Terrain"); pilih direktori untuk menyimpan *terrain* (tombol Map); menentukan ketelitian elevasi lapisan data medan baru (*Rounding (Precision)*, 1/32 adalah standar; dan pilih file yang akan digunakan dalam membangun layer *terrain* baru (tombol Plus (+)).



Gambar 4.16 Example new terrain dialog

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

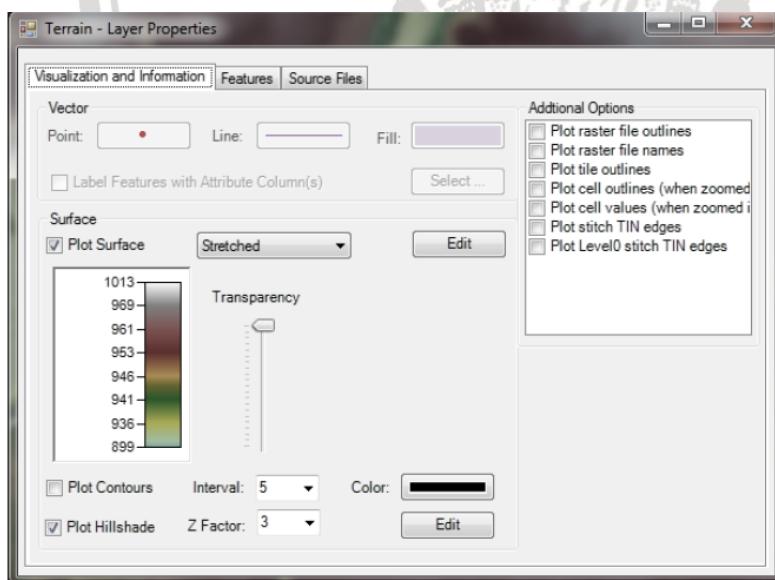
Setelah file grid dipilih, tekan tombol *Create* untuk membuat layer *terrain* baru. Setelah tombol *Create* ditekan, RAS Mapper akan mengonversi *grid* ke dalam format file GeoTIFF (* .tif). Lapisan medan baru akan terlihat di jendela. Lihat contoh yang ditunjukkan di bawah ini pada Gambar 4.17.



Gambar 4.17 RAS mapper with a terrain data layer added

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Setelah model medan dibuat, kita dapat meningkatkan tampilan data medan dengan klik kanan pada lapisan medan dan memilih **Layer Properties**. Jendela *Layer Properties* (Gambar 4.18) memungkinkan untuk: memilih dan mengontrol *Surface Color Ramp*; *Transparansi*; *Plot Contour Lines*; dan *Hill Shading* (*Hill Shading* membuat visualisasi medan jauh lebih realistik dan semi 3D).



Gambar 4.18 Layer properties window untuk terrain data layer

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

4.4.2.2 Geometri Data

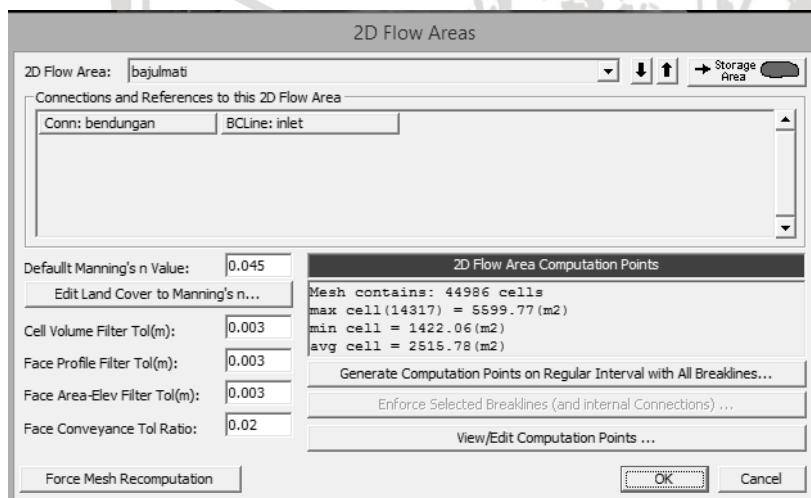
a. Pengembangan Mesh Komputasi 2D

Menggambar Batasan *Polygon* untuk Area 2D. Menambahkan poligon area aliran 2D untuk mewakili batas area 2D menggunakan alat gambar area aliran 2D dalam editor *Data*

Geometrik. Cara terbaik untuk melakukan ini di HEC-RAS adalah dengan membawa data medan dan citra udara ke *HEC-RAS Mapper*. Setelah memiliki data *terrain* dan berbagai *Map Layers* di *RAS Mapper*, maka dapat ditampilkan sebagai gambar latar belakang di *editor Geometri HEC-RAS*.

Gunakan tombol pemetaan latar belakang pada *editor Geometri HEC-RAS* untuk mengaktifkan data *terrain* dan lapisan peta lainnya, untuk memvisualisasikan di mana batas Area Aliran 2D harus digambar. Jika membuat lapisan *terrain* di *RAS Mapper*, dan ingin menampilkannya di *editor geometri*, setelah mengaktifkan lapisan itu, harus membuka menu *Lihat editor Geometri*, lalu pilih *Setel Plot Skematik*. Dari jendela ini pilih opsi yang disebut *Set to Computed Extents*. Opsi ini akan mereset luasan jendela tampilan editor data geometrik ke luasan model medan yang telah dibuat dan terkait dengan data geometri. Area aliran 2D harus ditarik dalam batas area model medan yang digunakan untuk penelitian.

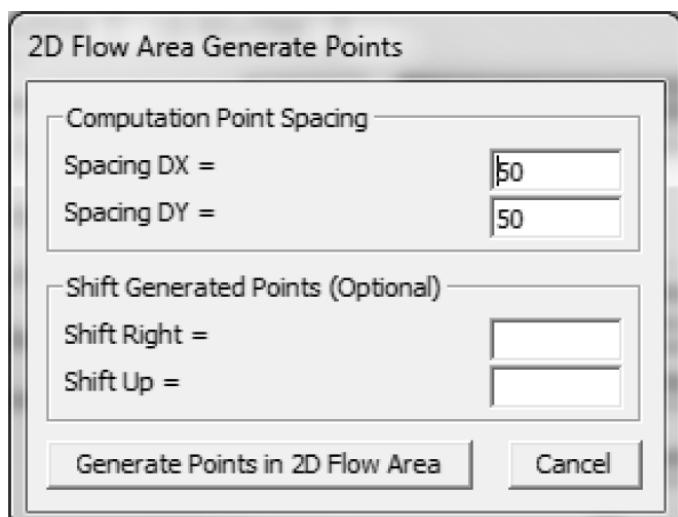
Untuk membuat *mesh* komputasi area aliran 2D, pilih tombol editor Area Aliran 2D di panel kiri editor Data Geometris (di bawah tombol Kumpulan editor di sebelah kiri) untuk memunculkan jendela editor area aliran 2D.



Gambar 4.19 2D Flow area mesh generation editor.

Sumber: Dokumentasi Pribadi

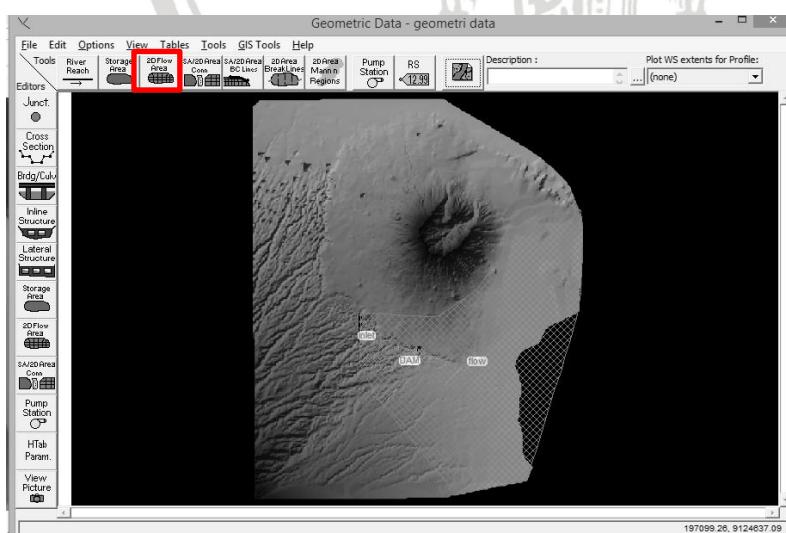
Editor Area Aliran 2D memungkinkan untuk memilih ukuran grid nominal untuk generasi awal dari *mesh* komputasi area aliran 2D. Untuk menggunakan editor ini, pilih tombol yang bertuliskan *Generate Computational points on regular Interval*, sehingga dapat membuka jendela *popup* yang digunakan untuk memasukkan ukuran sel nominal. Editor mengharuskan untuk memasukkan *Computational Point Spacing* dalam hal DX dan DY (lihat Gambar 4.20). Ini mendefinisikan jarak antara pusat-pusat sel-grid komputasi. Sebagai contoh, memasukkan DX = 50, dan DY = 50.



Gambar 4.20 2D computational point spacing editor.
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Setelah Computational Point Spacing (DX dan DY) dimasukkan, tekan **Generate Points in 2D Flow Area**. Menekan tombol ini akan menyebabkan perangkat lunak menghitung serangkaian koordinat X dan Y untuk pusat sel. Pengguna dapat melihat titik-titik ini dengan menekan tombol **View/Edit Computational Point's**, yang membawa poin ke atas dalam tabel.

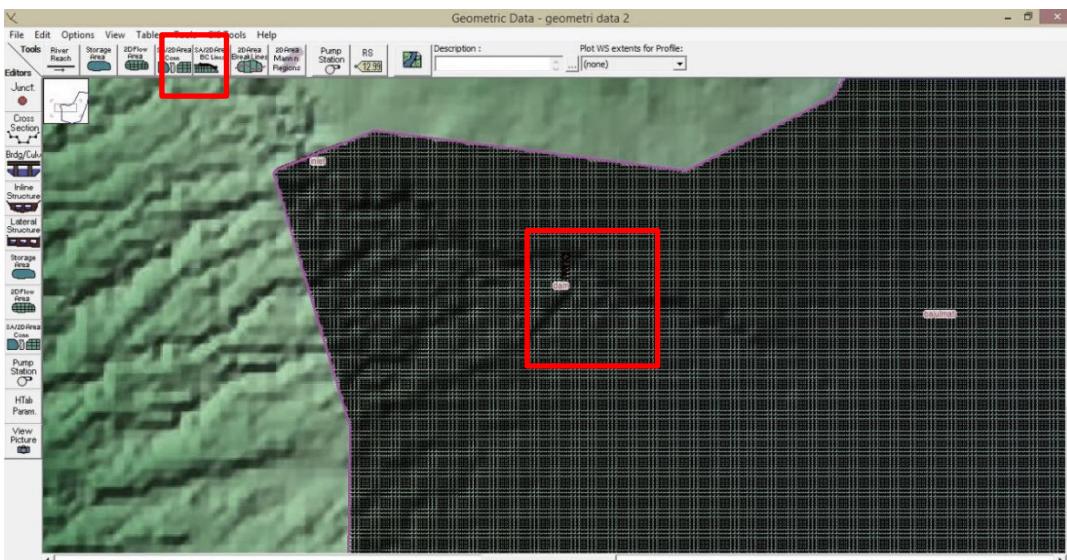
Setelah ukuran *grid* nominal telah dipilih, nilai *n-manning* (nilai *n-manning* dipilih angka 0.045 karena sungai Bajulmati merupakan sungai berkelok) dasar telah dimasukkan, dan toleransi telah diatur, kemudian menekan tombol **OK** untuk menerima data dan menutup *editor*. Ketika tombol *mesh* dipilih, perangkat lunak secara otomatis membuat *mesh* komputasi dan menampilkannya di jendela grafis *Geometric Data Editor* (lihat Gambar 4.21).



Gambar 4.21 Example 2D computational mesh for a levee protected area.
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

b. Menghubungkan area aliran 2D

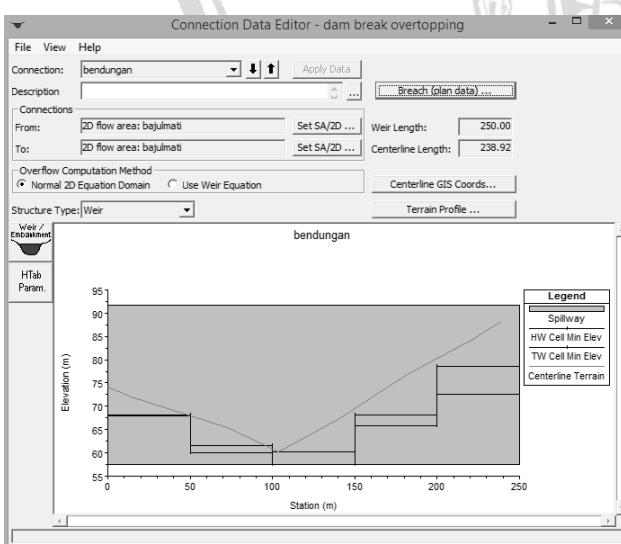
Menghubungkan area aliran 2D ke Area Penyimpanan menggunakan Struktur Hidraulik Area aliran 2D dapat langsung terhubung ke Area Penyimpanan dengan menggunakan struktur hidraulik yang disebut ***Storage Area/2D flow area Hydraulic Connector (SA/2D Area Conn)***. Lihat contoh pada Gambar 4.22 di bawah ini.



Gambar 4.22 Example of connecting one 2d flow area to another 2d flow area with a hydraulic structure.

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

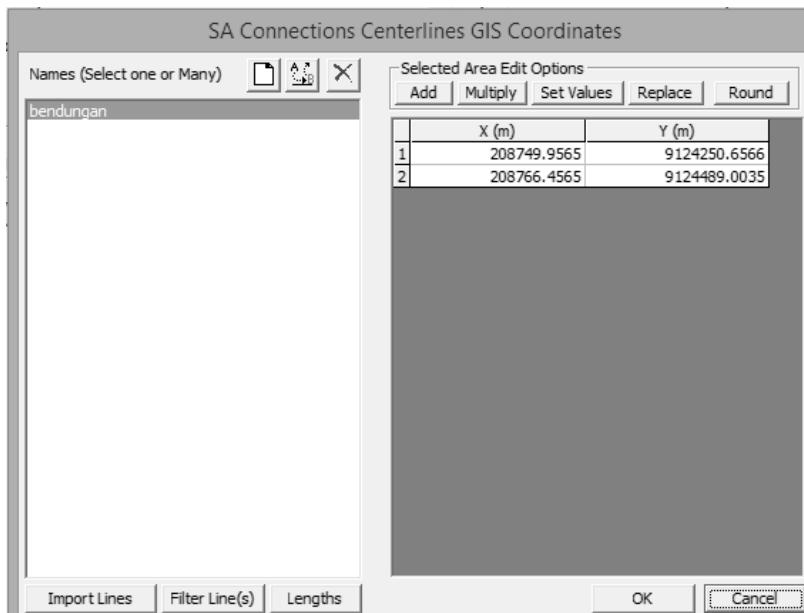
Untuk menggambar garis geospasial dari dalam editor Data Geometris, gunakan opsi ***SA/2D Area Conn***. Klik tombol kiri mouse untuk memulai garis, lalu gerakkan mouse dan terus klik kiri untuk menambahkan poin tambahan di baris. Mengedit ***2D flow area Hydraulic Connector*** dengan ***conection data editor*** di jendela sebelah kiri sehingga terlihat seperti di Gambar 4.23.



Gambar 4.23 SA/2D Area hydraulic connection editor.

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

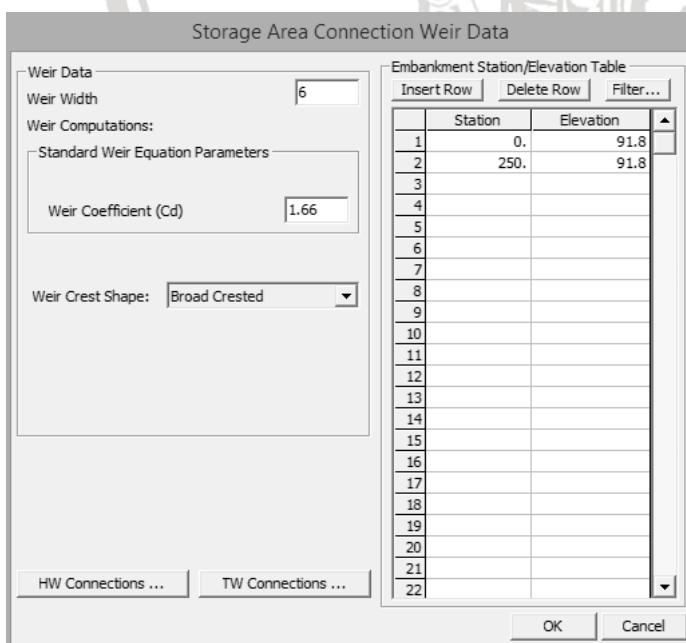
- *SA Connections Centerline GIS Coordinates* dengan memasukkan koordinat untuk mewakili struktur bendungan dengan memasukkan koordinat geospasial kedalam tabel *SA Connections Centerline GIS Coordinates*.



Gambar 4.24 *Centerline GIS coordinates*

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Selanjutnya, pilih tombol *Weir/ Embankment* di sisi kiri jendela grafik. Ini akan memunculkan editor yang akan memungkinkan untuk menentukan profil teratas tanggul, serta menentukan bagaimana struktur bendungan terhubung ke penampang sungai, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.25.

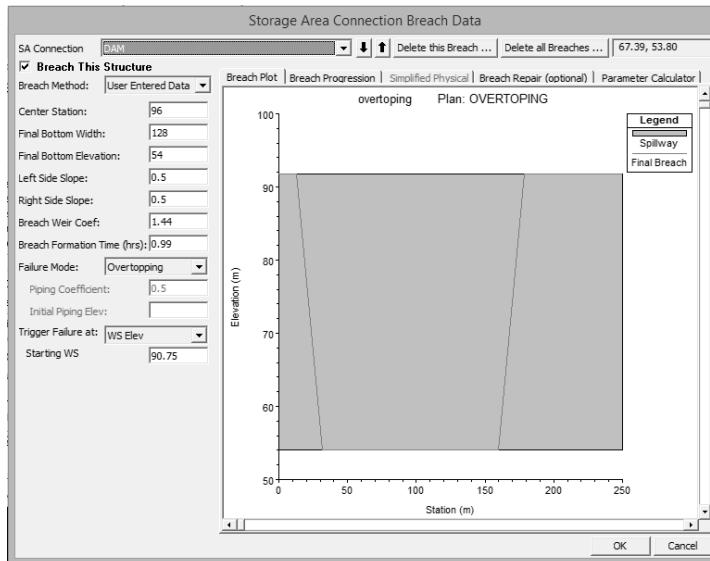


Gambar 4.25 *Weir/ embankment option*

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

c. Memasukan Data Keruntuhan Bendungan

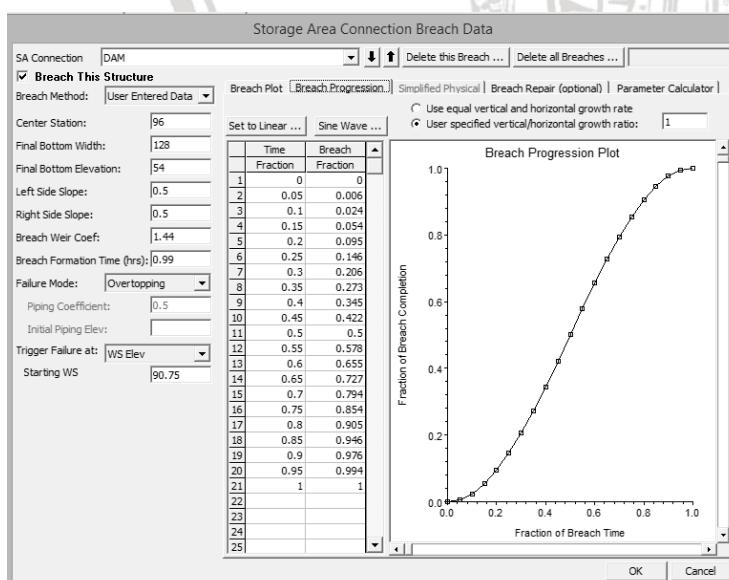
Memasukkan informasi keruntuhan bendungan dilakukan dengan menekan tombol **Breach (plan data)**. Tombol **Breach (plan data)** ditekan, jendela *Dam Breach* akan muncul seperti ditunjukkan pada Gambar 4.26.



Gambar 4.26 Dam breach data editor

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

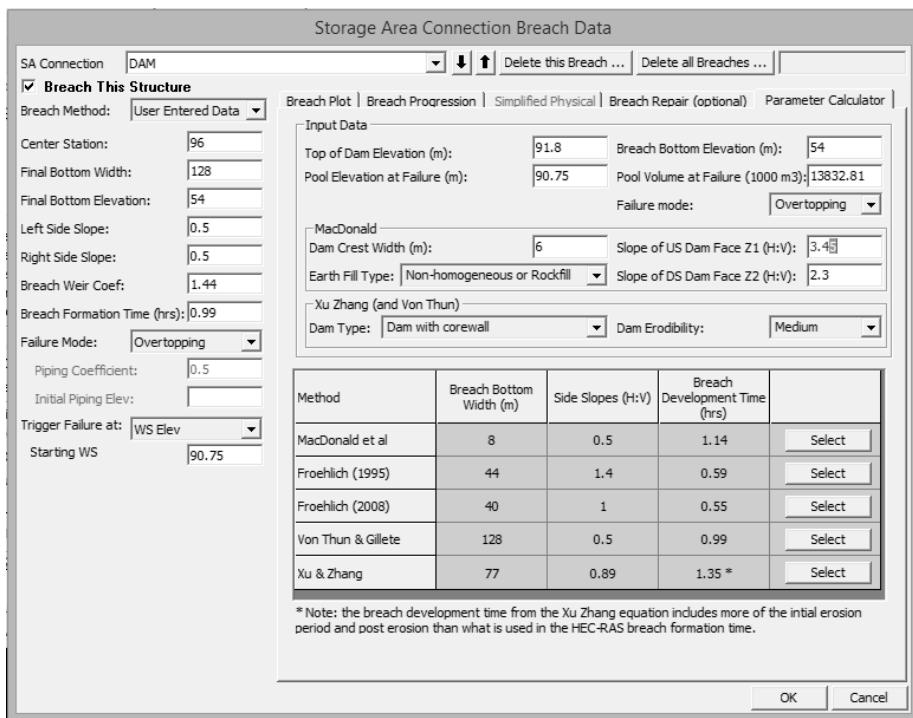
Kemudian pilih **Breach Progression**, sebuah tabel akan muncul di jendela tampilan grafik. Tabel digunakan untuk memasukkan kurva pertambahan rekanan yang ditentukan untuk pembentukan keruntuhan. Jika tidak ada kurva yang dimasukkan, program secara otomatis menggunakan laju pertambahan rekanan secara linier. Ini berarti bahwa dimensi rekanan akan tumbuh secara linier selama waktu yang dimasukkan sebagai waktu pembentukan rekanan penuh.



Gambar 4.27 Dam breach editor with nonlinear breach progression

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Untuk membantu dalam memperkirakan dimensi Rekahan dan waktu, HEC-RAS telah menambahkan "**Parameter Calculator**" ke *editor Breach Data*. Untuk menggunakan kalkulator ini pilih Tab **Parameter Calculator** dari editor pelanggaran, dan editor akan terlihat seperti layar berikut:



Gambar 4.28 Breach parameter calculator from regression equations.

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.27 di atas, Kalkulator Parameter Pelanggaran berisi lima persamaan regresi (MacDonald / Langridge-Monopolis; Froehlich 1995; Froehlich 2008; Von Thun dan Gillete; dan Xu & Zhang 2009). Memasukkan beberapa parameter yang menggambarkan bendungan dan volume air di belakang struktur pada saat keruntuhan bendungan. Parameter-parameter ini termasuk: *Top of Dam Elevation*; *Breach Bottom Elevation*; *Pool Elevation at Failure*; *Pool Volume at failure (1000m³)*; *Failure Mode*; *Dam Crest Width*, *Slope of US Dam Face Z1 (H:V)*, *Slope of DS Dam Face Z2 (H:V)*; *Earth fill type*, dan *Dam Erodibility*. Tidak semua nilai digunakan untuk semua persamaan regresi seperti yang tercantum pada editor. Beberapa variabel spesifik untuk persamaan McDonald, dan dua terakhir spesifik untuk persamaan Xu & Zhang. Setelah nilai dimasukkan, *parameter calculator* akan menghitung *Final Bottom Width*; *Left Side Slope*, *Right Side Slope*; dan *Breach Development Times* dari masing-masing persamaan regresi. Pengguna kemudian dapat memilih jawaban dari salah satu persamaan ke dengan menekan tombol Select di samping hasil persamaan yang ingin mereka gunakan.

Parameter keruntuhan menggunakan metode Von Thun dan Gillette pada kondisi ovetopping.

Contoh Perhitungan:

$$\begin{aligned} B_{ave} &= 2.5 h_w + C_b \\ &= 2.5 (91.8 - 54) + 54.9 \\ &= 149.4 \text{ meter} \\ t_f &= 0.02 h_w + 0.25 \\ &= 0.02 \times 37.8 + 0.25 \\ &= 1.01 \text{ hour} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bottom width} &= B_{ave} - 2 \cdot \text{Slide slope. } \frac{1}{2} h_b \\ &= 149.4 - 2 \times 0.5 \times \frac{1}{2} \cdot 37.8 \\ &= 130 \end{aligned}$$

Tabel 4.44
Parameter Keruntuhan Bendungan Bajulmati Dalam Beberapa Skenario

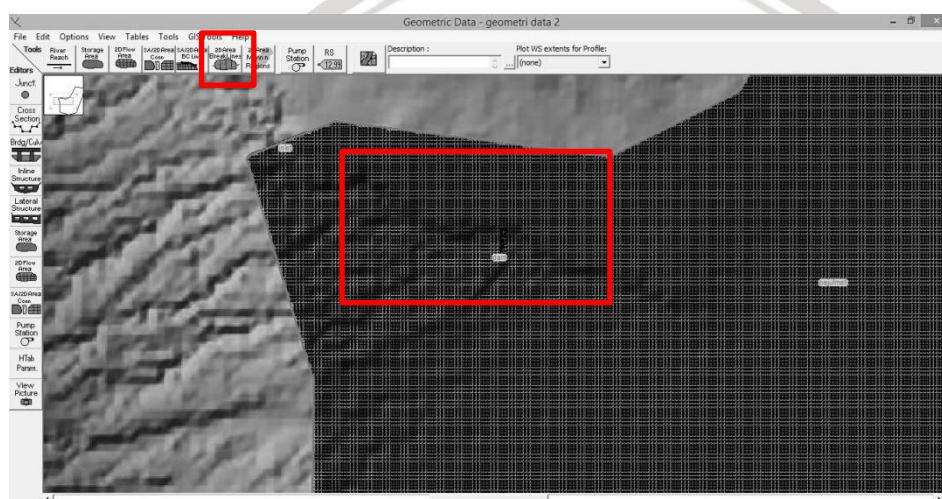
Parameter Rekahan	Skenario Keruntuhan			
	Overtopping	Piping Atas	Piping Tengah	Piping bawah
<i>Top of Dam Elevation</i>	91.8	91.8	91.8	91.8
<i>Pool Elevation at Failure</i>	91.8	89.996	89.996	89.996
<i>Breach Bottom Elevation</i>	54	54	54	54
<i>Pool Volume at failure (1000m³)</i>	13832.811	12187.6947	12187.6947	12187.6947
<i>Dam Crest Width</i>	6	6	6	6
<i>Slope of US Dam Face Z1 (H:V)</i>	3.45	3.45	3.45	3.45
<i>Slope of DS Dam Face Z2 (H:V)</i>	2.3	2.3	2.3	2.3
<i>Earth fill type</i>	<i>Non-homogeneous or Rockfill Medium</i>			
<i>Dam Erodibility</i>				
<i>Center Station</i>	96	96	96	96
<i>Final Bottom Width</i>	130	114	91	114
<i>Final Bottom Elevation</i>	54	54	54	54
<i>Left Side Slope</i>	0.5	0.5	0.5	0.5
<i>Right Slide Slope</i>	0.5	0.5	0.5	0.5
<i>Breach Weir Coef</i>	1.44	1.44	1.44	1.44
<i>Breach Formation Time</i>	1.01	0.97	0.99	0.97
<i>Failur Mode</i>	<i>Overtopping</i>	<i>Piping</i>	<i>Piping</i>	<i>Piping</i>
<i>Piping Coeficient</i>	-	0.5	0.5	0.5
<i>Initial Piping Elev</i>	-	87.6	69	55
<i>Triger Failur at Starting WS</i>	WS Elev	WS Elev	WS Elev	WS Elev
	91.8	89.996	69	89.996

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

4.4.2.3 Input Unsteady Flow Data

a. Kondisi Batas Aliran diluar Area 2D

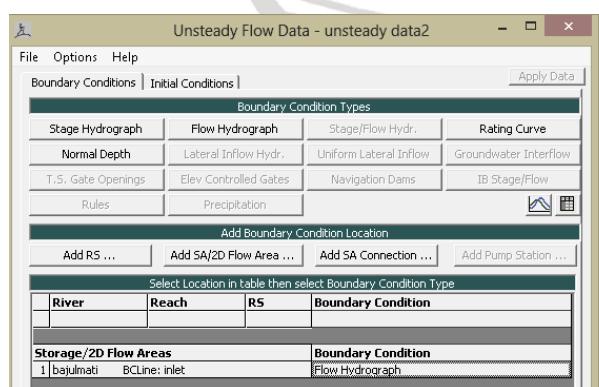
Untuk menambahkan kondisi batas eksternal ke area aliran 2D, buka **Geometry Data Editor** dan tombol yang disebut **SA / 2D Area BC**. Setelah tombol bernama **SA / 2D Area BC Lines** dipilih, klik tombol kiri mouse satu kali di lokasi di sepanjang perimeter luar Area 2D di mana kondisi batas harus dimulai. Selanjutnya, tambahkan poin dengan mengklik satu kali di sepanjang perimeter, kemudian klik dua kali untuk mengakhiri garis batas kondisi di lokasi di mana ia harus berakhir. *Double click* untuk mengakhiri garis batas kondisi, kemudian memunculkan jendela dan memasukkan nama untuk kondisi batas ini. Dalam contoh yang ditunjukkan pada Gambar 4.29, batas kondisi aliran area 2D dimasukkan di sisi kanan area aliran 2D. Lokasi kondisi batas ini diberi nama “*inlet*”.



Gambar 4.29 Example of Adding an External 2D Flow Area Boundary Condition Location.

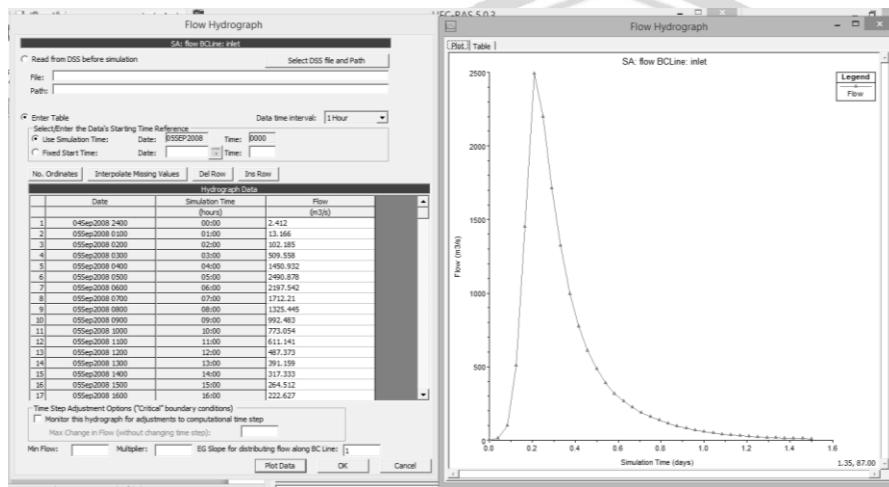
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Setelah semua kondisi batas area aliran 2D telah diidentifikasi (digambar dengan alat **SA / 2D Area BC Lines**), tipe kondisi batas dan data kondisi batas dimasukkan dalam editor **Unsteady flow data**. Editor Data **Unsteady flow data** adalah tempat pengguna memilih jenis kondisi batas dan memasukkan data kondisi batas (lihat Gambar 4.30).



Gambar 4.30 Example of adding external boundary conditions directly to a 2d flow area
Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.30, tabel bawah pada tab **Boundary Conditions** akan berisi salah satu lokasi *Boundary Condition* area aliran 2D yang dimasukkan dalam *editor Data Geometris*. Untuk memasukkan kondisi batas area aliran 2D, pilih bidang terbuka untuk lokasi tertentu, lalu pilih jenis kondisi batas dari jenis kondisi batas aktif di bagian atas jendela. Ketika area aliran 2D dipilih, hanya ada empat jenis kondisi batas yang tersedia: *Stage Hydrograph; Flow Hydrograph; Rating Curve; dan Normal Depth*. Garis kondisi batas juga dapat ditempatkan di sepanjang bagian lain dari area aliran 2D untuk memungkinkan aliran masuk. Dalam hal ini, Hidrograf Aliran (untuk membawa aliran langsung ke Area 2D), atau tipe *flow hydrograph* dapat digunakan.

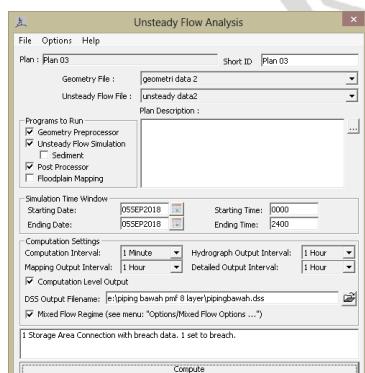


Gambar 4.31 Example flow hidrograph

Sumber: Dokumentasi pribadi, 2018

b. Running Unsteady Flow Model

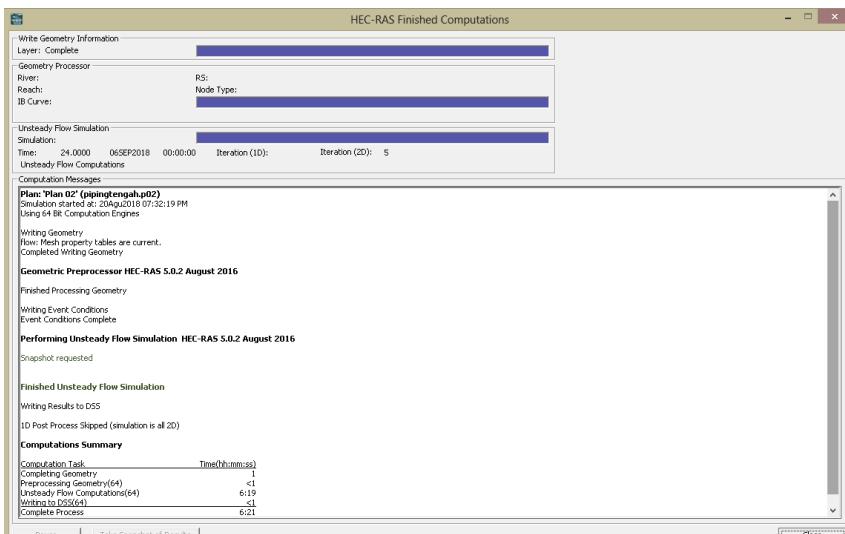
Untuk menjalankan model, buka jendela *Unsteady Flow Analysis*. Setel item berikut: *Programs to Run; the Simulation Time Window; and all of the Computational Settings*. Kemudian tekan tombol **Compute**. (Jendela harus terlihat seperti Gambar 4.33). Jika sebelumnya belum menjalankan *pre-processor area aliran 2D* (dari *RAS Mapper*) maka secara otomatis akan dilakukan pertama kali pada awal proses aliran yang tidak stabil.



Gambar 4.32 Unsteady flow analysis window with the new floodplain mapping feature

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

Setelah menekan tombol *Compute*, mesin komputasi aliran-tidak-lancar akan mulai berjalan. Proses ini terdiri dari menjalankan: *2D Geometry Pre-Processor* (hanya jika diperlukan); Komputasi Arus Goyah (gabungan 1D / 2D); *Post-Processor 1D*; dan akhirnya proses pemetaan *Floodplain* (jika dihidupkan).



Gambar 4.33 Running program HEC-RAS

Sumber: Dokumentasi Pribadi (2018)

4.4.3 Hasil Simulasi Program HEC-RAS 5.0.3

Analisis keruntuhan bendungan ini dilakukan 4 kondisi yang berbeda yaitu kondisi *overtopping*, kondisi *piping* atas, kondisi *piping* tengah dan kondisi *piping* bawah. Karakteristik banjir akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati dihasilkan karakteristik yang bervariasi setiap kondisi. Karakteristik banjir dapat dilihat dari gambar simulasi keruntuhan bendungan Bajulmati dengan menggunakan *RAS Mapper* dengan membuat *cross section* dan *long section* pada *Profile Lines*.

Luas genangan banjir akibat keruntuhan bendungan bajulmati dianalisa dengan menggunakan bantuan program ArcGIS. Hasil sebaran genangan banjir keruntuhan bendungan bajulmati pada *RAS mapper* di ubah dalam bentuk *shapefile*.

Tabel 4.45

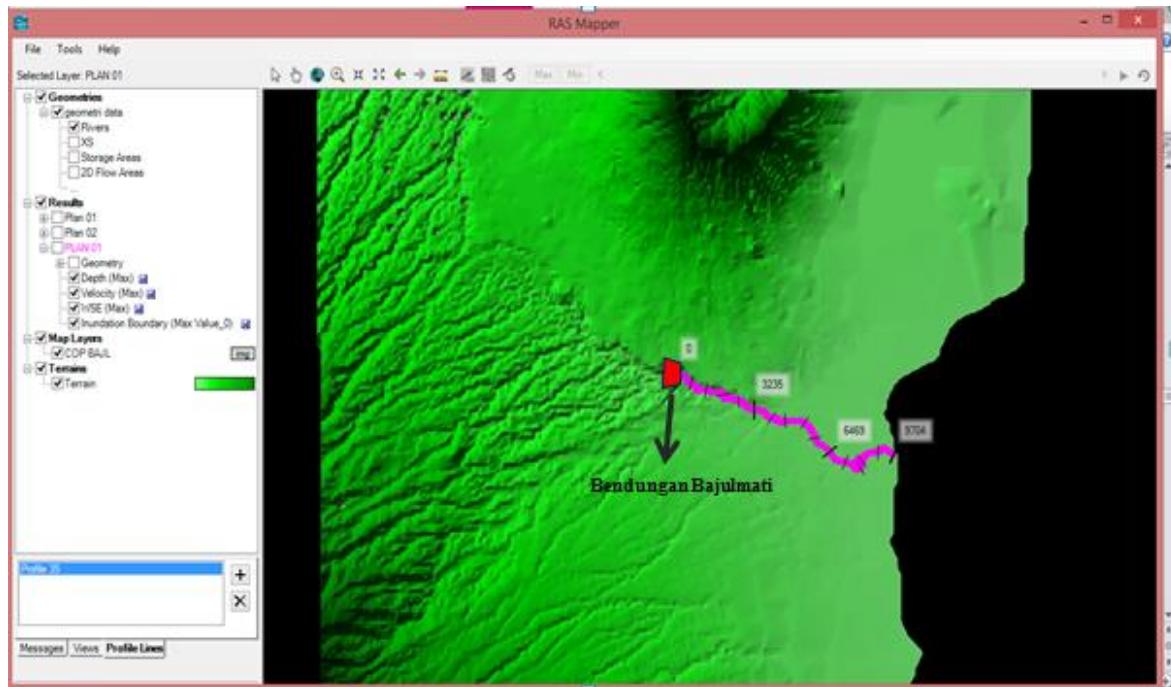
Luas Genangan Banjir Bendungan Bajulmati akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati

Kondisi	Luas Genangan	
	(m ²)	Hektar
<i>Overtopping</i>	16460146.1085	1646.0146
<i>Piping Atas</i>	9850536.95433	985.0536
<i>Piping Tengah</i>	9882220.23422	988.222
<i>Piping Bawah</i>	9696090.09701	969.609

Sumber: Hasil Perhitungan

Luas genangan banjir akibat simulasi keruntuhan bendungan Bajulmati yang paling tinggi terjadi ketika kondisi *overtopping* yaitu mencapai 1646.0146 hektar. Sedangkan

luas genangan banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati yang paling rendah mencapai 969.609 hektar pada kondisi *piping* bawah. Banjir dari keruntuhan bendungan Bajulmati akan berakhir di Selat Bali.



Gambar 4.34 Long Section sungai hilir bendungan bajulmati pada RAS Mapper

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.4.3.1 Overtopping

Skenario banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati pada kondisi *overtopping* terjadi karena bendungan tidak mampu menampung air waduk. Pada skenario *overtopping* Hidrograf yang dimasukkan ke *unsteady flow* data adalah hidrograf Nakayasu Kala Ulang PMF (*Probability Maximum Flood*). Berikut rangkuman hasil simulasi banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati di HEC-RAS dengan membuat *long section* pada *Profil Lines RAS Mapper*.

Tabel 4.46

Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi *Overtopping* Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
1	0.000	60.340	19.827	80.168	54.804
2	11.654	59.543	20.195	78.941	71.093
3	57.778	58.746	18.427	77.138	73.022
4	76.527	58.739	16.962	76.926	75.232
5	82.954	58.733	16.821	76.734	76.013
6	96.964	58.727	16.027	75.811	76.114
7	119.419	58.726	15.409	74.886	75.834
8	149.931	58.716	11.109	71.811	58.287
9	171.978	58.711	10.243	68.873	41.726
10	199.531	59.337	10.677	66.748	21.255

Lanjutan Tabel 4.46 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan
Bajulmati Kondisi *Overtopping* Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
11	223.018	59.964	10.558	66.607	16.498
12	229.389	59.913	10.495	66.527	16.154
13	234.249	59.853	10.456	66.468	16.129
14	248.804	59.784	10.935	66.261	14.532
15	272.562	59.681	12.483	65.941	10.099
16	289.839	59.579	13.547	65.781	8.010
17	321.066	59.477	15.401	65.672	7.253
18	334.816	60.356	13.933	65.634	7.788
19	360.236	60.625	8.952	65.573	7.162
20	377.421	60.746	6.187	65.460	5.797
21	394.145	60.702	5.047	65.363	6.327
22	413.628	59.911	5.543	65.212	9.913
23	425.301	59.120	5.787	65.065	11.878
24	430.780	57.777	5.958	64.994	12.961
25	454.510	56.071	8.125	64.627	18.370
26	467.314	56.069	8.536	64.042	17.829
27	484.126	56.062	9.107	63.255	17.182
28	496.434	56.056	9.618	62.769	16.039
29	521.754	56.049	7.936	62.349	12.934
30	539.522	56.013	5.798	62.128	11.881
31	552.918	55.995	4.176	61.921	11.474
32	568.492	55.326	3.460	61.534	11.242
33	580.373	55.139	3.070	61.180	11.335
34	592.347	54.785	2.686	60.823	11.896
35	606.237	54.365	2.583	60.505	13.189
36	631.578	53.945	5.390	59.734	16.829
37	652.772	53.459	8.305	59.377	14.630
38	682.318	52.906	10.530	58.951	9.722
39	698.747	52.235	8.942	58.948	8.438
40	705.380	51.746	8.701	58.936	8.034
41	747.690	51.258	7.008	58.811	9.691
42	754.591	50.734	6.997	58.809	10.622
43	768.413	50.152	6.218	58.779	13.776
44	788.962	50.542	5.282	58.728	20.937
45	795.388	51.701	6.051	58.698	22.628
46	855.430	53.028	13.007	58.249	15.961
47	863.818	54.355	13.980	58.188	12.740
48	879.509	55.682	15.219	58.072	9.222
49	885.084	56.622	15.747	58.033	8.293
50	896.802	57.155	15.067	57.954	6.803
51	917.978	57.290	13.453	57.775	5.007
52	958.143	58.282	10.632	57.424	4.591
53	966.198	59.273	10.242	57.419	4.612
54	970.639	59.455	10.195	57.417	4.617
55	981.610	59.885	10.169	57.414	4.726
56	992.916	60.316	10.315	57.408	5.145
57	997.131	60.138	10.255	57.404	5.307
58	1024.791	59.959	10.019	57.410	5.720
59	1106.890	59.332	11.073	57.404	7.818
60	1112.571	59.278	11.202	57.404	7.722

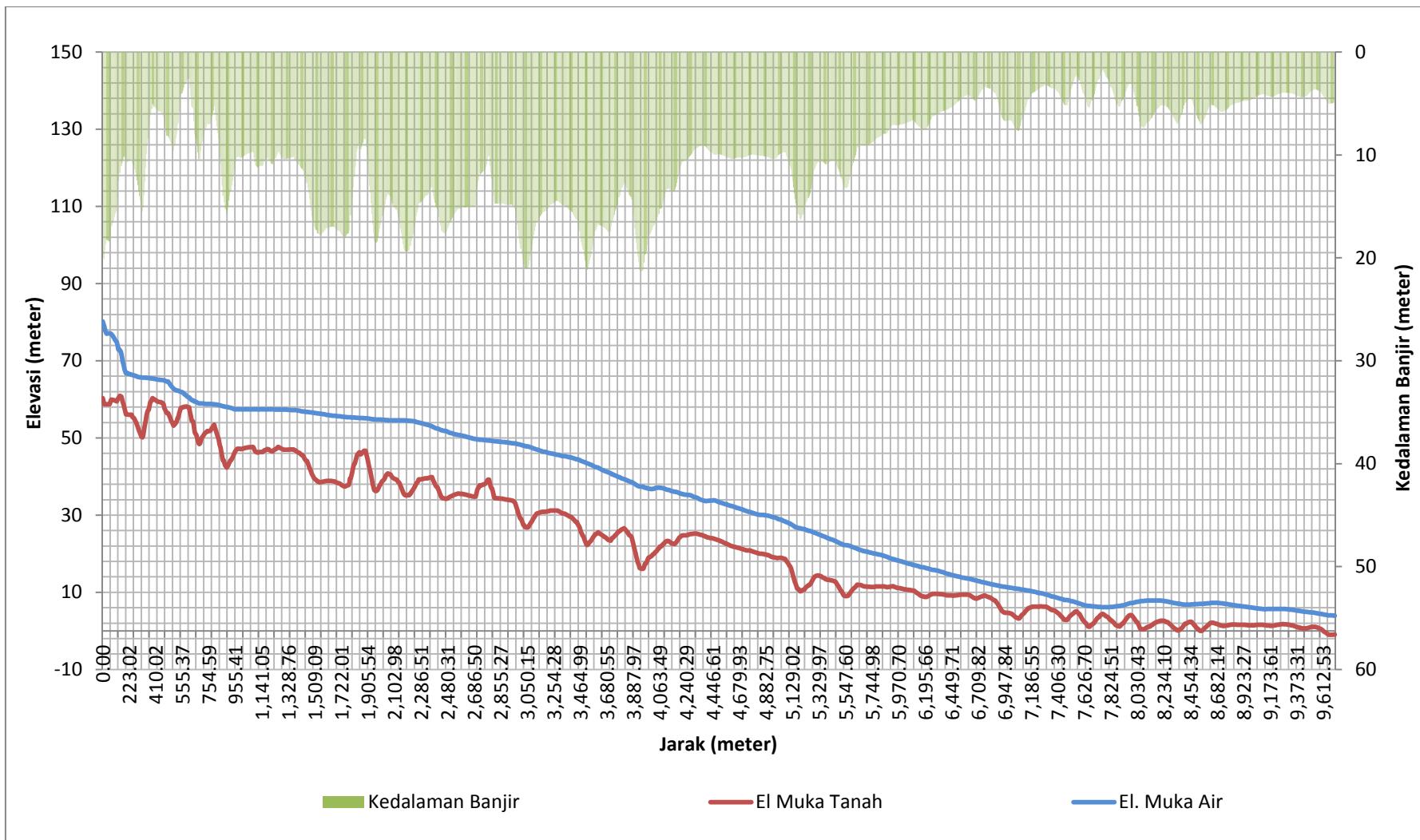
Lanjutan Tabel 4.46 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan
Bajulmati Kondisi *Overtopping* Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
61	1231.524	55.505	10.311	57.381	8.059
62	1303.429	54.149	10.400	57.332	10.032
63	1509.085	55.364	17.179	56.482	18.008
64	1646.665	58.098	16.959	55.784	6.731
65	1701.052	58.137	17.365	55.611	5.913
66	1805.338	54.513	12.153	55.276	5.561
67	1905.545	48.595	10.870	55.062	13.427
68	2005.361	50.544	17.112	54.762	8.074
69	2100.997	52.194	15.052	54.581	6.628
70	2203.314	46.354	18.883	54.427	6.381
71	2447.543	44.251	17.436	51.981	11.512
72	2505.291	46.624	16.566	51.330	6.218
73	2600.061	47.246	15.077	50.526	4.831
74	2713.781	47.221	13.064	49.601	2.502
75	2830.802	47.638	14.745	49.128	8.826
76	2910.014	47.160	14.841	48.822	12.422
77	3006.560	46.202	19.155	48.232	13.225
78	3125.589	46.330	16.595	46.991	5.723
79	3211.918	46.965	15.192	46.171	5.714
80	3336.521	46.839	14.901	45.284	19.369
81	3421.641	46.722	16.025	44.629	32.969
82	3512.232	47.070	20.713	43.604	13.663
83	3610.292	47.315	16.743	42.290	7.060
84	3705.283	46.932	17.455	40.920	5.680
85	3711.729	46.936	17.420	40.824	5.659
86	3805.256	46.984	13.211	39.516	8.069
87	3905.259	46.801	17.146	38.073	5.241
88	3913.201	46.750	17.771	37.937	5.139
89	3953.693	46.137	21.319	37.375	4.587
90	3954.244	45.942	21.294	37.367	4.580
91	4000.067	45.553	18.143	36.891	4.067
92	4009.349	45.552	17.765	36.809	4.047
93	4109.993	39.541	13.346	36.620	4.023
94	4200.348	38.594	11.555	35.706	3.549
95	4308.288	38.845	9.377	34.629	4.355
96	4402.078	38.656	9.318	33.641	4.457
97	4504.651	38.003	9.952	33.271	6.136
98	4615.809	37.408	10.397	32.300	8.927
99	4741.907	37.755	10.168	31.045	10.668
100	4767.404	38.008	9.986	30.807	12.036
101	4815.969	39.495	10.018	30.329	17.342
102	4904.909	45.842	10.270	29.783	21.589
103	5004.933	45.742	9.914	28.860	25.701
104	5100.997	46.654	11.124	27.783	34.123
105	6014.813	36.921	7.004	17.840	3.416
106	6308.660	39.325	6.043	15.629	2.679
107	6357.219	39.365	5.757	15.252	2.518
108	6440.171	39.500	5.400	14.590	2.344
109	6468.777	39.521	5.262	14.378	2.260
110	6999.310	34.545	6.625	11.211	3.371
111	7015.864	34.358	6.691	11.135	3.367

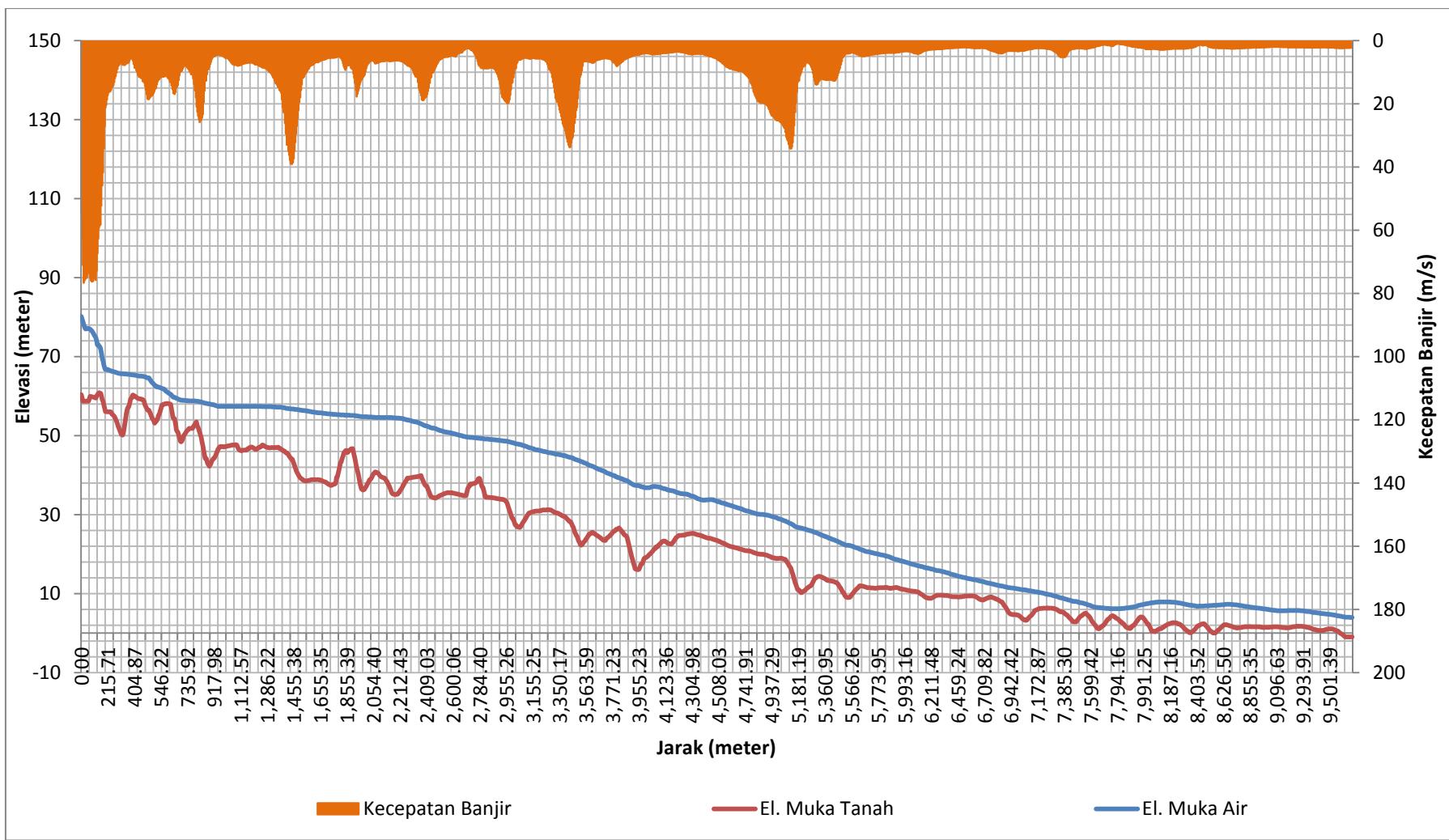
Lanjutan Tabel 4.46 Lanjutan Tabel Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi *Overtopping* Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
112	7061.864	34.334	7.534	10.945	3.217
113	7504.723	35.449	3.899	7.777	2.489
114	7804.600	37.726	2.749	6.169	1.011
115	8029.366	36.873	5.237	7.511	2.773
116	8110.688	34.330	6.765	7.872	2.915
117	8211.154	34.213	5.186	7.841	2.623
118	8307.791	33.950	6.243	7.335	2.577
119	8403.518	33.354	5.189	6.801	1.748
120	8529.333	30.386	6.544	6.977	2.196
121	8604.333	28.076	5.726	7.146	2.434
122	8719.088	26.785	5.805	7.176	2.548
123	8810.475	28.100	5.206	6.795	2.401
124	8902.257	29.776	4.858	6.414	2.264
125	9022.419	30.457	4.486	5.943	2.078
126	9104.370	30.732	4.089	5.665	2.006
127	9227.917	30.885	4.122	5.699	2.156
128	9304.139	31.171	3.976	5.587	2.228
129	9416.013	31.205	4.411	5.085	2.229
130	9501.392	31.189	3.706	4.763	2.259
131	9602.647	30.959	4.107	4.331	2.397
132	9704.095	30.383	4.863	3.924	2.285

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

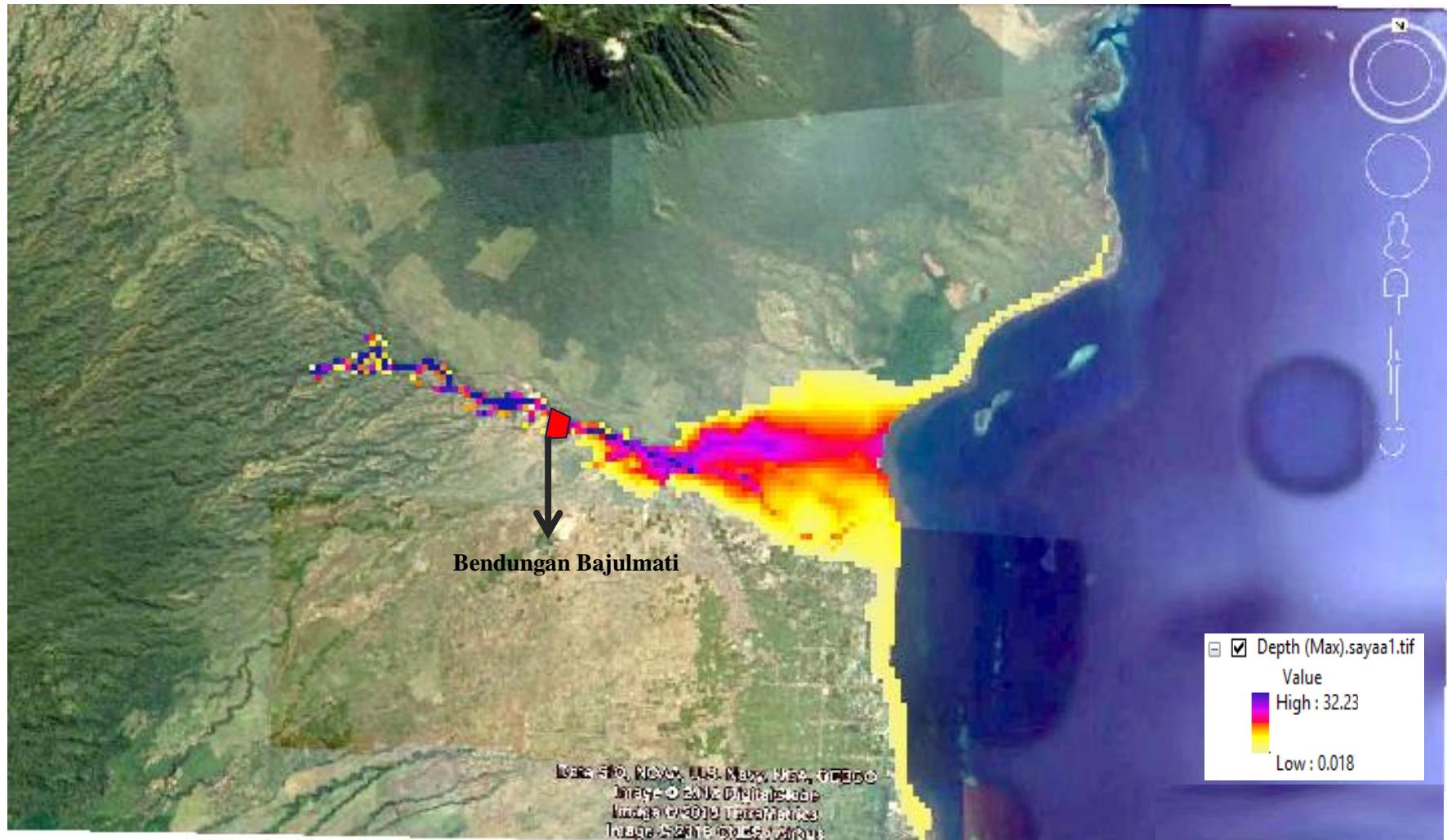


Gambar 4.35 Hubungan antara jarak dan kedalaman, muka air banjir maksimum di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi *overtopping*
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.36 Hubungan jarak dan kecepatan, muka air banjir maksimum di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi *overtopping*

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.37 Peta sebaran genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi *overtopping* pada sungai hilir
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Dari tabel dan gambar diatas didapatkan karakteristik banjir pada kondisi *overtopping* kedalaman aliran banjir maksimum mencapai 21.31 meter pada jarak 3953.63 meter dari tubuh bendungan. Kecepatan aliran banjir maksimum akibat keuntuhan bendungan bajulmati sebesar 76.68 m/s pada jarak 21.51 meter dari tubuh bendungan. Kedalaman aliran banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati juga dapat dilihat dengan menggunakan indikator warna yang terdapat pada *RAS Mapper*, semakin besar kedalaman aliran maka warna semakin gelap.

4.4.3.2 Piping Atas

Piping adalah ketika air yang meresap melalui bendungan dan pondasinya bisa membawa partikel tanah yang bebas bermigrasi. Kekuatan rembesan cenderung menyebabkan tanah yang erodibel atau batu lunak bergerak menuju permukaan hilir bendungan. Sehingga menyebabkan retakan dan lubang pada hilir dan bendungan dan menyebabkan keruntuhan bendungan. *Piping* atas disimulasikan dengan hidrograf Nakayasu kala ulang 1000 pada elevasi +87.6 meter. Berikut rangkuman hasil simulasi banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati di HEC-RAS dengan membuat *long section* pada *Profil Lines RAS Mapper*.

Tabel 4.47

Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi *Piping* Atas Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
1	0.000	60.340	13.040	73.381	23.009
2	11.654	59.543	10.592	69.339	33.104
3	57.778	58.746	8.557	67.268	34.274
4	76.527	58.739	6.188	66.152	30.058
5	82.954	58.733	6.135	66.048	29.513
6	96.964	58.727	6.030	65.814	28.777
7	119.419	58.726	5.094	64.571	23.955
8	149.931	58.716	3.015	63.716	21.126
9	171.978	58.711	3.958	62.588	19.267
10	199.531	59.337	4.241	60.311	13.465
11	223.018	59.964	2.838	58.887	7.414
12	229.389	59.913	2.648	58.680	6.279
13	234.249	59.853	2.530	58.542	5.894
14	248.804	59.784	3.386	58.712	4.962
15	272.562	59.681	5.190	58.648	2.881
16	289.839	59.579	6.377	58.612	2.270
17	321.066	59.477	8.319	58.590	1.598
18	334.816	60.356	6.884	58.585	1.254
19	360.236	60.625	1.958	58.580	0.690
20	377.421	60.746	0.000	59.273	0.000
21	394.145	60.702	0.000	60.316	0.000
22	413.628	59.911	0.000	59.669	0.000
23	425.301	59.120	0.000	59.278	0.000
24	430.780	57.777	0.000	59.037	0.000

Lanjutan Tabel 4.47 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan
Bajulmati Kondisi *Piping* Atas Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
25	454.510	56.071	1.231	57.733	4.170
26	467.314	56.069	2.055	57.560	4.692
27	484.126	56.062	2.966	57.115	4.114
28	496.434	56.056	3.598	56.749	3.618
29	521.754	56.049	2.422	56.836	2.876
30	539.522	56.013	0.690	57.020	2.537
31	552.918	55.995	0.000	57.744	0.000
32	568.492	55.326	0.000	58.074	0.000
33	580.373	55.139	0.000	58.110	0.000
34	592.347	54.785	0.000	58.137	0.000
35	606.237	54.365	0.000	57.922	0.000
36	631.578	53.945	1.092	55.436	2.603
37	652.772	53.459	4.163	55.235	3.096
38	682.318	52.906	6.810	55.232	4.332
39	698.747	52.235	5.217	55.223	4.390
40	705.380	51.746	4.979	55.214	4.157
41	747.690	51.258	3.382	55.185	3.450
42	754.591	50.734	3.361	55.173	3.689
43	768.413	50.152	2.596	55.158	4.286
44	788.962	50.542	1.542	54.988	4.968
45	795.388	51.701	2.277	54.925	5.094
46	855.430	53.028	9.074	54.316	4.259
47	863.818	54.355	9.984	54.192	3.918
48	879.509	55.682	11.113	53.965	3.497
49	885.084	56.622	11.576	53.862	3.324
50	896.802	57.155	10.747	53.634	2.968
51	917.978	57.290	8.946	53.268	2.369
52	958.143	58.282	5.761	52.553	1.715
53	966.198	59.273	5.244	52.421	1.659
54	970.639	59.455	5.130	52.352	1.629
55	981.610	59.885	5.007	52.253	1.605
56	992.916	60.316	5.131	52.225	1.615
57	997.131	60.138	5.051	52.201	1.615
58	1024.791	59.959	4.727	52.118	1.642
59	1106.890	59.332	5.789	52.120	2.840
60	1112.571	59.278	5.917	52.119	2.827
61	1231.524	55.505	5.000	52.070	3.158
62	1303.429	54.149	5.067	51.999	4.282
63	1509.085	55.364	11.744	51.046	5.732
64	1646.665	58.098	11.094	49.919	3.481
65	1701.052	58.137	11.363	49.609	3.541
66	1805.338	54.513	6.333	49.457	2.051
67	1905.545	48.595	5.098	49.290	4.951
68	2005.361	50.544	11.270	48.920	3.954
69	2100.997	52.194	8.953	48.482	2.975
70	2203.314	46.354	12.757	48.301	3.923
71	2447.543	44.251	11.775	46.320	8.049
72	2505.291	46.624	10.784	45.548	4.355
73	2600.061	47.246	9.102	44.551	3.918
74	2713.781	47.221	7.128	43.665	1.533

Lanjutan Tabel 4.47 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi Piping Atas Pada Sungai Hilir

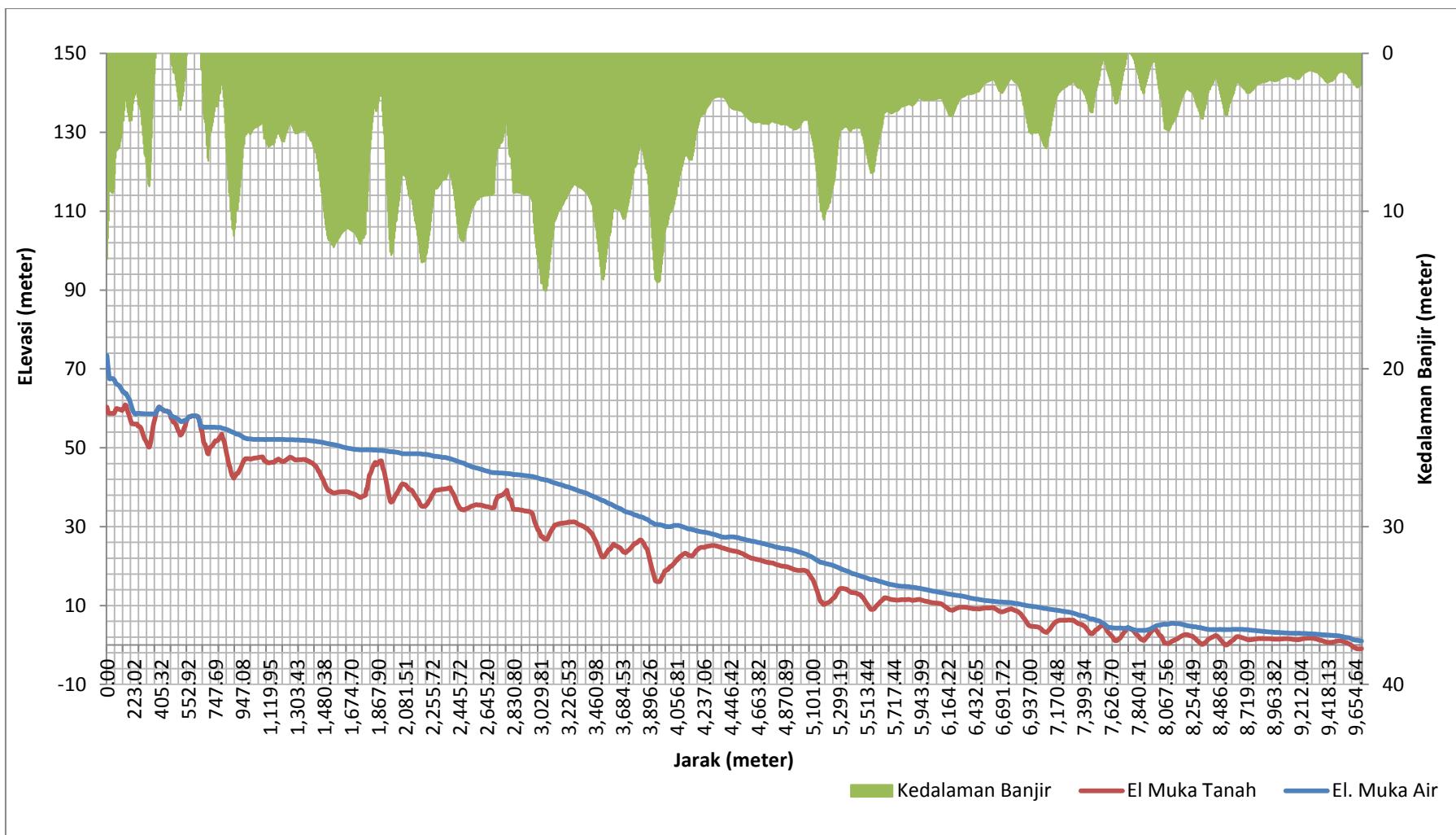
No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
75	2830.802	47.638	8.845	43.229	5.032
76	2910.014	47.160	8.960	42.941	4.952
77	3006.560	46.202	13.224	42.301	5.530
78	3125.589	46.330	10.660	41.057	3.403
79	3211.918	46.965	9.194	40.173	3.270
80	3336.521	46.839	8.529	38.913	8.225
81	3421.641	46.722	9.363	37.966	19.401
82	3512.232	47.070	13.895	36.786	8.225
83	3610.292	47.315	9.812	35.359	3.634
84	3705.283	46.932	10.429	33.894	3.236
85	3711.729	46.936	10.384	33.788	3.193
86	3805.256	46.984	6.358	32.663	3.630
87	3905.259	46.801	10.336	31.263	3.947
88	3913.201	46.750	10.976	31.143	3.852
89	3953.693	46.137	14.497	30.552	3.075
90	3954.244	45.942	14.476	30.549	3.067
91	4000.067	45.553	11.320	30.068	2.526
92	4009.349	45.552	10.951	29.995	2.495
93	4109.993	39.541	6.540	29.813	2.484
94	4200.348	38.594	4.741	28.892	1.635
95	4308.288	38.845	2.846	28.097	2.039
96	4402.078	38.656	2.982	27.306	3.002
97	4504.651	38.003	3.654	26.974	6.197
98	4615.809	37.408	4.369	26.273	9.365
99	4741.907	37.755	4.489	25.366	10.611
100	4767.404	38.008	4.314	25.136	11.366
101	4815.969	39.495	4.418	24.729	12.708
102	4904.909	45.842	4.683	24.196	13.616
103	5004.933	45.742	4.379	23.325	13.595
104	5100.997	46.654	5.564	22.222	19.305
105	6014.813	36.921	2.978	13.813	2.027
106	6308.660	39.325	2.778	12.364	1.792
107	6357.219	39.365	2.592	12.087	1.705
108	6440.171	39.500	2.457	11.646	1.492
109	6468.777	39.521	2.402	11.519	1.424
110	6999.310	34.545	5.012	9.598	2.934
111	7015.864	34.358	5.073	9.517	2.859
112	7061.864	34.334	5.861	9.272	2.552
113	7504.723	35.449	2.341	6.219	2.952
114	7804.600	37.726	0.428	3.848	0.731
115	8029.366	36.873	2.834	5.109	2.956
116	8110.688	34.330	4.363	5.470	2.750
117	8211.154	34.213	2.402	5.056	2.166
118	8307.791	33.950	3.398	4.489	2.022
119	8529.333	30.386	3.471	3.904	1.491
120	8604.333	28.076	2.535	3.956	1.596
121	8719.088	26.785	2.501	3.872	1.619
122	8810.475	28.100	2.003	3.592	1.529
123	8902.257	29.776	1.788	3.345	1.485
124	9022.419	30.457	1.683	3.140	1.349

Lanjutan Tabel 4.47 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan
Bajulmati Kondisi *Piping* Atas Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
125	9104.370	30.732	1.447	3.022	1.277
126	9227.917	30.885	1.343	2.921	1.493
127	9304.139	31.171	1.165	2.776	1.529
128	9416.013	31.205	1.866	2.540	1.649
129	9501.392	31.189	1.255	2.313	1.754
130	9602.647	30.959	1.553	1.778	1.928
131	9704.095	30.383	1.934	0.994	1.416
132	8529.333	30.386	3.471	3.904	1.491

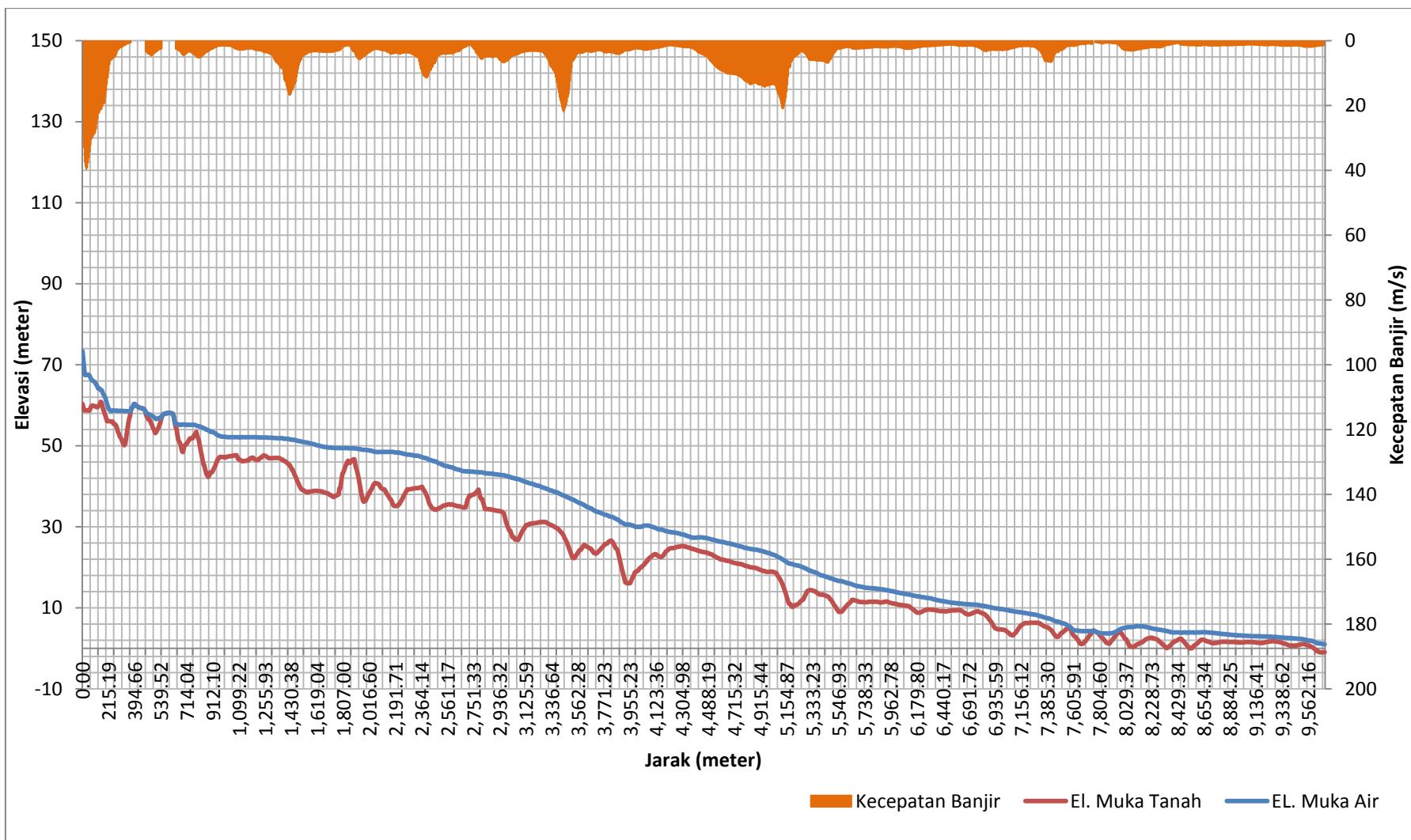
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)





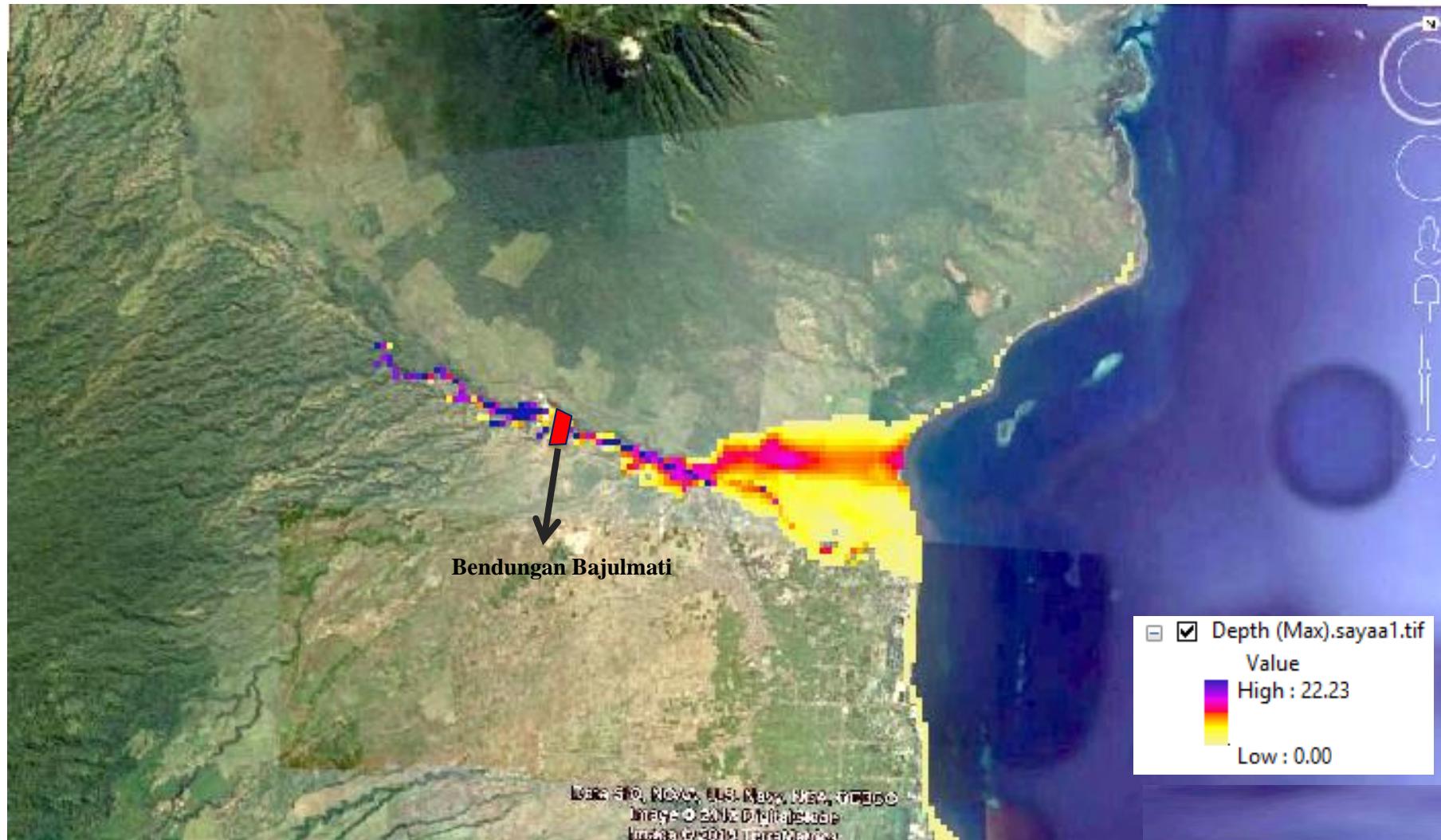
Gambar 4.38 Hubungan antara jarak dan kedalaman, muka air banjir maksimum di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping atas

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.39 Hubungan jarak dan kecepatan, muka air banjir maksimum di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping atas

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.40 Peta sebaran genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping atas pada sungai hilir
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Karakteristik banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati pada kondisi *piping* atas memiliki kedalaman banjir maksimum sebesar 15.04 meter pada jarak 3050.33 meter dari tubuh bendungan, dengan kecepatan maksimum 39.58 meter/sec pada jarak 31.27 meter dari tubuh bendungan.

4.4.3.3 Piping Tengah

Piping tengah disimulasikan dengan hidrograf Nakayasu kala ulang 1000 tahun pada elevasi +69.00 meter. Berikut rangkuman hasil simulasi banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati di HEC-RAS dengan membuat *long section* pada *Profil Lines RAS Mapper*.

Tabel 4.48

Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi *Piping* Tengah Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
1	0.000	60.340	14.138	74.476	29.680
2	11.654	59.543	12.287	71.030	43.900
3	57.778	58.746	10.382	69.086	50.056
4	76.527	58.739	7.655	67.611	39.269
5	82.954	58.733	7.101	67.007	35.338
6	96.964	58.727	6.813	66.589	29.973
7	119.419	58.726	6.024	65.493	24.689
8	149.931	58.716	3.244	63.938	21.380
9	171.978	58.711	3.326	61.949	16.067
10	199.531	59.337	4.079	60.142	12.205
11	223.018	59.964	3.158	59.200	9.799
12	229.389	59.913	2.862	58.887	8.956
13	234.249	59.853	2.928	58.933	8.123
14	248.804	59.784	3.798	59.116	5.378
15	272.562	59.681	5.599	59.050	4.434
16	289.839	59.579	6.781	59.008	4.097
17	321.066	59.477	8.729	58.993	2.745
18	334.816	60.356	7.293	58.987	2.130
19	360.236	60.625	2.356	58.974	1.073
20	377.421	60.746	0.000	59.272	0.000
21	394.145	60.702	0.000	60.316	0.000
22	413.628	59.911	0.000	59.670	0.000
23	425.301	59.120	0.000	59.280	0.000
24	430.780	57.777	0.000	59.039	0.000
25	454.510	56.071	2.068	58.572	5.583
26	467.314	56.069	2.918	58.426	5.597
27	484.126	56.062	3.960	58.111	4.967
28	496.434	56.056	4.873	58.027	4.410
29	521.754	56.049	3.542	57.957	4.190
30	539.522	56.013	1.556	57.888	4.177
31	552.918	55.995	0.174	57.921	3.633
32	568.492	55.326	0.000	58.077	0.000
33	580.373	55.139	0.000	58.113	0.000
34	592.347	54.785	0.000	58.141	0.000
35	606.237	54.365	0.000	57.926	0.000

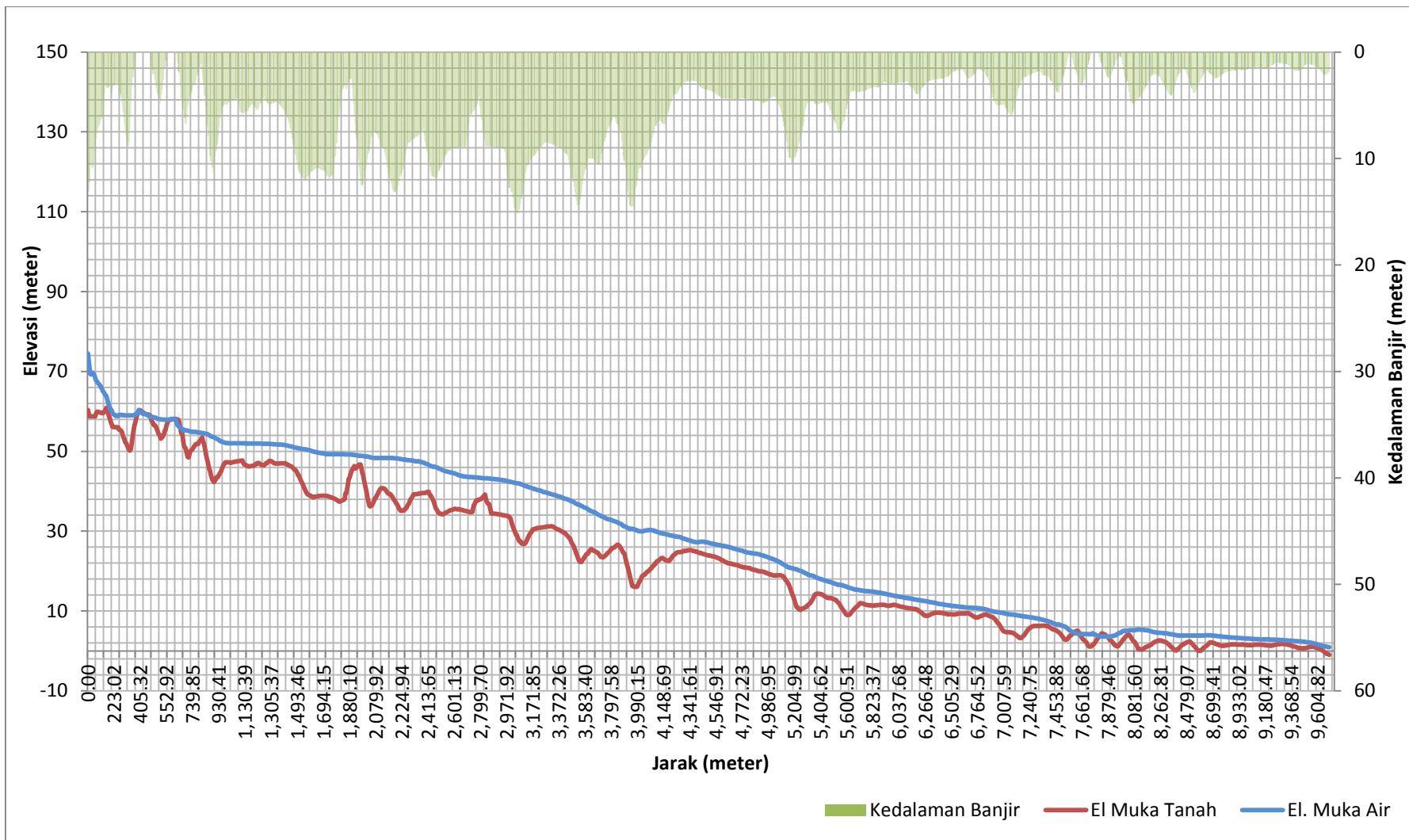
Lanjutan Tabel 4.48 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi *Piping* Tengah Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
36	631.578	53.945	1.963	56.309	7.850
37	652.772	53.459	4.594	55.667	8.877
38	682.318	52.906	6.837	55.259	7.393
39	698.747	52.235	5.153	55.160	7.495
40	705.380	51.746	4.866	55.103	7.461
41	747.690	51.258	3.071	54.883	6.163
42	754.591	50.734	3.039	54.860	6.379
43	768.413	50.152	2.211	54.783	7.154
44	788.962	50.542	1.137	54.593	8.894
45	795.388	51.701	1.909	54.566	9.382
46	855.430	53.028	8.827	54.073	7.841
47	863.818	54.355	9.729	53.940	6.737
48	879.509	55.682	10.814	53.667	4.896
49	885.084	56.622	11.282	53.568	4.379
50	896.802	57.155	10.491	53.378	3.570
51	917.978	57.290	8.780	53.104	2.542
52	958.143	58.282	5.652	52.447	1.991
53	966.198	59.273	5.162	52.342	1.955
54	970.639	59.455	5.060	52.286	1.936
55	981.610	59.885	4.910	52.159	1.947
56	992.916	60.316	4.992	52.089	2.023
57	997.131	60.138	4.920	52.073	2.019
58	1024.791	59.959	4.621	52.014	2.212
59	1106.890	59.332	5.651	51.982	3.371
60	1112.571	59.278	5.784	51.985	3.315
61	1231.524	55.505	4.847	51.923	3.664
62	1303.429	54.149	4.906	51.843	5.135
63	1509.085	55.364	11.410	50.713	6.428
64	1646.665	58.098	10.895	49.714	3.409
65	1701.052	58.137	11.161	49.400	3.485
66	1805.338	54.513	6.151	49.269	2.212
67	1905.545	48.595	4.911	49.106	4.146
68	2005.361	50.544	11.074	48.733	3.863
69	2100.997	52.194	8.784	48.319	2.952
70	2203.314	46.354	12.624	48.167	3.979
71	2447.543	44.251	11.666	46.212	5.006
72	2505.291	46.624	10.704	45.464	3.987
73	2600.061	47.246	9.061	44.498	3.320
74	2713.781	47.221	7.052	43.593	2.082
75	2830.802	47.638	8.870	43.238	4.612
76	2910.014	47.160	8.981	42.947	5.706
77	3006.560	46.202	13.229	42.302	5.536
78	3125.589	46.330	10.791	41.181	3.450
79	3211.918	46.965	9.335	40.307	3.630
80	3336.521	46.839	8.711	39.091	10.507
81	3421.641	46.722	9.510	38.114	20.837
82	3512.232	47.070	14.021	36.911	8.239
83	3610.292	47.315	9.974	35.523	3.846
84	3705.283	46.932	10.567	34.032	3.276
85	3805.256	46.984	6.434	32.734	3.513
86	3905.259	46.801	10.326	31.249	3.921

Lanjutan Tabel 4.48 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan
Bajulmati Kondisi *Piping* Tengah Pada Sungai Hilir

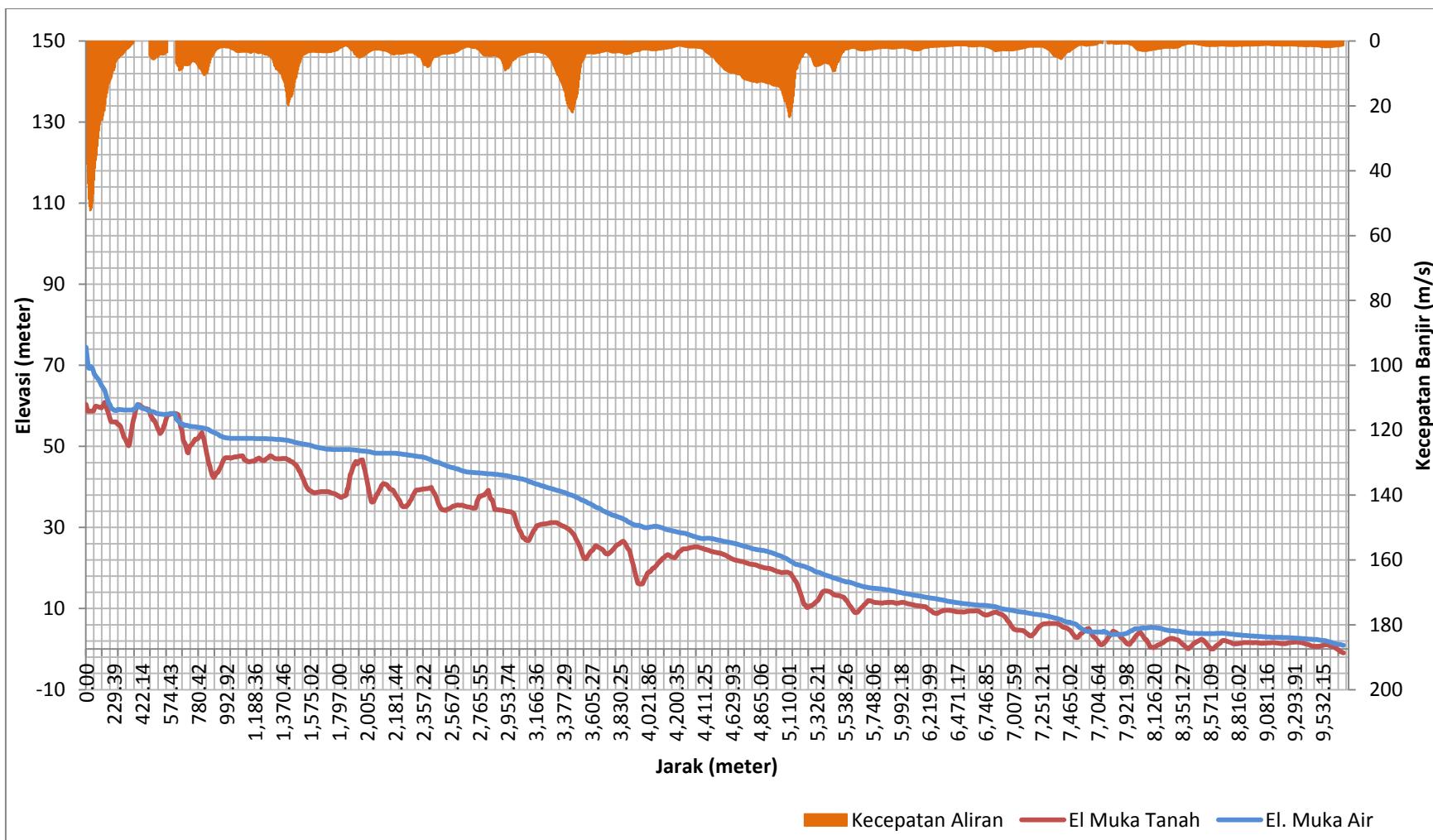
No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
87	4000.067	45.553	11.316	30.061	2.608
88	4009.349	45.552	10.953	29.993	2.622
89	4109.993	39.541	6.520	29.789	2.512
90	4200.348	38.594	4.803	28.950	1.629
91	4308.288	38.845	2.843	28.086	2.016
92	4402.078	38.656	2.921	27.242	2.755
93	4504.651	38.003	3.624	26.948	6.256
94	4615.809	37.408	4.366	26.278	9.741
95	4741.907	37.755	4.478	25.355	11.797
96	4767.404	38.008	4.322	25.145	12.105
97	4815.969	39.495	4.394	24.709	12.534
98	4904.909	45.842	4.657	24.177	13.018
99	5004.933	45.742	4.353	23.303	13.854
100	5100.997	46.654	5.480	22.136	21.692
101	6014.813	36.921	2.932	13.772	2.109
102	6308.660	39.325	2.718	12.304	1.767
103	6357.219	39.365	2.556	12.051	1.681
104	6440.171	39.500	2.419	11.609	1.475
105	6468.777	39.521	2.341	11.460	1.405
106	6999.310	34.545	4.939	9.525	2.894
107	7015.864	34.358	4.988	9.432	2.830
108	7061.864	34.334	5.778	9.189	2.527
109	7504.723	35.449	2.394	6.277	2.340
110	7804.600	37.726	0.288	3.707	0.720
111	8029.366	36.873	2.714	4.989	2.776
112	8110.688	34.330	4.259	5.366	2.836
113	8211.154	34.213	2.203	4.857	2.170
114	8307.791	33.950	3.315	4.407	2.045
115	8403.518	33.354	2.283	3.894	0.795
116	8529.333	30.386	3.398	3.831	1.439
117	8604.333	28.076	2.422	3.845	1.535
118	8719.088	26.785	2.441	3.818	1.559
119	8810.475	28.100	1.932	3.526	1.507
120	8902.257	29.776	1.737	3.298	1.470
121	9022.419	30.457	1.625	3.087	1.324
122	9104.370	30.732	1.401	2.978	1.236
123	9227.917	30.885	1.289	2.866	1.448
124	9304.139	31.171	1.083	2.693	1.473
125	9416.013	31.205	1.785	2.460	1.583
126	9501.392	31.189	1.203	2.259	1.739
127	9602.647	30.959	1.454	1.672	1.905
128	9704.095	30.383	1.861	0.923	1.397
129					

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



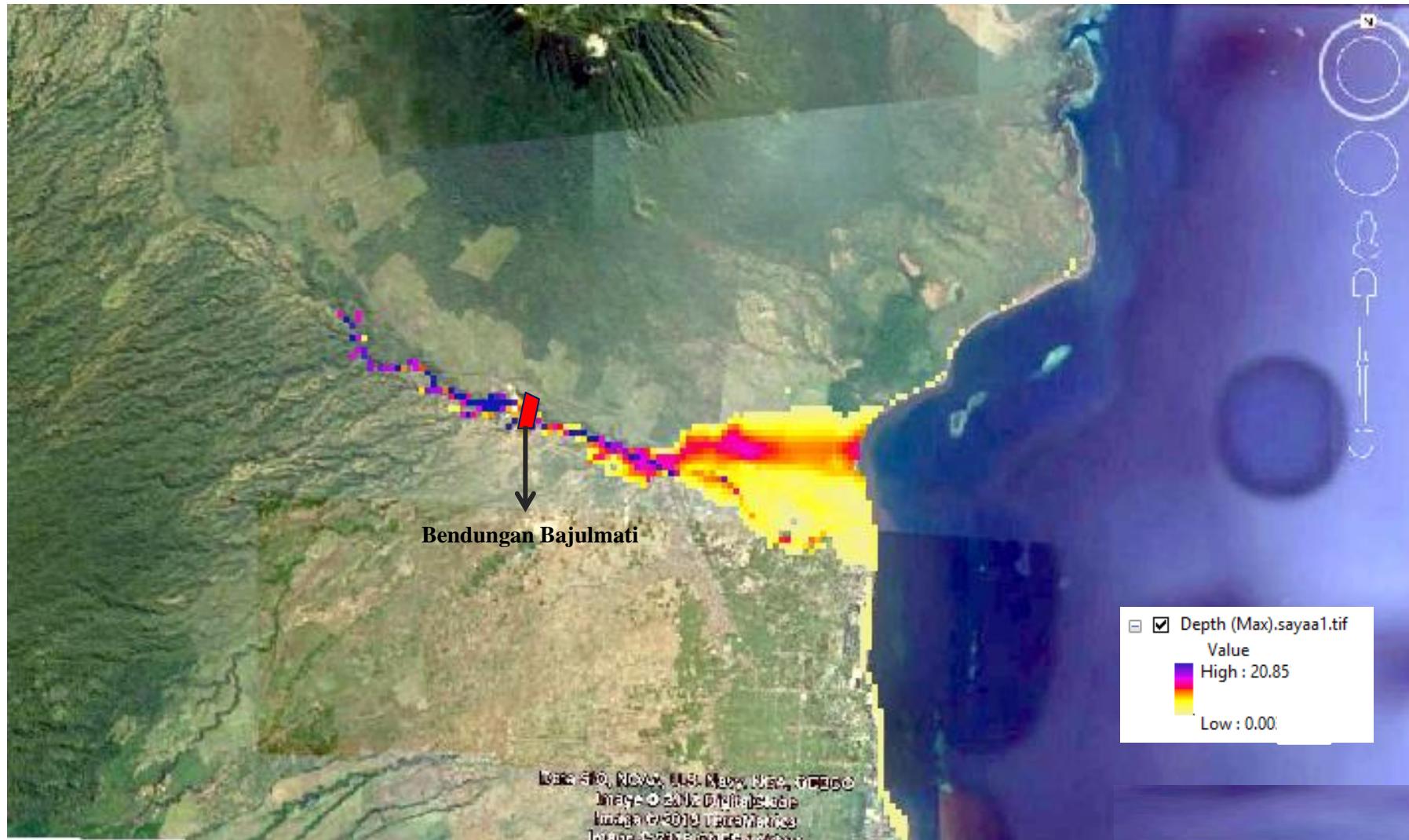
Gambar 4.41 Hubungan antara jarak dan kedalaman, muka air banjir maksimum di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping tengah

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.42 Hubungan antara jarak dan kecepatan, muka air banjir maksimum di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping tengah

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.43 Peta sebaran genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping tengah pada sungai hilir
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Dari tabel dan gambar diatas didapatkan karakteristik banjir pada kondisi *piping* tengah kedalaman aliran banjir maksimum mencapai 15.17 meter pada jarak 3050.14 meter dari tubuh bendungan. Kecepatan aliran banjir maksimum kondisi *piping* tengah akibat keuntuhan bendungan bajulmati sebesar 52.26 m/s pada jarak 37.93 meter dari tubuh bendungan. Kedalaman aliran banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati juga dapat dilihat dengan menggunakan indikator warna yang terdapat pada *RAS Mapper*, semakin besar kedalaman aliran maka warna semakin gelap.

4.4.3.4 Piping Bawah

Piping bawah disimulasikan dengan hidrograf Nakayasu kala ulang 1000 tahun pada elevasi +55.00 meter. Berikut rangkuman hasil simulasi banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati di HEC-RAS dengan membuat *long section* pada *Profil Lines RAS Mapper*.

Tabel 4. 49

Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi *Piping* Bawah Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
1	0.000	60.340	13.238	71.545	22.357
2	11.654	59.543	10.854	66.745	30.729
3	57.778	58.746	6.384	64.432	22.675
4	76.527	58.739	3.843	64.085	15.266
5	82.954	58.733	4.172	64.253	15.746
6	96.964	58.727	4.534	64.285	16.291
7	119.419	58.726	4.439	63.551	16.030
8	149.931	58.716	2.747	63.085	17.419
9	171.978	58.711	3.743	62.020	16.901
10	199.531	59.337	4.651	60.217	13.667
11	223.018	59.964	3.444	59.360	7.379
12	229.389	59.913	3.328	59.252	6.087
13	234.249	59.853	3.239	59.194	5.564
14	248.804	59.784	3.803	59.106	4.716
15	272.562	59.681	5.487	58.928	3.484
16	289.839	59.579	6.662	58.874	3.257
17	321.066	59.477	8.658	58.928	2.155
18	334.816	60.356	7.225	58.924	1.462
19	360.236	60.625	2.299	58.920	0.773
20	377.421	60.746	0.000	59.455	0.000
21	394.145	60.702	0.000	60.130	0.000
22	413.628	59.911	0.000	59.473	0.000
23	425.301	59.120	0.000	59.260	0.000
24	430.780	57.777	0.000	58.844	0.000
25	454.510	56.071	2.115	58.607	6.514
26	467.314	56.069	2.886	58.318	7.349
27	484.126	56.062	4.043	58.099	8.012
28	496.434	56.056	4.856	57.874	7.268
29	521.754	56.049	3.331	57.808	6.025

Lanjutan Tabel 4.49 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi *Piping* Bawah Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
30	539.522	56.013	1.543	57.847	4.760
31	552.918	55.995	0.070	57.861	3.742
32	568.492	55.326	0.000	58.092	0.000
33	580.373	55.139	0.000	58.132	0.000
34	592.347	54.785	0.000	58.037	0.000
35	606.237	54.365	0.000	57.290	0.000
36	631.578	53.945	1.926	55.997	4.465
37	652.772	53.459	4.598	55.603	4.450
38	682.318	52.906	6.975	55.366	4.118
39	698.747	52.235	5.329	55.307	4.006
40	705.380	51.746	5.071	55.284	3.917
41	747.690	51.258	3.458	55.249	4.359
42	754.591	50.734	3.419	55.230	4.691
43	768.413	50.152	2.644	55.199	6.043
44	788.962	50.542	1.675	55.057	8.154
45	795.388	51.701	2.410	55.011	8.609
46	855.430	53.028	9.164	54.276	5.996
47	863.818	54.355	10.067	54.244	5.267
48	879.509	55.682	11.190	54.030	4.176
49	885.084	56.622	11.679	53.886	3.831
50	896.802	57.155	10.893	53.601	3.217
51	917.978	57.290	9.007	53.306	2.553
52	958.143	58.282	5.778	52.401	1.779
53	966.198	59.273	5.224	52.306	1.771
54	970.639	59.455	5.083	52.104	1.768
55	981.610	59.885	4.832	52.033	1.799
56	992.916	60.316	4.842	51.889	1.847
57	997.131	60.138	4.740	51.838	1.861
58	1024.791	59.959	4.303	51.668	2.092
59	1106.890	59.332	5.144	51.454	3.444
60	1112.571	59.278	5.252	51.435	3.309
61	1231.524	55.505	4.246	51.307	3.253
62	1303.429	54.149	4.258	51.187	4.413
63	1509.085	55.364	10.733	49.993	7.097
64	1646.665	58.098	10.039	48.803	3.263
65	1701.052	58.137	10.235	48.458	3.335
66	1805.338	54.513	5.139	48.262	1.990
67	1905.545	48.595	3.895	48.083	4.922
68	2005.361	50.544	10.006	47.636	3.568
69	2100.997	52.194	7.735	47.263	2.646
70	2203.314	46.354	11.501	47.039	3.290
71	2447.543	44.251	10.911	45.382	5.361
72	2505.291	46.624	10.049	44.718	3.817
73	2600.061	47.246	8.372	43.760	3.838
74	2713.781	47.221	6.388	42.924	1.444
75	2830.802	47.638	8.245	42.621	5.344
76	2910.014	47.160	8.348	42.306	6.524
77	3006.560	46.202	12.771	41.777	5.984
78	3125.589	46.330	10.201	40.545	3.256

Lanjutan Tabel 4.49 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan
Bajulmati Kondisi *Piping* Bawah Pada Sungai Hilir

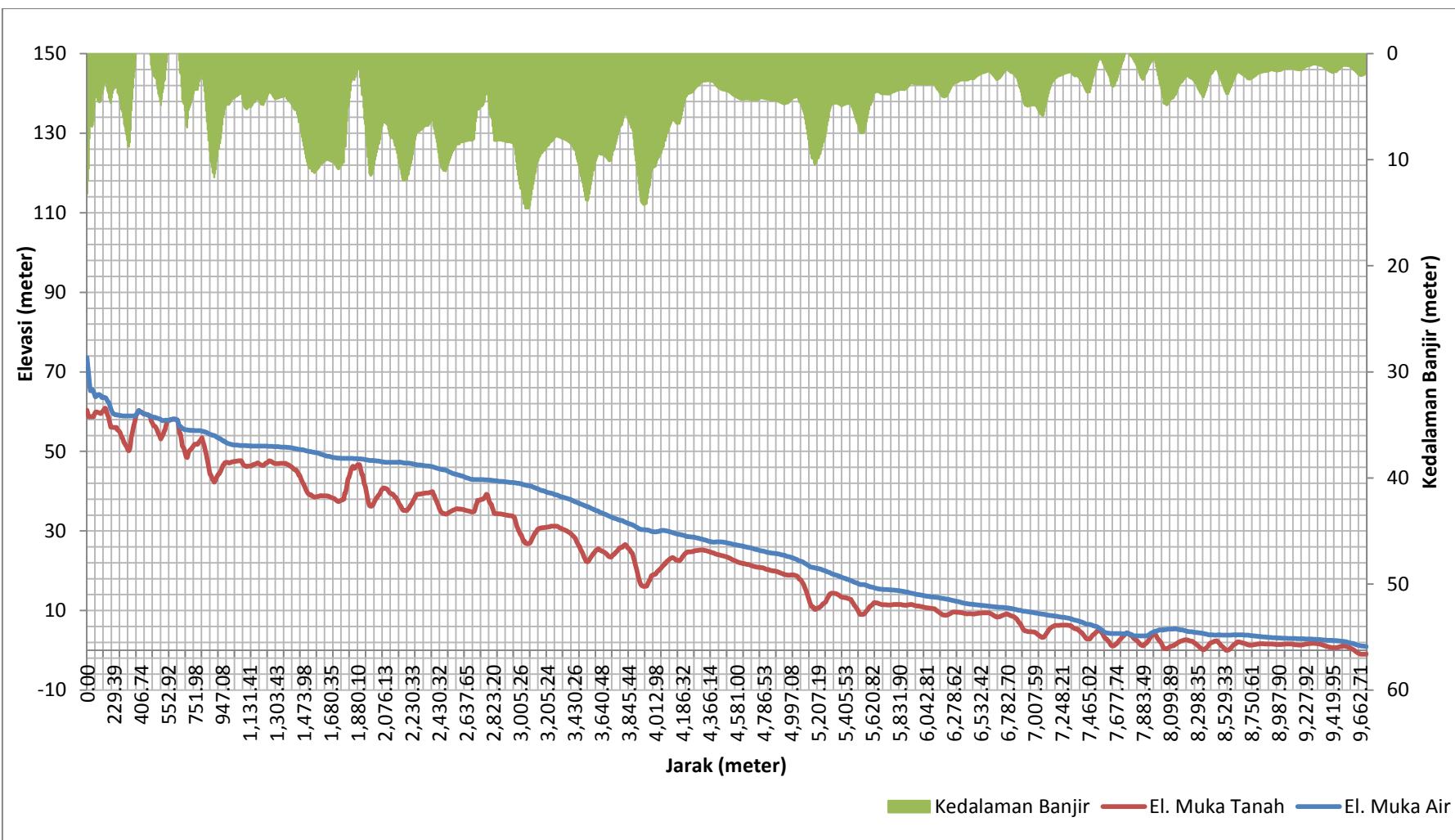
No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
79	3211.918	46.965	8.664	39.638	3.393
80	3336.521	46.839	8.073	38.455	9.017
81	3421.641	46.722	8.930	37.424	19.929
82	3512.232	47.070	13.420	36.191	7.073
83	3610.292	47.315	9.439	34.834	4.165
84	3705.283	46.932	10.125	33.493	3.209
85	3711.729	46.936	10.089	33.354	3.160
86	3805.256	46.984	6.081	32.302	3.715
87	3905.259	46.801	10.105	30.912	4.014
88	3913.201	46.750	10.745	30.793	3.836
89	3953.693	46.137	14.266	30.314	3.067
90	3954.244	45.942	14.241	30.301	3.058
91	4000.067	45.553	11.123	29.819	2.526
92	4009.349	45.552	10.756	29.794	2.507
93	4109.993	39.541	6.367	29.590	2.509
94	4200.348	38.594	4.660	28.754	1.545
95	4308.288	38.845	2.681	27.868	2.033
96	4402.078	38.656	2.891	27.235	2.777
97	4504.651	38.003	3.604	26.902	5.498
98	4615.809	37.408	4.346	26.245	8.479
99	4741.907	37.755	4.402	25.218	9.289
100	4767.404	38.008	4.211	25.029	9.618
101	4815.969	39.495	4.312	24.601	11.199
102	4904.909	45.842	4.621	24.100	12.081
103	5004.933	45.742	4.321	23.212	13.050
104	5100.997	46.654	5.477	21.989	18.975
105	6014.813	36.921	2.929	13.736	1.992
106	6308.660	39.325	2.745	12.313	1.755
107	6357.219	39.365	2.547	11.982	1.699
108	6440.171	39.500	2.423	11.588	1.534
109	6468.777	39.521	2.402	11.488	1.458
110	6999.310	34.545	4.874	9.410	2.833
111	7015.864	34.358	4.925	9.340	2.763
112	7061.864	34.334	5.735	9.143	2.481
113	7504.723	35.449	2.338	6.150	2.973
114	7804.600	37.726	0.395	3.703	0.976
115	8029.366	36.873	2.858	5.140	2.901
116	8110.688	34.330	4.250	5.365	2.748
117	8211.154	34.213	2.308	4.865	2.127
118	8307.791	33.950	3.353	4.389	2.078
119	8403.518	33.354	2.263	3.870	0.813
120	8529.333	30.386	3.409	3.842	1.409
121	8604.333	28.076	2.438	3.855	1.546
122	8719.088	26.785	2.425	3.793	1.614
123	8810.475	28.100	1.924	3.495	1.508
124	8902.257	29.776	1.694	3.228	1.450
125	9022.419	30.457	1.602	3.051	1.321
126	9104.370	30.732	1.382	2.946	1.258
127	9227.917	30.885	1.269	2.844	1.454

Lanjutan Tabel 4.49 Ringkasan Hasil Simulasi Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati Kondisi *Piping* Bawah Pada Sungai Hilir

No	Jarak (meter)	Terrain (meter)	Kedalaman (meter)	WSE (meter)	Kecepatan (m/s)
128	9304.139	31.171	1.109	2.719	1.498
129	9416.013	31.205	1.812	2.486	1.592
130	9501.392	31.189	1.210	2.240	1.757
131	9602.647	30.959	1.483	1.629	1.922
132	9704.095	30.383	1.871	0.000	1.369

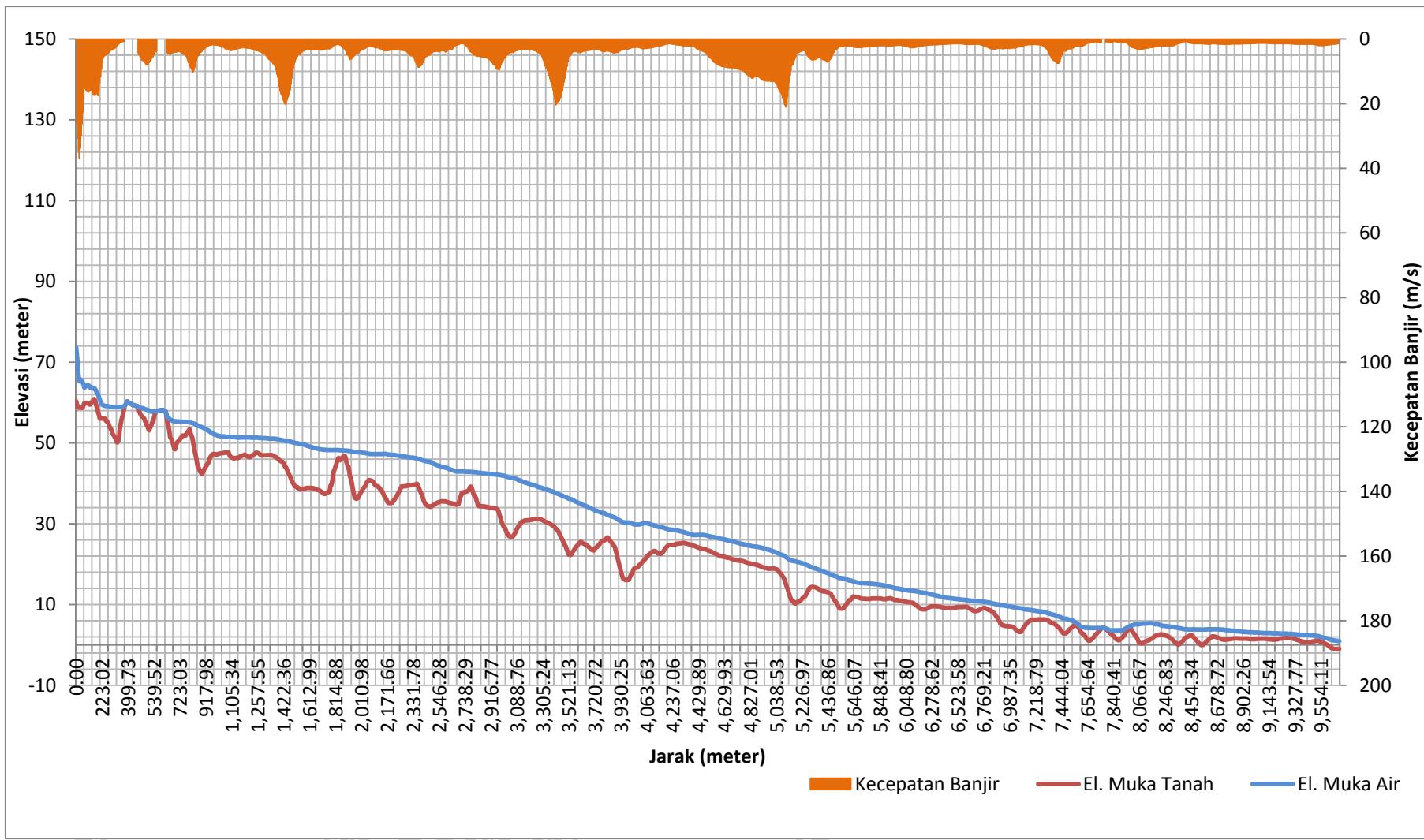
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018





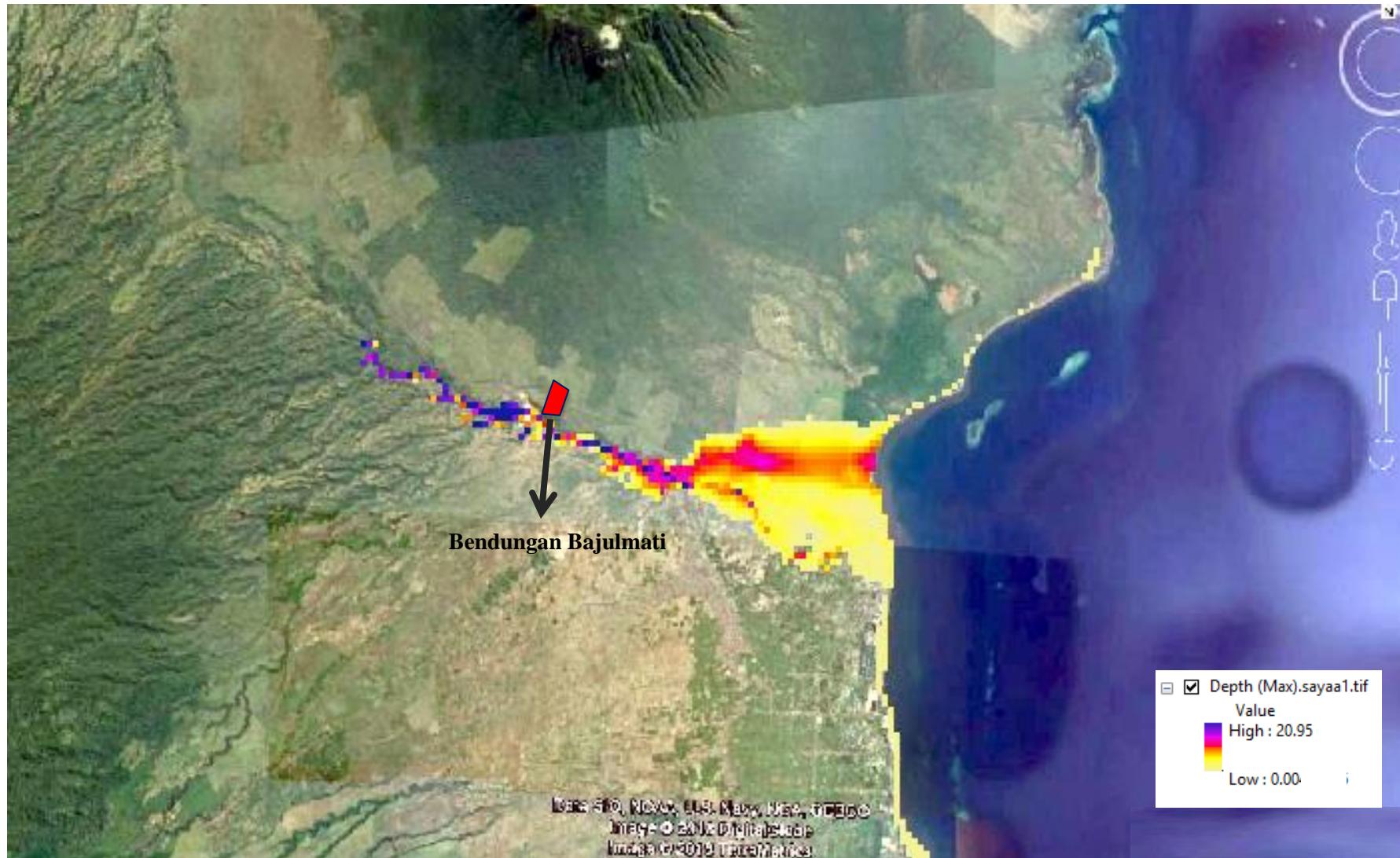
Gambar 4.44 Hubungan antara jarak dan kedalaman, muka air banjir maksimum di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping bawah

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.45 Hubungan jarak dan kecepatan, muka air banjir maksimum di hilir bendungan akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping bawah

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.46 Peta sebaran genangan banjir akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati kondisi piping bawah pada sungai hilir
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Dari tabel dan gambar diatas didapatkan karakteristik banjir pada kondisi *piping bawah* kedalaman aliran banjir maksimum mencapai 14.61 meter pada jarak 3048.88 meter dari tubuh bendungan. Kecepatan aliran banjir maksimum kondisi *piping bawah* akibat keuntuhan bendungan Bajulmati sebesar 36.87 m/s pada jarak 28.83 meter dari tubuh bendungan. Dapat diketahui dari gambar penyebaran banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati yang terkena dampak banjir, sebagai berikut:

Tabel 4.50

Desa Terdampak Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati

Provinsi	Kabupaten	Kecamatan	Desa/ Kelurahan	Luas (km ²)
Jawa Timur	Situbondo Banyuwangi	Banyuputih	Wonorejo	239.19
		Wongsorejo	Bajulmati	12.43
			Alasrejo	7.95
			Sumberkencono	14.68
			Bimorejo	2.22

Sumber: Badan Pusat Statistik, 2017

4.4.3.5 Debit Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati

Debit banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati didapatkan dari cross section pada tubuh bendungan Bajulmati pada RAS Mapper dengan menggunakan *Profile Lines*. Hubungan debit dengan waktu akibat keruntuhan bendungan Bajulmati dapat dilihat sebagai berikut:

Tabel 4.51

Debit Maksimum Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati

No	Skenario	Qmax (m ³ /det)	Waktu
1	<i>Overtopping</i>	53684.11	5:00
2	<i>Piping Atas</i>	18850.26	6:00
3	<i>Piping Tengah</i>	31418.85	7:00
4	<i>Piping Bawah</i>	13540.26	6:00

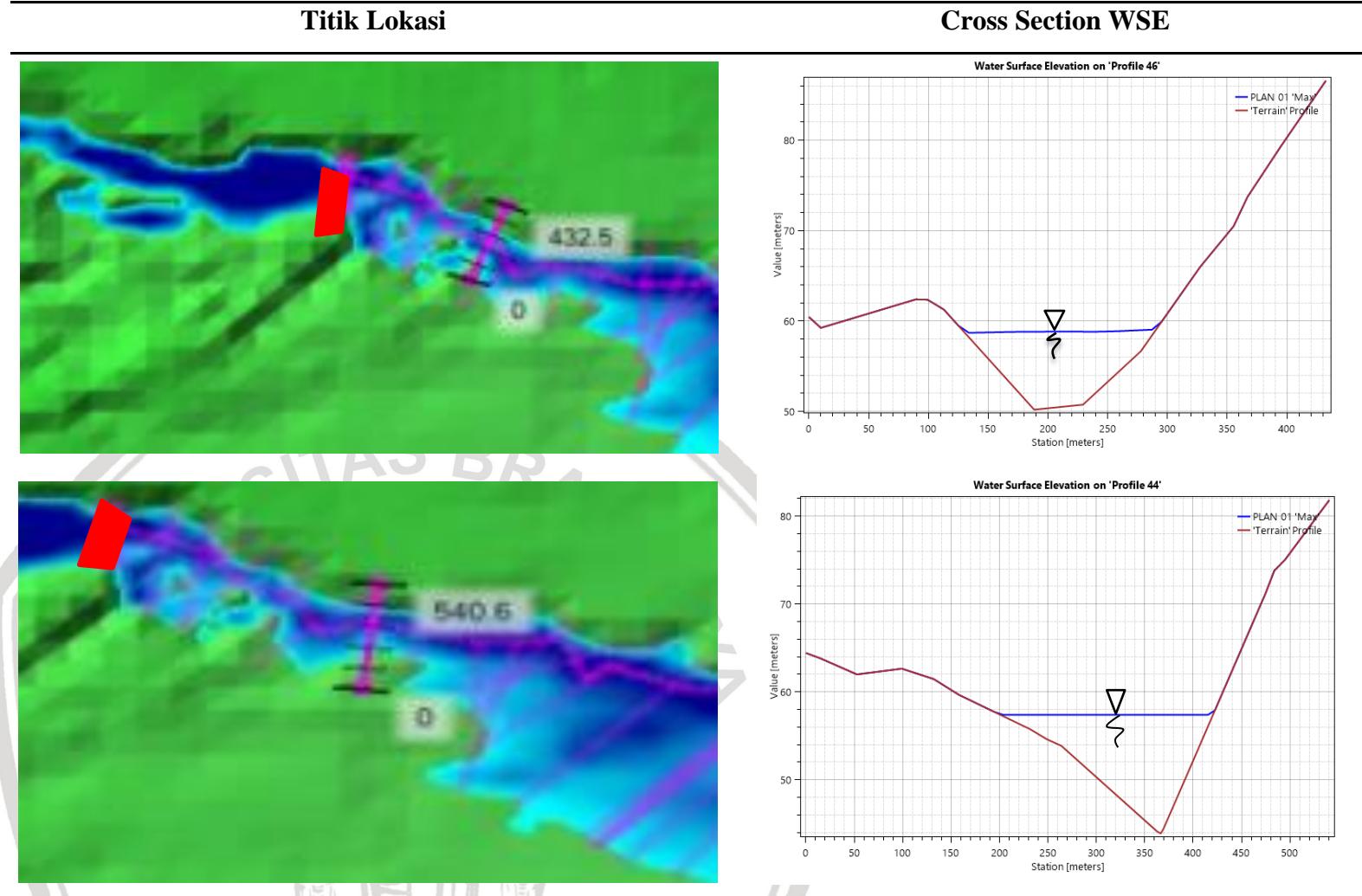
Sumber: Hasil perhitungan, 2018



Gambar profil banjir *cross section* as sungai skenario *overtopping* dapat dilihat sebagai berikut:

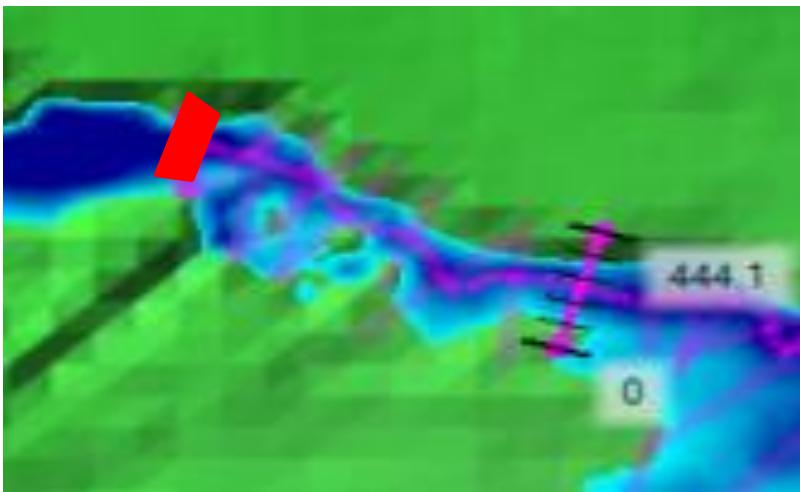
Tabel 4.52

Profil Banjir *Cross Section* Sungai Bajulmati

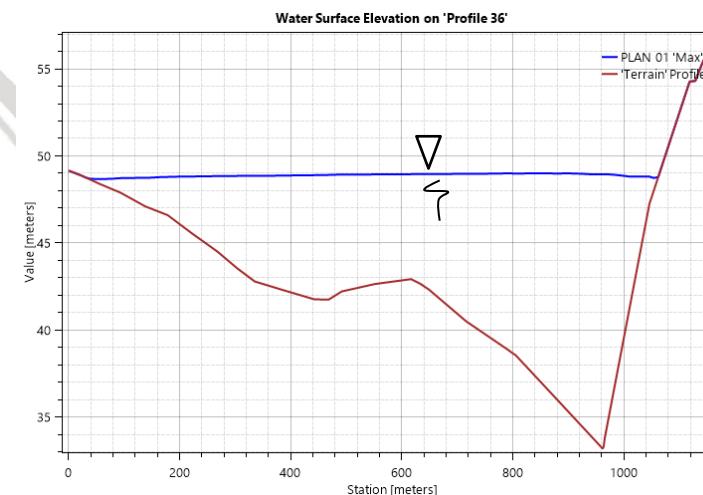
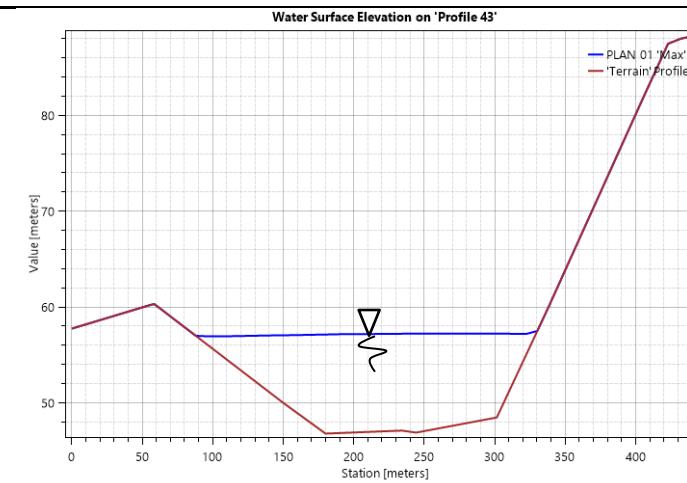


Lanjutan Tabel 4.52 Profil Banjir *Cross Section* Sungai Bajulmati

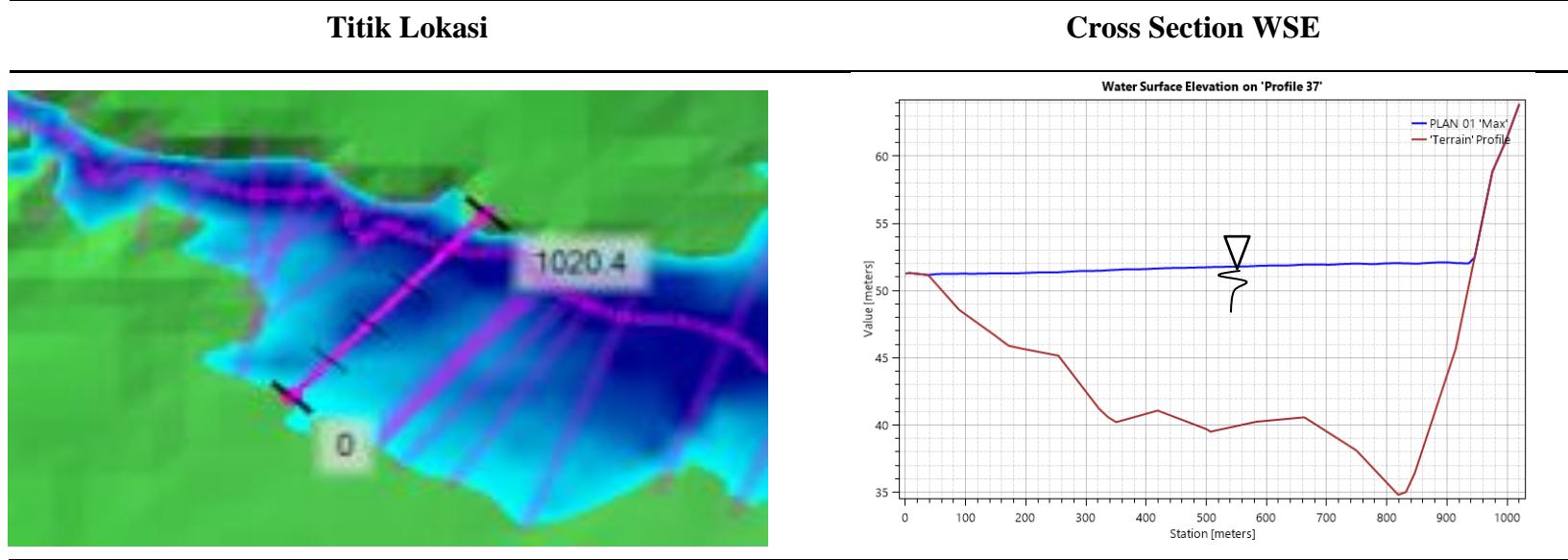
Titik Lokasi



Cross Section WSE



Lanjutan Tabel 4.52 Profil Banjir *Cross Section* Sungai Bajulmati



Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



4.5 Mitigasi Bencana Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Bajulmati

Menurut Peraturan Menteri Dalam Negeri, mitigasi didefinisikan sebagai “Upaya yang ditujukan untuk mengurangi dampak dari bencana baik bencana alam, bencana ulah manusia maupun gabungan dari keduanya dalam suatu Negara atau masyarakat”. Mitigasi bencana banjir akibat keruntuhan bendungan Bajulmati bertujuan untuk mengurangi dampak dari bencana baik secara material maupun non material pada hilir bendungan. Klasifikasi bahaya di bagian hilir bendungan didasarkan pada jumlah penduduk terkena resiko (PenRis).

Hasil analisis keruntuhan bendungan berupa kedalaman banjir, kecepatan banjir, elevasi permukaan air banjir digunakan untuk menentukan klasifikasi bahaya bendungan Bajulmati.

4.5.1 Klasifikasi Tingkat Bahaya dan Zona Bahaya

Klasifikasi Bahaya (Hazard Klasifikasi Bendungan menurut keputusan Direktorat Jenderal Sumber Daya Air Nomor: 257/KPTS/D/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 berada di bagian hilir bendungan yang akan terkena bencana.

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

1. Tingkat Bahaya Rendah
2. Tingkat Bahaya Sedang
3. Tingkat Bahaya Tinggi
4. Tingkat bahaya Sangat Tinggi

PenRis berdasarkan kepada jumlah penduduk atau orang-orang yang berada di daerah genangan banjir di hilir bendungan dan diperoleh dari studi genangan serta dari matrik tabel berikut. PenRIs dihitung sebagai jumlah kumulatif penduduk yang terancam bahaya di seluruh bagian daerah hilir bendungan. PenRis dapat diidentifikasi dari peta genangan hasil studi keruntuhan bendungan.

Tabel 4. 53

Matriks Jumlah Penduduk (Orang) Terkena Risiko Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-Masing Kelas Bahaya Bendungan

Jumlah PenRis	Jarak dari Bendungan (km)				
(Orang)(Kumulatif)	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

Keterangan:

Klasifikasi Bahaya = 1 : Tingkat Bahaya Rendah

Klasifikasi Bahaya = 2 : Tingkat Bahaya Sedang

Klasifikasi Bahaya = 3 : Tingkat Bahaya Tinggi

Klasifikasi Bahaya = 4 : Tingkat Bahaya Sangat Tinggi

Tabel 4.54

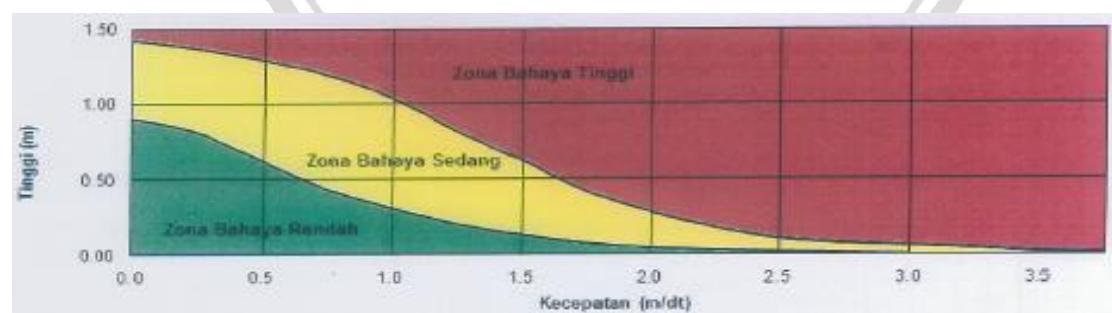
Jumlah Penduduk Terkena Resiko Akibat Banjir Keruntuhan Bendungan Bajulmati

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah PenRis (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
1	Banyuwangi	Wongsorejo	Bajulmati	4.6	8730	4	Bahaya Sangat Tinggi
2	Situbondo	Banyuputih	Wonorejo	5	6562	4	Bahaya Sangat Tinggi
3	Banyuwangi	Wongsorejo	Alasrejo	8.6	5462	4	Bahaya Sangat Tinggi
4	Banyuwangi	Wongsorejo	Bimorejo	9.7	4088	4	Bahaya Sangat Tinggi
5	Banyuwangi	Wongsorejo	Sumberkencono	10.6	5182	4	Bahaya Sangat Tinggi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Dari hasil analisa Penduduk Terkena Resiko (PenRis) akibat keruntuhan bendungan Bajulmati yang dilakukan didapatkan total penduduk terkena resiko sebesar 25936 Jiwa, dengan jarak jangkauan banjir dari bendungan sejauh 9 km. Dari jumlah PenRis tersebut maka keruntuhan bendungan Bajulmati termasuk bendungan klasifikasi bahaya tingkat 4 atau tingkat bahaya sangat tinggi.

Berdasarkan tinggi genangan dan kecepatan aliran, banjir yang berbahaya diklasifikasikan menjadi tiga zona yaitu zona bahaya rendah, zona bahaya sedang, zona bahaya tinggi. Penyebutan untuk tiga macam zona bahaya tersebut antara lain untuk zona bahaya rendah ditunjukkan dengan warna hijau, untuk zona bahaya sedang ditujukan warna kuning dan zona bahaya tinggi dengan warna merah. Untuk identifikasi banjir berbahaya diungkapkan grafik hubungan antara tinggi dan kecepatan aliran yang diambil dari Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan Keputusan Direktorat Jendral Sumber Daya Air Nomor 257/KPTS/D/2011.



Gambar 4.47 Grafik hubungan tinggi genangan dengan kecepatan banjir yang berbahaya
Sumber: Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan (2018)

Tabel 4.55
Klasifikasi Zona Bahaya Bendungan Bajulmati

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Zona bahaya
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
1	Banyuwangi	Wongsorejo	Bajulmati	4.6	21.7	49.11	3
2	Situbondo	Banyuputih	Wonorejo	5	14.5	22.4	3
3	Banyuwangi	Wongsorejo	Alasrejo	8.6	1.7	0.45	2
4	Banyuwangi	Wongsorejo	Bimorejo	9.7	7.88	3.3	3
5	Banyuwangi	Wongsorejo	Sumberkencono	10.6	1.5	0.5	2

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Hasil analisa klasifikasi zona bahaya dapat disimpulkan ada 2 (tiga) desa berada pada zona bahaya tinggi dan ada 2 desa berada pada zona bahaya sedang. Desa Wonorejo dan Bajulmati disarankan untuk segera mengungsi pada saat kondisi siaga.

4.5.2 Jalur Evakuasi

Di dalam Pedoman Penanggulangan Bencana Banjir Bakornas PB (2007) pola penanganan bencana banjir mengutamakan kesiapsiagaan. Selain penyiapan peta rawan bencana, kegiatan yang termasuk kesiapsiagaan bencana banjir adalah penyiapan jalur evakuasi. Penyiapan jalur evakuasi merupakan salah satu upaya untuk mengurangi dampak kerugian yang diakibatkan oleh bencana banjir.

Tempat evakuasi atau penampungan sementara adalah tempat tinggal sementara selama korban bencana mengungsi, baik berupa tempat penampungan massal maupun keluarga, atau individual (Peraturan Kepala BNBP No.7, 2008). Penduduk yang harus dievakuasi adalah penduduk yang terkena risiko genangan banjir (berdasarkan peta genangan banjir yang telah dibuat) dan wajib dievakuasi, dikarenakan wilayahnya terkena genangan banjir. Pemilihan jalur evakuasi yang tepat, pemilihan lokasi pengungsian (tampungan) yang memenuhi syarat, sangat membantu mengurangi kerugian dan khususnya penyelamatan jiwa. Daerah evakuasi ditentukan berdasarkan pertimbangan sebagai berikut:

- Terbebas dari genangan air/banjir.
- Desa terdekat.
- Tidak menyeberang sungai.
- Ada jalan menuju pengungsian yang dapat dilalui kendaraan.
- Tidak menuju arah datangnya banjir.
- Kemudahan prasarana antara lain jalan masuk, air bersih, listrik dan MCK.
- Kemudahan memperoleh sarana antara lain tenda, tenaga medis, obat-obatan dll

Sedangkan sarana dan prasarana yang diperlukan selama proses evakuasi antara lain :

- Sarana transportasi
 - a. Truk / Bus : 50 orang / unit
 - b. Pick Up : 10 orang / unit
 - c. Colt : 8 orang / unit
 - d. Mini bus : 25 orang / unit
- Ruang berteduh (papan/tenda) Bahan makanan
- Air Bersih
- Obat-obatan

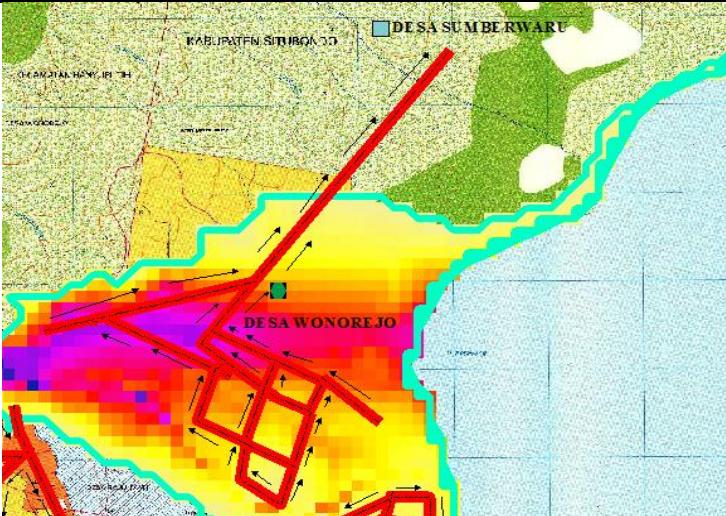
Tabel 4.56
Lokasi Daerah Evakuasi

No	Daerah Terkena Resiko	Jarak dari Bendungan (km)	Daerah Tujuan Pengungsian	Jarak dari
				Desa
1	Bajulmati	4.6	Sidodadi	3.9
2	Wonorejo	5	Sumberwaru/ Area Kebun	4.0
3	Bimorejo	9.6	Sidodadi	3.3
4	Sumberkencono bawah	10.9	Sumberkencono atas	2
5	Alasrejo/ Andelan	11.5	Alasrejo/ Alasmalang	2

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.57
Jalur Evakuasi

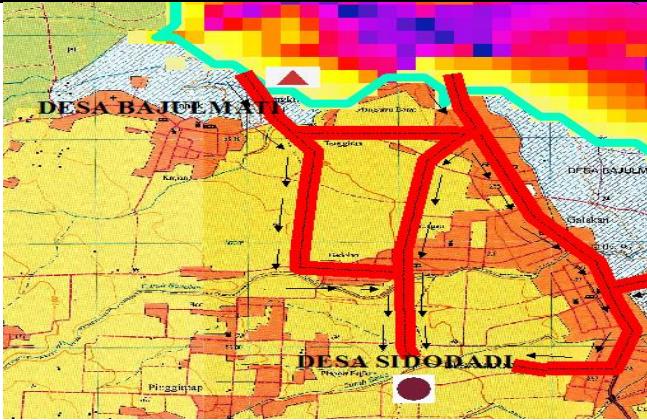
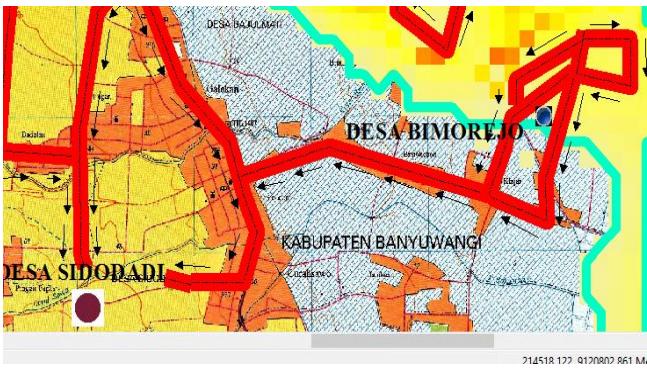
Lokasi Daerah Evakuasi	Daerah Resiko	Lokasi Pengungsian
	Desa	Desa
	Wonorejo,	Sumberwaru,
	Kecamatan	Kecamatan
	Banyuputih,	Banyuputih,
	Kabupaten	Kabupaten
	Situbondo	Situbondo



Legend:

- Arah Evakuasi
- Jalur Evakuasi

Lanjutan Tabel 4.57 Jalur Evakuasi

Lokasi Daerah Evakuasi	Daerah Resiko	Lokasi Pengungsian
	Desa Bajulmati, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi	Desa Sidodadi, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi
	Desa Bimorejo, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi	Desa Sidodadi, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi
	Desa Sumberkencono bagian bawah, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi	Desa Sumberkencono bagian atas, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi.
	Desa Alasrejo dusun Andelan dan Andelan Kidul, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi	Desa Alasrejo dusun Alasmalang, Kecamatan Wongsorejo, Kabupaten Banyuwangi

4.5.3 Deteksi Keadaan Darurat

4.5.3.1 Situasi di Bendungan

Berbagai kejadian/kondisi pada bendungan dapat memicu terjadinya keadaan darurat. Tetapi tidak semua kejadian/kondisi tersebut harus diikuti dengan pelaksanaan RTD. Walaupun demikian, apabila terjadi kondisi seperti di bawah, perlu dilakukan tindakan-tindakan pengamanan bendungan, antara lain sebagai berikut:

- 1) Hujan badai atau cuaca buruk: Walaupun umumnya peristiwa ini tidak mengancam keamanan bendungan secara langsung, tetapi hujan badai dapat memperparah kerusakan yang telah ada dan dapat mengganggu kegiatan perbaikan yang sedang dilakukan. Hujan badai juga dapat mengakibatkan keluaran air waduk yang tidak terkendali dan meningkatkan aliran banjir pada daerah yang sudah tergenang banjir sebelumnya. Pada saat hujan badai dan sesudah hujan badai perlu dilakukan pemeriksaan luar biasa untuk mengetahui kemungkinan kerusakan ditimbulkannya. Bila perlu pemeriksaan juga dilakukan sebelum hujan badai untuk mengetahui kemungkinan adanya hambatan di bangunan pelimpah.
- 2) Angin Puting beliung: Angin puting beliung yang bertiup di bendungan dapat menimbulkan kerusakan pada bendungan, bahkan mungkin dapat memicu terjadinya keruntuhan bendungan. Setelah terjadinya puting beliung, perlu dilakukan pemeriksaan luar biasa untuk mengetahui tanda-tanda kerusakan yang terjadi.
- 3) Gempa bumi: Gempa bumi dapat menimbulkan kerusakan bendungan berupa: amblesan, pergeseran, retakan, longsoran, dan lain-lain. Tetapi kerusakan yang terjadi sering tidak langsung nampak secara visual. Walaupun demikian, setelah terjadinya gempa bumi pengelola bendungan harus melakukan pemeriksaan luar biasa untuk mengetahui tanda-tanda kerusakan atau penyimpangan yang terjadi. Disamping itu sekurang-kurang selama enam minggu setelah gempa, perlu dilakukan pemantauan yang intensif.
- 4) Sabotase: Apabila telah ada ancaman perusakan bendungan atau telah terjadi perusakan bendungan, tindakan yang harus dilakukan adalah segera mengamankan bendungan dan melaporkan kepada kepolisian.

4.5.3.2 Indikasi Kegagalan Bendungan

Kepala Unit Pengelola bendungan bertanggung jawab atas pemeriksaan rutin dan identifikasi kondisi yang dapat menyebabkan kegagalan bendungan. Identifikasi dini terhadap potensi kondisi yang berbahaya/mengancam keamanan bendungan, dapat menyediakan cukup waktu untuk pelaksanaan Rencana Tindak Darurat (RTD). Sangat penting untuk memahami bagaimana suatu potensi ancaman keamanan bendungan



berkembang menjadi keruntuhan bendungan. Dengan tindakan yang tepat, suatu ancaman keamanan bendungan dapat dicegah sehingga tidak berkembang menjadi keruntuhan bendungan yang akan menimbulkan bencana yang sangat besar. Berikut diuraikan beberapa tipe kegagalan bendungan dan perkembangan penyebabnya sejak dari munculnya tanda-tanda potensi ancaman keamanan bendungan hingga berkembang menjadi keruntuhan bendungan.

- a. **Kegagalan rembesan:** Walaupun semua bendungan membolehkan adanya rembesan kecil lewat tubuh bendungan dan fondasinya, tetapi rembesan yang berlebihan atau rembesan yang tidak terkendali dapat menimbulkan terjadinya erosi internal dan aliran buluh (*piping*) yang kemudian dapat memicu terjadinya keruntuhan bendungan. Aliran buluh dapat terjadi dengan laju yang lambat dalam waktu yang lama (tahunan) atau berkembang secara progresif sehingga mencapai tingkat yang membahayakan bendungan. *Piping* akan membahayakan bendungan, apabila telah terjadi peningkatan debit, peningkatan tingkat kekeruhan atau kedua-duanya. Pada tahap ini, perlu segera diambil tindakan untuk menutup sumber aliran aliran *piping*. *Piping* yang telah berkembang penuh sulit untuk diatasi dan cenderung berakhir pada keruntuhan bendungan. Pusaran air di waduk merupakan tanda telah terjadi *piping* yang tidak terkendali dan perlu segera tindakan darurat.
- b. **Longsoran pada tubuh bendungan atau fondasi:** Longsoran biasanya diawali dengan munculnya retakan atau penggelembungan pada lereng tubuh bendungan. Longsoran dengan gerakan yang progresif (bergerak terus menerus) dapat berakibat keruntuhan pada tubuh bendungan.
- c. **Kegagalan struktural:** Kegagalan struktural atau runtuhnya/ ambruknya salah satu bagian utama bangunan pelimpah atau pintu pelimpah dapat berakibat kehilangan air waduk. Kegagalan pada sebagian bangunan pelimpah juga dapat menimbulkan *piping* yang akhirnya dapat berakibat pada keruntuhan bendungan.
- d. **Kegagalan karena peluapan (*overtopping*):** Peluapan pada bendungan urugan akan menimbulkan erosi pada puncak bendungan. Setelah erosi mulai terjadi, sulit untuk dihentikan.

4.5.3.3 Evaluasi Dan Klasifikasi Keadaan Darurat

Seperti penjelasan di depan, tingkat respon tindak darurat bendungan diklasifikasikan menjadi tiga tingkat kondisi atau status, yaitu:

- Kondisi waspada
- Kondisi siaga

- Kondisi awas

Dibawah akan dijelaskan mengenai tingkat kondisi bendungan dan indikasi ancamannya terhadap keamanan bendungan. Sebelum masalah yang muncul berkembang menjadi ancaman yang nyata bagi keamanan bendungan, biasanya akan didahului dengan adanya penyimpangan/ anomali perilaku bendungan yang terdeteksi dari bacaan instrumentasi atau dari pemeriksaan visual bendungan. Kondisi ini biasa disebut sebagai kondisi abnormal. Berikut dijelaskan beberapa tingkat kondisi bendungan dan tanda-tanda atau indikasi ancaman keamanan bendungan yang dapat memicu terjadinya keruntuhan bendungan.

a. Kondisi Abnormal

Secara umum keadaan luar biasa adalah suatu keadaan dimana perilaku bendungan menyimpang dari perilaku yang direncanakan. Dibawah ini disajikan contoh beberapa kejadian yang dapat menjadi indikasi adanya keadaan abnormal. Untuk setiap bendungan, indikasi tersebut dibawah mungkin dapat berbeda tergantung pada kondisi bendungan yang bersangkutan. Keadaan luar biasa seperti terjadinya: gempa bumi, hujan badai, angin puting beliung.

Keadaan luar biasa belum termasuk dalam keadaan darurat, namun apabila salah satu kejadian tersebut muncul, tenaga ahli dari pemilik/ pengelola bendungan harus segera melakukan pemeriksaan secara khusus, mencatat/ mendokumentasikan, melakukan pemantauan intensif, mengevaluasi dan segera melakukan upaya-upaya untuk mencegah berkembangnya keadaan tersebut menjadi lebih buruk. Problem/kejadian yang termasuk dalam keadaan luar biasa meliputi antara lain:

- *Piping* atau didih pasir (*sand boil*) pada semua bagian struktur bangunan seperti tubuh bendungan, bangunan pelimpah, atau diderah sekitar kaki bendungan yang ditengarai dengan aliran yang keruh.
- Longsor pada tubuh bendungan, saluran pengarah pelimpah atau tumpuan.
- Peningkatan debit rembesan yang signifikan melalui fondasi, tubuh bendungan, tumpuan atau pelimpah.
- Peningkatan daerah becek (*boggy*), atau munculnya yang baru .
- Pergerakan diluar normal arah horisontal atau vertikal atau retakan pada tubuh bendungan atau tumpuan.
- Lubang benam kecil atau amblesan dalam jarak <150 m dari tubuh bendungan atau pelimpah.



- Retakan baru yang signifikan pada puncak atau lereng tubuh bendungan: antara lain berupa retakan dengan panjang >10 m, dengan bukaan >2,5 mm dan perbedaan tinggi antar sisi retakan kiri dan kanan > 1,0 mm.
- Retakan baru yang signifikan pada konstruksi beton antar lain berupa retakan yang baru terbentuk atau berkembang > 2 m panjang, dengan panjang >10 m, bukaan >1,0 mm dan atau perbedaan tinggi antar sisi retakan kiri dan kanan > 1,0 mm.
- Pusaran air di waduk
- Anomali bacaan pada instrumentasi :
 - anomali bacaan yang terjadi pada 3 instrumen sejenis yang berdekatan, atau
 - anomali bacaan pada 2 instrumen yang berbeda jenis, atau
 - anomali bacaan pad 1 instrumen dengan 3 kali bacaan berkala berturut-turut yang disertai dengan adanya penyimpangan yang lain seperti adanya penyimpangan dari hasil pemeriksaan visual.
 - Kenaikan 3 kali berturut-turut nilai bacaan deformasi (patok geser) dan melampaui *threshold* yang direncanakan
 - Kenaikan 3 kali berturut-turut nilai bacaan level pisometer dan melampaui *threshold* yang direncanakan.
 - Muka air banjir, naik melampaui muka air banjir yang direncanakan atau diatas muka air banjir tertinggi yang pernah terjadi.
 - Kegagalan operasi pada pintu atau katup atau peralatan hidro elektrik lain yang berdampak pada keamanan bendungan.
 - Gempa bumi :

Apabila terjadi peristiwa gempa bumi dengan percepatan lebih dari 0,14 g atau terdapat gempa dengan kekuatan :

 - lebih dari 4 Skala Richter dalam radius < 25 km
 - lebih dari 5 Skala Richter dalam radius < 50 km
 - lebih dari 6 Skala Richter dalam radius < 80 km
 - lebih dari 7 Skala Richter dalam radius < 125 km
 - lebih dari 8 Skala Richter dalam radius < 150 km
- Hujan badai
- Angin puting beliung



- Sabotase, vandalisme dan tumbukan kendaraan atau alat berat, yang setelah terjadi mengakibatkan kerusakan pada pintu, pilar, kabel pengangkat yang berdampak pada keamanan bendungan.

Apabila salah satu dari problem tersebut diatas teramati dilapangan, petugas lapangan harus segera meningkatkan metode pemantauan bendungan dari pemantauan normal menjadi pemantauan intensif. Disamping itu juga mengundang Ahli bendungan dari kantor Pemilik/ Pengelola atau bila tidak ada dapat mengundang tenaga ahli dari luar (PUSAIR, konsultan, dll) untuk melakukan pemeriksaan, mendokumentasikan dan menetapkan perlu tidaknya perbaikan atau tindak lanjut lainnya. Pada kondisi luar biasa, belum perlu pemberitahuan/laporan kepada pemerintah setempat.

b. Kondisi Waspada

Kondisi waspada ini merupakan tingkatan siaga keadaan darurat yang paling rendah, yang diawali dengan ditemukannya tanda-tanda terjadi kerusakan pada bendungan, dimana tanda-tanda kerusakan ini dikhawatirkan dapat berkembang ke arah yang dapat menyebabkan keruntuhan bendungan. Pada keadaan ini belum terjadi kerusakan yang serius, akan tetapi indikasi yang dapat menimbulkan ancaman yang membahayakan bendungan sudah terjadi dengan pasti, terutama bila keadaan ini berlangsung terus.

Pada keadaan ini Unit Pengelola Bendungan (UPB) yang berada di dam site dan kantor Pengelola/ Pemilik Bendungan yaitu BBWS Brantas, bersiaga penuh memonitor perkembangan keadaan selama 24 jam. Belum ada kegiatan yang menonjol yang perlu dilakukan pada tingkat siaga ini, kecuali harus tetap waspada melakukan pemantauan secara intensif dan menganalisa perkembangan keadaan.

Apabila Pengelola Bendungan dapat memperbaiki kerusakan yang ada dan keadaannya tidak berkembang menjadi semakin parah, maka keadaan darurat dinyatakan selesai. Akan tetapi apabila keadaan berkembang lebih parah dan semakin mengancam penduduk di hilir bendungan, maka masuk ke tingkat **Kondisi Siaga**.

Keadaan Kondisi waspada bisa ditandai dengan salah satu atau lebih dari indikasi di bawah ini :

- **Curah Hujan**

Jika terjadi hujan deras terus menerus (badai) selama lebih dari 6 jam, yang diikuti dengan terjadinya kerusakan – kerusakan pada tubuh bendungan tumpuan dan sekitarnya.

- **Elevasi Muka Air Waduk**

Pada saat itu elevasi muka air waduk mencapai El. +90.75 m, dan ada gejala muka



air waduk akan terus meningkat.

- **Rembesan (*Seepage*)**

- Dalam keadaan normal (tidak hujan) jumlah rembesan yang keluar dari salah satu atau lebih pipa pengumpul drainase meningkat secara tajam.
- Dalam keadaan normal (tidak hujan) terjadi kekeruhan pada rembesan.
- Pembacaan V notch melebihi 14 l/det (standart baku keamanan Bendungan).

- **Pengamatan Instrumen Bendungan**

Adanya perubahan yang drastis pada hasil pemantauan pembacaan instrumen di Bendungan Bajulmati, antara lain:

- Terjadinya penurunan yang tajam pada puncak bendungan dibandingkan dengan hasil pengamatan sebelumnya.
- *Trend* (kecenderungan) grafik hasil pembacaan pisometer yang dipasang di tubuh bendungan menunjukkan penurunan atau kenaikan yang tiba-tiba dibandingkan dengan hasil pembacaan sebelumnya pada elevasi muka air waduk yang sama.

- **Gempa Bumi**

Terjadi gempa bumi tektonik dengan percepatan 0,14 g, atau setara dengan 6,1 Skala Richter dalam radius < 80 km atau 7 skala MMI.

Apabila dari hasil pengamatan visual secara rutin maupun dari hasil pengamatan setelah terjadi kejadian luar biasa seperti: banjir besar, gempa bumi, sabotase, dan lain-lain, ditemukan adanya perubahan pada tubuh bendungan dan daerah sekitarnya yang dapat mengancam keamanan bendungan, seperti :

- 1) Stabilitas pondasi terganggu yang diakibatkan oleh :

- *Likuifaksi*
- Longsoran dalam pondasi
- Penurunan yang berlebihan
- Terangkutnya butiran-butiran tanah / material pondasi yang larut oleh air.
- Pergerakan bumi pada patahan di bawah atau di dekat tubuh bendungan.

- 2) Kerusakan pada *Spillway* yang disebabkan oleh :

- Tersumbatnya *spillway*
- Adanya "scouring" pada bagian hilir kolam olak.

- 3) Kerusakan pada tubuh bendungan yang disebabkan oleh :

- *Likuifaksi*
- Tubuh Bendungan tidak stabil
- Retakan



- Terjadi "boiling" pada hilir bandungan.
- 4) Kerusakan pada tepi waduk yang disebabkan oleh :
- Ketidak stabilan lereng
 - Melemahnya punggung bukit waduk yang tipis
 - Timbulnya lubang benam.

Belum ada kegiatan yang menonjol yang perlu dilakukan dalam tingkat siaga ini. Kegiatan dalam **Kondisi Waspada** masih dalam lingkup Pengelola Bendungan dan instansi yang terkait dengan keamanan bendungan yaitu BBWS Brantas. Tindakan yang dilakukan dalam kondisi waspada ini adalah:

- Melakukan observasi / pemantauan intensif dan analisa terhadap kejadian, apakah berkembang semakin kritis atau tidak.
- Bersiaga penuh selama 24 jam dan tetap waspada terhadap perkembangan yang lebih buruk yang mungkin bisa terjadi.
- Memeriksa dan memantau kondisi bendungan secara intensif.
- Jika terjadi pelepasan air dari waduk , maka prosedur dalam pedoman OP harus dijalankan.

Apabila dari hasil observasi dan analisis menunjukkan keadaan bendungan tidak kritis, maka keadaan darurat dinyatakan selesai dan Pengelola Bendungan memperbaiki kerusakan yang timbul. Namun apabila keadaan bendungan bertambah kritis maka masuk ke Kondisi siaga.

c. Kondisi Siaga

Keadaan ini lebih serius dari kondisi waspada dimana struktur bendungan cenderung menunjukkan ke arah labilitas, namun belum menunjukkan tanda-tanda akan segera runtuh. Keadaan ini bisa bertambah buruk dan kemungkinan diperlukan adanya pengungsian apabila keadaan semakin tidak terkendali. Pada keadaan ini BPBD yang dibentuk oleh Pemerintah Daerah Kabupaten Banyuwangi bersiaga penuh dan dalam keadaan siap untuk mengevakuasi masyarakat dan jika diperlukan, maka masyarakat di wilayah zona bahaya 1 segera dievakuasi / diungsikan.

Apabila bendungan dinyatakan dalam kondisi yang kritis oleh Ahli Keamanan Bendungan, maka diperlukan penanggulangan darurat untuk mencegah kerusakan yang lebih parah. Apabila usaha pencegahan pada kondisi siaga ini berhasil, maka keadaan darurat dinyatakan selesai. Akan tetapi apabila segala upaya pencegahan yang dilakukan tidak berhasil dan kondisi bendungan semakin parah, maka keadaan darurat ditetapkan

menjadi kondisi awas. Keadaan kondisi siaga bisa ditandai dengan beberapa indikasi seperti tersebut di bawah ini :

- **Curah Hujan**

Jika terjadi hujan deras terus menerus (badai) selama lebih dari 6 jam, yang diikuti dengan terjadinya kerusakan – kerusakan pada tubuh bendungan tumpuan dan sekitarnya.

- **Elevasi Muka Air Waduk**

Muka air di waduk mencapai EL 91.05 meter dan air waduk masih cenderung meningkat.

- **Rembesan (Seepage)**

Dalam keadaan biasa (tidak hujan) aliran rembesan yang keluar dari pipa-pipa drainase bertambah besar dan bertambah keruh.

- **Gempa Bumi**

Terjadi gempa bumi tektonik dengan percepatan $> 0,14 \text{ g}$, atau setara dengan 7 Skala Richter dalam radius $< 80 \text{ km}$.

- **Visualisasi Tubuh Bendungan dan Daerah Sekitarnya**

- Adanya bocoran yang muncul di tubuh bendungan atau di tumpuan bendungan semakin membesar.
- Terdapat pusaran air waduk di muka bendungan
- Timbul rekahan pada puncak bendungan dengan arah melintang yang menerus dari hulu sampai hilir tubuh bendungan
- Terjadi longsoran yang cukup besar di lereng hulu atau di lereng hilir tubuh bendungan.

Pada keadaan ini BPBD Kabupaten Banyuwangi bersiaga penuh untuk persiapan melakukan evakuasi pengungsian warga. Tindakan yang dilakukan dalam kondisi siaga ini adalah:

- Melakukan usaha-usaha pencegahan agar kejadian tidak berlanjut menjadi kegagalan bendungan, dimana usaha-usaha pencegahan tersebut tergantung kepada jenis kejadian. Tindakan pencegahan ini berupa perbaikan yang sifatnya sementara dan membutuhkan waktu yang cepat sesuai dengan saran dari Ahli Keamanan Bendungan, misalnya:
 - Menghambat perkembangan bocoran
 - Melakukan perbaikan bagian tubuh bendungan yang rusak

- Menambah timbunan pada bagian yang mengalami penurunan
- Mengisi bagian yang mengalami rekahan
- Jika terjadi pelepasan air dari waduk, maka prosedur dalam pedoman OP harus dijalankan, dan jika muka air waduk mencapai EL. +91.05 meter. maka harus dilakukan evakuasi terhadap penduduk yang berada di wilayah zona bahaya 1, dan jika keadaan bahaya meningkat terus, maka tingkatan siaga dapat ditingkatkan seperti diuraikan dalam Panduan RTD.

Apabila usaha pencegahan berhasil, maka keadaan darurat selesai. Akan tetapi apabila upaya pencegahan yang dilakukan tidak menampakkan hasil dan kondisi bendungan bertambah parah maka ditetapkan Kondisi awas.

d. Kondisi Awas

Kondisi awas ini diumumkan apabila situasinya sudah sangat serius, dimana upaya perbaikan pada saat Kondisi SIAGA tidak berhasil menanggulangi kerusakan yang terjadi. Pada keadaan ini telah terjadi kerusakan pada seluruh atau sebagian besar struktur bendungan, dimana keadaan fisik bendungan sudah bertambah buruk sedemikian sehingga upaya untuk menstabilkan bendungan sudah tidak mungkin lagi untuk dilakukan dan bendungan diperkirakan akan segera runtuh. Untuk itu segera dilakukan evakuasi penduduk yang tinggal di daerah genangan banjir.

Dengan diumumkannya Kondisi awas, maka semua organisasi yang terkait harus segera bergerak mulai mengevakuasi warga yang berada di zona bahaya 2, maupun zona bahaya 1 yang belum sempat diungsikan karena keadaannya sudah pada tingkat yang paling berbahaya. Kondisi awas ini ditandai dengan terjadinya salah satu atau beberapa indikasi keadaan darurat sebagai berikut:

- Muka air di waduk mencapai crest bendungan EL +91.8 meter dan melewati elevasi puncak Bendungan Bajulmati dan air waduk masih cenderung meningkat.
- Air yang keluar dari waduk sudah cukup signifikan dan menjadi ancaman bagi penduduk di daerah hilir bendungan.
- Bendungan dianggap tidak mampu dalam fungsinya sebagai penampung air, dan diputuskan bahwa bendungan sudah dalam keadaan bahaya dan dipastikan akan runtuh.
- Bendungan cenderung runtuh dan dinyatakan gagal fungsi.
- Bendungan telah betul-betul runtuh (gagal).



Pada tahap ini Kepala Tim RTD Bendungan Bajulmati harus segera memberikan informasi kepada Pejabat Keamanan setempat dan kepada Kantor BBWS Brantas, dan Kepala BBWS Brantas melaporkan kepada Bupati Banyuwangi dan Bupati Situbondo untuk melakukan evakuasi penduduk. Tindakan yang dilakukan dalam kondisi awas ini adalah:

- Melakukan koordinasi terus menerus antara Tim Pengelola RTD dan Instansi terkait dengan Tim BPBD Kabupaten Banyuwangi dan Kabupaten Situbondo.
- Melaksanakan evakuasi penduduk dengan cepat, tepat dan terkoordinasi.
- Dalam hal terjadi banjir luar biasa dan melimpas di atas puncak bendungan (*overtopping*), dapat dilakukan dengan menempatkan karung-karung tanah di sepanjang puncak bendungan untuk menambah tinggi jagaan agar air bisa melimpas melalui bangunan pelimpah (*spillway*).
- Dalam hal sudah terjadi rekanan pada puncak bendungan yang dapat mengakibatkan runtuhnya puncak bendungan, longsor di lereng hulu atau hilir tubuh bendungan, maka untuk memperlambat laju aliran debit air pengeluaran dapat dilakukan dengan penimbunan batu agar stabilitas bendungan untuk sementara bisa terjaga sambil menunggu keadaan muka air di waduk turun.
- Apabila kegiatan pengungsian sudah selesai dilakukan, dan kejadian bencana sudah terlampaui, maka ditetapkan Pengakhiran Keadaan Darurat yang diikuti dengan de-evakuasi penduduk serta melakukan rehabilitasi bendungan dan bangunan perlengkapannya.

4.5.3.4 Kesiapsiagaan Keadaan Darurat

Kesiapsiagaan dilakukan sebelum dan selama keadaan darurat. Semua problem yang berpotensi memicu terjadinya keadaan darurat harus diidentifikasi guna meningkatkan kesiapsiagaan bersama diantara para pelaksana RTD dalam satu koordinasi yang baik untuk membantu menurunkan dampak akibat kegagalan bendungan. Berikut ini adalah langkah-langkah untuk mencegah atau menunda kegagalan bendungan setelah ditemukannya pertama kali tanda-tanda keadaan darurat bendungan.

- **Pemantauan:** [Jabatan 1 petugas pengelola bendungan] melakukan pemantauan bendungan selama keadaan darurat dan selama terjadi kondisi luar biasa seperti saat terjadi hujan badai.
- **Tindakan saat akhir pekan atau hari libur:** [Jabatan 2 petugas pengelola bendungan] harus siap melakukan tindakan darurat pada akhir pekan atau hari libur

dan sudah siap dibendungan dalam setelah terdeteksi timbulnya keadaan darurat bendungan.

- **Tindakan saat kondisi gelap dan cuaca buruk:** [Jabatan 3 petugas pengelola bendungan] akan mengatur pengadaan generator dan lampu yang mencukupi untuk memonitor situasi.[Jabatan 3 pengelola bendungan] dapat menempuh akses ke lokasi bendungan pada saat cuaca buruk dengan cara [metode akses ke bendungan, contoh : berjalan, kendaraan, dll].

Tindakan pencegahan dapat dilakukan pada keadaan darurat bendungan untuk mencegah kegagalan bendungan, tetapi kadang-kadang perbaikan harus dilakukan pada kondisi yang tidak mendukung dan harus dilakukan secara cepat. Oleh karena itu tindakan perbaikan pada saat keadaan darurat hanya bersifat sementara, kemudian sesegera mungkin lakukan perbaikan permanen berdasar desain perbaikan yang disiapkan oleh engineer secara cermat.

Berikut diberikan contoh beberapa jenis ancaman keamanan bendungan dan tindak perbaikan sementara yang dapat dilakukan. Pelaksanaan perbaikan harus dilakukan di bawah arahan Ahli bendungan dan kemungkinan diperlukan keterlibatan kontraktor.

a. Rembesan

- Bila lubang asal rembesan nampak di waduk, lakukan penyumbatan dengan material yang tersedia, seperti: jerami, bentonite, plastik, kantong pasir, dan lain-lain;
- Turunkan muka air waduk dengan cepat; bila ada gunakan pintu darurat atau bila tidak ada gunakan pintu-pintu pengeluaran yang ada, bila perlu dibantu dengan pompa air, hingga aliran mengecil dan kecepatan aliran tidak menimbulkan erosi atau sampai erosi berhenti. Pasang filter (lapisan pasir dan lapisan kerikil) di tempat keluaran rembesan untuk mencegah terbawanya keluar material timbunan atau fondasi.

b. Longsoran pada tubuh bendungan atau fondasi

- 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.



- Lanjutkan operasi waduk pada elevasi muka air rendah hingga tindakan perbaikan selesai dilakukan.

c. Kerusakan Struktur

- 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 sama.

4.5.4 Penyiapan Sistem Peringatan Dini

Peringatan dini adalah serangkaian kegiatan pemberian peringatan sesegera mungkin kepada masyarakat tentang kemungkinan terjadinya bencana pada suatu tempat oleh lembaga yang berwenang. Sistem peringatan dini dimaksudkan untuk memberi peringatan tepat waktu untuk persiapan dan pelaksanaan evakuasi penduduk yang aman dan efektif. Dengan peringatan tersebut diharapkan masyarakat segera siap siaga, bertindak sesuai kondisi, situasi dan waktu yang tepat. Prinsip utamanya adalah memberikan informasi yang cepat, akurat, tepat sasaran, mudah diterima, mudah dipahami dan terpercaya.

Pada saat terjadi keadaan darurat bendungan, Kepala Pengelola bendungan (Kep. BBWS/ BWS, Kabid OP, Kadin SDA, pejabat lain yang setingkat atau pejabat lain yang ditunjuk oleh Pemilik Bendungan) bertindak sebagai Pimpinan pelaksana RTD di bendungan (selanjutnya akan disebut Pimpinan pelaksana RTD) yang bertanggung jawab dalam pelaksanaan RTD di bendungan.

Sosialisasi Rencana Tindak Darurat dilakukan terhadap unsur masyarakat yang terkena resiko banjir potensi keruntuhan bendungan atau operasi bendungan. Sosialisasi harus dilakukan secara hati-hati untuk menghindari timbulnya keresahan masyarakat. Sebelum penyampain materi RTD, kepada para peserta sosialisasi juga perlu dijelaskan garis besar materi “ pengaturan dan konsepsi keamanan bendungan” untuk memberi pemahaman mengenai latar belakang yang mendasari perlunya disusun RTD.Pada keadaan darurat, Pimpinan pelaksana RTD bertanggung jawab langsung atas pelaksanaan pemantauan, operasi dan pemeliharaan bendungan. Untuk menetapkan tindakan pencegahan yang tepat, pimpinan pelaksana RTD perlu dibantu oleh Ahli bendungan untuk melakukan observasi dan evaluasi terhadap indikasi ancaman keamanan bendungan yang muncul. Untuk melakukan tindakan pengamanan bendungan pada saat kondisi darurat, pemilik atau pengelola bendungan dapat menggunakan organisasi pengelola bendungan

yang sudah ada atau membentuk organisasi khusus semacam kelompok kerja penanganan tndak darurat.

Dalam hal bencana yang terkait dengan bendungan, peringatan dini dikeluarkan karena kemungkinan terjadinya bencana akibat potensi keruntuhan bendungan atau operasi waduk yang diperkirakan keluaran airnya akan melampui kapasitas palung sungai. Peringatan dini kepada penduduk disampaikan oleh pemerintah daerah dan pengelola bendungan dengan melibatkan instansi dan lembaga terkait serta masyarakat dengan koordinator BPBD (Badan Penanggulangan Bencana Daerah).

4.6 Analisa Kerugian Ekonomi

4.6.1 Nilai Kerugian

Berdasarkan pada analisis Sosial Ekonomi Wilayah Terkena Risiko diperkirakan sebanyak 5 desa, yang secara administrasi masuk dalam 2 wilayah kecamatan di Kabupaten Banyuwangi diperkirakan akan terkena dampak banjir yang disebabkan oleh keruntuhan Bendungan Bajulmati . Dengan demikian perhitungan terhadap nilai kerugian dilakukan terhadap Wilayah Terkena Risiko tersebut.

4.6.1.1 Bangunan Rumah Tempat Tinggal

Nilai kerugian terhadap bangunan rumah tinggal di Wilayah Terkena Risiko pada kondisi keruntuhan adalah sebagai berikut di bawah ini. Dimana diasumsikan, bahwa tingkat kerusakan bangunan rumah adalah 10% untuk daerah yang memiliki jarak lebih dari 5km dari bendungan, sedangkan tingkat kerusakan bangunan untuk jarak yang di bawah 5 km dari bendungan adalah 100%. Hal tersebut disebabkan karena yang berada di dekat bendungan masih terdapat material-material yang dapat menyebabkan pengaruh bahaya yang lebih besar sebelum material tersebut mengendap.

Tabel 4. 58

Rekapitulasi Harga Satuan Material Kerugian Bendungan Bajulmati

No.	Uraian	Unit	Harga Satuan (Rp.)
1	Bangunan Rumah Permanen	unit	20,580,000
2	Bangunan Rumah Semi Permanen	unit	11,643,000
3	Bangunan Rumah Non Permanen	unit	7,729,500

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Tabel 4. 59
Nilai Kerugian Rumah Tinggal

No Desa	Kecamatan	Jarak dari Bendungan (km)	Harga Satuan (Rp)	Jumlah Rumah (Unit)	Jumlah Kerugian (Rp)	Asumsi Kerusakan (%)	Kerugian (Rp)
1 Wonorejo	Banyuputih	5.0	20,580,000	2030	41,777,400,000	100%	41,777,400,000
2 Bajulmati	Wongsorejo	4.6	20,580,000	2183	44,915,850,000	100%	44,915,850,000
3 Alasrejo	Wongsorejo	8.60	20,580,000	1366	28,101,990,000	10%	2,810,199,000
4 Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	20,580,000	1296	26,661,390,000	10%	2,666,139,000
5 Bimorejo	Wongsorejo	9.70	20,580,000	1022	21,032,760,000	10%	2,103,276,000
Total Kerugian Rumah Tinggal :				7,896	162,489,390,000		94,272,864,000

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

Pada desa Wonorejo Kecamatan Banyuputih

Jarak desa dari As Bendungan = 4.6 km

Harga Satuan Rumah Tinggal = Rp 20,580,000

Jumlah Rumah = 2030 Unit

Prosentase asumsi kerusakan = 100%

Jumlah Kerugian = Harga Satuan Rumah Tinggal × Jumlah Rumah

$$= 20,580,000 \times 2030 = \text{Rp. } 41,777,400,000$$

Kerugian = Jumlah kerugian × Prosentase asumsi kerusakan

$$= 41,777,400,000 \times 100\% = \text{Rp } 41,777,400,000$$

Tabel 4.60
Nilai Kerugian Alat Elektronik Dan Rumah Tangga

No	Desa	Kecamatan	Jarak dari Bendungan (km)	Jumlah Alat	Harga Satuan (Rp)	Harga Alat Elektronik (TV+kulkas+kipas angin, Radio-Tape) (Rp)	Harga Satuan (Rp)	Harga Alat Rumah Tangga (Alat Dapur,2 Tempat Tidur, Sandang, Alat Penerangan, Mebel) (Rp)	Jumlah Kerugian Dengan Asumsi Kerusakan 10% (Rp)
1	Wonorejo	Banyuputih	5.00	2030	1,500,000	3,045,000,000	5,000,000	10,150,000,000	13,195,000,000
2	Bajulmati	Wongsorejo	4.60	2182.5	1,500,000	3,273,750,000	5,000,000	10,912,500,000	14,186,250,000
3	Alasrejo	Wongsorejo	8.60	1365.5	1,500,000	2,048,250,000	5,000,000	6,827,500,000	887,575,000
4	Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	1295.5	1,500,000	1,943,250,000	5,000,000	6,477,500,000	842,075,000
5	Bimorejo	Wongsorejo	9.70	1022	1,500,000	1,533,000,000	5,000,000	5,110,000,000	153,300,000
Total Kerugian Rumah Tinggal :				7,896		10,310,250,000		39,477,500,000	33,362,119,000

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Contoh Perhitungan:

Pada Desa Wonorejo Kecamatan Banyuputih

Jarak dari Bendungan = 4,6 km

Jumlah Alat = 2030 unit

Harga Satuan untuk Alat Elektronik (TV+Kulkas+Kipas angin, Radio-Tape) = Rp 1,500,000

Harga Alat Elektronik = Jumlah Alat × Harga Satuan untuk Alat Elektronik

$$= 2030 \times 1,500,000 = \text{Rp } 3,045,000,000$$

Harga Satuan Alat Rumah Tangga (Alat Dapur,2 Tempat Tidur, Sandang, Alat Penerangan, Mebel) = Rp 5,000,000

Harga Alat Rumah Tangga = Jumlah Alat × Harga Satuan untuk Alat Rumah Tangga = $2030 \times 5,000,000 = \text{Rp } 10,150,000,000$

Jadi, Jumlah Kerugian dengan

$$\begin{aligned} \text{Asumsi kerusakan} &= (\text{Harga Alat Elektronik} + \text{Harga Alat Rumah Tangga}) \times 100\% \\ &= (3,045,000,000 + 10,150,000,000) \times 100\% \\ &= 16,270,450,000 \end{aligned}$$

Tabel 4.61

Rekapitulasi Nilai Kerugian Tempat Tinggal Di Wilayah Terdampak

No	Desa	Kecamatan	Jumlah kerugian rumah (Rp.)	Jumlah Kerugian Alat Elektronik dan Rumah Tangga	Jumlah Kerugian Total (Rp.)
1	Wonorejo	Banyuputih	41,777,400,000	13,195,000,000	54,972,400,000
2	Bajulmati	Wongsorejo	44,915,850,000	14,186,250,000	59,102,100,000
3	Alasrejo	Wongsorejo	2,810,199,000	887,575,000	3,697,774,000
4	Sumberkencono	Wongsorejo	2,666,139,000	842,075,000	3,508,214,000
5	Bimorejo	Wongsorejo	2,103,276,000	153,300,000	2,256,576,000
Total Kerugian			94,272,864,000	29,264,200,000	123,537,064,000

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Jadi, Desa Bajulmati merupakan desa yang paling besar mengalami kerugian akibat keruntuhan bendungan Bajulmati yaitu sebesar Rp 59,102,100,000.

4.6.1.2 Fasilitas Umum

Yang termasuk fasilitas umum di dalam perhitungan nilai kerugian adalah gedung sekolah TK, SD, sekolah lanjutan (SMP dan SMA), Puskesmas, Puskemas Pembantu, Pasar, Kios dan Kantor dan Jalan Raya. Berikut ini Fasilitas Umum yang berada di Hilir Bendungan Bajulmati:

Tabel 4.62

Harga Satuan Fasilitas Umum

No.	Uraian	Unit	Harga Satuan
1	Kantor	buah	37,370,000
2	Puskesmas	unit	27,548,769
3	Pustu	unit	8,264,631
4	Gedung Sekolah TK	unit	16,372,000
5	Gedung Sekolah Dasar	unit	89,435,600
6	Gedung Sekolah Sekolah Lanjutan	unit	200,610,200
7	Tempat Ibadah	buah	18,900,000
8	Pasar	buah	120,000,000
9	Toko Besar	buah	5,886,000
10	Toko Kecil	buah	2,398,000
11	Industri Kecil	buah	7,620,800
12	Industri Sedang	buah	99,000,000
13	Industri Besar	buah	385,000,000
14	Pengerukan dgn Dradging	m ³	30,000
15	Jalan Asphalt/Beton	km	11,000,000
16	Jalan Makad`am	km	24,750,000
17	Jalan Tanah	km	13,750,000
18	Jembatan 1	buah	220,000,000



Tabel 4.63
Fasilitas Umum Yang Berada Di Hilir Bendungan Bajulmati

No	Desa Terdampak			Fasilitas Umum								
	Desa	Kecamatan	Jarak dari Bendungan (km)	Tempat Ibadah (Unit)	TK (Unit)	SD (Unit)	Sekolah Lanjutan (Unit)	Puskes mas (Unit)	Pustu/ BKIA/ Klinik (Unit)	Pasar Umum/ Hewan (Unit)	Kios/Toko/ Koperasi (Unit)	Bank/ Kantor /Gedung (Unit)
1	Wonorejo	Banyuputih	5.00	39	2	4	8	0	1	1	8	0
2	Bajulmati	Wongsorejo	4.60	34	3	6	3	1	0	1	307	4
3	Alasrejo	Wongsorejo	8.60	20	1	4	2	0	0	0	42	0
4	Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	13	4	4	0	0	0	0	31	0
5	Bimorejo	Wongsorejo	9.70	23	3	1	1	0	0	0	29	0
Total			129	13	19	14	1	1	2	417	4	

Sumber: Badan Pusat Statistik (2017)

Tabel 4.64
Jalan Raya Dan Industri Yang Berada Di Hilir Bendungan Bajulmati

No	Desa Terdampak			Prasarana (Jalan)			Industri	
	Desa	Kecamatan	Jarak dari Bendungan (km)	Beraspal (km)	Paving/ Beton (km)	Jembatan (km)	Industri Kecil	Industri sedang
1	Wonorejo	Banyuputih	5.00	0	0	0	6	2
2	Bajulmati	Wongsorejo	4.60	25	5	1	17	0
3	Alasrejo	Wongsorejo	8.60	18	6	0	24	0
4	Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	11	15	0	10	0
5	Bimorejo	Wongsorejo	9.70	10	0	0	10	0
Total			64	26	1	67	2	

Sumber: Badan Pusat Statistik (2017)

Tabel 4.65

Nilai Perhitungan Kerugian Fasilitas Umum Akibat Banjir Keruntuhan Bendungan

No	Desa Terdampak					Fasilitas Umum						
	Desa	Kecamatan	Jarak dari Bendungan (km)	Tempat Ibadah (Rp)	Taman Kanak-kanak (Rp)	Sekolah Dasar (Rp)	Sekolah Lanjutan (Rp)	Puskesmas (Rp)	Pustu/BKIA/Klinik (Rp)	Pasar Umum/Hewan (Rp)	Kios/Toko/Koperasi (Rp)	Bank/Kantor/Gedung (Rp)
1	Wonorejo	Banyuputih	5.00	737,100,000	32,744,000	357,742,400	1,604,881,600	0	8,264,631	120,000,000	47,088,000	0
2	Bajulmati	Wongsorejo	4.60	642,600,000	49,116,000	536,613,600	601,830,600	27,548,769	0	120,000,000	1,695,386,000	149,480,00
3	Alasrejo	Wongsorejo	8.60	378,000,000	16,372,000	357,742,400	401,220,400	0	0	0	177,452,000	0
4	Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	245,700,000	65,488,000	357,742,400	0	0	0	0	126,658,000	0
5	Bimorejo	Wongsorejo	9.70	434,700,000	49,116,000	89,435,600	200,610,200	0	0	0	114,886,000	0
Total				2,438,100,000	212,836,000	1,699,276,400	2,808,542,800	27,548,769	8,264,631	240,000,000	2,161,470,000	149,480,00

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.66

Nilai Perhitungan Kerugian Kerusakan Jalan Raya Dan Industri Akibat Banjir Keruntuhan Bendungan

No	Desa Terdampak			Prasarana (Jalan)			Industri	
	Desa	Kecamatan	Jarak dari Bendungan (km)	Beraspal (Rp)	Paving/Beton (Rp)	Jembatan (Rp)	Industri Kecil (Rp)	Industri sedang (Rp)
1	Wonorejo	Banyuputih	5.00	0	0	0	45,724,800	198,000,000
2	Bajulmati	Wongsorejo	4.60	275,000,000	55,000,000	220,000,000	129,553,600	0
3	Alasrejo	Wongsorejo	8.60	198,000,000	66,000,000	0	182,899,200	0
4	Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	121,000,000	165,000,000	0	76,208,000	0
5	Bimorejo	Wongsorejo	9.70	1100000000	0	0	76,208,000	0
Total				704,000,000	286,000,000	220,000,000	510,593,000	198,000,000

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.67
Rekapitulasi Total Kerugian Fasilitas Umum

No	Desa Terdampak			Total Kerugian Fasilitas Umum (Rp)
	Desa	Kecamatan	Jarak dari Bendungan (km)	
1	Wonorejo	Banyuputih	5.00	2,907,820,631
2	Bajulmati	Wongsorejo	4.60	4,372,574,969
3	Alasrejo	Wongsorejo	8.60	1,594,786,800
4	Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	1,081,588,400
5	Bimorejo	Wongsorejo	9.70	998,747,800
Total				10,955,518,600

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Jadi, Desa Bajulmati merupakan desa yang paling besar mengalami kerugian akibat keruntuhan bendungan Bajulmati yaitu sebesar Rp 4,372,574,969.

4.6.1.3 Kerugian Komoditas Pertanian

Nilai kerugian sektor pertanian yang disebabkan banjir akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati dihitung berdasarkan asumsi sebagai berikut.

- Untuk tanaman pangan di Wilayah Terkena Risiko seperti padi, jagung, kacang hijau dan kedelai serta ubi kayu diasumsikan akan mengalami kerusakan 100%. Hal tersebut dikarenakan kedalaman banjir rata-rata pada daerah tersebut melebihi 15 cm.
- Perhitungan luas tanam yang masuk di dalam Wilayah Terkena Risiko belum tentu berhubungan dengan luas daerah layanan Waduk Bajulmati. Hal tersebut dikarenakan tidak semua lahan pertanian di Wilayah Terkena Risiko dilayani oleh Waduk Bajulmati, dan demikian juga sebaliknya, daerah layanan Waduk Bajulmati tersebar di Kabupaten Banyuwangi. Berdasarkan survey harga pasar, harga satuan komoditi pertanian sebagai berikut:

Tabel 4.68
Harga Satuan Komoditi Pertanian

No.	Uraian	Unit	Harga Satuan (Rp)
1	Padi sawah	ton	4,400,000
2	Jagung	ton	4,150,000
3	Kedelai	ton	3,850,000
4	Kacang hijau	ton	3,850,000
5	Ketela	ton	2,500,000
6	Cabai Rawit	ton	45,000,000
7	Cabai Merah	ton	40,000,000
8	Bawang Merah	ton	30,000,000
9	Tomat	ton	11,000,000
10	Kacang Tanah	ton	23,000,000

Dengan mengikuti Harga Satuan di atas, maka nilai kerugian bidang pertanian diperkirakan pada tabel 4.69.

Tabel 4.69
Produksi Komoditas Pertanian

No	Desa Terdampak		Pertanian (Produksi)									
	Desa	Kecamatan	Cabai rawit (ton)	Cabai Merah (ton)	Bawang Merah (ton)	Tomat (ton)	Padi (ton)	Jagung (ton)	Kedelai (ton)	kacang tanah (ton)	Ubi Kayu (ton)	
1	Wonorejo	Banyuputih	146	29	4,763	74	1,812	378	0	0	0	
2	Bajulmati	Wongsorejo	85	0	0	0	0	7,489	91	29	3,842	
3	Alasrejo	Wongsorejo	86	0	3	0	2,149	6,320	0	36	1,920	
4	Sumberkencono	Wongsorejo	67	0	0	0	1,672	2,459	0	58	576	
5	Bimorejo	Wongsorejo	79	0	4	0	787	465	26	0	0	
Total			463	29	4,770	74	6,420	17,111	117	123	6,338	

Sumber: Badan Pusat Statistik, 2017

Tabel 4.70
Kerugian Produksi Komoditas Pertanian

No	Desa Terdampak		Pertanian (Produksi)								
	Desa	Kecamatan	Cabai Merah (ton)	bawang Merah (ton)	Tomat	Padi (ton)	Jagung (ton)	Kedelai (ton)	kacang tanah	Ubi Kayu	
1	Wonorejo	Banyuputih	1,160,000,000	142,890,000,000	814,000,000	9,811,980,000	1,568,700,000	0	0	0	
2	Bajulmati	Wongsorejo	0	0	0	0	31,079,350,000	728,000,000	667,000,000	9,605,000,000	
3	Alasrejo	Wongsorejo	0	3	0	11,636,835,000	26,228,000,000	0	828,000,000	4,800,000,000	
4	Sumberke ncono	Wongsorejo	0	0	0	9,053,880,000	10,204,850,000	0	1,334,000,000	1,440,000,000	
5	Bimorejo	Wongsorejo	0	4	0	4261605000	1929750000	208000000	0	0	
Total			1,160,000,000	142,890,000,007	814,000,000	34,764,300,000	71,010,650,000	936,000,000	2,829,000,000	15,845,000,000	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.71
Rekapitulasi Total kerugian Komoditas Pertanian

No	Desa Terdampak		Jarak dari Bendungan (km)	Total Kerugian Komoditas Pertanian (Rp)
	Desa	Kecamatan		
1	Wonorejo	Banyuputih	5.00	162,814,680,000
2	Bajulmati	Wongsorejo	4.60	45,904,350,000
3	Alasrejo	Wongsorejo	8.60	47,362,835,003
4	Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	25,047,730,000
5	Bimorejo	Wongsorejo	9.70	9,954,355,004
Total				291,083,950,007

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Jadi, Desa Wonorejo Kecamatan Banyuputih merupakan desa yang paling besar mengalami kerugian akibat keruntuhan bendungan Bajulmati pada produksi komoditas pertanian yaitu sebesar Rp 162,814,680,000.

4.6.1.4 Kerugian Komoditas Peternakan

Peternakan sebagai usaha sampingan diperkirakan juga terkena dampak keruntuhan Bendungan Bajulmati dengan asumsi kerugian bervariasi tergantung dari beberapa pertimbangan, yaitu:

- Ternak sapi, kerbau, kambing dan domba diperkirakan 70% dapat diselamatkan, karena nilai ekonominya yang relatif tinggi serta mengkoordinasikan penyelamatannya juga relatif lebih mudah disamping relatif tahan terhadap penyakit walaupun terdapat sedikit masalah yang menyangkut padang pengembalaan dan makanannya.
- Dengan alasan yang hampir sama dengan ternak sapi di atas, ternak ayam kampong dan itik juga lebih tahan terhadap penyakit namun tidak mempunyai masalah dengan makanan atau padang pengembalaan serta cenderung diupayakan untuk dapat diselamatkan. Sehingga diperkirakan 50% populasinya dapat dipertahankan.
- Ternak ayam potong atau petelor yang rentan terhadap penyakit diperkirakan akan mengalami kerugian mencapai 70%, yang juga disebabkan oleh faktor makanan dan obat-obatan yang tidak dapat diberikan secara rutin pada saat terjadi malapetaka.

Tabel 4.72
Harga Satuan Komoditas Peternakan

No.	Uraian	Unit	Harga Satuan (Rp.)
1	Ayam	ekor	60,000
2	Ayam Petelor/Pedaging	ekor	50,000
3	Itik	ekor	75,000
4	Sapi/kerbau	ekor	10,000,000
5	Kambing/domba	ekor	1,500,000
6	Bloirer Finisher	ekor	50,000

Tabel 4.73
Jumlah Komoditas Peternakan

No	Daerah Terdampak		Peternakan (ekor)			
	Desa	Kecamatan	Kambing/ Domba	Ayam Burias	Ayam Ras	Itik
1	Wonorejo	Banyuputih	454	4,018	0	200
2	Bajulmati	Wongsorejo	1,152	1,793	0	976
3	Alasrejo	Wongsorejo	970	1,153	0	1,652
4	Sumberkencono	Wongsorejo	579	859	8,766	1,937
5	Bimorejo	Wongsorejo	637	643	0	1419
Total			3,792	8,466	8,766	6,184

Sumber: Badan Pusat Statistik, 2018

Tabel 4.74
Perhitungan Kerugian Komoditas peternakan

No	Daerah Terdampak			Peternakan			
	Desa	Kecamatan	Sapi (Rp) Dengan asumsi kerugian 30%	Kambing/Do mba (Rp) Dengan asumsi kerugian 30%	Ayam Buras (Rp) Dengan asumsi kerugian 50%	Ayam Ras (Rp) Dengan asumsi kerugian 70%	Itik (Rp) Dengan asumsi kerugian 50%
1	Wonorejo	Banyuputih	5,103,000,000	204,300,000	120,540,000	0	7,500,000
2	Bajulmati	Wongsorejo	3,738,000,000	518,400,000	53,790,000	0	51240000
3	Alasrejo	Wongsorejo	2,373,000,000	436,500,000	34,590,000	0	86,730,000
4	Sumberkencono	Wongsorejo	2,826,000,000	260,550,000	25,770,000	306,810,000	101,692,500
5	Bimorejo	Wongsorejo	1458000000	286650000	19290000	0	74497500
Total			15,498,000,000	1,706,400,000	253,980,000	306,810,000	321,660,000

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.75
Rekapitulasi total kerugian Komoditas Peternakan

No	Desa Terdampak			Total Kerugian Komoditas	
	Desa	Kecamatan	Jarak dari Bendungan (km)	Peternakan (Rp)	
1	Wonorejo	Banyuputih	5.00	37,384,057,949	
2	Bajulmati	Wongsorejo	4.60	4,361,430,000	
3	Alasrejo	Wongsorejo	8.60	2,930,820,000	
4	Sumberkencono	Wongsorejo	10.60	3,520,822,500	
5	Bimorejo	Wongsorejo	9.70	1,838,437,500	
Total				50,035,567,949	

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Jadi, Desa Wonorejo Kecamatan Banyuputih merupakan desa yang paling besar mengalami kerugian akibat keruntuhan bendungan Bajulmati pada produksi komoditas peternakan yaitu sebesar Rp 37,384,057,949.

4.6.1.5 Kerugian Pariwisata

Waduk Bajulmati menjadi primadona tujuan wisata baru bagi wisatawan karena dekat dengan Kawasan Taman Nasional Baluran. Berbeda dengan keindahan waduk pada umumnya, keindahan yang dihadirkan di Waduk Bajulmati mirip seperti di Misool Raja Ampat. Bukit-bukit kecil yang mengelilingi waduk air membuat suasana semakin sejuk. Pesona indahnya juga terlukiskan di air berwarna hijau yang tenang. Angin semilir yang sejuk begitu terasa ketika kaki berjalan di atas puncak perbukitan. Waduk Bajulmati selain jadi destinasi wisata baru ternyata juga menjadi tujuan wisata memancing bagi masyarakat sekitar dan dari luar kota. Bagi pengunjung yang akan memancing, katanya, untuk sementara tidak bisa memancing di sekitar bangunan waduk atau pintu air, melainkan harus berputar mengelilingi waduk atau dari sisi selatan.

Tiket masuk bendungan bajulmati Rp 5000 per orang. Dalam 1 hari mencapai 100 - 200 orang yang berkunjung ke bendungan Bajulmati. Jadi penghasilan bendungan Bajulmati dalam 1 hari mencapai Rp 1.000.000. Apabila terjadi keruntuhan bendungan kerugian di sektor pariwisata pada bendungan bajulmati mencapai Rp 365,000,000.

4.6.1.6 Kerugian PLTMH

Pembangkit *Micro Hydropower* atau Mikrohidro. Potensi listrik yang bisa dihasilkan dari Waduk Bajulmati akan mencapai 0,34 megawatt yang bisa digunakan memenuhi kebutuhan waduk atau dijual ke PLN. Namun pemanfaatan pembangkit listrik saat ini masih dalam lingkup lingkungan kantor Bendungan Bajulmati. Dalam 1 hari Bendungan Bajulmati menghabiskan listrik sebesar 12 kWh.

Tabel 4.76

Tarif Tenaga Listrik Untuk Keperluan Kantor Pemerintah Dan Penerangan Jalan Umum

NO	GOL TARIF	BATAS DAYA	REGULER		PRA BAYAR (Rp/kWh)
			BIAYA BEBAN (Rp/kVA/bulan)	BIAYA PEMAKAIAN (Rp/kWh) DAN BIAYA kVArh (Rp/kVArh)	
1	P-1/TR	450 VA	20,000	575	685
2	P-1/TR	900 VA	24,600	600	760
3	P-1/TR	1,300 VA	*)	1,049	1,049
4	P-1/TR	2,200 VA s.d 5,500VA	*)	1,076	1,076
5	P-1/TR	6,600 VA s.d. 200 Kva	*)	1352	1352
6	P-2/TM	di atas 200 Kva	**)	Blok WBP = K * 1,115 Blok LWBP = 1,115 kVArh = 1,200 ***)	
7	P-3/TR		*)	1,352	1,352

Sumber: Permen ESDM No 28 Tahun 2016

Perhitungan pengeluaran listrik:

$$\text{Pemakaian listrik sehari (24 jam)} = 12 \text{ kWh}$$

$$\text{Pemakaian dalam sebulan} = 12 \text{ kWh} \times 30 \text{ hari} = 360 \text{ kWh}$$



Tarif listrik (Rp/kWh)	= Rp 1352
Tarif pemakaian dalam 1 bulan	= 360×1352 = Rp 486,720
Tarif pemakaian dalam 1 tahun	= $486,720 \times 12$ = Rp 5,840,640
Jadi, estimasi kerugian ekonomi apabila terjadi keruntuhan bendungan bajulmati apabila PLTMH tidak berfungsi mencapai Rp 5,840,640.	

4.6.1.7 Total Kerugian

Tabel 4.77

Rekapitulasi Estimasi Total Kerugian Ekonomi

No	Desa	Total Kerugian Tempat Tinggal(Rp.)	Total Kerugian Fasilitas Umum (Rp)	Total Kerugian Komoditas Pertanian (Rp)	Total Kerugian Komoditas Peternakan (Rp)	Total Kerugian (Rp.)
1	Wonorejo	54,972,400,000	3,151,545,431	162,814,680,000	37,384,057,949	258,322,683,379
2	Bajulmati	59,102,100,000	4,502,128,569	45,904,350,000	4,361,430,000	113,870,008,569
3	Alasrejo	3,697,774,000	1,777,686,000	47,362,835,003	2,930,820,000	55,769,115,003
4	Sumberkencono	3,508,214,000	1,157,796,400	25,047,730,000	3,520,822,500	33,234,562,900
5	Bimorejo	2,256,576,000	1,074,955,800	9,954,355,004	1,838,437,500	15,124,324,304
Total		123,537,064,000	11,664,112,200	291,083,950,007	50,035,567,949	476,320,694,155

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Sehingga estimasi total kerugian pada tiap desa ditambah dengan estimasi kerugian pada pariwisata dan PLTMH akibat banjir karena keruntuhan bendungan Bajulmati sebesar Rp 476,691,534,795. Desa Wonorejo kecamatan Banyuputih Kabupaten Situbondo merupakan desa yang paling besar yang mengalami kerugian ekonomi sebesar Rp 258,322,683,379.



Halaman ini sengaja dikosongkan



BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa yang sudah dilakukan terhadap simulasi Keruntuhan Bendungan Bajulmati dengan menggunakan program HEC-RAS, sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil analisa hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu didapatkan debit banjir pada kala ulang 1000 tahun sebesar $755.909 \text{ m}^3/\text{det}$, kala ulang PMF (Met. Hersfield mencapai $1217.543 \text{ m}^3/\text{det}$ dan pada saat PMF (*Probability Maximum Flood*) sebesar $2490.878 \text{ m}^3/\text{det}$. Setelah dilakukan routing pada debit kala ulang 1000 tahun didapatkan Elevasi muka air banjir 89.96 meter dan routing pada debit kala ulang PMF didapatkan elevasi muka air banjir 90.909 meter. Namun, setelah dilakukan routing banjir pada debit PMF terjadi *overtopping*. Debit puncak banjir yang terjadi menyebabkan terjadinya keruntuhan bendungan Bajulmati akibat *overtopping* dimana tinggi muka air waduk jika terjadi banjir PMF adalah EL. 92.595 meter (Puncak Bendungan Bajulmati EL. 91.80 meter).
2. Kedalaman banjir maksimum sebesar mencapai 21.31 meter pada jarak 3953.69 meter dari tubuh bendungan. Kecepatan aliran banjir maksimum akibat keuntuhan bendungan bajulmati sebesar 76.68 m/s pada jarak 21.51 meter dari tubuh bendungan.
3. Klasifikasi bahaya Bendungan Bajumati diperhitungkan berdasarkan pada jumlah PenRIs (Penduduk Terkena Risiko) berdasarkan kepada jumlah penduduk atau orang-orang yang berada di daerah genangan banjir di hilir bendungan. Estimasi jumlah penduduk Terkena Resiko adalah sebesar 7896 KK, maka bendungan Bajulmati merupakan kategori bendungan dengan Tingkat Klasifikasi Bahaya 4 atau Bahaya Sangat tinggi.
4. Estimasi total kerugian yang harus ditanggung akibat banjir karena keruntuhan bendungan Bajulmati sebesar Rp 476,691,534,795. Desa Wonorejo Kecamatan Banyuputih Kabupaten Situbondo merupakan desa yang paling besar dalam menanggung kerugian ekonomi sebesar Rp 258,322,683,379.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil analisa dari pembahasan dan kesimpulan yang telah dikemukakan, berikut ini disampaikan beberapa saran yang terkait dengan studi ini sebagai berikut:

1. Peta DEM seharusnya lebih detail dengan resolusi yang lebih halus.
2. Perlu disimulasikan bila jebolnya bendungan dikaitkan dengan runtuhnya terlebih dahulu pelimpah darurat (*emergency spillway*)
3. Diharapkan analisa banjir Akibat keruntuhan Bendungan Bajulmati dengan program HEC RAS ini dapat dilakukan analisa dengan aplikasi atau metode yang lain.



DAFTAR PUSTAKA

- Asdak, C. (2007). *Hidrologi dan Pengelolaan DAS*. Yogyakarta: Gajah Mada University Press.
- Badan Pusat Statistik Kabupaten Situbondo. (2017). *Kecamatan Banyuputih Dalam Angka 2017*. Situbondo: Badan Pusat Statistik
- Badan Pusat Statistik Kabupaten Banyuwangi. (2017). *Kecamatan Wongsorejo Dalam Angka 2017*. Banyuwangi: Badan Pusat Statistik
- Brunner Gary. (2014). *Using HEC-RAS for Dam Break Studies*. California: US Army Corps of Engineers
- Brunner Gary. (2016). *HEC-RAS River Analysis System User's Manual*. California: US Army Corps of Engineers
- Brunner Gary. (2014). *River Analysis System 2D Modelling User's Manual Version 5.0*. California: US Army Corps of Engineers.
- Hadisusanto, Nugroho.(2010). *Aplikasi Hidrologi*. Malang : Jogja Mediautama
- Harto. (1993). *Analisis Hidrologi*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama
- Istiarto. (2012) .*Diktat Kuliah Teknik Sungai*. Yogyakarta: Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gajah Mada
- Istiarto. (2012). *Modul Pelatihan – Simulasi Aliran 1 Dimensi dengan Bantuan Program Hidrodinamika HEC-RAS*. Yogyakarta: Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gajah Mada.
- Virgiawan Eric. (2015). *Laporan Rencana Tindak Darurat*. Jakarta: PT. Caturbina Guna Persada
- Limantara, Lily M. (2009). *Hidrologi Teknik Terapan*. Malang: CV Citra Malang.
- Republik Indonesia. 2010. Peraturan Pemerintah No. 37 Tahun 2010 Tentang Bendungan. Lembaran Negara RI Tahun 2010. No. 45. Sekretariat Negara. Jakarta.
- Republik Indonesia. 2011. Keputusan Direktur Jenderal Pengairan Nomor 257/KPTS/D/2011 Pedoman Teknis Klasifikasi Bahaya Bendungan. Sekretariat Kabinet RI. Jakarta.
- Soemarto, CD. (1987). *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional

Soewarno. (1995). *Hidrologi – Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1*. Bandung: Nova.

Sosrodarsono, Suyono dan K. Takeda. (1983). *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.

Sosrodarsono, Suyono dan M. Tominaga. (1984). *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.

Suprijanto, Heri. *Bahan Kuliah Konstruksi Bendungan-I*. Malang : Teknik Pengairan Universitas Brawijaya

Wahana Komputer. (2015). *Pemodelan SIG untuk Mitigasi Bencana*. Semarang: PT Elx Media Komputindo

