ANALISA KERUNTUHAN BENDUNGAN KEUREUTO DENGAN MENGGUNAKAN BANTUAN *SOFTWARE ZHONG XING HY21*

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI SISTEM INFORMASI SUMBERDAYA AIR

Ditujukan Untuk Memenuhi Persyaratan

Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

ROID GHOZI
NIM. 145060401111029

UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2018

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

repository.ub.ac.id

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga dapat menyelesaikan laporan ini yang berjudul " Analisa Keruntuhan Bendungan Dengan Menggunkan Bantuan *Software Zhong Xing HY21*" serta sholawat dan salam selalu tercurah kepada junjungan kita Nabi Besar Muhammad SAW.

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

1. Orang tua dan seluruh keluarga atas doa, dorongan dan semangat yang diberikan kepada penulis.
2. Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS. selaku dosen pembimbing yang telah sabar selalu memberi arahan dan bimbingannya dalam penyelesaian skripsi ini.
3. Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT. Ibu Rahma Dara Lufira, ST., MT. dan Bapak Dr.Eng. Andre Primantyo H, ST., MT. selaku penguji I, II, dan III yang telah memberikan saran beserta kritik terhadap penulis atas penyempurnaan skripsi ini.
4. Rekan-rekan mahasiswa Teknik Pengairan, khususnya kepada rekan-rekan angkatan 2014 yang telah memberikan dukungan yang luar biasa
5. Rekan-rekan saya Himpunan Mahasiswa Pengairan Universitas Brawijaya Priode 2017/2018 yang telah memberikan dukungan yang luar biasa
6. Rekan-rekan mahasiswa Teknik, khususnya kepada rekan-rekan angkatan 2014 yang telah memberikan dukungan yang luar biasa
7. Saudari Laily Amalia Putri yang telah banyak membantu dalam segalah hal dan memberikan dukungan yang luar biasa
8. Dan semua pihak yang namanya tidak mungkin disebut satu-persatu yang telah membantu secara moril maupun materi

Penulis menyadari bahwa dalam penyelesaian laporan skripsi ini masih banyak kekurangan. Untuk itu penyusun mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun guna perbaikkan laporan ini.

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

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

Malang, Maret 2018

Penulis

repository.ub.ac.id

RINGKASAN

Roid Ghozi, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, September 2018, *Analisa Keruntuhan Bendungan Keureuto Dengan Menggunakan Bantuan Software Zhong Xing HY21.* Dosen Pembimbing: Ir. Heri Suprijanto, MS.

Keruntuhan bendungan yang sering terjadi diakibatkan oleh *overtopping*, kerutuhan tersebut dapat mengakibatkan banjir yang sangat besar di hilirnya, sehingga perlu dilakukan analisa keruntuhan bendungan (*Dam Break Analysis)* serta melakukan simulasi keruntuhan bendungan (*Dam Break Simulation)*.

Dalam studi ini, menggunakan 3 stasiun hujan, yaitu Stasiun Malikulsaleh, Stasiun Takengon serta Stasiun Cot Girek. Untuk dapat menentukan besarnya curah hujan rancangan, metode yang digunakan dalam perhitungan ini adalah Distribusi Gumbel. Kemudian diuji kesesuaian distribusi dengan menggunakan 2 metode yaitu uji Smirnov-Kolmogorov dan uji Chi-Square. Setelah melakukan perhitungan uji kesesuaian, langkah selanjutnya adalah menghitung debit banjir rencana dengan menggunakan HSS Nakayasu yang didapat debit Inflow Q100 sebesar 1039,817 m^3/det, Q1000 sebesar 1360,967 m^3/det PMF nya sebesar 2530,454 m^3/det, setelah menghitung debit banjir rencana, langkah selanjutnya adalah menghitung penelusuran banjir (*flood routing)* terhadap pelimpah berpintu dengan hasil: dengan kondisi pintu beroperasi adalah *Outflow* sebesar 389,15 m^3/det pada elevasi 103,92 m ketika menggunakan Q100. *Outflow* sebesar 605,60 m^3/det pada elevasi 104,63 m ketika menggunakan Q1000. *Outflow* sebesar 887,496 m^3/det pada elevasi 106,72 m ketika menggunakan QPMF. Dengan Elevasi puncak bendungan berada pada elevasi +107,50 m.

Hasil yang diperoleh dari *software Zhong Xing HY21* berupa peta genangan banjir, waktu tiba, waktu puncak, kedalaman, kecepatan dan elevasi banjir. Kondisi yang digunakan dalam *software Zhong Xing HY21* adalah *piping* dengan kondisi muka air banjir dan *overtopping*. Sehingga diperoleh luas genangan untuk kondisi *overtopping* sebesar 125,2187 km^2 sedangkan pada kondisi *piping atas* 124,3683 km^2, *piping tengah* 124,2162 km^2, *piping bawah* 124,4965 km^2 . Kemudian langkah terakhir setelah melakukan *running software* adalah melakukan perhitungan analisa kerugian yang ditimbulkan akibat keruntuhan Bendungan Keureuto sesuai dengan pedoman yang ada. Sehingga setelah dilakukan perhitungan didapatlah total kerugian pada 140 desa terdampak yang mencapai Rp. 383,489,826,728.

Kata Kunci: *Zhong Xing HY21*, *Overtopping*, *Piping*, Bendungan Keureuto, Dampak

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

repository.ub.ac.id

SUMMARY

Roid Ghozi, *Water Resources Engineering Department, Faculty of Engineering, Brawijaya University, September 2018, Analysis of the Dambreak of the Keureuto Dam Using Zhong Xing HY21 Software. Lecturer:* Ir. Heri Suprijanto, MS.

Dam break that often occur are caused by overtopping, the dam break can result in very large floods in the downstream, so dambreak analysis is needed and a dam break simulation is conducted.

In this study, using 3 rain stations, namely Malikulsaleh Station, Takengon Station and Cot Girek Station. To be able to determine the amount of design rainfall, the method used in this calculation is Gumbel Distribution. Then the suitability of the distribution was tested using 2 methods, namely Smirnov-Kolmogorov test and Chi-Square test. After calculating the suitability test, the next step is to calculate the planned flood discharge using Nakayasu HSS which obtained an Inflow Q100 discharge of 1039.817 m^3 / sec, Q1000 of 1360.967 m^3 / det PMF of 2530.454 m^3 / sec, after counting planned flood discharge, the next step is to calculate flood routing on spillway with the door with results: with the condition of the operating door the Outflow is 389.15 m^3 / det at 103.92 m elevation when using Q100. The outflow was 605.60 m^3 / sec at 104.63 m elevation when using Q1000. The outflow was 887,496 m^3 / sec at an elevation of 106.72 m when using QPMF. With the top elevation of the dam at an elevation of +107.50 m.

The results obtained from Zhong Xing HY21 software in the form of flood inundation map, arrival time, peak time, depth, speed and flood elevation. The conditions used in the Zhong Xing HY21 software are piping with flood water conditions and overtopping. So that the inundation area for overtopping conditions is 125.2187 km^2 while in piping conditions above 124.3683 km^2, the middle piping is 124.2162 km^2, piping below 124.4965 km^2. Then the last step after running the software is to calculate the analysis of the losses caused by the dambreak of the Keureuto *Dam in accordance with existing guidelines. So that after the calculation was made, the total losses in 140 affected villages reached Rp. 383,489,826,728.*

Keywords: Zhong Xing HY21, Overtopping, Piping, Keureuto *Dam, Impact*

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR ISI

Halaman

KATA PENGANTAR ..... **i**

DAFTAR ISI ..... **iii**

DAFTAR GAMBAR ..... **ix**

DAFTAR TABEL ..... **xix**

BAB I PENDAHULUAN **1**

1.1. Latar Belakang 1

1.2. Identifikasi Masalah 2

1.3. Rumusan Masalah 3

1.4. Batasan Masalah 4

1.5. Tujuan Penelitian 4

1.6. Manfaat Penelitian 5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA **7**

2.1. Umum 7

2.2. Analisa Hidrologi 7

2.2.1. Analisa Curah Hujan 7

2.2.1.1 Hujan Kawasan (Daerah Tangkapan Waduk) 8

2.2.1.2 Uji Konsistensi 8

2.2.1.3 Uji Ketiadaan Trend 10

2.2.1.4 Uji Stasioner 12

2.2.1.4 Uji Persistensi 14

2.2.2. Analisa Curah Hujan Rancangan 15

2.2.3. Pengujian Kesesuaian Distrribusi 18

2.2.4. Analisa Hujan Maksimim PMP *(Probable Maximum Precipitation)* Boleh Jadi Dengan Metode *Hershfield* 22

2.2.5. Distribusi Banjir Rencana 25

2.2.5.1 Hujan Netto Jam-Jaman 26

2.2.5.2 Hidrograf Banjir 30

2.2.6. Penelusuran Banjir *(Flood Routing)* 33

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

2.2.7. Aliran Pada Pelimpah Berpintu 34
2.3. Analisa Keruntuhan Bendungan Menggunakan Program *Zhong Xing HY21* 35
2.3.1. Kerutuhan Bendungan 36
2.3.2. Kondisi Batas Atas dan Batas Bawah Aliran dalam Keruntuhan Bendungan 40
2.3.3. Program *Zhong Xing HY21* 41
2.3.4. Kemampuan Program *Zhong Xing HY21* 42
2.3.5. Keterbatasan Program *Zhong Xing HY21* 42
2.3.6. Langkah-langkah Penggunaan Program *Zhong Xing HY21* 42
2.4. Pemetaan Genangan Banjir 60
2.5. Penentuan Klasifikasi Tingkat Bahaya 60
BAB III METODOLOGI PENELITIAN 63
3.1. Gambaran Umum Skripsi 63
3.2. Data Teknis 63
3.2.1. Kondisi Geografis dan Topografis 63
3.2.2. Kondisi Hidroklimatologi 65
3.2.2.1 Iklim 65
3.2.2.2 Suhu 65
3.2.2.3 Kelembaban Udara 65
3.2.2.4 Penguapan 66
3.2.2.5 Penyinaran Matahari 66
3.2.2.6 Kecepatan Angin 66
3.2.2.7 Data Curah Hujan 66
3.2.3. Data Teknis Bendungan Keureuto 68
3.3. Langkah Pengerjaan Skripsi 73
3.3.1. Analisa Hidrologi pada Bendungan Keureuto 74
3.3.2. Analisa Keruntuhan pada Bendungan Keureuto 75
3.3.2.1 Skenario Faktor Keruntuhan Keruntuhan 75
3.3.2.2 Simulasi Keruntuhan Bendungan dengan *Software7 Zhong Xing HY21* 77
3.3.2.3 Hasil Simulasi Keruntuhan Bendungan dengan *Software Zhong Xing HY21* 77

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

3.4. Bagan Alir Pengerjaan Skripsi 78
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN 79
4.1. Analisa Hidrologi 79
4.1.1. Data Curah Hujan 79
4.1.2. Uji Konsistensis Data 79
4.1.3. Penentuan Daerah Aliran Sungai 85
4.1.4. Curah Hujan Maksimum Harian Rerata 86
4.1.5. Curah Hujan Rancangan 89
4.1.5.1 Analisa Distribusi Frekuensi 89
4.1.5.1.1 Metode Gumbel 89
4.1.5.1.2 Metode Log Pearson III 92
4.1.5.1.3 Metode Normal 95
4.1.5.1.4 Metode Log Normal 97
4.1.6. Uji Kesesuaian Distribusi Distribusi 100
4.1.6.1 Uji *Smirnov Kolmogorof* 100
4.1.6.1.1 Uji *Smirnov Kolmogorof* Terhadap Gumbel 102
4.1.6.1.2 Uji *Smirnov Kolmogorof* Terhadap Log Pearson III 103
4.1.6.1.3 Uji *Smirnov Kolmogorof* Terhadap Normal 106
4.1.6.1.4 Uji *Smirnov Kolmogorof* Terhadap Log Normal 106
4.1.6.2 Uji *Chi-Square* 107
4.1.6.2.1 Uji *Chi-Square* Terhadap Gumbel 107
4.1.6.2.2 Uji *Chi-Square* Terhadap *Log Pearson III* 109
4.1.6.2.3 Uji *Chi-Square* Terhadap Normal 111
4.1.6.2.4 Uji *Chi-Square* Terhadap Log Normal 113
4.1.6.3 Rekapitulasi Analisa Kesesuaian Distribusi Frekuensi 115
4.1.7. *Probability Maximum Precipitation* (PMP) 116
4.1.8. Intensitas Curah Hujan 121
4.1.8.1. Koefisien Pengaliran 121
4.1.8.2. Distribusi Hujan Jam Jaman 121
4.1.9. Aliran Dasar 123
4.1.9.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakyasu 123
4.2. Lengkung Kapasitas Waduk 143
4.3. Penelusuran Banjir *(Flood Routing)* Melalui Pelimpah 145

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

4.4. Analisa Keruntuhan Bendungan Keureuto dengan Program *Zhong Xing* .....
HY21..... 165
4.4.1. Data-data dan Parameter Analisa Keruntuhan Bendungan Keureuto.. 165
4.4.2. Proses *Running Software Zhong Xing HY21* 166
4.4.2.1 Masukan/*Input* Data..... 166
4.4.2.1.1 Peta DEM..... 167
4.4.2.1.2 Pembuatan *Boundary Curve* 167
4.4.2.1.3 *Setting Mesh* 168
4.4.2.1.4 *Boundary Condition* 169
4.4.2.1.5 Lengkung Kapasitas..... 170
4.4.2.1.6. Data Teknis Bendungan..... 170
4.4.2.1.6.1 Penjelasan Parameter Inputan Data Teknis… 172
4.4.2.1.7. Inflow Hidrograf 175
4.4.2.1.8. Setting Parameter Simulastion Model dan Contol ... 175
4.4.2.2 Output Data..... 177
4.4.2.2.1 Grafik Pengosongan Waduk 178
4.4.2.2.2 Peta Genangan Banjir..... 181
4.4.2.2.3 Desa Terdampak 185
4.4.2.2.4 Kedalaman Banjir 189
4.4.2.2.5 Elevasi Muka Air Banjir 201
4.4.2.2.6 Kecepatan Banjir..... 212
4.4.2.2.7 Waktu Datang Banjir dan Waktu Puncak Banjir….. 224
4.4.2.2.7.1 Skenario Keruntuhan *Overtopping* 224
4.4.2.2.7.2 Skenario Keruntuhan *Piping Atas*..... 234
4.4.3. Data Banjir Untuk Pedoman Rencana Tindak Darurat..... 244
4.5. Rencana Tindak Darurat Keruntuhan Bendungan Keureuto..... 249
4.5.1. Deteksi Keadaan Darurat..... 249
4.5.1.1 Situasi di Bendungan..... 249
4.5.1.2 Indikasi Kegagalan Bendungan 250
4.5.1.3 Evaluasi dan Klasifikasi Keadaan Darurat 251
4.5.1.3.1 Kondisi Abnormal..... 252
4.5.1.3.2 Kondisi Waspada 255
4.5.1.3.3 Kondisi Siaga..... 253

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

4.5.1.3.4 Kondisi Awas 255
4.5.2. Klasifikasi Bahaya Banjir Keruntuhan Bendungan Keureuto 256
4.5.3. Jalur Evakuasi dan Titik Aman Evakuasi 263
4.6. Kajian Sosial Ekonomi 275
4.6.1. Khaidah Perhitungan Kerugian 276
4.6.1.1 Kerugian Materil 277
4.6.1.2 Kerugian Materil Tak Langsung 277
4.6.2 Kerugian Fungsional 278
4.6.3 Estimasi Kerusakan 278
4.6.4 Nilai Kerugian 279
4.6.4.1 Analisa Harga Satuan 280
4.6.4.2 Bangunan Rumah Tempat Tinggal 281
4.6.4.3 Fasilitas Umum 282
4.6.4.4 Pertanian 284
4.6.4.5 Peternakan 284
4.6.4.6 Industri 285
4.6.4.7 Total Kerugian 286
BAB V PENUTUP 289
5.1. Kesimpulan 289
5.2. Saran 290
DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN

repository.ub.ac.id

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

repository.ub.ac.id

DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Konsistensi Data	9
Gambar 2.2	Acuan Penentu Harga K_m	23
Gambar 2.3	Acuan Penentuan Harga f_1	24
Gambar 2.4	Acuan Penentuan Harga f_3	24
Gambar 2.5	Acuan Penentuan Harga f_2 dan f_4	25
Gambar 2.6	Contoh penetapan durasi hujan kritis waduk Manggar berdasarkan hubungan hidrograf aliran keluar dan elevasi muka air waduk……..	27
Gambar 2.7	Persentasi PMP terhadap hujan 24 jam	28
Gambar 2.8	Contoh distribusi hujan dengan d urasi 12 jam dalam bentuk genta	29
Gambar 2.9	Contoh Metode Horton	30
Gambar 2.10	Sketsa Hidrograf Satuan Sitensis Nakayasu	30
Gambar 2.11	Sketsa Hidrograf Satuan Sitensis Snyder	33
Gambar 2.12	Jenis Pintu Radial	35
Gambar 2.13	Ilustrasi Overtopping Dan Erosi pada Puncak Tubuh Bendungan	37
Gambar 2.14	Ilustrasi Rekahan Pada Bendungan Akibat *Overtopping*	38
Gambar 2.15	Ilustrasi *Piping* Dan Pelemahan Struktur Bendungan Akibat Erosi	39
Gambar 2.16	Ilustrasi Rekahan Pada Bendungan Akibat *Overtopping*	40
Gambar 2.17	Bagan Proses Simulasi Keruntuhan Bendungan Dengan *Zhong Xing HY*21	43
Gambar 2.18	Gambar Membuat *Define Domain* pada Langkah 1 *Defining Domain*	43
Gambar 2.19	Gambar Hasil *Define Domain* pada Langkah 1 *Defining Domain*	44
Gambar 2.20	Gambar Membuat *Boundary Curve* pada Langkah 2 *Defining Domain*	44
Gambar 2.21	Gambar Detail Membuat *Boundary Curve* pada Langkah 2 *Defining Domain*	45
Gambar 2.22	Gambar *Zooming As* Bendungan pada Langkah 2 *Defining Domain*	45
Gambar 2.23	Gambar Hasil Membuat *Boundary Curve* pada Langkah 2 *Defining Domain*	46
Gambar 2.24	Gambar Pembagian *Boundary Curve* 1 pada Langkah 2 *Defining*	

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Domain 46
Gambar 2.25 Gambar Pembagian *Boundary Curve* 2 pada Langkah 2 *Defining Domain* 47
Gambar 2.26 Gambar Pembagian *Boundary Curve* 3 pada Langkah 2 *Defining Domain* 47
Gambar 2.27 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap A 48
Gambar 2.28 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap B 48
Gambar 2.29 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap C 49
Gambar 2.30 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap D,E,F, dan G 49
Gambar 2.31 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap H 50
Gambar 2.32 Gambar Kerja Memasukan *file* pada *Setting Elevation of Mesh* 50
Gambar 2.33 Gambar Hasil Kerja Memasukan *file* pada *Setting Elevation of Mesh* 51
Gambar 2.34 Gambar *Setting Initial Condition* 51
Gambar 2.35 Gambar *Setting Initial Condition* Tahap A,B,C,D,E,F dan G 52
Gambar 2.36 Gambar *Setting Initial Condition* Tahap H,I,J,L, dan L 53
Gambar 2.37 Gambar Layar Pengisian Data Teknis Bendungan 53
Gambar 2.38 Gambar *Model* pada *Create Control File* untuk *Set Simulation Parameter* 54
Gambar 2.39 Gambar *Control* pada *Create Control File* untuk *Set Simulation Parameter* 54
Gambar 2.40 Gambar Proses *Running* pada *Simulation* 55
Gambar 2.41 Gambar Menu *File* untuk Mengganti Format *File* 55
Gambar 2.42 Gambar Pekerjaan *Setting Visualization* Tahap B1 dan B2……..... 56
Gambar 2.43 Gambar Hasil Pekerjaan *Setting Visualization* Tahap B1 dan B2….. 57
Gambar 2.44 Gambar Pekerjaan *Setting Visualization* Tahap B3 sampai B12…… 57
Gambar 2.45 Gambar Hasil Pekerjaan *Setting Visualization* B13…… 58
Gambar 2.46 Gambar Hasil Pekerjaan *Setting Visualization* B14..... 58
Gambar 2.47 Gambar Pekerjaan *Setting Visualization AVI File* Langkah B dan C 59
Gambar 2.48 Gambar Pekerjaan *AVI File* pada *Animation Dialog* Langkah D dan E 60
Gambar 2.49 Gambar Pekerjaan *Exporting to Google KML* 60
Gambar 2.50 Parameter Ketinggian dan Kecepatan Banjir untuk Penetapan Tingkat Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan……... 61
Gambar 3.1 Peta DAS Keureuto dan Rencana Lokasi Waduk 64

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 3.2 Daerah Rawan Banjir di Kabupaten Aceh Utara 65
Gambar 3.3 Isohyet Rata-rata Jumlah Hujan Tahunan 67
Gambar 3.4 Curah Hujan Bulanan Stasiun Malikussaleh, Stasiun Takengon dan Stasiun Cot Girek 68
Gambar 3.5 Peta DAS Keureuto 71
Gambar 3.6 Denah Umum Bendungan Keureuto..... 71
Gambar 3.7 Potongan Melintang Tubuh Bendungan..... 72
Gambar 3.8 Potongan Memanjang Tubuh Bendungan 72
Gambar 3.9 Lengkung Kapasitas Waduk Keureuto..... 73
Gambar 3.10 Peta Aliran Sungai 73
Gambar 3.11 Bagan Alir Pengerjaan Skripsi Analisis Keruntuhan Bendungan Keureuto Menggunakan Aplikasi *Zhong Xing HY21*..... 78
Gambar 4.1 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Malikulsaleh Menggunakan Metode Double Massa..... 81
Gambar 4.2 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Tangengan Menggunakan Metode Double Massa..... 83
Gambar 4.3 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Cot Girak Menggunakan MetodeDouble Massa..... 85
Gambar 4.4 Peta Isohyet SubDAS Sungai Krueng Keureuto..... 86
Gambar 4.5 Untuk Menentukan Harga K_m..... 117
Gambar 4.6 Grafik Faktor Penyesuaian Rata-Rata Terhadap Pengamatan Maksimum..... 118
Gambar 4.7 Grafik Faktor Penyesuaian Rata-Rata dan Simpangan Baku Terhadap Panjang Pengamtana Data 118
Gambar 4.8 Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum..... 119
Gambar 4.9 Gambar Grafik *Depth–area, or area-reduction*..... 120
Gambar 4.10 Ordinat Hidrograf Satuan Sintentik Nakayasu..... 128
Gambar 4.11 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu 142
Gambar 4.12 Lengkung Lapasitas Waduk..... 145
Gambar 4.13 Grafik Hubungan H dan Q..... 149
Gambar 4.14 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 pintu ditutup..... 152

Gambar 4.15 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 pintu ditutup 155
Gambar 4.16 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q1PMF Kondisi 2 pintu ditutup 157
Gambar 4.17 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 pintu Beroprasi 160
Gambar 4.18 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 pintu Beroprasi 162
Gambar 4.19 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 pintu Beroprasi 165
Gambar 4.20 Input Peta Topografi Jaringan Sungai Bendungan Ponre Ponre Pada Program *Zhong Xing HY21* 167
Gambar 4.21 Proses Pembuatan Boundary Curve Pada Program *Zhong Xing HY21* 168
Gambar 4.22 Tampilan Mesh Pada Program *Zhong Xing HY21* 168
Gambar 4.23 Tampilan *Boundary Curve* Dengan Mesh Setelah Diekstraksi dengan Peta DEM Pada Program *Zhong Xing HY21* 169
Gambar 4.24 *Upper Boundary* 169
Gambar 4.25 *Lower Boundary* 170
Gambar 4.26 Input Data Lengkung Kapasitas Waduk Pada Program *Zhong Xing HY21* 170
Gambar 4.27 Input Data Teknis Bendungan dan Model *Overtopping* serta *Piping* Atas Pada *Software Zhong Xing HY21* 171
Gambar 4.28 Input Data Teknis Bendungan dan Model *Piping Tengah* serta *Piping* Tengah Pada *Software Zhong Xing HY21* 172
Gambar 4.29 Input Inflow Hidrograf Saat Kondisi Muka Air Banjir Pada Program *Zhong Xing HY21* 175
Gambar 4.30 Pengaturan *Parameter Simulation Model* Pada Program *Zhong Xing HY21* 176
Gambar 4.31 Pengaturan *Parameter Simulation Control* Pada Program *Zhong Xing HY21* 177
Gambar 4.32 Grafik *Outflow* dan kurva Depresi Waduk Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain *(PMF)* 178
Gambar 4.33 Grafik *Outflow* dan kurva Depresi Waduk Skenario *Piping* Tengah

Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain *(PMF)* 179
Gambar 4.34 Grafik *Outflow* dan kurva Depresi Waduk Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain *(PMF)* 180
Gambar 4.35 Grafik *Outflow* dan kurva Depresi Waduk Skenario *Overtopping* Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain *(PMF)* 181
Gambar 4.36 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto Untuk Skenario Piping Atas Dengan Debit Inflow *PMF* Pada Google Earth) 182
Gambar 4.37 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto Untuk Skenario *Piping* Tengah Dengan Debit Inflow *PMF* Pada Google Earth) 183
Gambar 4.38 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto Untuk Skenario *Piping* Bawah Dengan Debit Inflow *PMF* Pada Google Earth) 183
Gambar 4.39 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto Untuk Skenario *Overtopping* Dengan Debit Inflow *PMF* Pada Google Earth) 184
Gambar 4.40 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 1-13Terdampak Overtopping... 190
Gambar 4.41 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Overtopping* 190
Gambar 4.42 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Overtopping* 191
Gambar 4.43 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Overtopping* 191
Gambar 4.44 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Overtopping*..... 192
Gambar 4.45 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Overtopping*..... 192
Gambar 4.46 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Overtopping*..... 193
Gambar 4.47 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Overtopping*..... 193
Gambar 4.48 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Overtopping*..... 194

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.49 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 194
Gambar 4.50 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 195
Gambar 4.51 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 195
Gambar 4.52 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 196
Gambar 4.53 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 196
Gambar 4.54 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 197
Gambar 4.55 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Piping* Atas …….. 197
Gambar 4.56 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 198
Gambar 4.57 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 198
Gambar 4.58 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 199
Gambar 4.59 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 199
Gambar 4.60 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 200
Gambar 4.61 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 200
Gambar 4.62 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 201
Gambar 4.63 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 202
Gambar 4.64 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 202
Gambar 4.65 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario

Overtopping…….. 203
Gambar 4.66 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 203
Gambar 4.67 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 204
Gambar 4.68 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 204
Gambar 4.69 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 205
Gambar 4.70 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 205
Gambar 4.71 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 206
Gambar 4.72 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 206
Gambar 4.73 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 207
Gambar 4.74 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 207
Gambar 4.75 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 208
Gambar 4.76 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 208
Gambar 4.77 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 209
Gambar 4.78 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 209
Gambar 4.79 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 210
Gambar 4.80 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 210
Gambar 4.81 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 211

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.82 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 211
Gambar 4.83 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 212
Gambar 4.84 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 212
Gambar 4.85 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 213
Gambar 4.86 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 213
Gambar 4.87 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 214
Gambar 4.88 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 214
Gambar 4.89 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 215
Gambar 4.90 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 215
Gambar 4.91 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 216
Gambar 4.92 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 216
Gambar 4.93 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 217
Gambar 4.94 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 217
Gambar 4.95 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Overtopping*…….. 218
Gambar 4.96 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak *Piping* Atas…… 218
Gambar 4.97 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 219
Gambar 4.98 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 219

Gambar 4.99 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 220
Gambar 4.100 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 220
Gambar 4.101 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 221
Gambar 4.102 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 221
Gambar 4.103 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 222
Gambar 4.104 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 222
Gambar 4.105 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 223
Gambar 4.106 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Piping* Atas…….. 223
Gambar 4.107 Profil Banjir Potongan Melintang 1-6 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas..... 245
Gambar 4.108 Profil Banjir Potongan Melintang 7-12 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas..... 246
Gambar 4.109 Profil Banjir Potongan Melintang 13-18 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas..... 247
Gambar 4.110 Profil Banjir Potongan Melintang 19-24 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas..... 248
Gambar 4.111 Profil Banjir Potongan Melintang 25-28 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas..... 249

repository.ub.ac.id

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Nilai Kritis Q dan R	10
Tabel 2.2	Nilai tc untuk Distribusi Dua Sisi	11
Tabel 2.3	Nilai F kritis Untuk Level of Significant 5%	14
Tabel 2.4	Nilai Kritis untuk Distribusi *chi-square*	19
Tabel 2.5	Nilai Kritis Δ Untuk Uji *Smirnov Kolmogorof*	21
Tabel 2.6	Patokan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah Bendungan	26
Tabel 2.7	Intensitas hujan dalam % yang disarankan PSA 007	28
Tabel 2.8	Hubungan antara durasi dan kedalaman curah hujan maksimum boleh Jadi	28
Tabel 2.9	Contoh distribusi hujan untuk durasi 12 jam	29
Tabel 2.10	Total curah hujan maksimum boleh jadi dalam % untuk durasi 24,48 dan 72 jam	29
Tabel 2.11	Nilai Lebar Rekahan dan Waktu Keruntuhan Tubuh Bendungan yang disarankan	36
Tabel 2.12	Kriteria Penetapan Tingkat Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan	61
Tabel 3.1	Suhu Rata-Rata Bulanan Stasiun Malikussaleh (^{0}C)	65
Tabel 3.2	Kelembaban Udara Rata-Rata Bulanan Stasiun Malikussaleh (%)	65
Tabel 3.3	Evaporasi Rata-Rata Bulanan Stasiun Malikussaleh (mm)	66
Tabel 3.4	Penyinaran Matahari Rata-Rata Bulanan Sta. Malikussaleh (%)	66
Tabel 3.5	Kecepatan Angin Rata-Rata Bulanan Sta. Malikussaleh (m/dt)	66
Tabel 4.1	Uji Konsistensi Data Curah Hujan Stasiun Malikulsaleh	80
Tabel 4.2	Uji Konsistensi Data Curah Hujan Stasiun Takengon	82
Tabel 4.3	Uji Konsistensi Data Curah Hujan Cot Girek	84
Tabel 4.4	Laus Pengaruh StasiunHujan Terhadap DAS Bendungan Keureuto	86
Tabel 4.5	Perhitungan Curah Hujan Maksimum Harian Rerata Dengan Thiessen	87
Tabel 4.6	Sebarab Distribusi Gumbel	89
Tabel 4.7	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Gumbel	91
Tabel 4.8	Sebarab Distribusi Log Pearson III	92

Tabel 4.9	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Log Pearson III.....	94
Tabel 4.10	Sebaran Distribusi Normal.…….....	95
Tabel 4.11	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Normal.....	96
Tabel 4.12	Sebarab Distribusi Log Normal.…….....	97
Tabel 4.13	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Log Normal.....	99
Tabel 4.14	Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Gumbel.....	100
Tabel 4.15	Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Log Pearson III…….....	102
Tabel 4.16	Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Normal.....	103
Tabel 4.17	Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal Untuk Nilai Z Negatif.….....	105
Tabel 4.18	Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Log Normal	106
Tabel 4.19	Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Metode Gumbel……....	108
Tabel 4.20	Perhitungan Chi Square Untuk Metode Gumbel……....	109
Tabel 4.21	Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Metode Log Pearson III.....	110
Tabel 4.22	Perhitungan Chi Square Untuk Metode Log Pearson III …….....	111
Tabel 4.23	Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Metode Normal …….....	112
Tabel 4.24	Perhitungan Chi Square Untuk Metode Normal……..…….....	113
Tabel 4.25	Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Metode Log Normal …….....	114
Tabel 4.26	Perhitungan Chi Square Untuk Metode Log Normal……..….....	115
Tabel 4.27	Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov….....	116
Tabel 4.28	Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Chi Square ….....	116
Tabel 4.29	Perhitungan PMP Basin Rainfall Pada DAS Bendungan Keureuto	120
Tabel 4.30	Intensitas Hujan Dalam % dengan Hujan 6 Jam ……....	121
Tabel 4.31	Distribusi Hujan Dengan Durasi 6 Jam dalam Bentuk Genta ……....	122
Tabel 4.32	Perhitungan Hujan Efektif……...……....	122
Tabel 4.33	Distribusi Hujan Netto Jam-Jaman ……....	122
Tabel 4.34	Lengkung Hidrograf Nakayasu….. ……....	125
Tabel 4.35	Persamaan Ordinat Lengkung Hidrogaf Satuan Sintetik Nakayasu.....	125
Tabel 4.36	Perhitungan Ordinat Nakayasu……...……....	126
Tabel 4.37	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun Metode Nakayasu	129
Tabel 4.38	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Nakayasu	131
Tabel 4.39	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun Metode Nakayasu	133
Tabel 4.40	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Nakayasu	135
Tabel 4.41	Debit Banjir Rancangan Kala Ulang PMF Tahun Metode Nakayasu	137

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.42 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Tahun Metode Nakayasu..... 139
Tabel 4.43 Lengkung Kapasitas Waduk Keureuto 143
Tabel 4.44 Perhitungan Harga Koefisien Debit..... 146
Tabel 4.45 Debit Yang Dihasilkan Berdasarkan Bukaan Pintu..... 147
Tabel 4.46 Rekapitulasi Debit Bukaan 1 Pintu..... 147
Tabel 4.47 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 pintu ditutup 150
Tabel 4.48 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 pintu ditutup 153
Tabel 4.49 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 pintu ditutup 155
Tabel 4.50 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 pintu Beroprasi 158
Tabel 4.51 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 pintu Beroprasi 160
Tabel 4.52 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 pintu Beroprasi 163
Tabel 4.53 Parameter Input Analisa Keruntuhan Pada Kondisi Saat Muka Air Waduk Setinggi Banjir Desain 165
Tabel 4.54 Luas Genangan Banjir untuk Tiap Skenario Keruntuhan 184
Tabel 4.55 Koordinat Daerah Terkena Resiko 185
Tabel 4.56 Waktu Tiba dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtoping* ..224
Tabel 4.57 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtoping*…… 228
Tabel 4.58 Waktu Datang dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas .234
Tabel 4.59 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping Atas*……..…… 238
Tabel 4.60 Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto 257
Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian……..…… 264
Tabel 4.62 Indikasi Untuk Masing-masing kondisi serta Statusnya…… 274
Tabel 4.63 Rekapitulasi Harga Satuan Material Kerugian Bendungan Keureuto….. 280

Tabel 4.64 Nilai Kerugian Tempat Tinggal di Wilayah Terdampak……...…..…… 281

Tabel 4.65 Nilai Kerugian Fasilitas Umum di Wilayah Terdampak……...…..…… 283

Tabel 4.66 Nilai Kerugian Pertanian di Wilayah Terdampak……...…..……..… 284

Tabel 4.67 Nilai Kerugian Peternakan di Wilayah Terdampak……..…..……..… 285

Tabel 4.68 Nilai Kerugian Prasarana Jalan dan Industri di Wilayah Terdampak 286

Tabel 4.69 Total Kerugian di Wilayah Terdampak……..…..……..… 287

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB 1
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kota Lhoksukon adalah Ibukota dari Aceh Utara yang merupakan salah satu kabupaten dari 19 kabupaten dan 4 kotamadya di Provinsi Aceh, yang memiliki potensi pertumbuhan ekonomi cukup tinggi. Sektor pertambangan merupakan sektor utama yang menyumbang pendapatan daerah dengan dibukanya pengolahan gas alam cair PT. Arun LNG di Lhokseumawe pada tahun 1974. Terdapat juga pabrik-pabrik besar lainnya seperti Pabrik Kertas Kraft Aceh, Pabrik Pupuk Aceh Asean Fertilizer dan Pabrik Pupuk Iskanda Muda (PIM). Pada sektor pertanian, Kabupaten Aceh Utara merupakan sebagai penghasil beras terbesar di Provinsi Aceh. Pengelolaan DAS merupakan sektor terpenting dalam menunjang pengembangan wilayah yang terencana. Wilayah disekitar sungai merupakan daerah yang sangat mempengaruhi pertumbuhan ekonomi dan stabilitas social masyarakat. Pada daerah agraris seperti Kota Lhoksukon pengelolaan wilayah sungai menjadi lebih berarti karena mempengaruhi ekonomi masyarakat.

Air adalah kebutuhan dasar untuk kehidupan manusia, terutama untuk digunakan sebagai air minum, memasak makanan, mencuci, mandi, sanitasi, irigasi, pembangkit listrik, dan sebagainya. Ketersedian air merupakan hal yang selayaknya diprioritaskan oleh pemerintah untuk memenuhi kebutuhan masyarakat baik di perkotaan maupun di pedesaan karena kebutuhan air semakin meningkat berbanding lurus dengan meningkatnya jumlah penduduk, sedangkan persediaan air di Bumi adalah tetap atau bahkan dapat semakin berkurang akibat adanya perubahan tata guna lahan. Maka dari itu perlu adanya suatu tampungan yang besar untuk menampung air seperti bendungan. Pada zaman sekarang bendungan dibangun bukan hanya berfungsi sebagai pengendali banjir, tetapi juga untuk pemasok energi untuk PLTA, ketahanan pangan, pemasok air irigasi, sebagai tempat rekreasi atau wisata, dan tempat menyimpan cadangan air, serta lain sebagainya.

Bendungan selain dapat berperan sebagai faktor yang dapat meningkatkan kemampuan (*capacity*) dalam menurunkan resiko terhadap bencana, bendungan dapat pula menjadi sebuah faktor ancaman bencana (*hazard*) baru. Bencana banjir besar dapat

menjadi sebuah bencana baru bila sebuah bendungan mengalami keruntuhan. Air yang tertampung oleh bendungan akan mengalir menuju hilir bendungan dengan karateristik debit yang sangat besar serta kecepatan yang tinggi. Bila kapasitas tampung alur sungai tidak mampu menampung aliran maka air akan meluap ke arah kanan dan kiri dari alur sungai dan dapat menggenangi daerah hilir bendungan yang umumnya padat penduduk.

Berikut data statistik tentang penyebab berbagai keruntuhan bendungan selama ini. Seperti menurut laporan Komisi Internasional Bendungan Besar (ICOLD,1973) dan *American Society of Civil Engineers* (ASFE/USCOLD,1975) :

1. *Overtopping* : 38%
2. *Seepage/Piping* : 33%
3. Pondasi : 23%
4. Lain-lain : 6%

Sedangkan dalam *Dam Safty and the Environment* (*The World Bank*, 1990,p.10) :

1. *Overtopping* : 26%
2. *Embankment leakage and piping* : 22%
3. *Foundation leakage and piping* : 17%
4. *Flow erosion* : 17%
5. *Sliding* : 6%
6. *Deformation* : 6%
7. Lain-lain : 6%

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. Dari uraian diatas, maka analisis tentang keruntuhan suatu bendungan menjadi sesuatu yang diperlukan. Dengan analisis tersebut maka dapat diketahui resiko bencana pada wilayah-wilayah yang terkena dampak bencana. Dalam skripsi ini akan dilakukan analisis keruntuhan pada Bendungan Keureuto, Lhoksukon Kabupaten Aceh Utara dengan bantuan *Software Zhong Xing HY21*. Software *Zhong Xing Hy21* adalah salah satu *software* yang digunakan untuk memecahkan permasalahan aliran *unsteady flow*.

1.2 Identifikasi Masalah

Dalam kaitannya dengan penyusunan studi ini, dimana keruntuhan bendungan disimulasikan, maka analisis dan evaluasi terhadap beberapa hal berikut ini harus menjadi perhatian lebih dahulu sebelum keruntuhan bendungan disimulasikan, agar hasil simulasi

yang dilakukan benar-benar mendekati keadaan yang sesungguhnya akibat keruntuhan Bendungan Keureuto. Adapun peraturan dan undang-undang terkait dengan dokumen keamanan dokumen dan rencana tindak darurat (RTD) suatu bendungan.yang mengatur mengenai analisis keruntuhan bendungan tersebut yaitu:

1. Keputusan Mentri Pekerjaan Umum No. 72/PRT/1997, mengenai Keamanan Benduangan.
2. Keputusan Dirjen Pengairan, No 94/KPTS/A/1998. mengenai Pedoman Penyiapan Rencana Tindak Darurat (RTD).
3. Peraturan Pemerintah No. 37 Tahun 2010, mengenai Bendungan
4. Keputusan Dirjen SDA No 257/KPTS/D/2011, mengenai Pedoman Klasifikasi Bahaya Bendungan.
5. Keputusan Dirjen SDA No 05/KPTS/2013, mengenai Pedoman Inspeksi dan Evaluasi Keamanan Bendungan.

Analisa keruntuhan bendungan dan simulasi keruntuhan bendungan di Bendungan Keureuto, menggunakan *Software Zhong Xing HY21*. *Software Zhong Xing HY21* merupakan program yang dikeluarkan dan dikembangkan oleh perusahan *Sinotech Engineering Consultant* pada tahun 2011 dari Taiwan yang dapat dipakai untuk menyelesaikan persoalan mengenai aliran *unstedy flow* dengan berbagai macam kelebihan. Dengan bantuan *Software Zhong Xing HY21* diharapkan dapat diketahui beberapa hal antara lain:

a. Pengaruh kondisi topografi dan geografis daerah aliran sungai di hilir bendungan
b. Dampak genangan banjir akibat keruntuhan bendungan pada daerah di hilir bendungan dengan berbagai indikatornya, seperti : jarak dan waktu datangnya banjir, periode genangan banjir, tinggi maksimum genangan banjir, dan lain sebagainya
c. Analisis keruntuhan bendungan dilakukan dalam beberapa alternatif (skenario) yang disebabkan oleh overtopping dengan debit PMF serta disebabkan oleh piping
d. Tinggi dan kecepatan air banjir serta kapasitas palung sungai/lembah terhadap banjir yang terjadi akibat keruntuhan bendungan.

1.3 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dalam studi analisis keruntuhan Bendungan Keureuto ini sebagai berikut:

1. Berapa potensi curah hujan dan debit banjir paling ekstrem yang mempresentatifkan pada wilayah Daerah Tangkapan Air untuk Waduk Keureuto ?

2. Bagaimana indikasi keruntuhan Bendungan yang menimbulkan debit paling besar terhadap masing-masing kondisi berdasarkan *Software Zhong Xing HY21* ?
3. Bagaimana peta pola penyebaran genangan banjir pada wilayah yang terdampak akibat keruntuhan Bendungan Keureuto yang diperoleh dari *Software Zhong Xing HY21* terhadap masing-masing kondisi ?
4. Bagaimana karakteristik banjir pada titik-titik tertentu dari suatu wilayah yang terdampak akibat keruntuhan Bendungan Keureuto yang diperoleh dari *Software Zhong Xing HY21* berdasarkan skenario keruntuhan ?
5. Bagaimana klasifikasi tingkat bahaya banjir pada wilayah yang terdampak akibat keruntuhan Bendungan Keureuto berdasarkan hasil simulasi keruntuhan bendungan menggunakan *Software Zhong Xing HY21* terhadap masing-masing kondisi ?
6. Bagaimana kerugian ekonomi dan dampak terhadap kerusakan lingkungan akibat keruntuhan Bendungan Keureuto?

1.4 Batasan Masalah

Mempertimbangkan luasnya bahasan yang terkait dengan analisa keruntuhan pada Bendungan Keureuto ini, maka perlu adanya batasan permasalahan yang akan dibahas bagi penulis, sebagai berikut:

1. Hasil simulasi keruntuhan Bendungan Keureuto hanya didasari pada dua keadaan yaitu kondisi waduk normal, dan kondisi ketika terjadi hujan paling ekstrem yang selanjutnya berubah menjadi banjir yang paling tinggi (debit banjir rancangan PMF).
2. Analisa dan simulasi keruntuhan Bendungan Ponre Ponre hanya dilaksanakan dengan mengunakan *Software Zhong Xing HY21*.
3. Tidak menganalisis stabilitas pada Bendungan Keureuto.
4. Hanya membahas tentang kondisi daerah yang termasuk dalam daerah penelitian yang dicakup oleh indeks peta Aceh oleh Bakosurtanal.
5. Tidak menganalisis rembesan pada Bendungan Keureuto.
6. Tidak membahas analisa hidrolika pada kolam olak.

1.5 Tujuan

Berikut tujuan dari dilakukannya studi analisis keruntuhan Bendungan Keureuto dengan menggunakan bantuan *Software Zhong Xing HY21*:

1. Untuk mengetahui potensi curah hujan dan debit banjir paling ekstrem yang mempresentatifkan pada wilayah Daerah Tangkapan Air untuk Waduk Keureuto.
2. Untuk mengetahui indikasi keruntuhan Bendungan yang menimbulkan debit paling besar terhadap masing-masing kondisi berdasarkan *Software Zhong Xing HY21*.

3. Untuk mengetahui peta pola penyebaran genangan banjir pada wilayah yang terdampak akibat keruntuhan Bendungan Keureuto yang diperoleh dari *Software Zhong Xing HY21* terhadap masing-masing kondisi
4. Untuk mengetahui karakteristik banjir pada titik-titik tertentu dari suatu wilayah yang terdampak akibat keruntuhan Bendungan Keureuto yang diperoleh dari *Software Zhong Xing HY21* berdasarkan skenario keruntuhan
5. Untuk mengetahui klasifikasi tingkat bahaya banjir pada wilayah yang terdampak akibat keruntuhan Bendungan Keureuto berdasarkan hasil simulasi keruntuhan bendungan menggunakan *Software Zhong Xing HY21* terhadap masing-masing kondisi.
6. Untuk mengetahui kerugian ekonomi dan dampak terhadap kerusakan lingkungan akibat keruntuhan Bendungan Keureuto.

1.6 Manfaat

Penulis mengharapkan dengan dilakukannya studi analisis keruntuhan Bendungan Keureuto ini dapat mengetahui dan memahami bagaimana potensi bencana yang ada pada suatu bendungan, dapat memahami faktor-faktor apa saja yang menyebabkan keruntuhan pada suatu bendungan, dapat memahami dan memprediksi curah hujan maupun banjir yang paling ekstrem, serta nantinya diharapkan dapat dijadikan salah satu referensi bagi pembaca.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1.Umum

Untuk memperoleh keadaan yang spesifik tentang potensi bahaya banjir yang ada pada bendungan serta data terkait dengan potensi hujan serta debit banjir dengan kapasitas tampungan air pada waduk, dengan pertimbangan-pertimbangan tersebut maka dibutuhkan kajian mengenai analisa hidrologi terlebih dahulu, agar nantinya hasil dari analisa hidrologi tersebut dapat diolah pada analisa keruntuhan bendungan dengan menggunakan bantuan *Software Zhong Xing HY21.* Hasil dari *running* menggunakan *Software Zhong Xing HY21* ini nantinya akan menghasilkan output berupa gambaran peta penyabaran potensi banjir di daerah sekitar bendungan yang diakibatkan oleh keruntuhan bendungan. Pada simulasi keruntuhan bendungan ini akan dilakukan menggunakan dua kondisi yaitu ketika bendungan menerima debit yang paling besar (PMF) yang dilakukan dengan skenario *overtopping* dan *piping,* serta kondisi kedua yaitu kondisi ketika tidak terjadi hujan yang dilakukan dengan menggunakan scenario *piping.*

2.2.Analisa Hidrologi

Secara umum pembahasan analisa hidrologi adalah melakukan analisa hidroklimatologi dengan teknis analisa secara kuantitatif yang mengacu pada berbagai metode yang relevan dengan Standar Nasional Indonesia (SNI) yang berlaku. Untuk analisa debit banjir rancangan harus mengacu pada *SK-SNI M-18-1989-F* mengenai "Metode Perhitungan Debit Banjir" dan *SNI 03-3432-1994* mengenai "Tata Cara Penetapan Banjir Desain"

2.2.1. Analisa Data Curah Hujan

Persyaratan data hujan dalam perhitungan ini meliputi ketersediaan dan kualitas datanya. *long record* data sebaiknya lebih dari 20 tahun. Data hujan tersebut harus *consistent,* ketiadaan trend*, stationary* dan persistensi sebelum digunakan untuk analisis frekuensi atau untuk suatu simulasi hidrologi. Sebelum data hujan digunakan dalam analisis hidrologi, terlebih dahulu dilakukan analisa statistik terhadap data hujan. Analisa statistic yang digunakan untuk memastikan bahwa data hujan tersebut layak digunakan untuk analisa selanjutnya meliputi :

a. Uji konsistensi (*consistency tes)*

b. Uji ketiadaan trend

c. Uji stasioner

d. Uji persistensi

2.2.1.1.Hujan Kawasan (Daerah Tangkapan Air/DTA)

Daerah tangkapan air (DTA) merupakan suatu wilayah daratan yang satu kesatuan dengan sungai serta anak-anak nya, yang memiliki fungsi yaitu untuk menampung, menyimpan serta mengalirkan air yang berasal dari hujan menuju ke danau atau laut, yang mana batas darat merupakan pemisah topografis yang berupa punggung-punggung bukit atau gunung dan batas laut adalah sampai dengan daerah perairan yang masih ada kaitannya dengan daratan. Daerah tangkapan air dapat dikatakan suatu ekosistem dimana di dalamnya terdapat banyak aliran sungai, daerah hutan serta komponen penyusun ekosistem lainnya. Komponen yang paling penting adalah air yang merupakan zat cair yang terdapat di atas, ataupun di bawah permukaan tanah, termasuk di dalamnya adalah air permukaan, air tanah, air hujan dan air laut yang berada di darat. Daerah tangkapan air erat kaitannya dengan daerah aliran sungai (DAS).

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

2.2.1.2.Uji Konsistensi

Satu data hujan untuk stasiun tertentu, dimungkinkan sifatnya tidak konsisten (*inconsistent*). Data semacam ini tidak dapat langsung dianalisa. Jadi sebelum data hidrologi tersebut ‘siap pakai’ atau sebagai bahan informasi lebih lanjut, harus dilakukan pengujian terhadap konsistensinya. Metode yang tersedia antara lain :

a). Kurva massa ganda (*double mass curve*)

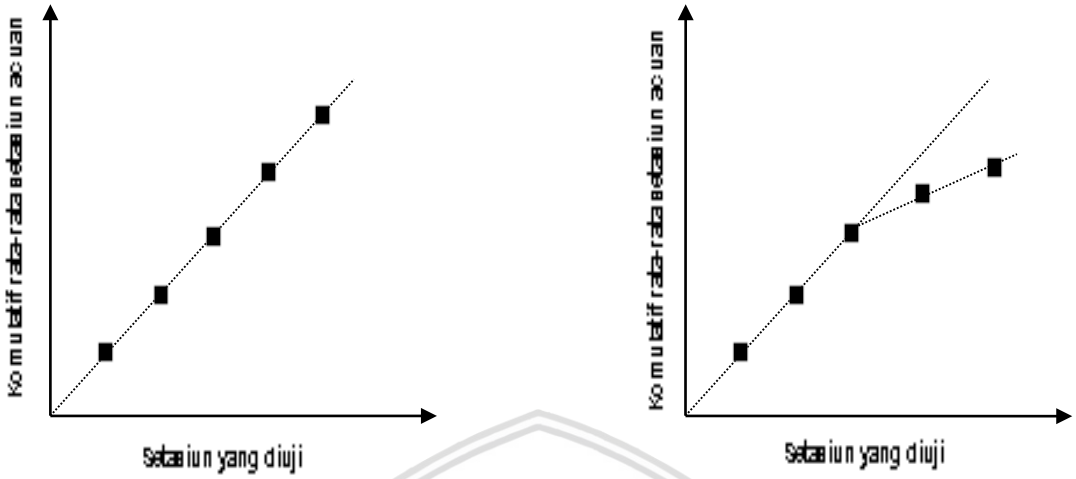
b). Statistik, antara lain: *Von Neumann Ratio*, *Cummulative Deviation*, *Rescaled Adjusted Partial Sums*, *Weighted Adjusted Partial Sums*.

Metode-metode pengujian konsistensi data hidrologi, di antaranya adalah analisis:

a. Kurva massa ganda (*double mass curve*),

Kurva massa ganda dapat diinterprestasikan sebagai berikut: (i) apabila data stasiun yang diuji konsisten, maka garis yang terbentuk merupakan garis lurus dengan kemiringan

(*slope*) yang tidak berubah, (ii) apabila garis tersebut menunjukkan perubahan kemiringan, berarti telah terjadi perubahan sifat data hidrologi (tidak konsisten).



Gambar 2.1. Konsistensi Data
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

Cara kurva massa ganda ini masih mengundang pertanyaan karena pengujian dilakukan atas data satu stasiun terhadap beberapa stasiun di sekitarnya. Jika semua stasiun harus diuji, maka stasiun yang semula diuji yang kemungkinan tidak konsisten, pada gilirannya akan menjadi stasiun acuan.

b. Statistik

Beberapa metode yang menggunakan pendekatan statistik antara lain : '*Von Neumann Ratio*', '*Cummulative Deviation*', '*Rescaled Adjusted Partial Sums*', '*Weighted Adjusted Partial Sums*'. Buishand (1982) menjelaskan cara-cara pengujian *Rescaled Adjusted Partial Sums* (RAPS) sebagai berikut :

Metode ini ditunjukkan dengan nilai komulatif penyimpangannya terhadap nilai rata-rata dengan persamaan berikut :

$$S_0^* = 0 \; : \; S_k^* = \sum_{i=1}^{k} \left(Y_i - \overline{Y}\right), \text{ dengan k = 1,2,3,...n} \qquad (2\text{-}1)$$

memperhatikan persamaan 3-1), maka jika $\Delta < 0$, maka nilai S_k^* akan bernilai positif sedangkan untuk $\Delta > 0$ nilai S_k^* akan bernilai negatif. Dengan membagi S_k^* dengan standart deviasi, diperoleh apa yang disebut '*Rescaled Adjusted Partial Sums*' (RAPS)

$S_k^{**} = \frac{S_k^*}{S}$ di mana S adalah standar deviasi. Statistik yang digunakan sebagai alat penguji konsistensi adalah :

$$Q = \max_{0 \le k \le n} \left| S_k^{**} \right| \text{ atau nilai } \textit{range } R = \max_{0 \le k \le n} S_k^{**} - \min_{0 \le k \le n} S_k^{**} \qquad (2\text{-}2)$$

Tabel 2.1.
Nilai Kritis Q dan R

N	$Q/\sqrt{n}$			$R/\sqrt{n}$		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1.05	1.14	1.29	1.21	1.28	1.38
20	1.10	1.22	1.42	1.34	1.43	1.60
30	1.12	1.24	1.46	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
∞	1.22	1.36	1.63	1.62	1.75	2.00

Sumber **:** Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

Dengan melihat nilai statistik di atas maka dapat dicari nilai $\frac{Q}{\sqrt{n}}$ hitung dan $\frac{R}{\sqrt{n}}$ hitung.

2.2.1.3.Uji Ketiadaan Trend

Deret berkala yang nilainya menunjukkan gerakan yang berjangka panjang dan mempunyai kecenderungan menuju ke satu arah, arah naik atau turun disebut dengan pola atau trend. Umumnya meliputi gerakan yang lamanya lebih dari 10 tahun. Deret berkala yang datanya kurang dari 10 tahun kadang-kadang sulit untuk menentukan gerakan dari suatu trend. Hasilnya dapat meragukan, karena gerakan yang diperoleh hanya mungkin menunjukkan suatu sikli (*cyclical time series*) dari suatu trend. Sikli merupakan gerakan tidak teratur dari suatu trend. Apabila dalam deret berkala menunjukkan adanya trend, maka datanya tidak disarankan untuk digunakan untuk beberapa analisis hidrologi, misalnya analisis peluang dan simulasi.

Untuk deret berkala yang menunjukkan adanya trend maka analisis hidrologi harus mengikuti garis trend yang dihasilkan, misalnya analisa regresi dan *moving average* (rata-rata bergerak). Analisa trend sendiri sebenarnya dapat digunakan untuk menentukan ada atu tidaknya perubahan dari variabel hidrologi akibat pengaruh manusia atau faktor alam. Beberapa metode statistik yang dapat digunakan untuk menguji ketiadaan trend dalam deret berkala antara lain:

Spearman

Mann and Whitney

Cox and Stuart

Dalam pekerjaan studi ini metode yang digunakan adalah metode Spearman, karena metode Spearman dapat bekerja untuk satu jenis variabel hidrologi saja, di mana dalam hal ini adalah hujan tahunan. Metode Spearman menggunakan sistem koefisien korelasi peringkat yang dirumuskan sebagai berikut :

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

$$t = KP\left[\frac{n-2}{1-KP^2}\right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{..... (2-4)}$$

dengan :

KP = koefisien korelasi peringkat Spearman

n = jumlah data

dt = selisih *Rt* dangan *Tt*

Tt = peringkat dari waktu

Rt = peringkat dari variabel hidrologi dalam deret berkala.

t = nilai hitung uji *t*

Tabel 2.2.
Nilai tc untuk Distribusi Dua Sisi

Dk	**derajat kepercayaan, a**				
	10,00%	**5,00%**	**2,50%**	**1,00%**	**0,50%**
1	3,070	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

Lanjutan Tabel 2.2. Nilai tc untuk Distribusi Dua Sisi

Dk	derajat kepercayaan, a				
	10,00%	5,00%	2,50%	1,00%	0,50%
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	2,083	2,528	2,845
21	1,323	1,721	2,080	2,518	2,831
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
31	1,282	1,645	1,960	2,326	2,576

Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

2.2.1.4.Uji Stasioner

Deret berkala umumnya dibedakan menjadi dua tipe yaitu:

a. Stasioner

b. Tidak stasioner

Deret berkala disebut stasioner apabila nilai dari parameter statistiknya (rata-rata dan varian) relatif tidak berubah dari bagian periode/runtun waktu yang ada. Jika ditemukan salah satu parameter statistiknya berubah dari bagian periode/runtun waktu yang ada maka deret berkala tersebut disebut tidak stasioner. Deret berkala tidak stasioner menunjukkan bahwa datanya tidak homogen/tidak sama jenis. Apabila data deret berkala tidak menunjukkan adanya trend, maka dilanjutkan uji stasioner dengan tujuan menguji

kestabilan nilai varian dan rata-rata dari deret berkala.Pengujian nilai varian dari deret berkala dapat dilakukan dengan uji-F (*Fisher test*) dengan bentuk persamaan :

$$F = \frac{N_1 . S_1^2 (N_2 - 1)}{N_2 . S_2^2 (N_1 - 1)} \quad \text{(2-5)}$$

dengan:

F = nilai hitung uji *F*

N_1 = jumlah data kelompok 1

N_2 = jumlah data kelompok 2

S_1 = standar deviasi data kelompok 1

S_2 = standar deviasi data kelompok 2

dengan derajat bebas (*dk*):

$$dk_1 = N_1 - 1 \quad \text{(2-6)}$$

$$dk_2 = N_2 - 1 \quad \text{(2-7)}$$

Hipotesa nol untuk parameter statistik data adalah stasioner, sebaliknya hipotesa tidak sama dengan satu untuk parameter statistik data tidak stasioner. Untuk hasil pengujian hipotesa nol ditolak, berarti nilai varian tidak stabil atau tidak homogen. Deret berkala yang nilai variannya tidak homogen berarti deret berkala tidak stasioner dan tidak perlu melakukan pengujian lanjutan.

Sedangkan stabilitas nila rata-rata data deret berkala diuji dengan uji-t (*student test*) dengan persamaan sebagai berikut :

$$t = \frac{\overline{X}_1 - \overline{X}_2}{\sigma \left(\frac{1}{N_1} + \frac{1}{N_2} \right)^{\frac{1}{2}}} \quad \text{(2-8)}$$

$$\sigma = \left(\frac{N_1 S_1^2 + N_2 S_2^2}{N_1 + N_2 - 2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{(2-9)}$$

dengan:

t = nilai hitung uji *t*

N_1 = jumlah data kelompok 1

N_2 = jumlah data kelompok 2

$\overline{X_1}$ = nilai rata-rata data kelompok 1

$\overline{X_2}$ = nilai rata-rata data kelompok 2

S_1 = standar deviasi data kelompok 1

S_2 = standar deviasi data kelompok 2

Dengan derajat bebas $dk = N_1 + N_2 - 2$

Tabel 2.3.
Nilai F kritis Untuk Level of Significant 5%

dk_2	dk_1					
	10	12	15	16	20	24
10	2,98	2,91	2,85	2,83	2,77	2,74
11	2,85	2,79	2,72	2,71	2,65	2,61
12	2,75	2,69	2,62	2,60	2,54	2,51
13	2,67	2,60	2,53	2,52	2,46	2,42
14	2,60	2,53	2,46	2,45	2,39	2,35

Sumber **:** Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

2.2.1.5.Uji Persistensi

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

Koefisien korelasi serial metode Spearman dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$KS = 1 - \frac{6\sum_{i=1}^{n}(di)^2}{m^3 - m} \quad \text{..... (2-10)}$$

$$t = KS\left[\frac{m-2}{1-KS^2}\right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{..... (2-11)}$$

dengan :

KS = koefisien korelasi serial Spearman

m = jumlah data

di = selisih antara peringkat ke X_i dang X_{i-1}

t = nilai hitung uji *t*

Dengan derajat bebas $dk = m - 2$

2.2.2. Curah Hujan Rencana

Besarnya curah hujan rencana dihitung dengan analisis probabilitas frekuensi curah hujan. Beberapa metoda tersedia yang akan disesuaikan dengan distribusi datanya, antara lain: a). Metode EJ. Gumbel, b) Metode Log Pearson III dan c) Metode Iwai-Kadoya.

a. Analisis Distribusi Frekuensi EJ. Gumbel

Persamaan metode E.J. Gumbel adalah sebagai berikut :

$$X_T = \overline{X} + K \cdot S_d \quad \text{(2-12)}$$

dimana :

X_T = Variate yang diekstrapolasikan yaitu besarnya curah hujan rancangan untuk periode ulang tertentu.

X = Harga rerata curah hujan

$$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_i}{n} \quad \text{(2-13)}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(X_i - \overline{X}\right)^2}{n-1}} \quad \text{(2-14)}$$

dimana :

Sd = standar deviasi

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

X_i = nilai varian ke i

N = jumlah data

K = faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang (*return period*) dan tipe distribusi frekuensi.

Untuk menghitung faktor frekuensi E.J. Gumbel Type I digunakan rumus :

$$K = \frac{YT - Yn}{Sn} \quad \text{(2-15)}$$

dimana :

YT = Reduced variate sebagai fungsi periode ulang T

= - Ln [- Ln (T - 1)/T]

Yn = Reduced mean sebagai fungsi dari banyaknya data n

Sn = Reduced standard deviasi sebagai fungsi dari banyaknya

Dengan mensubstitusikan ketiga persamaan diatas diperoleh :

$$XT = X + \frac{Sx}{Sn}.(YT - Yn) \quad \text{(2-16)}$$

Jika :

$$\frac{1}{a} = \frac{Sx}{Sn}$$

$$b = X - \frac{Sx}{Sn}.Yn$$

Persamaan di atas menjadi :

$$XT = b + \frac{1}{a}.YT \quad \text{..... (2-17)}$$

Koefisien Skewness :

$$Cs = \frac{\frac{n}{(n-1)\,(n-2)} \sum_{i=1}^{n} (Xi - \overline{X})^3}{Sd^3} \quad \text{..... (2-18)}$$

dimana :

Cs = koefisien skewness

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

Xi = nilai varian ke i

n = jumlah data

Koefisien Kurtosis :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^{n} \left(Xi - \overline{X}\right)^4}{(n-1)\,(n-2)\,(n-3)\,Sd^4} \quad \text{..... (2-19)}$$

dimana :

Ck = koefisien kurtosis

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

Xi = nilai varian ke i

N = jumlah data

b. Analisis Distribusi frekuensi Log Pearson Type III

Persamaan yang digunakan adalah:

Nilai rerata :

$$\overline{\text{Log x}} = \frac{\Sigma \log x}{n} \quad \text{..... (2-20)}$$

Standard Deviasi :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(\text{Log x}_i - \overline{\text{Log x}}\right)^2}{n-1}} \quad \text{..... (2-21)}$$

dimana :

x = curah hujan (mm)

$\overline{\text{Log x}}$ = rerata Log x

K = faktor frekuensi

c. Metode Iwai-Kadoya

Proses Perhitungan cara Iwai sebagai berikut :

$$\xi = c \cdot \log \frac{x + b}{Xo + b} \quad \text{..... (2-22)}$$

dimana :

ξ = faktor frekuensi

c = faktor Iwai

Xo = rerata dari log (Xi + b)

Harga perkiraan pertama dari Xo

$$\text{Log Xo} = 1/n \cdot \Sigma \log Xi \quad \text{..... (2-23)}$$

$$b = 1/m \, (\Sigma \, bi) \quad \text{..... (2-24)}$$

$$m = n/10 \quad \text{.....(2-25)}$$

$$bi = \frac{Xs * Xt - Xo^2}{2 * Xo - (Xs + Xt)} \quad \text{.....(2-26)}$$

dimana :

Xs = harga pengamatan dengan nomor urut (m) dari yang terbesar

Xt = harga pengamatan dengan nomor urut (m) dari yang terkecil

N = banyaknya data

Kadang-kadang jika harga b sangat kecil, maka untuk mempermudah perhitungan dapat diambil 0. Curah hujan yang mungkin (*probable rainfall*) dapat dihitung sebagai berikut :

$$\text{Log } (x + b) = \log (Xo + b) + (1/c) \cdot \xi \quad \text{..... (2-27)}$$

ξ = faktor frekuensi

d. Pemilihan Jenis Sebaran

Penentuan jenis sebaran diperlukan untuk mengetahui suatu rangkaian data cocok untuk suatu sebaran tertentu dan tidak cocok untuk sebaran lain. Untuk mengetahui kecocokan terhadap suatu jenis sebaran tertentu, perlu dikaji terlebih dahulu ketentuan-ketentuan yang ada, yaitu :

- Hitung parameter-parameter statistik Cs dan Ck, untuk menentukan macam analisis frekuensi yang dipakai.
- Koefisien kepencengan/*skewness* (Cs) dihitung dengan persamaan :

$$Cs = \frac{n \cdot \sum \left(X - \bar{X}\right)^3}{(n-1)(n-2) \cdot S^3} \quad \text{.....(2-28)}$$

- Koefisien kepuncakan/*curtosis* (Ck) dihitung dengan persamaan :

$$Ck = \frac{n^2 \cdot \Sigma (X - \overline{X})^4}{(n-1).(n-2).(n-3).S^4} \quad \text{..... (2-29)}$$

dimana :

n = jumlah data

$\bar{X}$ = rerata data hujan (mm)

S = simpangan baku (standar deviasi)

X = data hujan (mm)

Bila Cs > 1.0 :Sebaran mendekati sebaran Gumbel

Bila Cs < 1.0 :Sebaran mendekati sifat-sifat sebaran Log Normal atau Log Pearson III

Bila Cs = 1.0 :Sebaran mendekati sebaran Normal

2.2.3. Uji Kesesuaian Distribusi

Selanjutnya setelah ditetapkan distribusi yang sesuai, harus dilakukan uji kesesuaian distribusi yang dimaksudkan untuk mengetahui kebenaran analisa curah hujan baik terhadap simpangan data vertikal ataupun simpangan data horisontal. Untuk menguji apakah pemilihan distribusi yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana diterima atau ditolak, maka perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi. Uji ini dilakukan secara vertikal dengan metode *Chi Square* dan secara horisontal dengan metode *Smirnov Kolmogorof.*

- **Uji *Chi-Square***

Uji *chi-square* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter $\mathcal{X}^2$, oleh karena itu disebut dengan Uji *chi-square.* Parameter $\mathcal{X}^2$ dapat dihitung dengan rumus (Soewarno,1995:194):

$$\mathcal{X}_h^2 = \sum_{i=1}^{G} \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad \text{..... (2-30)}$$

Dimana :

$\mathcal{X}_h^2$ = Parameter *chi-square* terhitung

G = Jumlah sub – kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Paramater $\mathcal{X}_h^2$ merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai $\mathcal{X}_h^2$ sama atau lebih besar dari pada nilai *chi-square* yang sebenarnya $\mathcal{X}^2$ dapat dilihat pada tabel dibawah ini. Adapun prosedur uji *chi-square* yaitu (Soewarno,1995,p.194):

1. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil atau sebaliknya
2. Kelompokan data menjadi G sub grub, tiap-tiap sub grub minimal 4 data pengamatan
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub grub
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap-tiap sub grub dihitung nilai :

$$(O_i + E_i)^2 \text{dan } \frac{(O_i + E_i)^2}{E_i} \quad \text{(2-31)}$$

6. Jumlah seluruh G sub grub nilai $\frac{(O_i + E_i)^2}{E_i}$ untuk menetukan nilai *chi-square* hitung
7. Tentukam derajat kebebasan dk=G –R −1, nilai R = 2 untuk distribusi normal dan binomial, dan untuk R = 1 untuk distribusi Poisson.

Untuk interpretasi hasilnya adalah sebagai berikut (Soewarno,1995,p.195) :

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada diantara 1% - 5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, missal perlu tambah data.

Tabel 2.4
Nilai Kritis untuk Distribusi *chi-square*

dk	(α) Derajat Kepercayaan							
	0,995	**0,99**	**0,975**	**0,95**	**0,05**	**0,025**	**0,01**	**0,005**
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801

Lanjutan Tabel 2.4 Nilai Kritis untuk Distribusi *chi-square*

dk	(α) Derajat Kepercayaan							
	0,995	**0,99**	**0,975**	**0,95**	**0,05**	**0,025**	**0,01**	**0,005**
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,236
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Soewarno (1995,p.222)

- **Uji *Smirnov Kolmogorof***

Uji kesesuaian distribusi Frekuensi *Smirnov Kolmogorof*, sering juga disebut uji keselarasan non parametric *(non parametric test)*, karena pengujian tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno, 1995:198). Pengujian dialakukan dengan membandingka probabilitas tiap data, antara sebaran empiris dan sebaran teoritis yang dinyatakan dalam Δ. Harga Δ terbesar atau Δ maks dibandingkan dengan Δ kritis yang didapat dari tabel *Smirnov Kolmogorof* dengan tingkat keyakinan tertentu.Distribusi dianggap sesuai apabila : Δ maks < Δ kritis (Montarchi, 2010,p.64).

Sebelum melakukan uji kesesuaian terlebih dahulu dilakukan *plotting* data dengan tahapan sebagai berikut (Montarchi, 2010,p.64):

1. Data hujn harian maksimum tahunan disusun dari besar ke terkecil
2. Hitung probabilitas dengan rumus *Weilbull* (Harto, 1993,p.179) :

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad \text{..... (2-32)}$$

Dimana:

P = Probabilitas (%)

m = Nomor urut data

n = Jumlah data

3. *Plotting* darta debit (X) dengan probabilitas P

4. Tarik garis durasi dengan mengambil 2 titik pada Metode Gumbel yaitu garis teoritis berupa garis lurus dan 3 titik pada metode Log Perason III yaitu garis teoritis berupa garis lengkung kecuali untuk $C_s = 0$ yaitu garis teoritis berupa garis lurus.

Adapun persamaan yang digunakan untuk menentukan Δ maks yaitu (Montarchi, 2010,p.64) :

$$\Delta_{maks} = [Pe - Pt] \quad \text{(2-33)}$$

Dimana :

Δ_{maks} = Selisih maksimum anatara peluang empiris dan teoritis

Pe = Peluang empiris

Pt = Peluang teoritis

Δ_{Cr} = Simpangan kritis yang diadapat dari tabel 2.5

Untuk interpretasi hasilnya adalah sebagai berikut (Soewarno,1995,p.196) :

1. Apabila Δ_{maks} lebih kecil dari Δ_{Cr}, maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima.
2. Apabila Δ_{maks} lebih besar dari Δ_{Cr}, maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.5
Nilai Kritis Δ 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)

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

2.2.4. Analisa Hujan Maksimim PMP Boleh Jadi dengan Metode *Hershfield*

Hujan maksimum atau PMP didefinisikan sebagai tinggi terbesar hujan dengan durasi tertentu yang secara meteorologis dimungkinkan bagi suatu daerah pengaliran dalam suatu waktu dalam tahun, tanpa adanya kelonggaran yang dibuat untuk *trend* klimatologis jangka panjang (Soemarto, 1999,p.154).

Pada studi ini perhitungan curah hujan maksimum atau PMP *(Probable Maximum Precipitation)* menggunakan Metode *Hershfield*. Berdasrkan RSNI T-02-2004 Metode *Hershfield* merupakan prosedur statistic yang digunakan untuk memperkirakan nilai hujan maksimum boleh jadi. Metode ini digunakan untuk ondisi dimana data metreologi sangat kurang atau perlu pekiraan secara cepat. Adapun persamaan yang dikembangkan oleh *Hershfield* yaitu :

$$X_m = \overline{X_P} + K_m S_p \quad \text{(2-34)}$$

Dimana :

X_m = Nilai hujan maksimum boleh jadi

$\overline{X_P}$ = Rata-rata dari seri data hujan harian maksimum tahunan berjumlah n yang telah dikalikan faktor penyesuaian

K_m = Nilai fungsi dari durasi hujan dan rata-rata hujan harian maksimum tahunan

S_p = Simpangan baku dari seri data hujan harian maksimum tahunan berjumlah n yang telah dikalikan faktor penyesuaian

Nilai K_m pada persamaan diatas didapatkan dari gambar 2.3, Nilai K_m tergantung pada durasi dan data rata-rata hujan harian maksimum tahunan. Semakin kering suatu daerah akan semakin tinggi nilai K_m, untuk nilai $\overline{X_P}$ dan S_p yang digunakan pada persamaan diatas adalah nilai $\overline{X_n}$ dan S_n yang telah disesuaikan terhadap pengamtan maksimum dan terhadap panjang pencatatan data. Perhitungan $\overline{X_P}$ dan S_p terhadap factor-faktor koreksi adalah sebagai berikut:

$$\overline{X_P} = \overline{X_n}\, f_1 f_2 \quad \text{(2-35)}$$

Dimana :

$\overline{X_P}$ = Rata-rata yang digunakan pada persamaan (2-24)

$\overline{X_n}$ = Rata-rata data hujan harian maksimum tahunan yang telah lolos penyaringan

f_1 = Faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum

f_2 = Faktor penyesuaian terhadap panjang data

$$S_p = S_n\, f_3 f_4 \quad \text{(2-36)}$$

Dimana :

S_p = Simpangan baku yang digunakan pada persamaan (2-29)

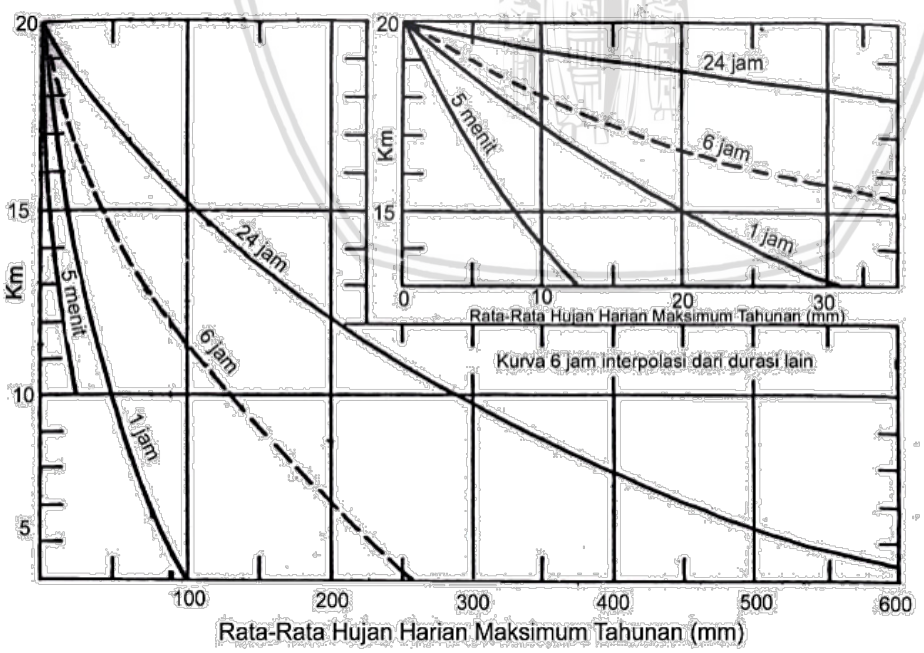
S_n = Simpangan baku dari data hujan harian masimum tahunan yang telah lolos penyaringan

f_3 = Faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum

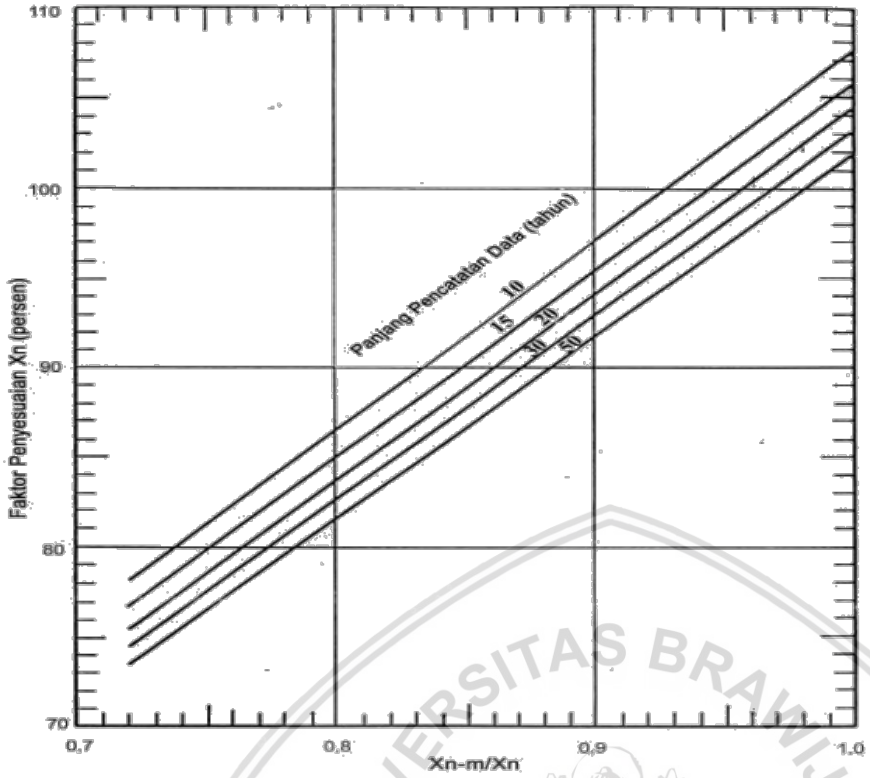
f_4 = Faktor penyesuaian terhadap panjang data

Setelah dilakukan penghitungan hujan maksimum boleh jadi menggunakan persamaan (2-34), hasil tersebut harus dikalikan 1,13 sebagai faktor pengali untuk durasi hujan 24 jam atau lebih agar dapat menghasilkan atau mendekati hasil yang didapat dari hujan maksimum yang sebenarnya. Besaran 1,13 didasarkan pada penelitian dari ribuan pos hujan untuk hujan durasi 24 jam yang berasal dari pengukuran durasi tunggal, yaitu durasi 24 jam. Faktor pengali ini tidak berlaku untuk hujan 24 jam yang berasal dari pengukuran durasi lebih kecil misal 1 jam atau 6 jam.

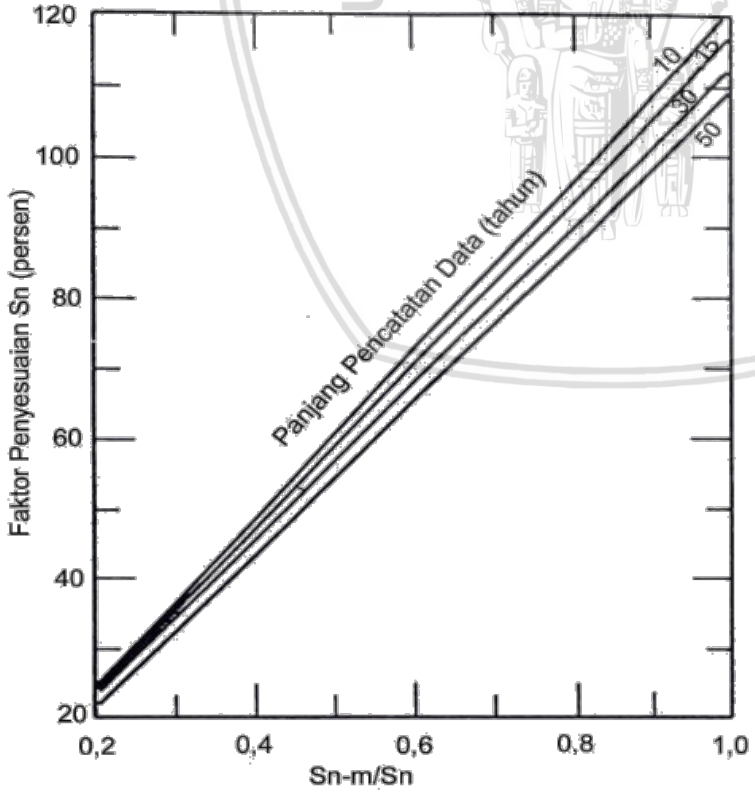
Bersadarkan RSNI T-02-2004, penghitungan hujan maksimum boleh jadi didasarkan pada pendekatan statistik yang dikembangkan oleh Hershfield, mengacu pada data hujan harian maksimum tahunan di pos tertentu, sehingga hujan maksimum bolehjadi yang dihasilkan juga bersifat hujan titik (*point rainfall)*. Analisis banjir maksimum bolehjadi membutuhkan masukan utama hujan maksimum bolehjadi rata-rata di DPS yang bersangkutan (*basin rainfall*).



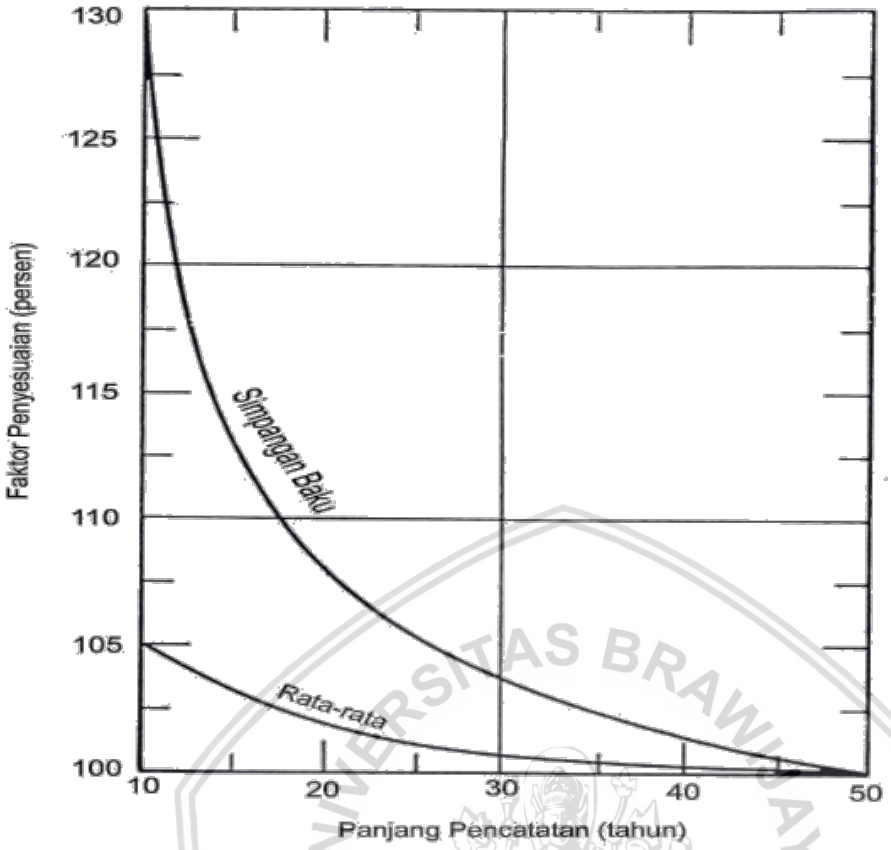
Gambar 2.2 Acuan Penentu Harga K_m
Sumber: BSN (2004,p.8)



Gambar 2.3 Acuan Penentuan Harga f_1
Sumber: BSN (2004,p.8)



Gambar 2.4 Acuan Penentuan Harga f_3
Sumber: BSN (2004,p.8)



Gambar 2.5 Acuan Penentuan Harga f_2 dan f_4
Sumber: BSN (2004,p.8)

2.2.5. Debit Banjir Rancangan

Karena tidak tersedia debit pengamatan banjir, maka untuk analisa debit banjir digunakan pendekatan hidrograf satuan, yaitu hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan oleh hujan lebih, yang merata di seluruh DAS, dengan intensitas tetap dalam satuan waktu. Konsep dasar pada hidrograf satuan ialah bahwa hujan satuan yang berbeda-beda besarnya akan menghasilkan grafik distribusi yang hampir sama. Untuk pembuatan desain bendungan lazimnya diperlukan data banjir dengan kala ulang 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 1000 tahun dan PMF (BMB, Banjir Maksimum Boleh). Pada **Tabel 4-4** disajikan patokan banjir rancangan dan kapasitas pelimpah yang dikutip dari SNI 03-3432-1994.Bangunan pengelak, didesain dengan banjir kala ulang 25 tahun, sedangkan untuk mengontrol tinggi bendungan dipergunakan tinggi air dari hasil penelusuran banjir dengan debit ulang Q1000 tahun dan Q pmf.

Secara garis besar perhitungan debit banjir desain terdiri dari 3 tahap sebagai berikut :

- Perhitungan curah hujan desain
- Perhitungan debit banjir desain
- Pengujian hasil perhitungan debit banjir desain

Tabel 2.6.
Patokan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah Bendungan

Jenis dan Kelas Bendungan	Konsekuensi Besar		Konsekuensi Kecil	
	Banjir Desain	Kapasitas Pelimpah	Banjir Desain	Kapasitas Pelimpah
I. Bendungan Urugan				
(1) < 40 m (rendah)	Q1000 dan Q PMF, masing-masing jagaan sesuai Standard yang berlaku	Ditentukan dengan penelusuran banjir Minimal 15% debit puncak Q PMF	pili h yang besar antara Q1000 dan 0,5QPMF	Ditentukan dengan penelusuran banjir Minimal 15% debit puncak Q PMF
(2) 40-80m (sedang)	Q1000 dan Q PMF, masing-masing jagaan sesuai Standard yang berlaku	Ditentukan dengan penelusuran banjir Minimal 25% debit puncak Q PMF	pili h yang besar antara Q1000 dan 0,5QPMF	Ditentukan dengan penelusuran banjir Minimal 25% debit puncak Q PMF
(3) > 80m (tinggi)	Q1000 dan Q PMF, masing-masing jagaan sesuai Standard yang berlaku	Ditentukan dengan penelusuran banjir Minimal 35% debit puncak Q PMF	pili h yang besar antara Q1000 dan 0,5QPMF	Ditentukan dengan penelusuran banjir Minimal 35% debit puncak Q PMF
II. Bendungan Beton	Q100	Minimal 125% Q100	0,5Q100	Minimal 125% x 0,5Q100

Sumber : 'Panduan Perencanaan Bendungan Urugan', 1999

2.2.5.1.Hujan Netto Jam-Jaman

Hujan netto adalah curah hujan yang akan berubah menjadi aliran permukaan, yaitu curah hujan rancangan dikurangi dengan *losses* karena infiltrasi.

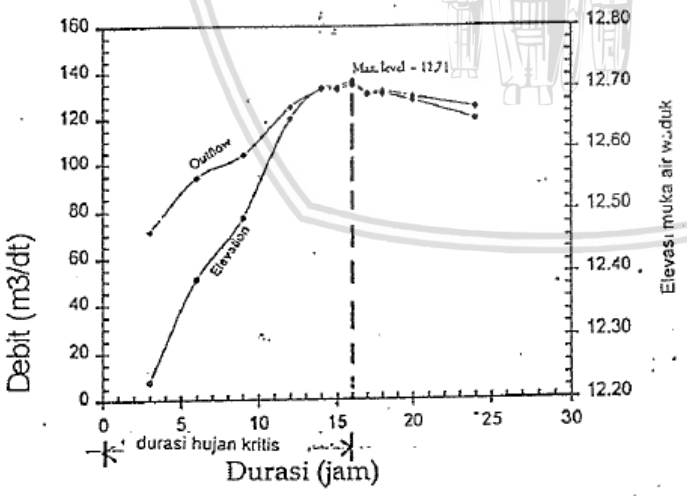
1) Distribusi Hujan Jam-jaman

Hujan jam-jaman untuk DAS Krueng Keureuto berdasarkan studi Hydrology Flood Protection and Urban Drainage dengan menggunakan metode PSA-007. Pemilihan durasi

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

Oleh karena itu penetapan durasi hujan kritis perlu dilakukan dengan optimasi beberapa besaran durasi hujan sehingga diperoleh durasi hujan kritis.

Untuk bendungan-bendungan kecil disarankan dilakukan optimasi untuk durasi hujan 6 sampai dengan 24 jam, misal 6,9,12,15 jam dan seterusnya, sedang untuk bendungan besar disarankan dilakukan optimasi untuk durasi hujan 1,2,3 hari bahkan dapat lebih tergantung besarnya Basin Rainfall (DPS) dan dimensi waduk. Sebagai perkiraan awal, durasi hujan dapat diambil sama dengan atau sedikit lebih besar dari waktu konsentrasi banjir (*time of concentration).* Gambar 2.6 memperlihatkan contoh penetapan durasi hujan kritis waduk Manggar-Kalimantan Timur, berdasarkan hidrograf aliran keluar dan elevasi muka air waduk. Bila data hidrograf banjir dari pos duga air otomatis dan data distribusi hujan jam-jaman dari stasiun hujan otomatis tidak tersedia, pola distribusi hujan dapat ditetapkan dengan mengacu pada tabel 2.7 yang diambil dari PSA-007. Gambar 2.8 adalah hasil yang digambar dari tabel 2.7 dengan sedikit penghalusan.



Gambar 2.6 Contoh penetapan durasi hujan kritis waduk Manggar berdasarkan hubungan hidrograf aliran keluar dan elevasi muka air waduk
Sumber : 'Panduan Perencanaan Bendungan Urugan', 1999

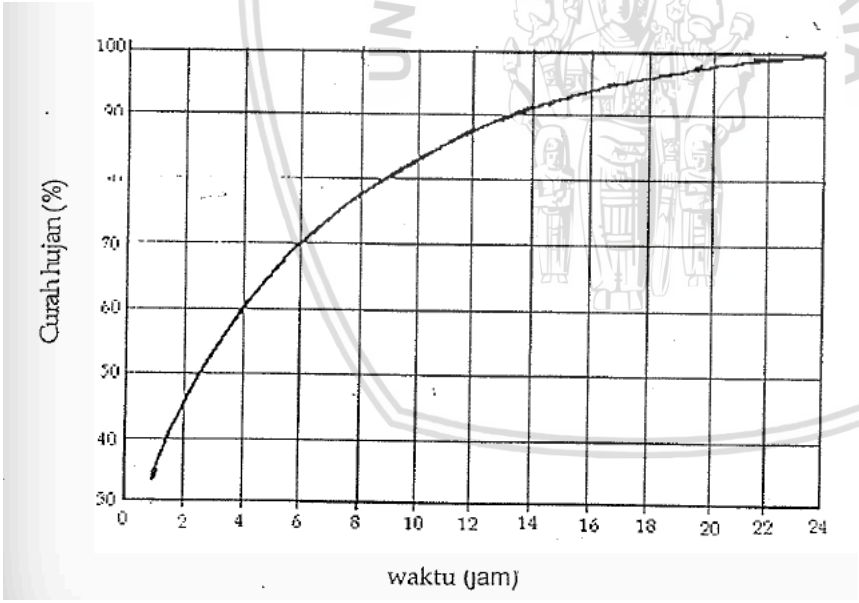
Tabel 2.8 merupakan besaran-besaran yang diambil dari gambar 2.7, sedang tabel 2.9 adalah contoh distribusi hujan dalam persen (%) untuk durasi hujan 12 jam, yang disusun berdasarkan tabel 2.8. untuk mendapatkan curah hujan kritis selanjutnya sesuai dengan

PSA-005, distribusi hujan disusun dalam bentuk genta (bell shape), dimana hujan tertinggi ditempatkan di tengah, tertinggi kedua disebelah kiri, tertinggi ketiga disebalah kanan dan seterusnya. Gambar 2.9 memperlihatkan distribusi hujan dengan durasi 12 jam yang telah disusun dalam bentuk genta. Dan tabel 2.10 memperlihatkan total PMP dalam persen (%) untuk durasi 24,48 dan 72 jam.

Tabel 2.7.
Intensitas hujan dalam % yang disarankan PSA 007

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

Sumber : 'Panduan Perencanaan Bendungan Urugan', 1999



Gambar 2.7 Persentasi PMP terhadap hujan 24 jam
Sumber : 'Panduan Perencanaan Bendungan Urugan', 1999

Tabel 2.8
Hubungan antara durasi dan kedalaman curah hujan maksimum boleh jadi

Durasi Hujan (Jam)	1	2	3	4	5	6	8	12	16	20	24
Curah Hujan %	34	45	52	60	65	68	75	88	92	96	100

Sumber : 'Panduan Perencanaan Bendungan Urugan', 1999

Tabel 2.9
Contoh distribusi hujan untuk durasi 12 jam

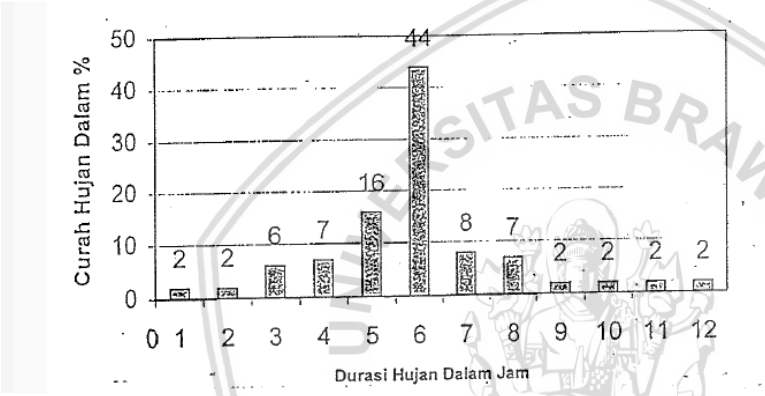
Durasi Hujan (Jam)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Durasi Hujan (%)	8	16	25	33	41	50	58	66	75	83	91	100
Curah Hujan %	44	60	68	75	82	88	90	92	94	96	98	100

Sumber : 'Panduan Perencanaan Bendungan Urugan', 1999

Tabel 2.10
Total curah hujan maksimum boleh jadi dalam % untuk durasi 24,48,dan 72 jam

Durasi Hujan (Jam)	24	48	72
Curah Hujan %	100	150	175

Sumber : 'Panduan Perencanaan Bendungan Urugan', 1999



Gambar 2.8 Contoh distribusi hujan dengan d urasi 12 jam dalam bentuk genta
Sumber : 'Panduan Perencanaan Bendungan Urugan', 1999

2) Hujan Efektif

Hujan efektif adalah curah hujan total dikurangi kehilangan pada awal hujan turun akibat intersepsi dan infiltrasi atau bagian dari curah hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*). Limpasan langsung ini terdiri dari limpasan permukaan *(surface run-off*) dan aliran antara atau *interflow*, yaitu air yang masuk ke dalam lapisan tipis di bawah permukaan tanah dengan permeabilitas rendah, yang kemudian keluar lagi di tempat yang rendah dan berubah menjadi limpasan permukaan.

Salah satu metode yang dipakai untuk menentukan hujan efetif adalah Metode Horton. Metode Horton mengasumsikan bahwa kehilangan debit aliran berupa lengkung eksponensial, sehingga makin besar jumlah hujan yang meresap akan mengakibatkan tanah menjadi cepat jenuh, akibatnya besar resapan akan berkurang dan mengikuti rumus berikut:

$$Fp = fc + (fo - fc) e^{-kt} \quad \text{.....(2-37)}$$

dimana:

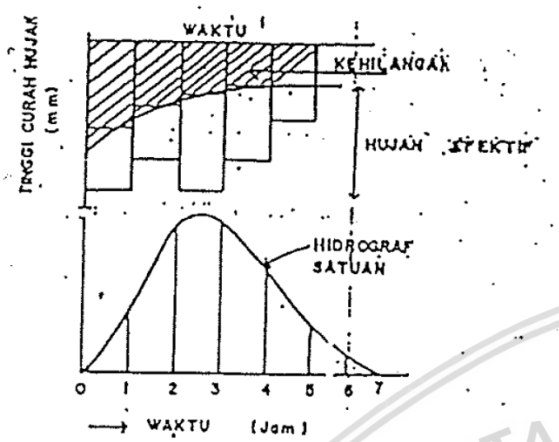
Fp= Kapasitas infiltrasi pada waktu t

fc= Harga akhir dari infiltrasi

fo= Kapasitas infiltrasi prasi permulaan yang tergantung dari sebelumnya.

K= Konstanta yang tergantung dari tekstur tanah

t= waktu sejak hujan dimulai



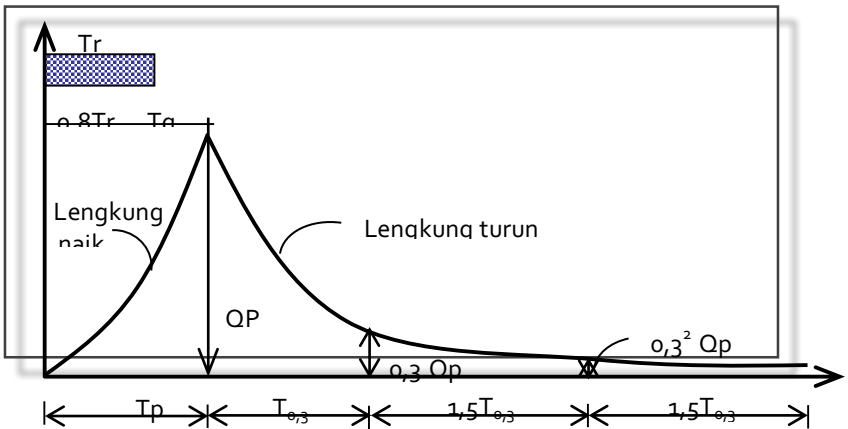
Gambar 2.9 Contoh Metode Horton
Sumber : Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume II, 1999

2.2.5.2.Hidrograf Banjir

- **Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu**

Untuk menganalisa debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Parameter yang mempengaruhi unit hidrograf :

a. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*).
b. Tenggang waktu dari titik berat sampai titik berat hidrograf (*time log*).
c. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
d. Luas daerah pengaliran
e. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*).
f. Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*).



Gambar 2.10 Hidrograf satuan sintetik Nakayasu
Sumber **:** Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

dengan

$$Qp = C \times \frac{1}{3,6} \times A \times \frac{Ro}{(0,3\,Tp + T_{0,3})} \quad \text{(2-38)}$$

dalam hal ini,

Qp = debit puncak banjir (m^3/dt/mm)

A = luas daerah pengaliran (km^2)

Ro = curah hujan satuan (mm)

Tp = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

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

Untuk menentukan Tp dan $T_{0,3}$ digunakan rumus :

$Tp = Tg + 0,8\ Tr$ ..... (2-39)

$T_{0,3} = \alpha \cdot Tg$ ..... (2-40)

Tg dihitung berdasarkan rumus:

$Tg = 0,40 + 0,058\ L$, untuk $L > 15$ km ..... (2-41)

$Tg = 0,21\ L^{0,70}$, untuk $L < 15$ km ..... (2-42)

dengan :

Tg = waktu kosentrasi (jam)

L = panjang alur sungai (km)

Tr = satuan waktu hujan (jam)

α = parameter yang bernilai antara 1,5 – 3,5

Harga α mempunyai kriteria sebagai berikut :

a. Untuk daerah pengaliran biasa harga $\alpha = 2$
b. Untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagan menurun dengan cepat harga $\alpha = 1,5$
c. Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat harga $\alpha = 3$

Untuk menentukan parameter tersebut digunakan rumus pendekatan sebagai berikut:

$T_{0,3} = 0,47\ (A.L)^{0,25}$ .....(2-43)

$T_{0,3} = \alpha \cdot Tg$ ..... (2-44)

Dari kedua persamaan diatas, maka nilai dari α dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :

$$\alpha = \frac{0,47 \cdot (A.L)^{0,25}}{Tg} \quad \text{(2-45)}$$

dengan :

L = panjang alur sungai utama terpanjang (km)

A = luas daerah aliran (km^2)

Namun tidak tertutup kemungkinan untuk mengambil harga α yang bervariasi guna mendapatkan hidrograf yang sesuai dengan hasil pengamatan.

Persamaan hidrograf satuan adalah sebagai berikut :

1. Pada kurva naik (*rising line*)

$0 \leq 1 \leq Tp$

$$Qt = Qp \cdot \left[\frac{t}{TP}\right]^{2,4} \quad \text{..... (2-46)}$$

2. Pada kurva turun (*recession line*)

a. $Tp \leq t \leq (Tp + T_{0,3})$

$$Qt = Qp \cdot 0,30^{\left[\frac{t-Tp}{T_{0,3}}\right]} \quad \text{..... (2-47)}$$

b. $(Tp + T_{0,3}) \leq t \leq (Tp + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3})$

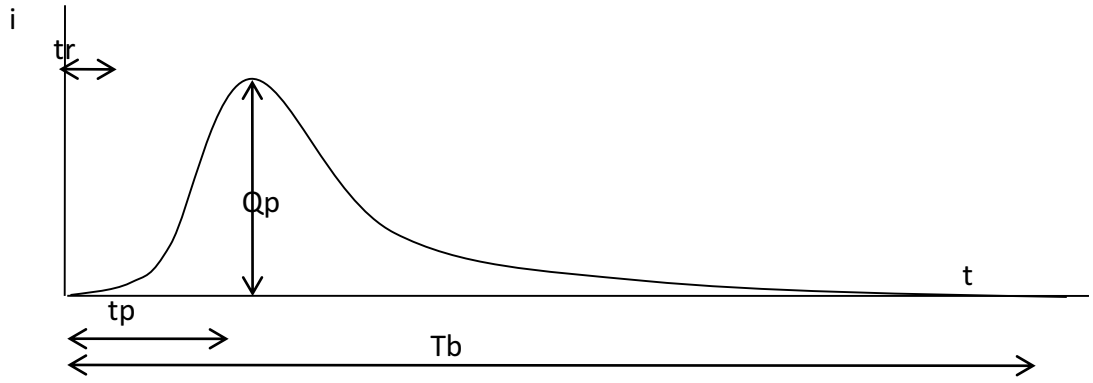
$$Qt = Qp \cdot 0,30^{\left[\frac{t-Tp+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right]} \quad \text{..... (2-48)}$$

c. $t \geq (Tp + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3})$

$$Qt = Qp \cdot 0,30^{\left[\frac{t-Tp+0,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}\right]} \quad \text{..... (2-49)}$$

- **Hidrograf Satuan Sintetik Snyder**

Hidrograf satuan sintetik ini dikembangkan oleh F.F.Snyder yang menghubungkan unsur-unsur hidrograf satuan dengan karakteristik daerah pengaliran. Unsur-unsur hidroraf tersebut meliputi debit puncak (Qp), waktu dasar (Tb) dan waktu naik (tr). Sedangkan karakteristik daerah pengaliran meliputi luas daerah pengaliran (A), panjang sungai utama (L) dan jarak antara titik berat daerah pengaliran dengan pelepasan yang diukur sepanjang aliran utama (Lc).



Gambar 2.11 Hidrograf satuan sintetik Snyder
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

Hubungan antara unsur-unsur hidrograf dan karekteristik daerah pengaliran tersebut adalah sebagai berikut.

- *Time Lag* (tp)

$$tp = Ct \cdot (L \cdot Lc)^{0.3} \quad \text{(2-50)}$$

- *Time Rise to Peak* (tr)

$$tr = \left(\frac{tp}{5.5}\right) \quad \text{(2-51)}$$

- *Time Base* (Tb)

$$Tb = 72 + 3 \cdot Tp \quad \text{(2-52)}$$

- Debit Maksimum Hidrograf Satuan (Qp)

$$Qp = 2{,}78 \left(\frac{Cp.A}{tp}\right) \quad \text{(2-53)}$$

dengan:

Ct = 0.75 – 3

Cp = 0.90 – 1.40

2.2.6. Penulusuran Banjir *(Flood Routing)*

Penelusuran banjir adalah sebuah konfigurasi gelombang banjir yang bergerak pada suatu tampungan (*Spillway* atau waduk). Pada rekayasa hidrologi, penelusuran banjir merupakan teknik yang penting, yang diperlukan untuk mendapatkan penyelesaian yang lengkap mengenai persoalan pengendalian banjir dan pendugaan banjir. Untuk memenuhi keperluan, maka penelusuran banjir dipandang sebagai prosedur yang dibutuhkan untuk menentukan hidrograf yang diketahui dari suatu titik tinjau.

Penelusuran banjir pada waduk diperlukan untuk mengetahui data debit *outflow* maksimum dan tinggi air maksimum pada debit *outflow*. Penelusuran banjir di waduk digunakan untuk mengetahui apakah dengan debit rancangan PMF waduk akan mengalami *overtopping* atau tidak. Jika tidak, maka analisis terhadap keruntuhan bendungan yang disimulasikan hanya disebabkan oleh *piping* atau terdapat pertimbangan lain. Tahapan penelusuran banjir pada dasarnya menggunakan persamaan kontinuitas massa aliran sederhana sebagai berikut:

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad \text{(2-54)}$$

Metode perhitungan penelusuran banjir di waduk menggunakan persamaan :

$$S_{j+1} - S_j = ((I_j + I_{j+1})\,\Delta t - ((Q_j + Q_{j+1})/2)\Delta t \quad \text{(2-55)}$$

Dimana:

S = fungsi tampungan

Q = hidrograf *outflow*

I = hidrograf *inflow*

Δt = interval durasi

Kurva hubungan antara elevasi muka air debit *outflow* melalui ambang *spillway* ditetapkan dari persamaan perhitungan hidrolika hubungan antara tinggi muka air dan perhitungan debit *outflow* :

$$Q = C\,L\,H^{3/2} \quad \text{(2-56)}$$

Dimana:

Q = debit desain (m^3/dt)

C = koefisien debit pelimpah (1,7 – 2,2 $m^{1/2}$/detik)

L = panjang mercu *spillway* (m)

H = kedalaman muka air (m)

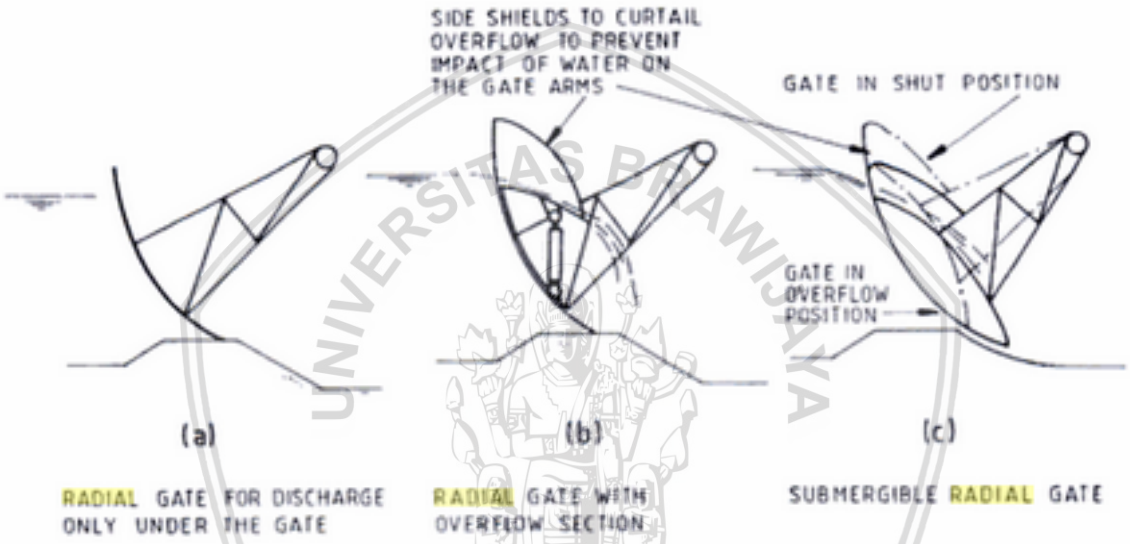
2.2.7. Aliran Pada Pelimpah Berpintu

Suatu struktur pengontrol yang dilengkapi dengan dengan pintu disebut pelimpah berpintu. Pada umumnya jenis pelimpah tersebut banyak digunakan agar dapat mempertahankan kondisi aliran yang stabil sehingga dapat mejaga kapasitas aliran untuk pemenuhan kebutuhan pembangkit listrik tenaga air, kebutuhan irigasi, dan pengendalian banjir. Namun pelimpah berpintu memiliki resiko yang berbahaya jika terjadi kerusakan pada pintu saat kondisi bendung penuh akan mengakibatkan banjir pada hilir bendungan (Senturk, 1994,p.131).

Pintu air radial merupakan pintu air yang berbentuk lengkung yang dapat berputar pada titik pusatnya. Jenis pintu ini hanya digunakan untuk bangunan pelimpah yang

apabila debit airnya melebihi batas dan akan membuka sendiri secara otomatis. Pintu radial memang seringkali diposisikan pada puncak pelimpah, namun tak jarang juga jenis pintu ini digunakan sebagai pintu pengkontrol pada saluran tertutup. Daun pintu terdiri dari pelat kulit yang berbentuk melengkung sehingga membentuk sektor permukaan yang melengkung secara vertikal. Selama pintu radial beroperasi, struktur daun pintu bergerak memutar mengelilingi pin engsel yang terletak pada sumbu silinder (Varshney, 1986,p.309).

Berikut ini merupakan jenis pintu radial berdasarkan kondisi pengalirannya (Lewin, 2001,p.5):



Gambar 2.12. Jenis Pintu Radial
Sumber: Lewin, 2001,p.5

Kelebihan-kelebihan yang dimiliki pintu radial adalah sebagai berikut (Anonim, 2010,p.58):

1. Hampir tidak ada gesekan pada pintu
2. Alat pengangkatnya ringan dan mudah dieksploitasi
3. Bangunan dapat dipasang disaluran yang lebar

Sedangkan kelemahan-kelemahan yang dimiliki pintu radial adalah sebagai berikut:

1. Bangunan tidak kedap air
2. Biaya pembuatan bangunan mahal
3. Paksi (*pivot*) pintu memberi tekanan horizontal besar jauh di atas pondasi

2.3. Analisa Keruntuhan Bendungan Menggunakan Program *Zhong Xing HY21*

Kemudian setelah dilakukan penelusuran banjir pada DTA Waduk Keureuto, maka akan dapat diperoleh apakah Bendungan Keureuto tersebut akan mengalami kondisi *overtopping* bila memperoleh debit banjir maksimum boleh jadi (PMF) atau tidak, bila

diketahui *overtopping*, maka kondisi-kondisi tersebut akan menjadi masukan untuk melakukan simulasi keuntuhannya, sedangkan bila tidak mengalami *overtopping*, simulasi keruntuhan dilakukan dengan kondisi *piping*.

2.3.1. Keruntuhan Bendungan

Melihat begitu banyaknya potensi yang dapat ditimbulkan dari suatu bendungan jika megalami keruntuhan, baik dalam hal teknis maupun dalam hal non teknis, maka analisis dan simulasi keruntuhan Bendungan Keureuto ditetapkan menjadi dua kondisi penyebab keruntuhan, yang mana kondisi tersebut ialah merupakan kasus-kasus yang sering menjadi penyebab keruntuhan bendungan yaitu kondisi yang dikarenakan *overtopping* dan kondisi yang dikarenakan *piping*. Bendungan tipe urugan umumnya lebih rentan untuk mengalami kondisi *piping* karena bahan strukturnya secara teknis lebih kuat, namun bendungan beton pun dapat mengalami hal serupa meskipun dengan kemungkinan lebih kecil.

Sebelum bendungan mengalami keruntuhan total, didahului oleh terjadinya rekahan (*breaching*). Rekahan adalah lubang yang terbentuk dalam tubuh bendungan pada saat akan runtuh. Rekahan adalah lubang yang terbentuk pada saat bendungan runtuh. Mekanisme keruntuhan sendiri sampai saat ini tidak diketahui secara pasti baik untuk bendungan tanah maupun bendungan beton. Untuk memperkirakan banjir di hilir akibat runtuhnya bendungan di masa lalu, biasanya diasumsi bahwa bendungan akan runtuh seketika atau seluruhnya. Para peneliti dari gelombang banjir akibat keruntuhan bendungan seperti Ritter (1892), Schoklitsch (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 (Fread, 1999,p.6). Asumsi rekahan total dan kejut ini digunakan dengan alasan untuk memudahkan bila diterapkan teknik matematika untuk menganalisis gelombang banjir dari keruntuhan bendungan. Berikut referensi pemilihan nilai parameter rekahan dan waktu hancurnya secara keseluruhan pada berbagai jenis bendungan.

Tabel 2.11
Nilai Lebar Rekahan dan Waktu Keruntuhan Tubuh Bendungan yang disarankan

	Bendungan Urugan	Bendungan Beton	Bendungan Pelengkung
Lebar Rekahan	½ hingga 4 x tinggi bendungan	Beberapa kali lebar monolit	Lebar total bendungan

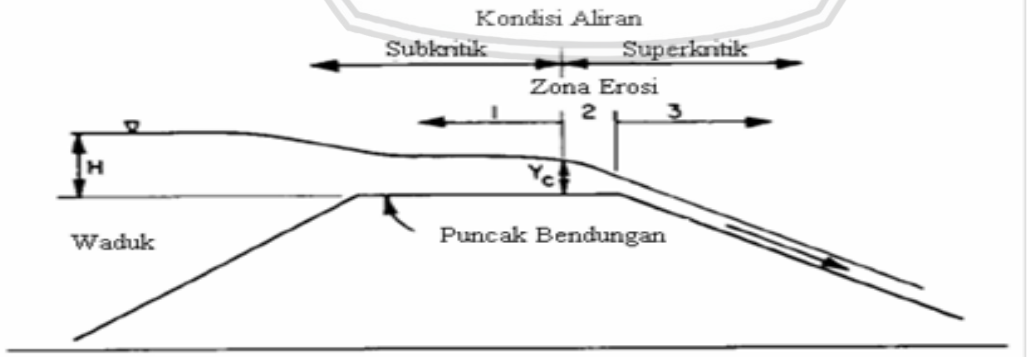
Lanjutan Tabel 2.11 Nilai Lebar Rekahan dan Waktu Keruntuhan Tubuh Bendungan yang disarankan

	Bendungan Urugan	Bendungan Beton	Bendungan Pelengkung
Lereng Samping Rekahan	0 sampai 1 tinggi bendungan	0	Lereng dinding lembah
Waktu Keruntuhan	0,5 hingga 4x tinggi bendungan	0,1 hingga 0,5	Mendekati tiba-tiba (0,1 jam)
Elevasi Muka Air Waduk Pada Keruntuhan	1 sampai 5 ft di atas puncak bendungan	0 sampai 50 ft di atas puncak bendungan	0 sampai 50 ft di atas puncak bendungan

Sumber: Fread (1999,p.5)

a. Rekahan karena *overtopping*

Rekahan karena *overtopping* bermula dari tergerusnya bagian hilir tubuh bendungan utama yang dilewati oleh air, hal ini disebabkan oleh air yang mengalir membawa energi yang mengerus secara perlahan pada bagian hulu yang mana selanjutnya gerusan pada hilir tersebut akan merambat ke tubuh bendungan yang lebih hulu sampai akhirnya seluruh tubuh bendungan tererosi (*head-cutted*). Pada dasarnya, erosi dapat terjadi disetiap titik permukaan bendungan pada zona-1,2 dan 3. Erosi biasanya dimulai dari ujung lereng hilir bendungan (zona-3). Hal ini disebabkan tenaga aliran cukup besar, sehingga mampu merusak ujung lereng hilir bendungan. Sesaat setelah terjadi erosi di ujung lereng hilir bendungan, maka erosi dengan cepat bergerak ke arah hulu (zona-2 dan selanjutnya ke zona-1)

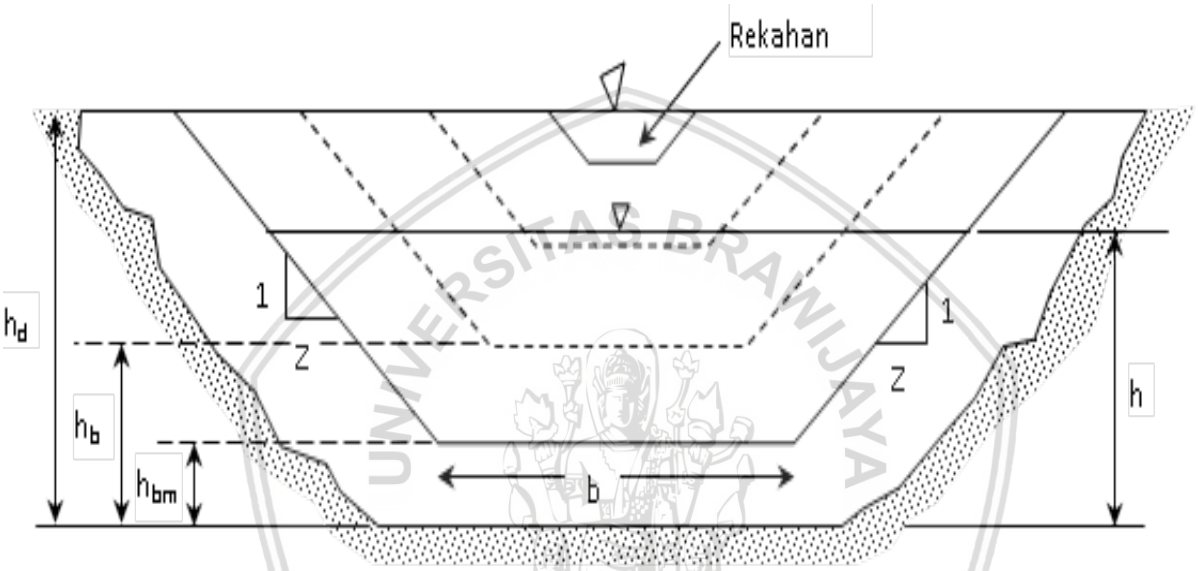


Gambar 2.13 Ilustrasi Overtopping Dan Erosi pada Puncak Tubuh Bendungan

Sumber: Singh (1996,p.36)

Dalam model keruntuhan bendungan, rekahan dianggap berkembang pada suatu interval waktu tertentu (τ) dan akan mempunyai bentuk akhir tergantung dari parameter lebar dasar

akhir (b) dan parameter lain (Z). Penggunaan parameter rekahan yang digunakan dalam keruntuhan bendungan bertujuan untuk penyederhanaan, bersifat umum dan dapat digunakan secara luas serta pertimbangan faktor ketidakpastian dari mekanisme keruntuhan yang sesungguhnya. Parameter bentuk (Z) menunjukkan kemiringan lereng samping dari rekahan, yaitu 1 vertikal dan Z horisontal. Nilai (Z) mempunyai rentang nilai 0 sampai lebih besar dari 1. Nilai (Z) tergantung dari : sudut geser dalam dari material yang dipadatkan dalam kondisi basah dimana rekahan akan terjadi. Bentuk segi empat, segitiga atau trapesium dapat ditentukan dengan berbagai kombinasi nilai Z dan b.



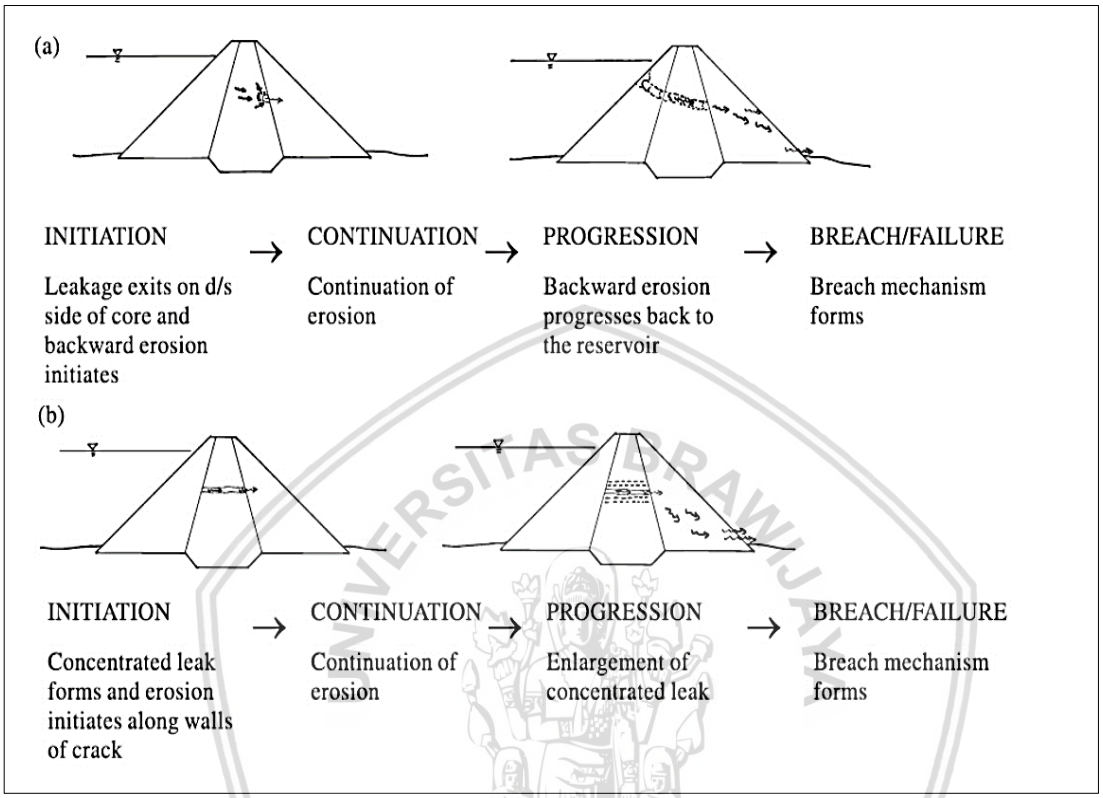
Gambar 2.14 Ilustrasi Rekahan Pada Bendungan Akibat *Overtopping*
Sumber: Fread (1999,p.7)

Seperti terlihat pada gambar di atas, rekahan tersebut dimulai pada satu titik kemudian membesar dengan kecepatan linier atau nonlinier dalam selang waktu keruntuhan τ hingga tercapai lebar terminal b dan dasar rekahan tererosi hingga elevasi h_{bm} yang biasanya merupakan elevasi dasar waduk atau outlet channel. Jika $\tau < 1$ menit, lebar rekahan dimulai dengan nilai b bukan dari nol. Ini lebih menunjukkan peristiwa kehancuran karena ambruk (collapse failure) dari pada kehancuran karena erosi.

b. Rekahan karena Piping

Rekahan ini terjadi apabila aliran dibawah bendungan dan telah berlangsung lama, kemungkinan aliran tersebut mulai mengangkut partikel tanah dibagian ujung hilir bendungan. Gejala semacam ini disebut sebagai erosi buluh (piping). Erosi berlangsung sedikit demi sedikit dalam waktu yang cukup lama, namum bergerak terus kearah hulu bendungan, sehingga menyebabkan terjadinya lubang dibawah bendungan. Erosi buluh dapat menyebabkan bendungan jebol. Kecepatan pembentukan lubang sangat tergantung

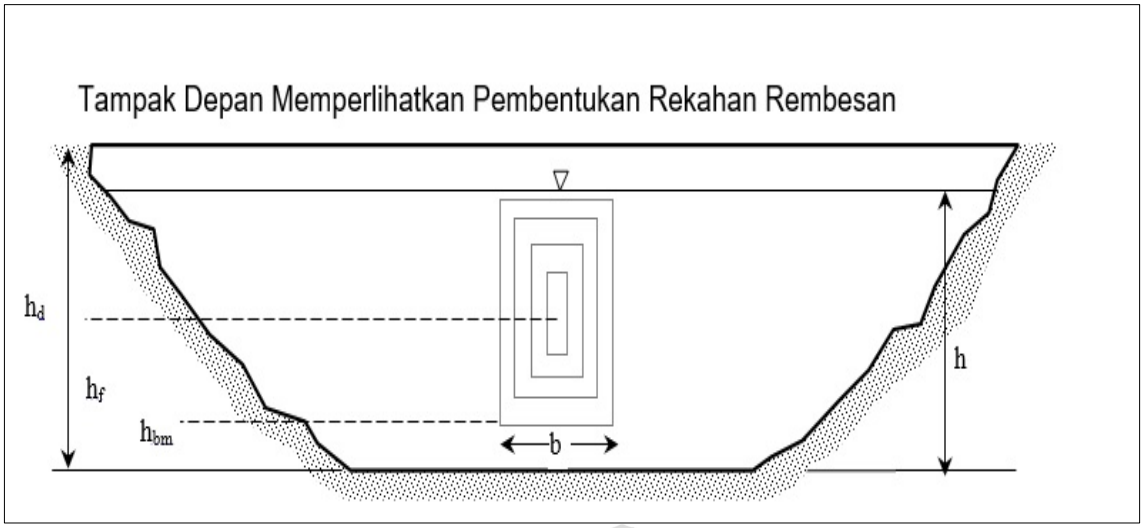
pada jenis tanah dibawah bendungan. Hal ini berarti aliran semacam ini terjadi sangat tergantung konduktifitas hidrolik lapisan tanah. Erosi buluh dapat terjadi pada semua jenis bendungan. Kejadian ketika runtuhnya konstruksi tubuh bendungan bagian atas sama seperti kejadian *head cutted* pada *overtopping*



Gambar 2.15 Ilustrasi *Piping* Dan Pelemahan Struktur Bendungan Akibat Erosi

Sumber: Al-Riffai (2005,p.4)

Runtuhnya bendungan dengan diawali rembesan yang terjadi dalam tubuh bendungan, juga dapat dimodelkan dengan menentukan elevasi awal titik pusat lubang rembesan seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.11. Keruntuhan akibat rembesan terjadi saat rekahan awal telah mencapai suatu titik di bawah puncak bendungan karena erosi dari saluran internal dalam bendungan oleh air yang melewatinya. Waktu keruntuhan umumnya lebih lama pada kasus rembesan dari pada kasus limpasan, karena lereng hulu lebih lambat tergerus pada saat tahap awal dari perkembangan rembesan. Dengan berlangsungnya erosi, lubang akan semakin membesar, yang akhirnya dipercepat dengan runtuhnya bagian atas dari bendungan.



Gambar 2.16 Ilustrasi Rekahan Pada Bendungan Akibat *Overtopping*

Sumber: Fread (1999,p.8)

Biasanya namun tidak dapat dipastikan, elevasi dasar rekahan (h_{bm}) yang akan dicapai setelah berangsur-angsur melebar dengan lebar (b) yang mana sebelumnya bermula pada elevasi titik awal rekahan (h_f) adalah elevasi dasar bendungan itu sendiri. Sedangkan parameter nilai (Z) pada piping mempunyai nilai 0 karena bentuknya dianggap persegi, sehingga tidak memiliki kemiringan.

2.3.2. Kondisi Batas Atas dan Batas Bawah Aliran dalam Keruntuhan Bendungan

Dalam mesimulasikan keruntuhan bendungan, sudah barang pasti melibatkan aliran sebagai variabel yang harus diperhitungkan, sebab peta sebaran banjir akibat keruntuhannya harus mampu bersifat nyata terhadap kondisi eksisting. Dengan demikian perlu ditentukan kondisi batas atas dan batas bawah alirannya. Kondisi batas atas harus bersifat preventif secara menyeluruh, sehingga fundamental alirannya harus dianggap yang paling maksimum atas kemungkinan terjadinya, yang mana hal tersebut memiliki makna yang sama dengan fundamental debit banjir maksimum boleh jadi (*PMF*), maka dari itu idealnya kondisi batas atas aliran yang digunakan adalah hidrograf debit banjir maksimum boleh jadi (*PMF*). Namun dalam konsep analisis keruntuhan bendungan, analisis juga harus diperhitungkan ketika wilayah observasi tidak mengalami hujan, yaitu pada *Sunny Day*. Sedangkan kondisi batas bawah aliran harus bersifat realistis terhadap kondisi eksisting titik akhir daerah pengamatan. Kondisi batas bawah aliran merupakan kondisi aliran yang dapat menentukan hidrograf keluaran banjir hasil simulasi, seperti data aliran dasar di hilir lokasi yang diobservasi, yaitu bisa berupa data pasang surut bila titik akhir wilayah pengamatannya berakhir dipantai, atau data aliran dasar sungai bila berakhir di dataran pengaliran baru.

2.3.3. Program Zhong Xing HY21

Software Zhong Xing HY21 adalah sebuah perangkat lunak Windows yang dapat menggabungkan susunan sebuah jaringan, mesin perhitungan, grafis komputer dan visualisasi aliran melalui antar muka pengguna grafis. *Software* Zhong Xing HY21 adalah sebuah program yang tercipta pada tahun 2011 oleh "*Sinotech Engineering Consultant, Taiwan*". Aplikasi ini merupaka salah satu yang dapat digunakan untuk memecahkan masalah-masalah seperti aliran *Unsteady Flow*. Aplikasi ini dapat untuk mensimulasikan banjir ke arah hilir (*downstream*) yang diakibatkan oleh keruntuhan bendungan.

Keruntuhan bendungan yang akan disimulasikan bersifat khusus, karena mempunyai besar energi potential akibat beda tinggi elevasi di bagian hulu dan bagian hilir bendungan. Oleh karena itu menimbulkan kecepatan aliran yang tinggi dan debit yang besar keluar dari waduk ke hilir bendungan dengan tiba-tiba, maka waktu tiba banjir ke arah hilir relative lebih cepat dari waktu yang ditentukan.

2.3.4. Kemampuan Program *Zhong Xing* HY21

Program *Zhong Xing* HY21 adalah sebuah perangkat lunak yang dapat mensimulasikan suatu keruntuhan bendungan, menghitung sebuah hidrograf aliran keluar (*Outflow Hidrograf*) dan dapat mensimulasikan gerakan gelombang banjir akibat runtuhnya sebuah bendungan (*Dam Break Analysis*) melewati lembah di bagian hilir bendungan dengan animasi pergerakan aliran air hasil dari simulasi keruntuhan sebuah bendungan. Hasil yang diperoleh dengan menggunakan program *Zhong Xing* HY21 dapat digungakan untuk membuat sebuah peta genangan yang potensial, menentukan waktu tempuh (*travel time*) suatu gelombang banjir ke lokasi di bagian hilir dan dapat untuk melakukan evaluasi akan terjadinya hal-hal tidak menentu (*Uncertainties*) dengan sebuah parameter keruntuhan bendungan. Kemampuan yang dimiliki oleh program *Zhong Xing* HY21 adalah sebagai berikut:

a. Kesanggupan untuk mensimulasikan pengaruh alur sungai *meandering* dalam dataran banjir yang lebar.
b. Kesanggupan untuk melakukan simulasi aliran subkritis dan superkritis dalam *routing* yang sama.
c. Kesanggupan untuk routing sebuha hidrograf tertentu menggunakan dynamic routing dengan sangat cepat dengan segala kondisi skenario keruntuhan bendungan yang terjadi.
d. Kemampuan simulasi pengaruh *breakwater* oleh kehancuran bendungan yang mempertemukan anak sungai dengan sungai.

e. Kemampuan yang dapat membuat animasi perjalanan banjir beserta waktu tiba banjir dan waktu surut banjir.

Dari simulasi dengan menggunakan program *Zhong Xing* HY21, memberikan sebuah cara untuk dapat memahami kehancuran sebuah bendungan dan cara penggunaan teori hidrodinamik dapat meramalkan sebuah pembentukan gelombang dambreak dan gerakan yang akan mengarah ke bagian hilir. Dari beberapa simulasi tersebut memiliki beberapa bagian yang fungsional diantara lain:

a. Hasil hitungan hidrograf aliran keluar lewat rekahan yang dipengaruhi oleh bentuk dan ukuran rekahan, aliran masuk ke waduk, karakteristik tampungan, serta aliran keluar dari *spillway* dan elevasi *tailwater*.
b. *Routing* dan *outflow* hidrograf lewat lembah di bagian hilir untuk dapat menentukan sebuah perubahan hidrograf akibat adanya tampungan di sebuah lembah, dan mencari elevasi muka air & waktu tempuh gelombang banjir.
c. Hasil akhir dari produk program *Zhong Xing* HY21 dapat untuk membuat sebuah animasi banjir di atas peta DEM dan disertai dengan waktu tiba & surut banjir.

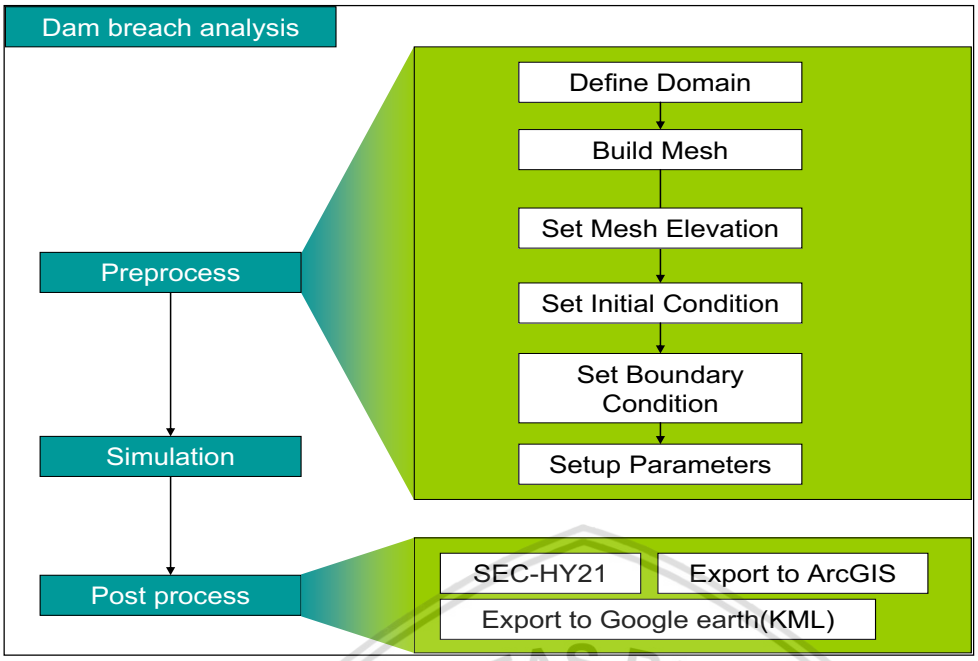
2.3.5. Keterbatasan Program *Zhong Xing* HY21

Program *Zhong Xing* HY21 memeliki banyak kelebihan yang dapat digunakan, tetapi program ini juga memiliki sebuah keterbatasan sebagai berikut:

a. Hasil dari simulasi tidak dapat dijamin 100% akurat.
b. Hasil dari simulasi tidak dapat menghasilkan hasil genangan akhir atau tidak bisa menghitung waktu banjir surut.
c. Simulasi dari hasil keruntuhan bendungan tidak dapat dilakukan hanya dengan sekali proses.
d. Alur sungai yang berada di hilir bendungan pada dasarnya tidak dapat kering pada permulaan simulasi, oleh karena itu harus tetap ada aliran dasar meskipun sangat kecil.

2.3.6. Langkah-langkah Penggunaan Program *Zhong Xing* HY21

Kegiatan dari simulasi keruntuhan bendungan dengan menggunakan aplikasi *Zhong Xing HY*21 dibagi 3 proses pengerjaan, yaitu *preprocess* (pra-proses), *simulation* (simulasi), dan *postprocess* (pasca-proses), dimana tahap *preprocess* dan *postprocess* masing-masing memiliki sub-proses tersendiri yang harus dilakukan secara bertahap. Berikut ini adalah bagan proses simulasi yang disajikan dalam Gambar 2.12.

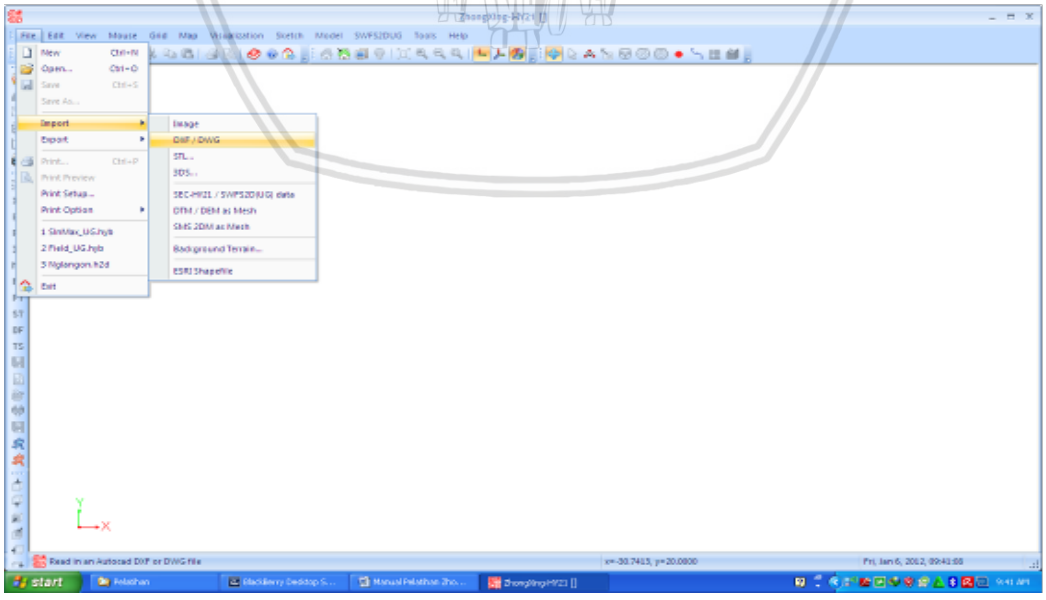


Gambar 2.17 Bagan Proses Simulasi Keruntuhan Bendungan Dengan *Zhong Xing HY*21
Sumber: *Sinotech Engineering Group* (2011,p.1)

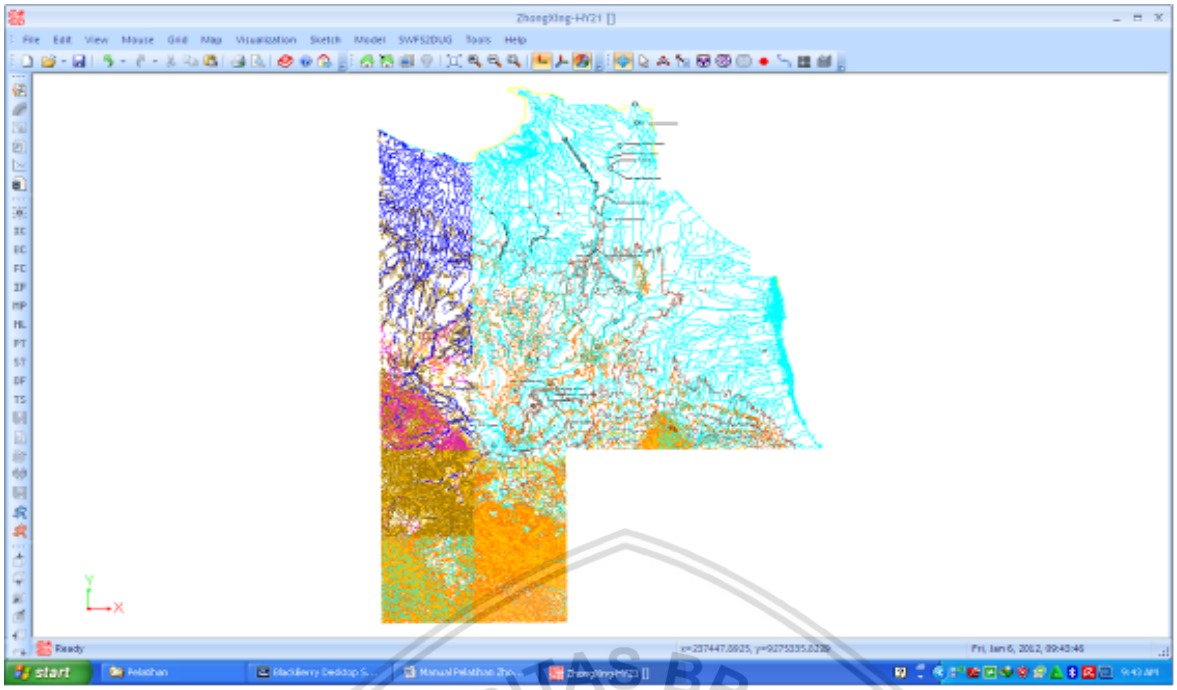
A. *Preprocess*

1) *Define domain*

- Langkah 1: memasukan (*import*) peta lokasi yang telah memiliki elevasi pada setiap konturnya dengan format *.*dxf* ke layar kerja *Zhong Xing Hy*21 dengan klik menu "*File*" → "*Import*" → "*DXF/DWG*" kemudian pilih file *AutoCad* dengan format *.*dxf* , keterangan visual dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.18 Gambar Membuat *Define Domain* pada Langkah 1 *Defining Domain*
Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.10)



Gambar 2.19 Gambar Hasil *Define Domain* pada Langkah 1 *Defining Domain*

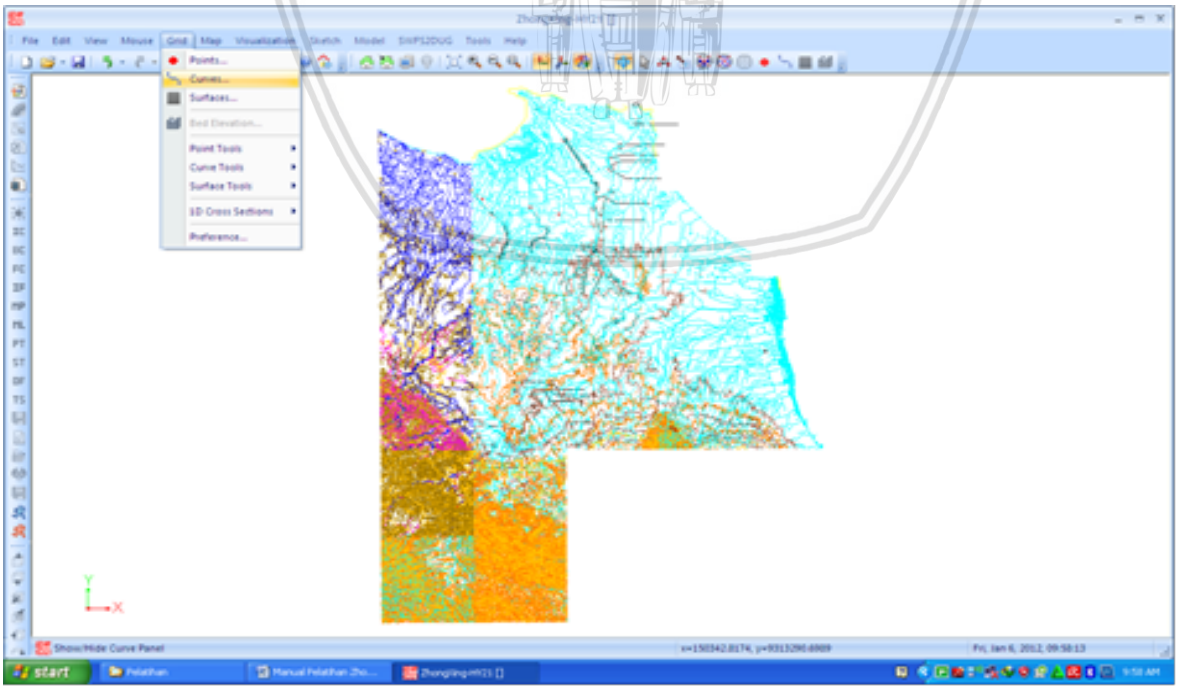
Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.10)

- Langkah 2: Membuat *boundary curve* dengan klik menu "*Grid*" → "*Curve*" lalu:

a. Pilih *curve type* sebagai "*Discrete Curve*".

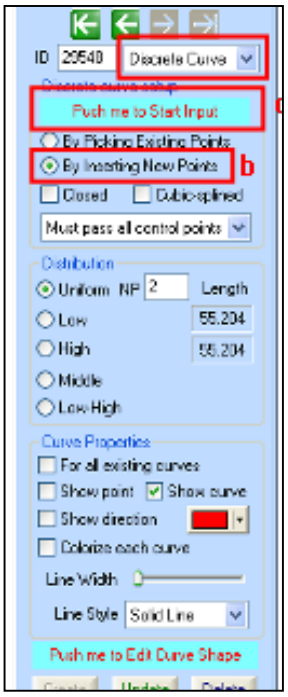
b. Klik "*By Inserting New Points*".

c. Klik "*Push Me to Start Input*" untuk segera memulai membuat *curve.*



Gambar 2.20 Gambar Membuat *Boundary Curve* pada Langkah 2 *Defining Domain*

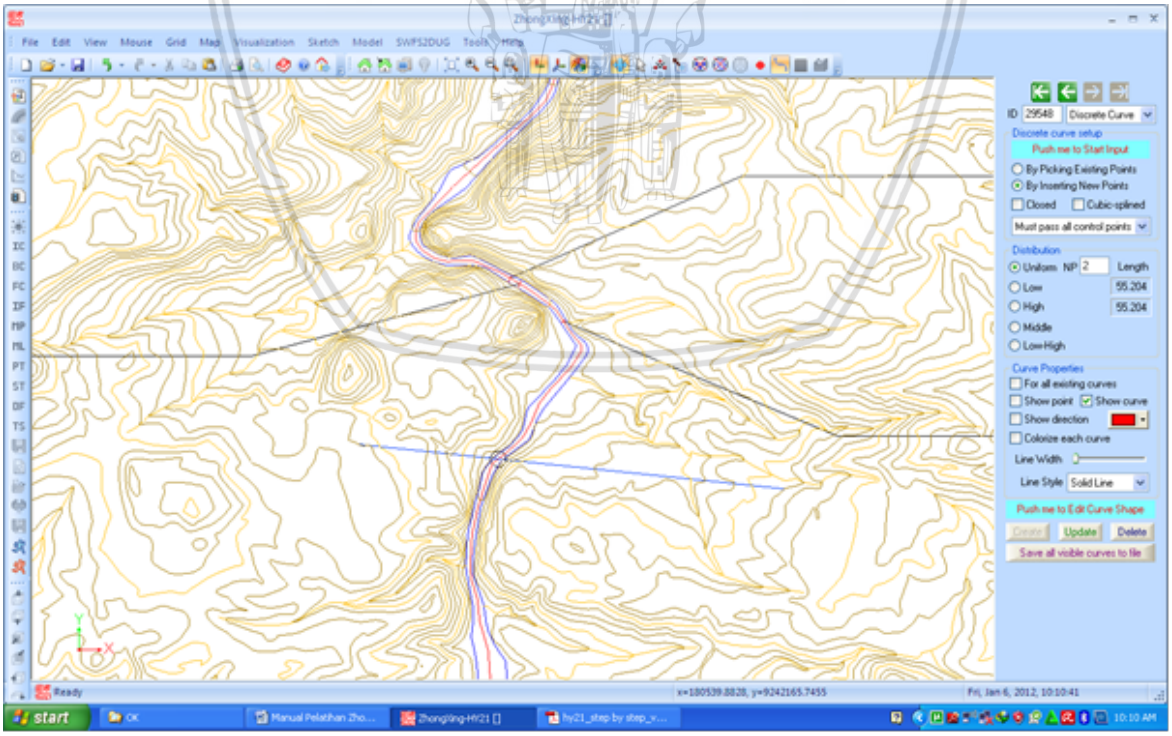
Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.11)



Gambar 2.21 Gambar Detail Membuat *Boundary Curve* pada Langkah 2 *Defining Domain*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.11)

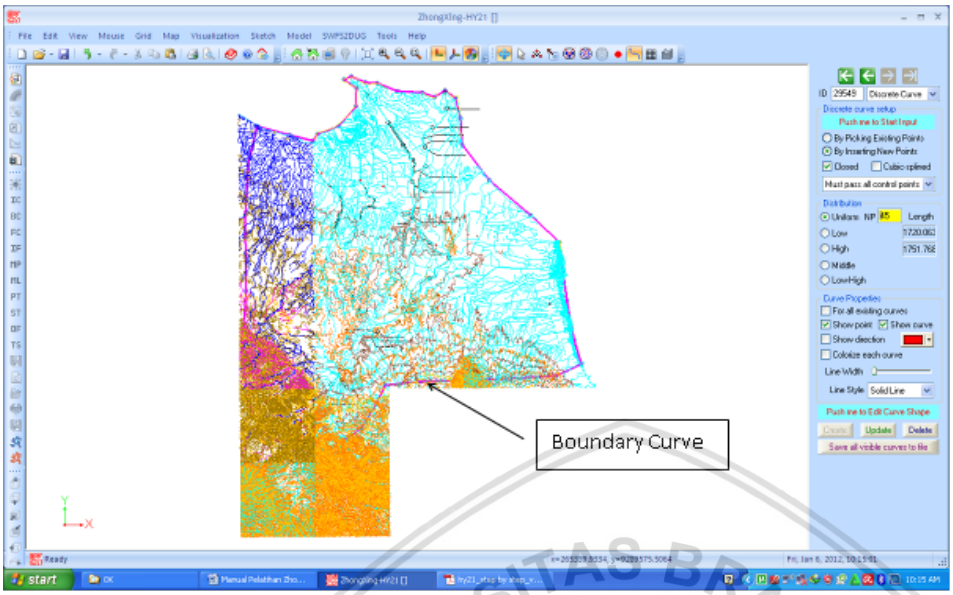
d. Selanjutnya *zooming* layar kerja menuju objek *as* bendungan, dalam hal ini objek bendungan adalah Bendungan Jatigede.



Gambar 2.22 Gambar *Zooming As* Bendungan pada Langkah 2 *Defining Domain*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.12)

e. Kemudian membuat *boundary curve* setelah sebelumnya kita sudah klik "*Push Me To Start Input*".

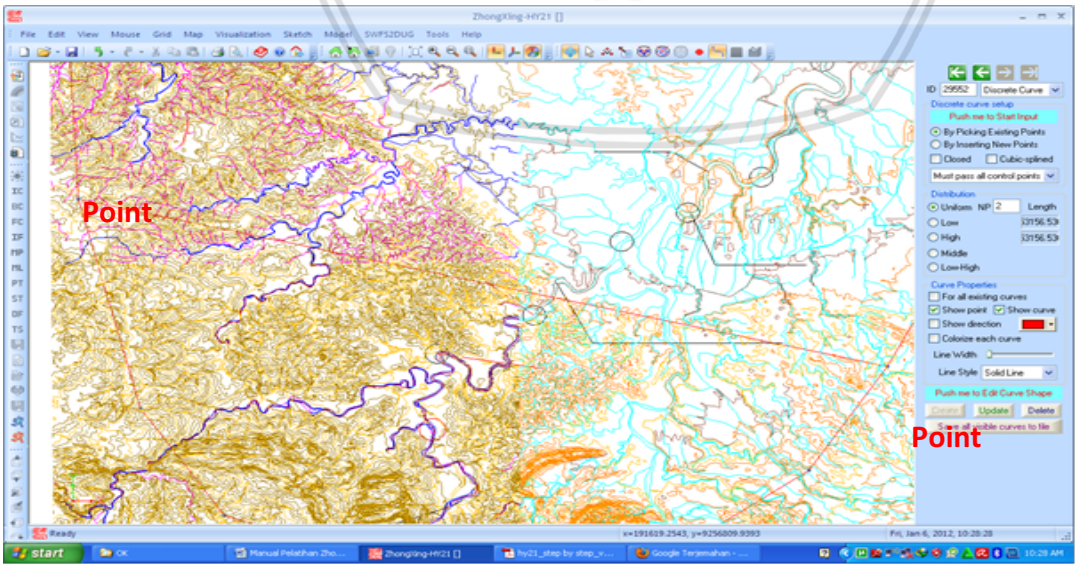


Gambar 2.23 Gambar Hasil Membuat *Boundary Curve* pada Langkah 2 *Defining Domain*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.12)

f. Selanjutnya membagi *boundary* dalam beberapa bagian. Setelah selesai membuat *boundary* utama, langkah berikutnya adalah membagi *boundary* tersebut menjadi beberapa bagian, dengan cara:

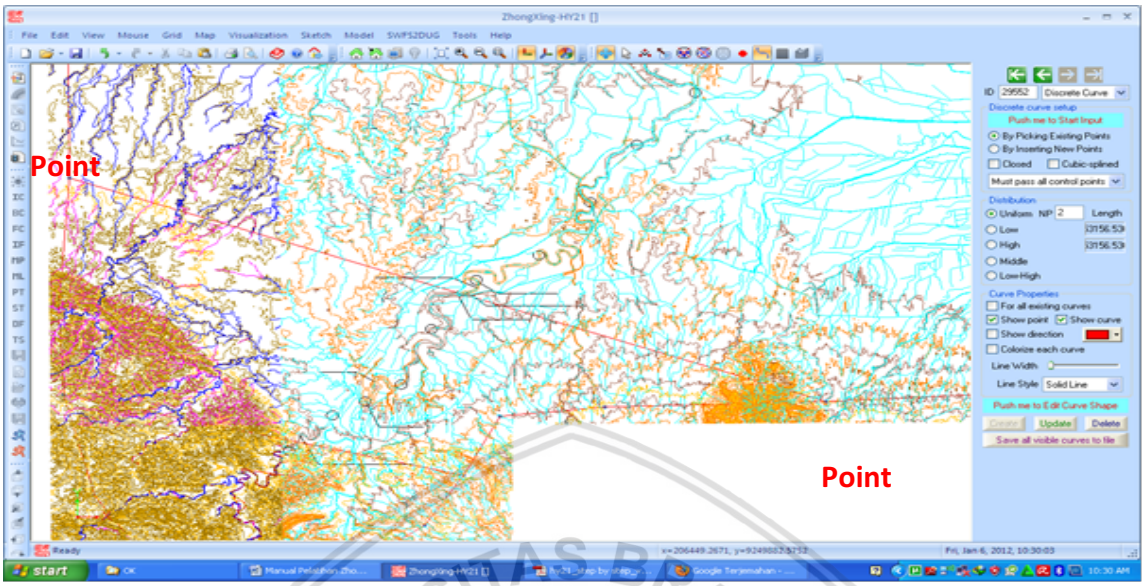
1) Centang dengan klik pada kotak pilihan "*By Picking Existing Points*".
2) Klik "*Push Me To Start Input*".
3) Klik *point* 1 dan klik ke *point* 2 dan "*Push Me To Stop Input*".



Gambar 2.24 Gambar Pembagian *Boundary Curve* 1 pada Langkah 2 *Defining Domain*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.13)

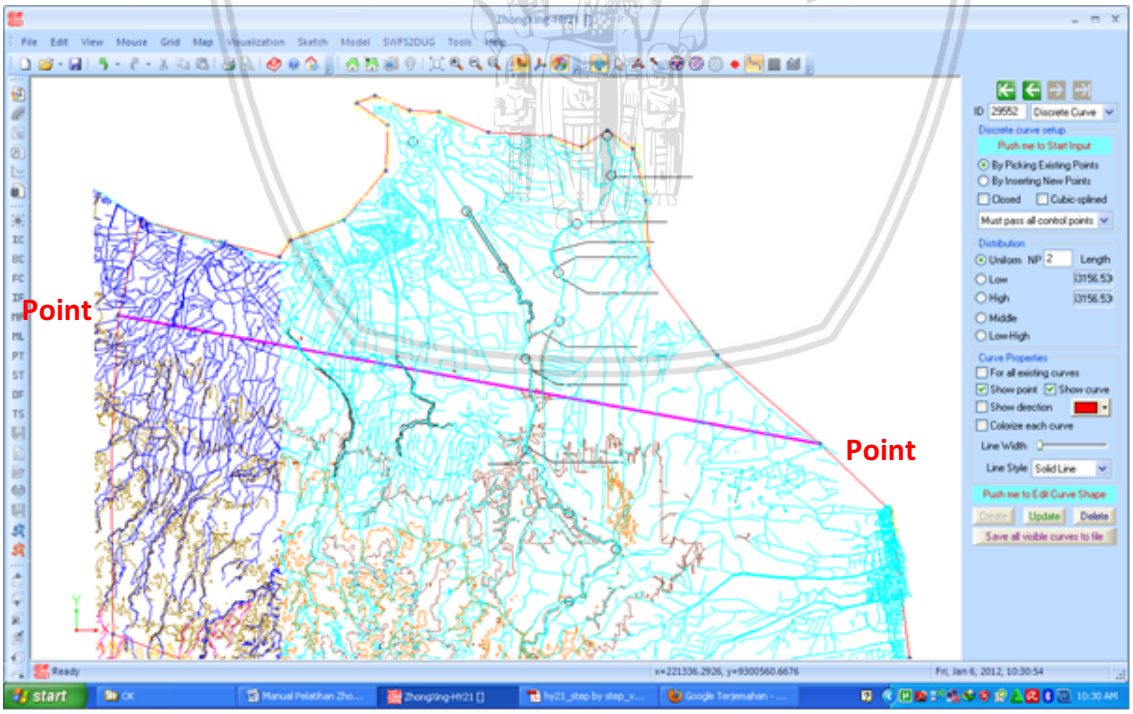
4) Klik "*Push Me To Start Input*", lalu klik *point* 3 dan klik ke *point* 4, dan "*Push Me To Stop Input*".



Gambar 2.25 Gambar Pembagian *Boundary Curve* 2 pada Langkah 2 *Defining Domain*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.14)

5) Klik "*Push Me To Start Input*", lalu klik *point* 5 dan klik ke *point* 6, dan "*Push Me To Stop Input*".

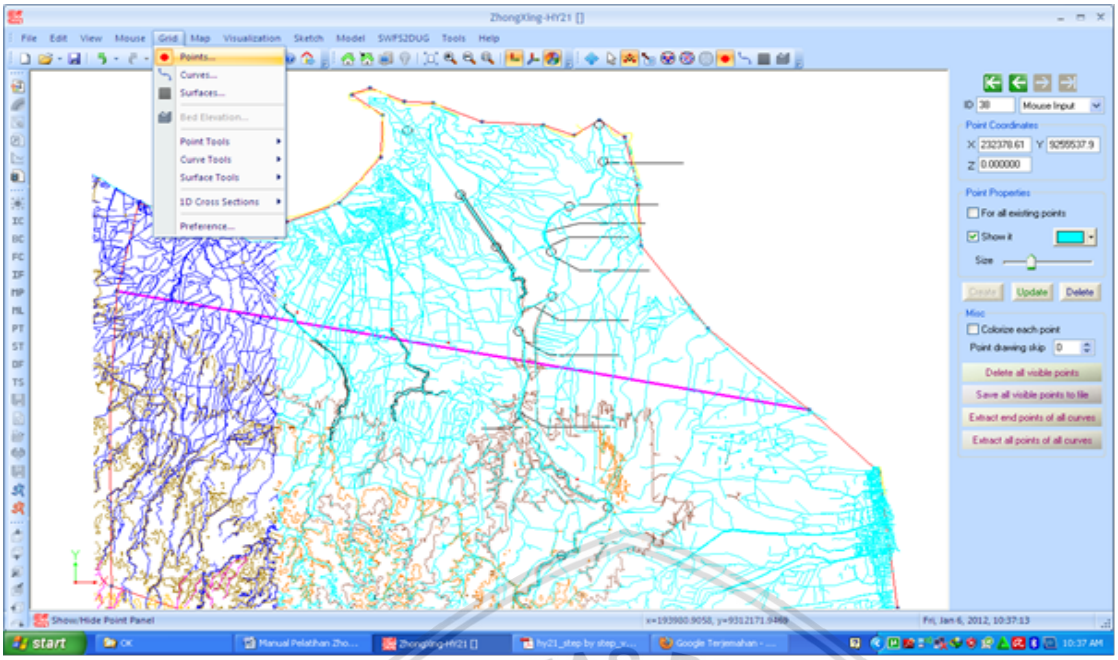


Gambar 2.26 Gambar Pembagian *Boundary Curve* 3 pada Langkah 2 *Defining Domain*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.14)

2) *Build mesh*

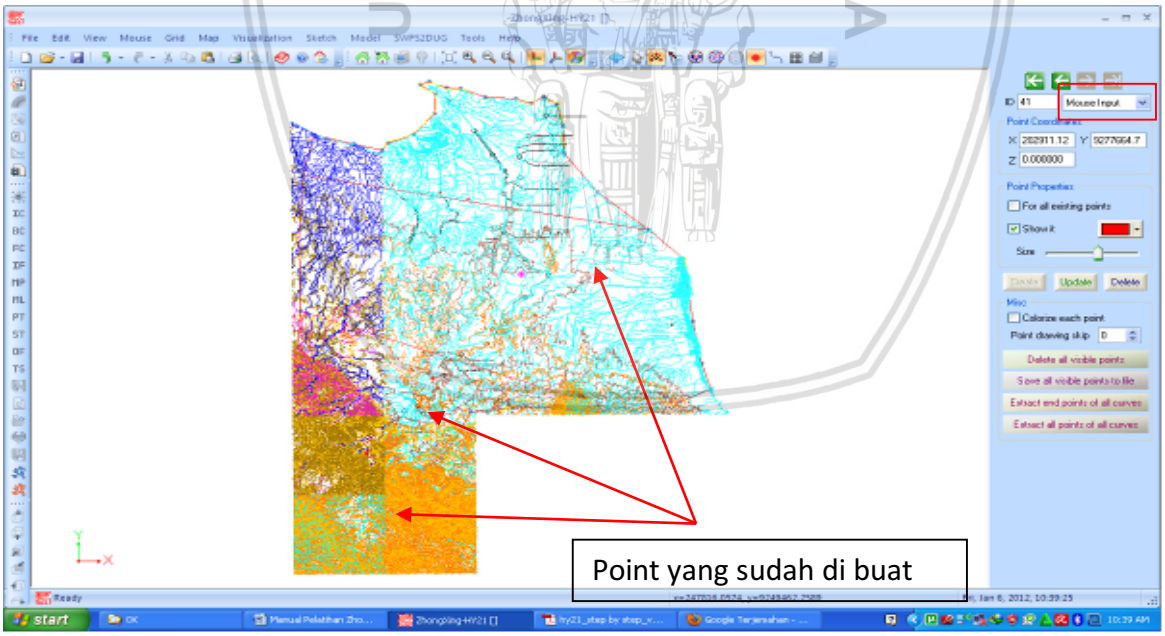
a. Klik menu "*Grid*" → "*Points*".



Gambar 2.27 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap A

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.15)

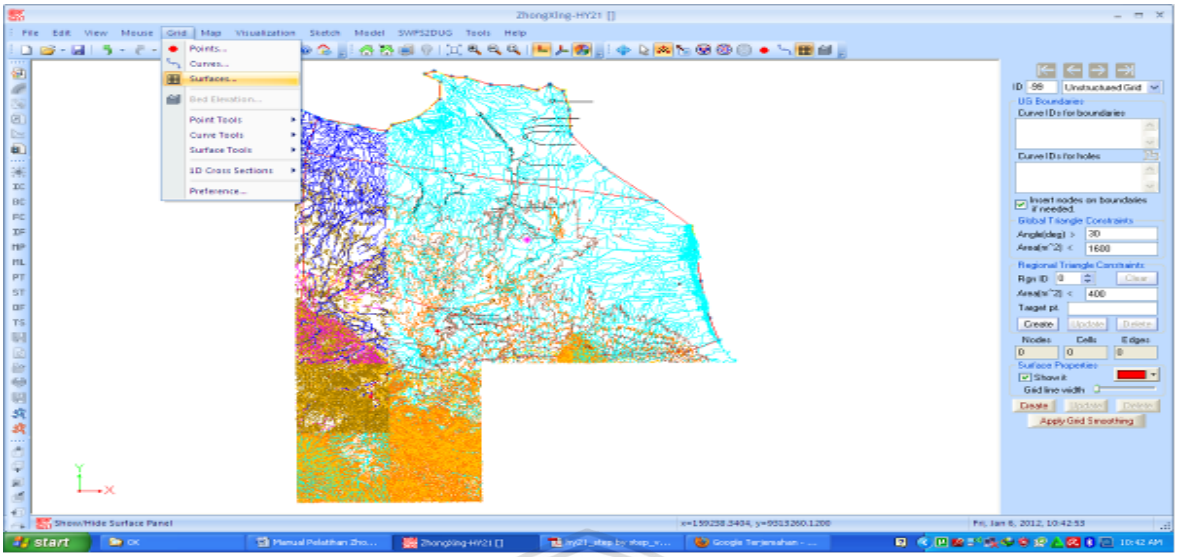
b. Mengubah menjadi "*Mouse Input*", lalu klik pada bagian-bagian *boundary* yang sudah kita buat tadi di beberapa tempat.



Gambar 2.28 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap B

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.15)

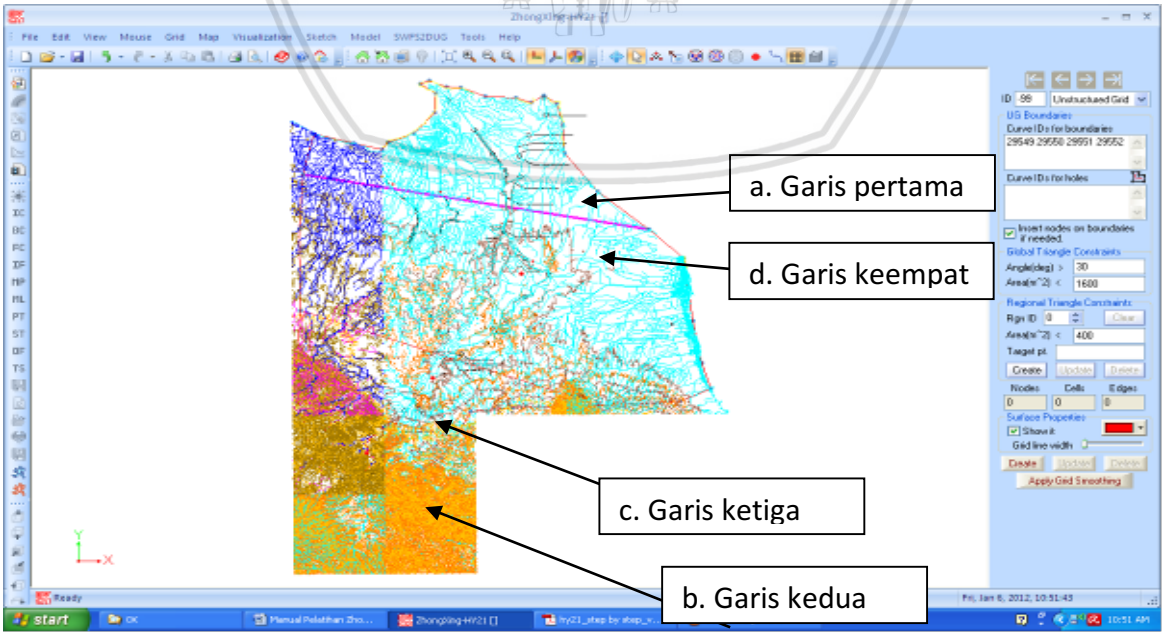
c. Klik menu "*Grid*" → "*Surface*".



Gambar 2.29 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap C

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.16)

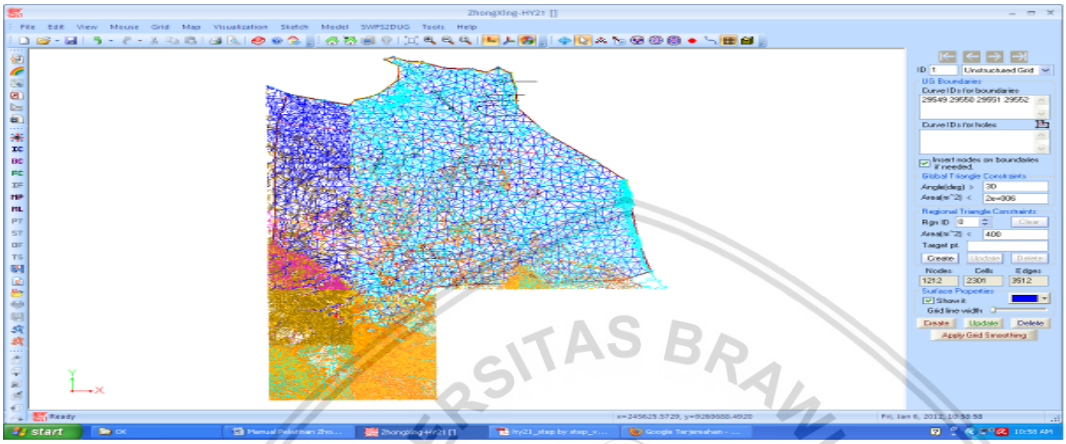
d. Taruh kursor ke dalam "*Curve IDs for boundaries*" dan klik garis pertama lalu akan muncul angka pada kolom "*Curve IDs for boundaries*".
e. Taruh kursor ke dalam "*Curve IDs for boundaries*" dan klik garis kedua lalu akan muncul angka pada kolom "*Curve IDs for boundaries*".
f. Taruh kursor ke dalam "*Curve IDs for boundaries*" dan klik garis ketiga lalu akan muncul angka pada kolom "*Curve IDs for boundaries*".
g. Taruh kursor ke dalam "*Curve IDs for boundaries*" dan klik garis keempat lalu akan muncul angka pada kolom "*Curve IDs for boundaries*".



Gambar 2.30 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap D, E, F, dan G

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.17)

h. Selanjutnya ganti angka pada kolom pada "*Area* (m^2) <" (*Global Triangle Constraints*) ke 1.500.000 atau sesuai keinginan kita untuk mendapatkan kerapatan suatu *mesh* (jaringan), lalu klik *create* dan akan muncul gambar kerja dalam Gambar 2.27. Namun perlu diketahui, bahwa kerapatan *mesh* (jaringan) dapat disesuaikan dengan merubah "*Rgn ID*" ke point yang akan diganti dan pada kolom "*Area* (m^2)" sesuai dengan kebutuhan lalu klik "*Update*" pada bagian "*Regional Triangle Constraints*".

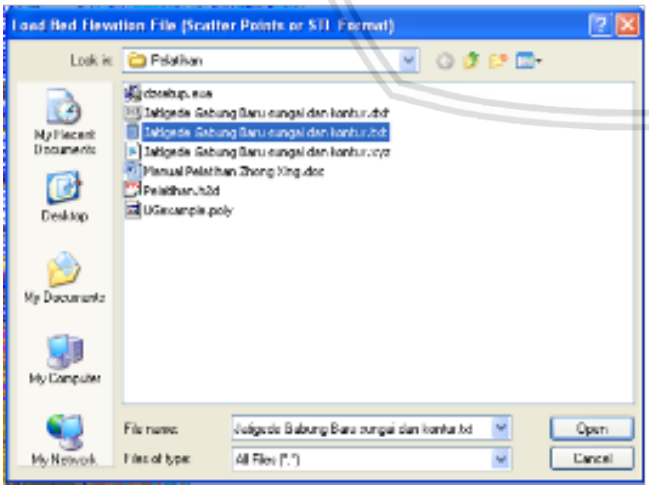


Gambar 2.31 Gambar Pembuatan *Build Mesh* Tahap H

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.17)

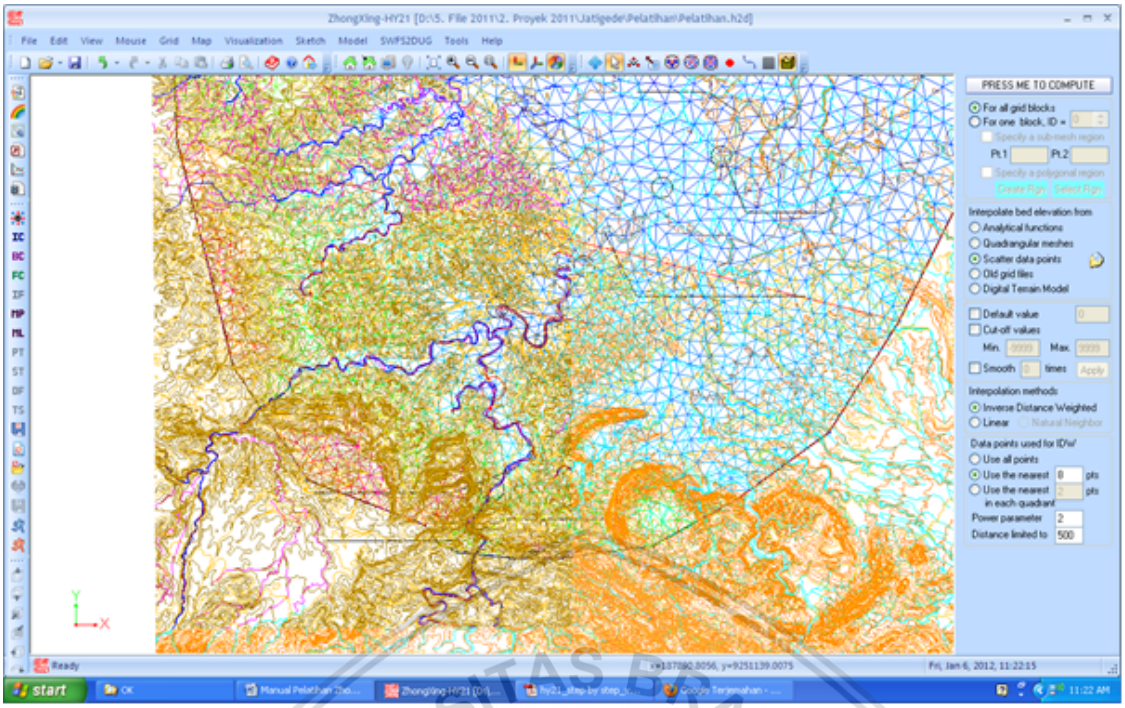
3) *Set elevation of mesh*

Klik menu "*Grid*"→ "*Bed Elevation*", lalu klik pada "*Scatter Data Points*" dan klik "*Icon Browse*", selajutnya masukan *file* dengan *extention* *.*txt* yang berasal dari hasil *export* dari elevasi kontur pada *autoCAD* ke dalam program *notepad* yang akan berformat *.*txt* dan klik "*Press Me To Compute*".



Gambar 2.32 Gambar Kerja Memasukan *file* pada *Setting Elevation of Mesh*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.20)

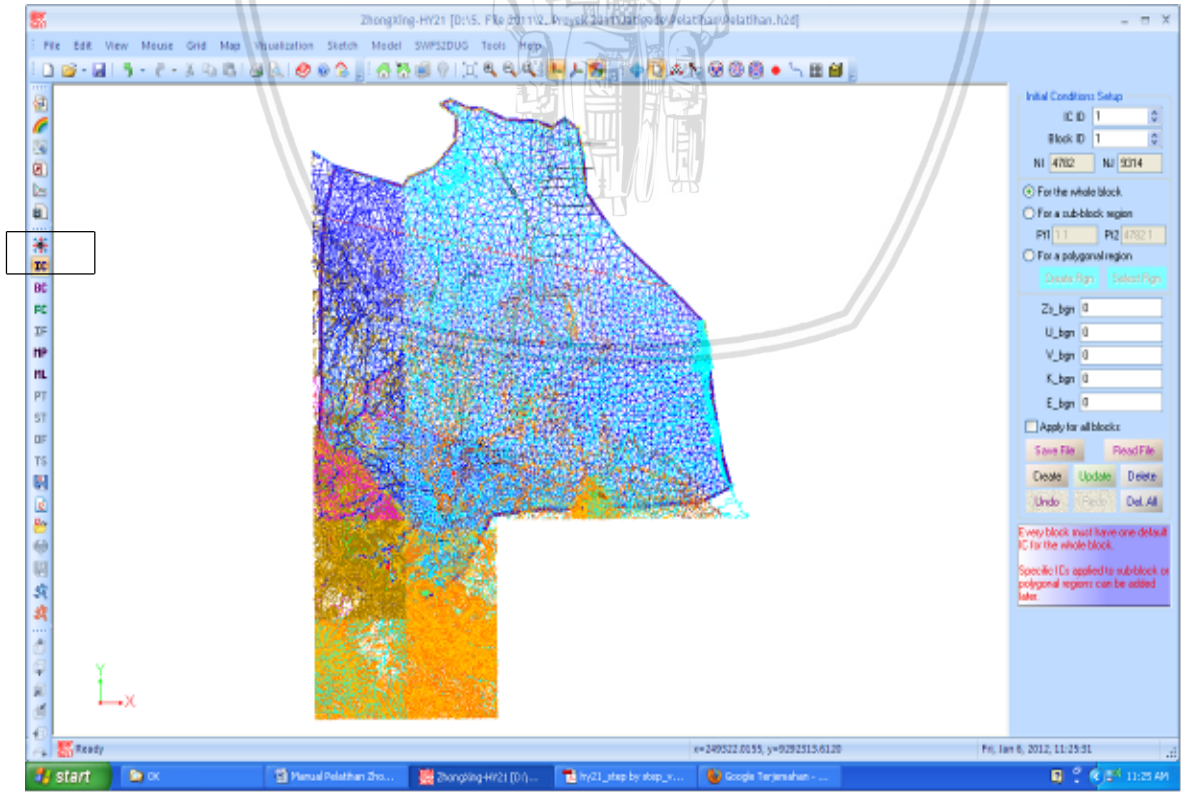


Gambar 2.33 Gambar Hasil Kerja Memasukan *file* pada *Setting Elevation of Mesh*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.20)

4) *Set initial condition*

Klik *icon* bertuliskan *IC*, kemudian klik "*create*".



Gambar 2.34 Gambar *Setting Initial Condition*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.21)

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

5) *Set boundary condition*

a. Buka "*Boundary Conditions Setup Panel*".

b. *Input* "*Boundary Conditions Name*" dengan "Hilir/Laut".

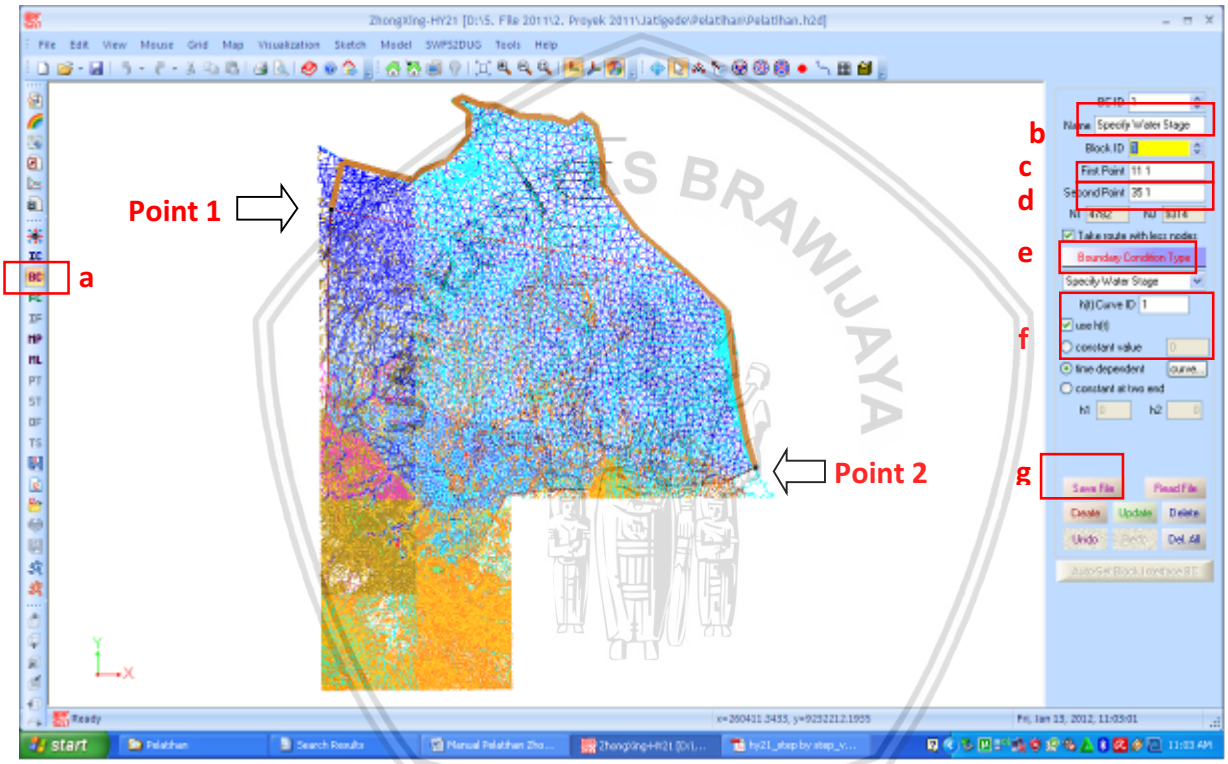
c. Klik "*First Point*" dan klik pada "*point* 1".

d. Klik "*Second Point*" dan klik pada "*point* 2".

e. *Setting "Boundary Conditions Type*" menjadi "*Specify Water Stage*".

f. Centang "*Use* h(t)" dan "*Time Dependent*" dan klik "*Curve*" lalu masukkan data pasang surut laut.

g. Klik "*Create*".



Gambar 2.35 Gambar *Setting Boundary Condition* Tahap A, B, C, D, E, F, dan G

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.22)

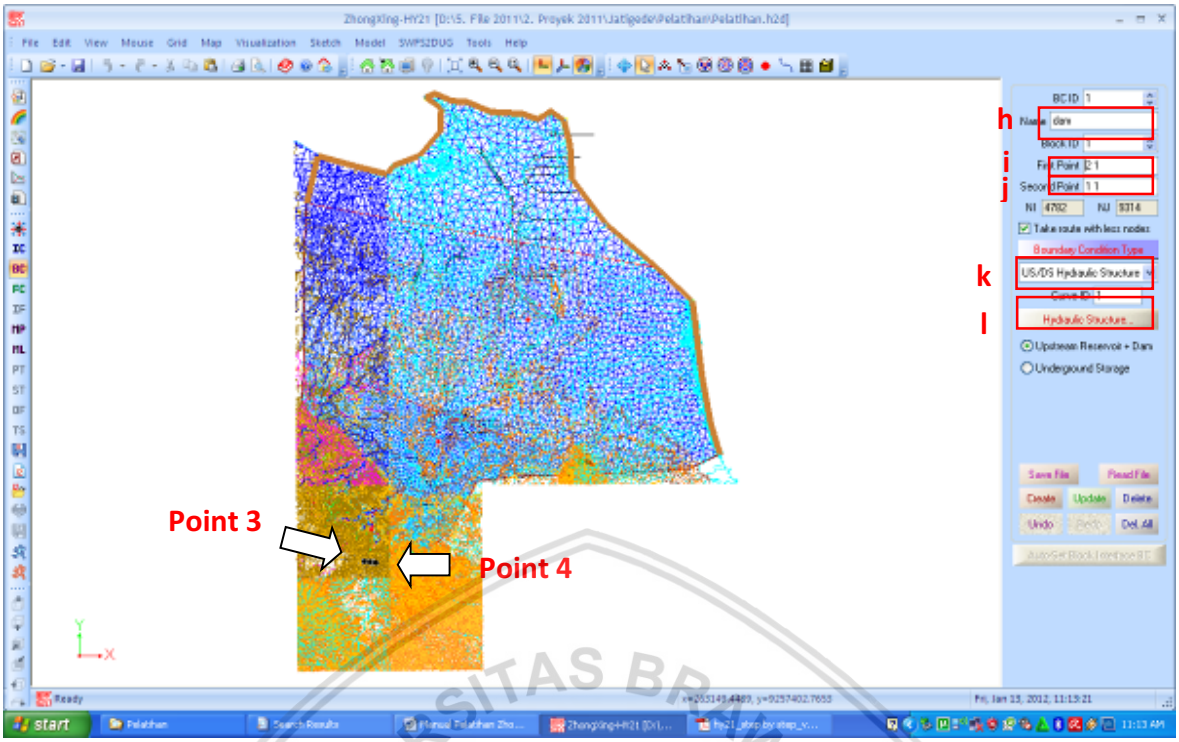
h. *Input* "*Boundary Conditions Name*" dengan "*Dam"*.

i. Klik "*First Point*" dan klik pada "*point* 3".

j. Klik "*Second Point*" dan klik pada "*point* 4".

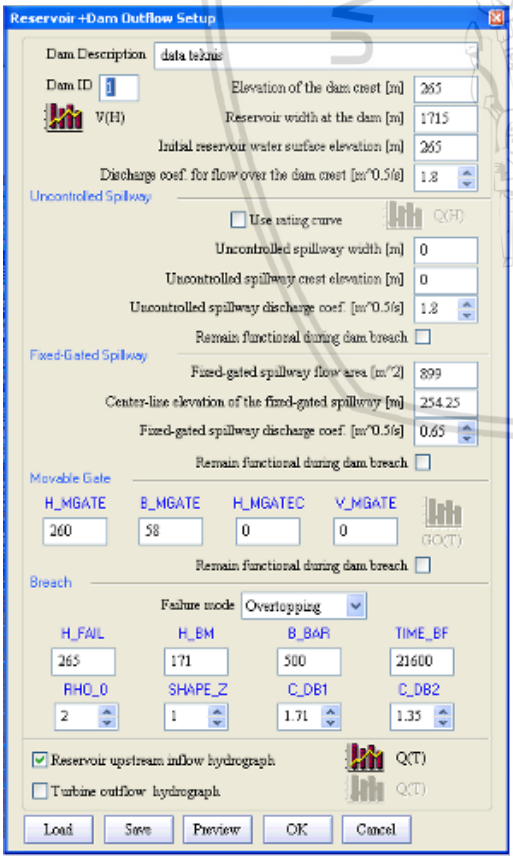
k. *Setting "Boundary Conditions Type*" menjadi "*US/DS Hydraulic Structure*".

5) Klik "*Hydraulic Structure*" dan isi data teknis bendungan objek, dalam hal ini objek adalah Bendungan Jatigede.



Gambar 2.36 Gambar *Setting Boundary Condition* Tahap H, I, J, K, dan L

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.22)

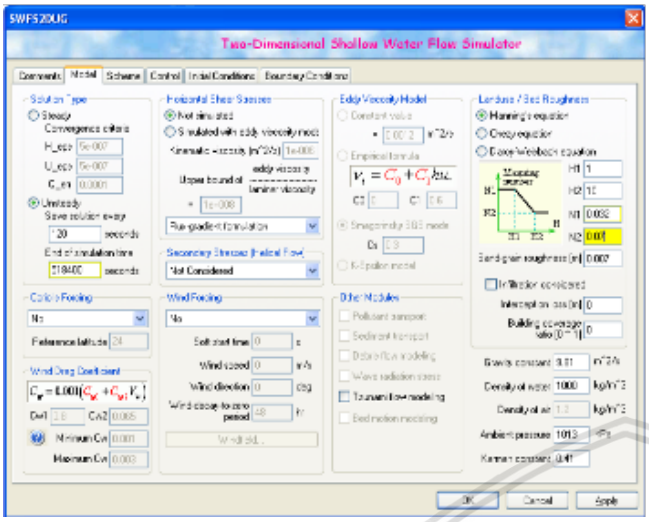


Gambar 2.37 Gambar Layar Pengisian Data Teknis Bendungan

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.23)

6) *Set simulation parameter*

a. *Create Control File* dengan klik "*I2*", lalu muncul Gambar 2.34.



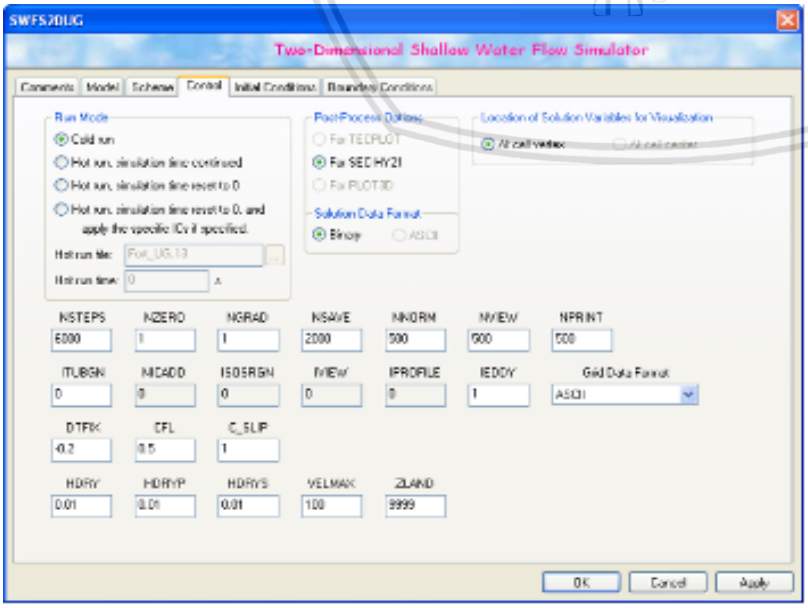
Gambar 2.38 Gambar *Model* pada *Create Control File* untuk *Set Simulation Parameter*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.23)

b. Ganti nilai "*End of Simulation Time*" ke 518400 (dalam kasus ini selama 6 hari) *Input* "*Boundary Conditions Name*" dengan "Hilir/Laut".

c. Ganti koefisien *manning* (*n*) sesuai dengan kondisi di lapangan, dalam kasus ini *n*1 = 0,032 dan *n*2 = 0,07.

d. Klik "*Control*" dan rubah "*NSTEPS*" menjadi 999,999,999 kemudian klik "*OK*" dan *SAVE file* ke "*Fort_UG.*12" setelah kolom *Create Control File* tertutup, *Save* dalam "*ASCII grid* (*Fort_UG.11*)".

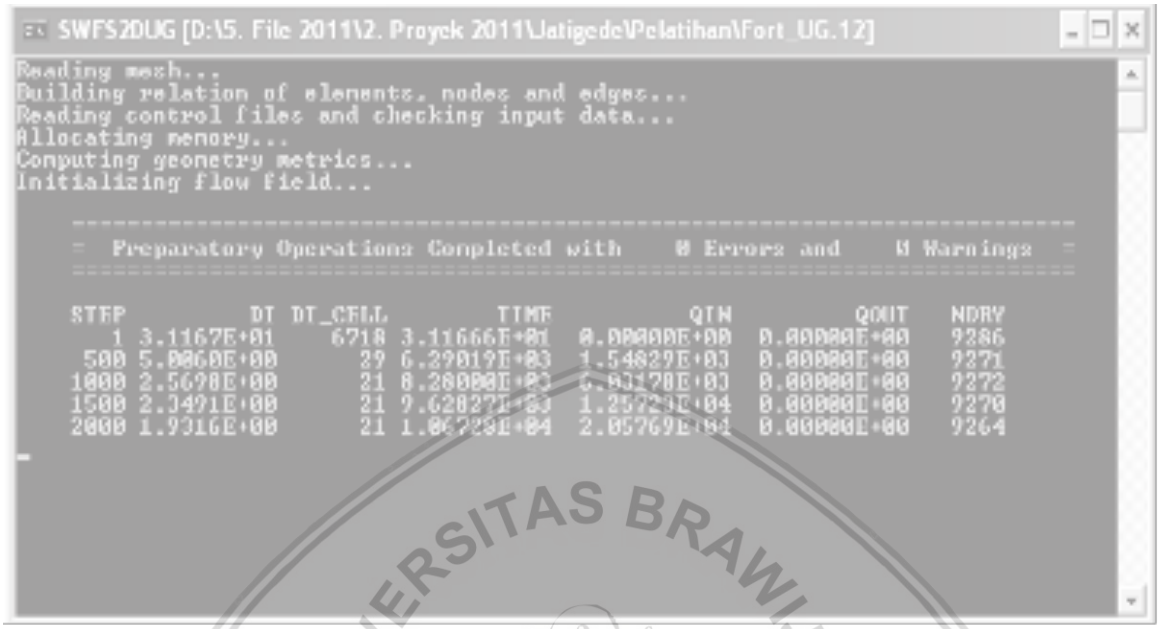


Gambar 2.39 Gambar *Control* pada *Create Control File* untuk *Set Simulation Parameter*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.24)

B. *Simulation*

Klik "*Cold Running*" untuk menjalankan simulasi lalu akan muncul gambar 2.36 dan tunggu sampai layar tertutup sendiri jika proses running sudah selesai.



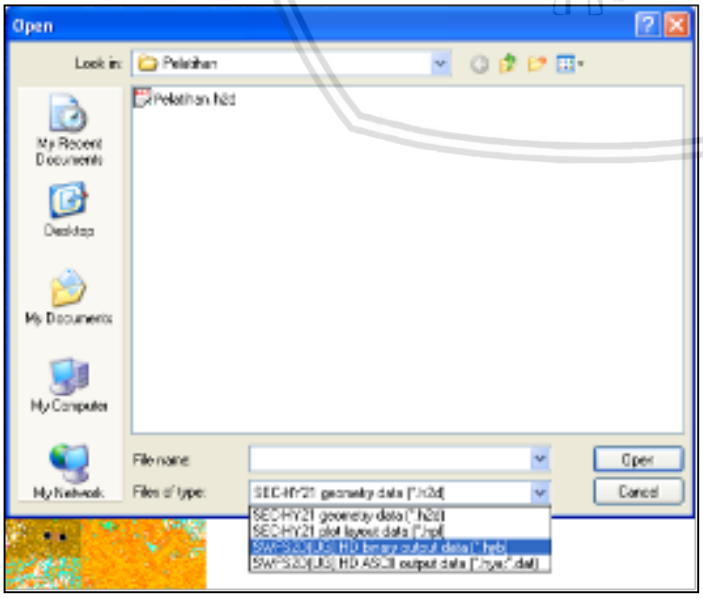
Gambar 2.40 Gambar Proses *Running* pada *Simulation*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.25)

C. *Post Process*

1) *Post Process*

a. Ganti format *extention* *.*h2d* menjadi *.*hyb* dengan klik menu "*File*" → "*Open*" lalu pilih format file dengan nama "*SlnMax_UG.hyb*".

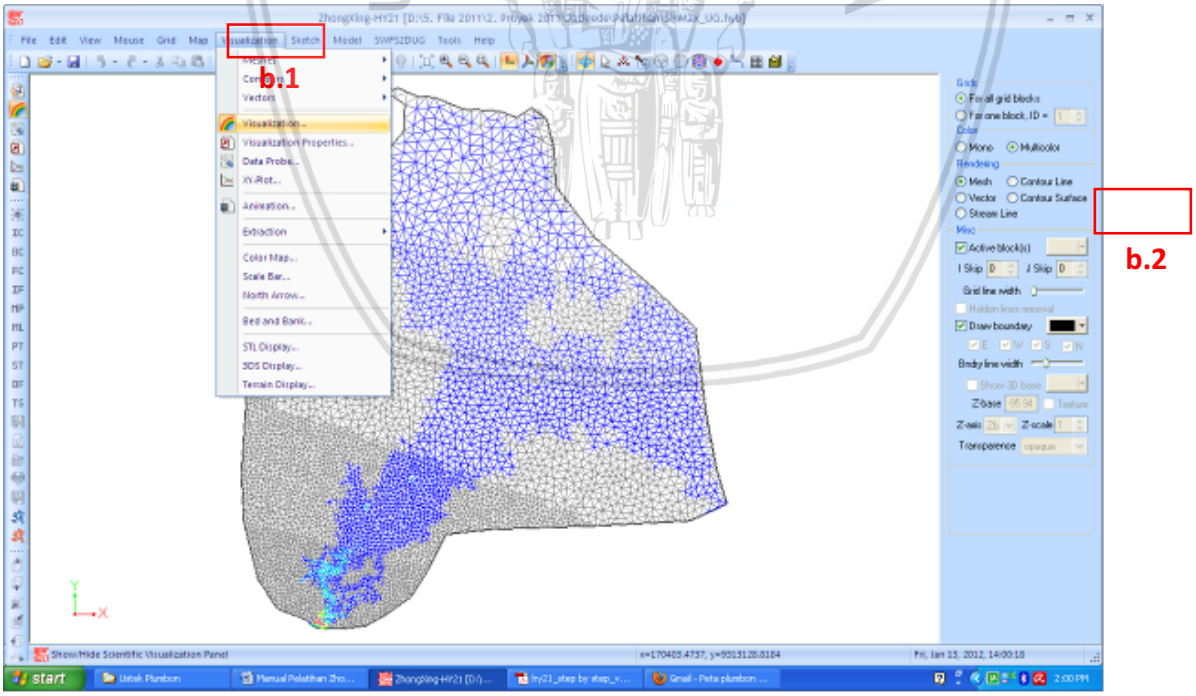


Gambar 2.41 Gambar Menu *File* untuk Mengganti Format *File*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.25)

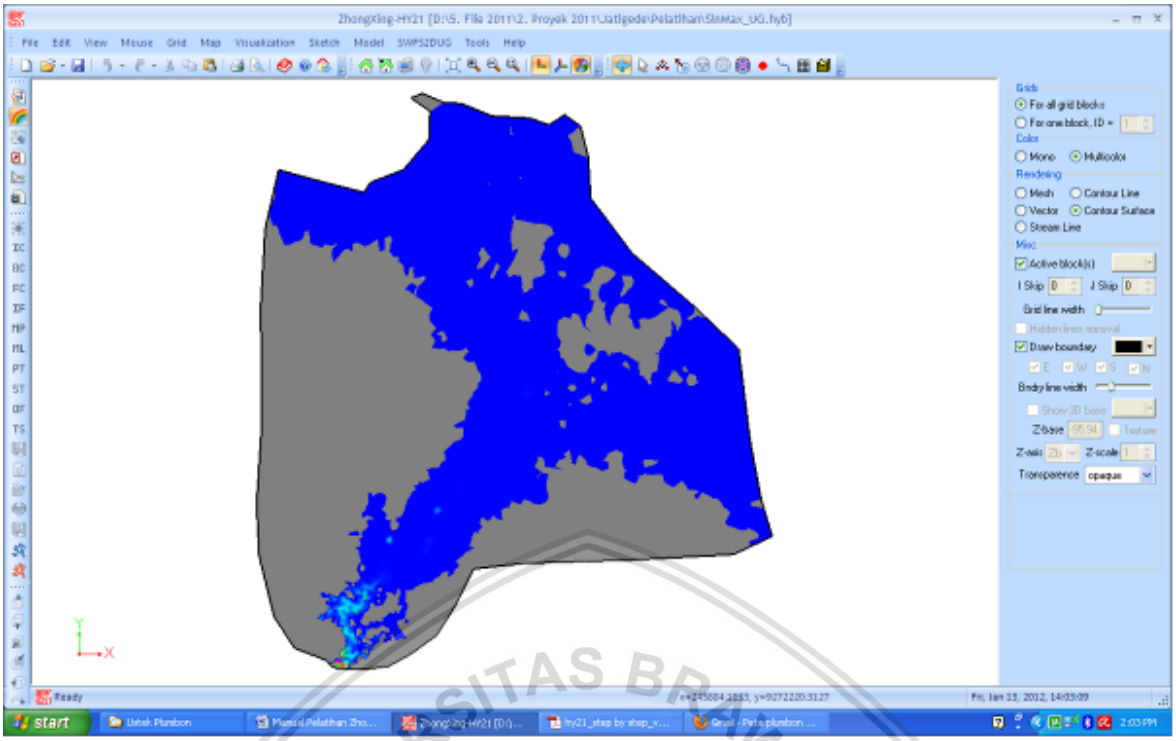
b. *Setting visualization*

- Klik "*Visualization*" → "*Visualization*".
- Centang "*Rendering*" ke "*Contour Surface*".
- Centang "*Visualization*" → "*Visualization Properties*".
- Ganti nilai "*Number of Level*" menjadi 100.
- Ganti nilai "*Level Minimum*" menjadi 0.
- Ganti nilai "*Level Maximum*" menjadi 10.
- Centang "*Show Legend*".
- Ganti nilai "*Label Skip*" menjadi 10 atau sesuai kebutuhan.
- Ganti warna "*Opaque*" menjadi warna putih.
- Centang "*Automatic Apply*".
- Hapus centang pada "*Draw Boundary*".
- Klik "*OK*".
- Untuk meng-*import* peta dasar dalam format *file* *.*dxf* dapat dilakukan dengan dengan mengeklik "*File*" → "*Import*" → "*DXF / DWG*".
- Simpan hasil *running* simulasi ke dalam bentuk *image* menggunakan perintah *import.*



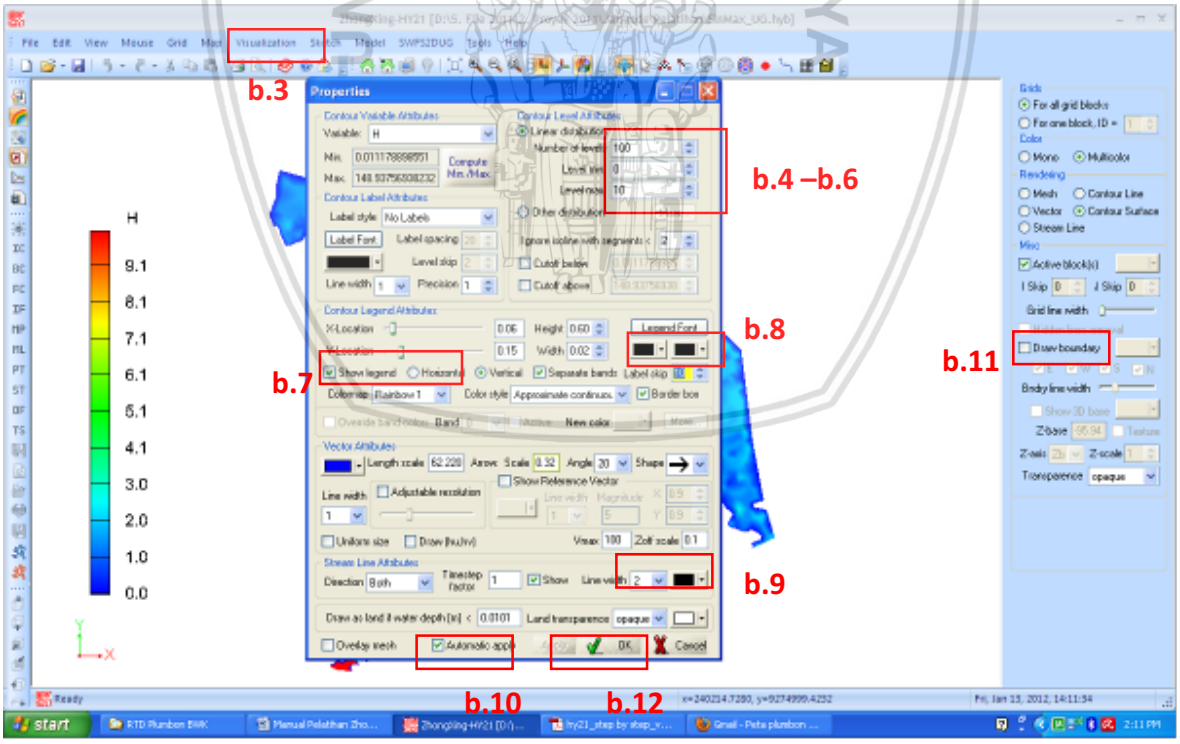
Gambar 2.42 Gambar Pekerjaan *Setting Visualization* Tahap B1 dan B2

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.26)



Gambar 2.43 Gambar Hasil Pekerjaan *Setting Visualization* Tahap B1 dan B2

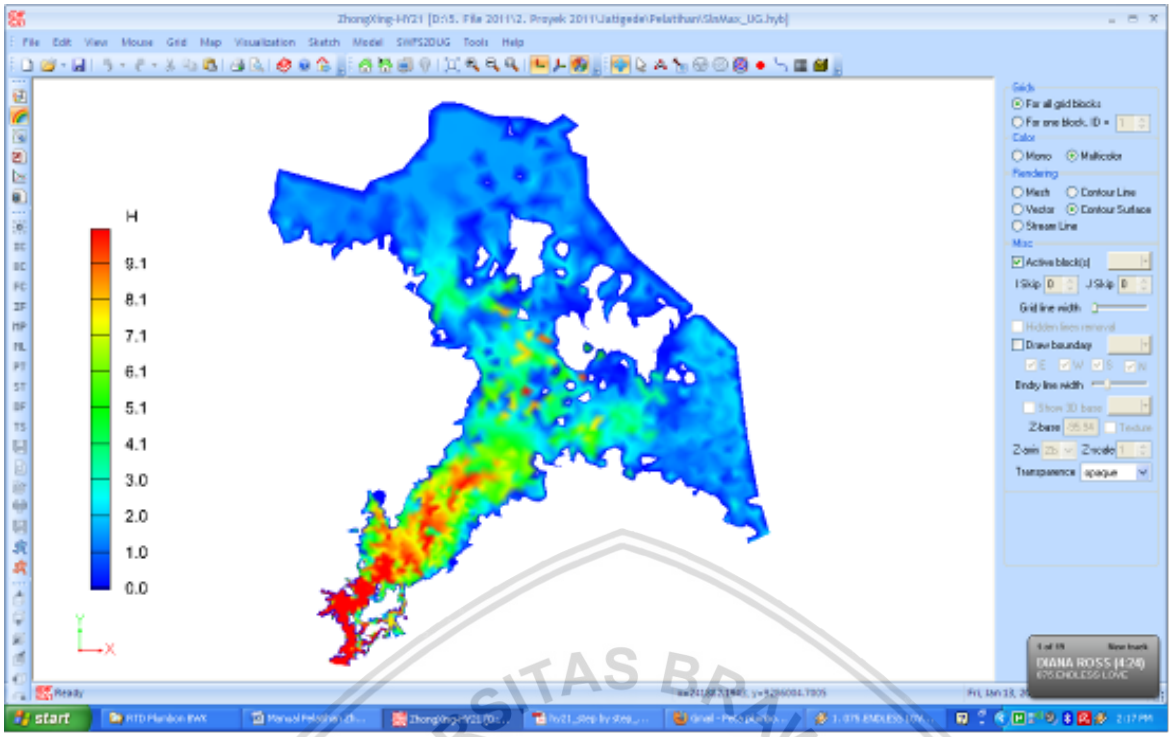
Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.26)



Gambar 2.44 Gambar Pekerjaan *Setting Visualization* Tahap B3 Sampai B12

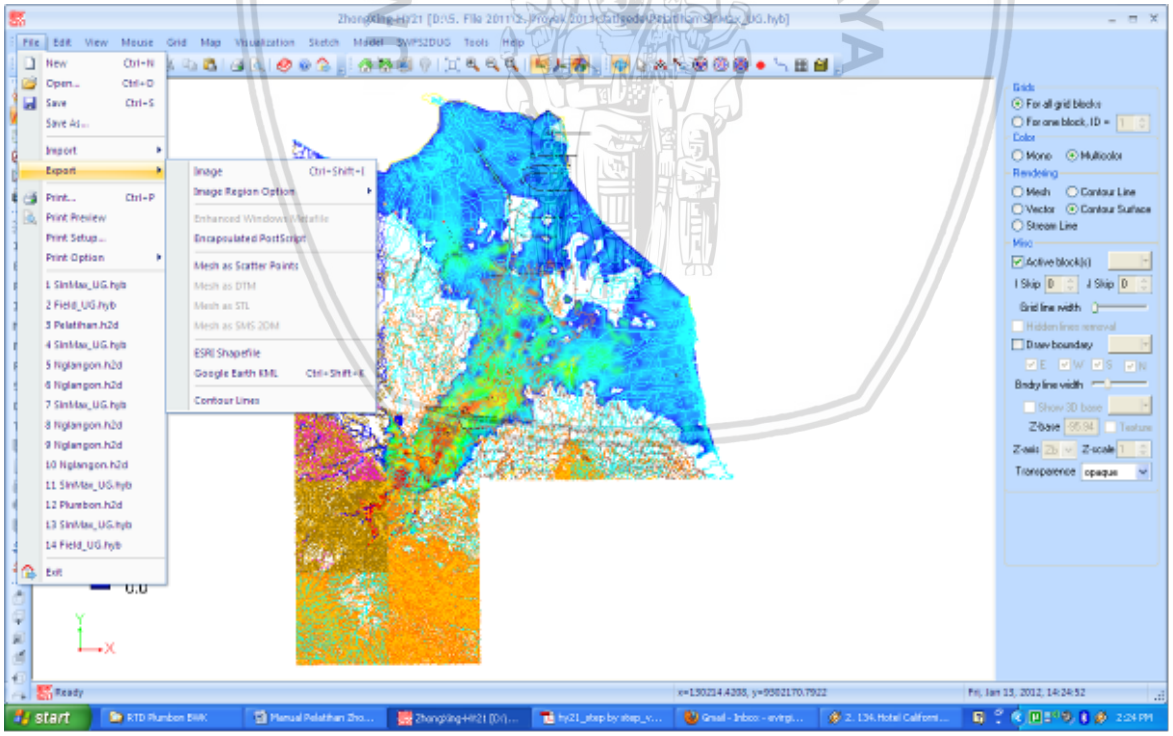
Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.27)

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Gambar 2.45 Gambar Hasil Pekerjaan *Setting Visualization* B13

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.28)



Gambar 2.46 Gambar Pekerjaan *Setting Visualization* B14

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.28)

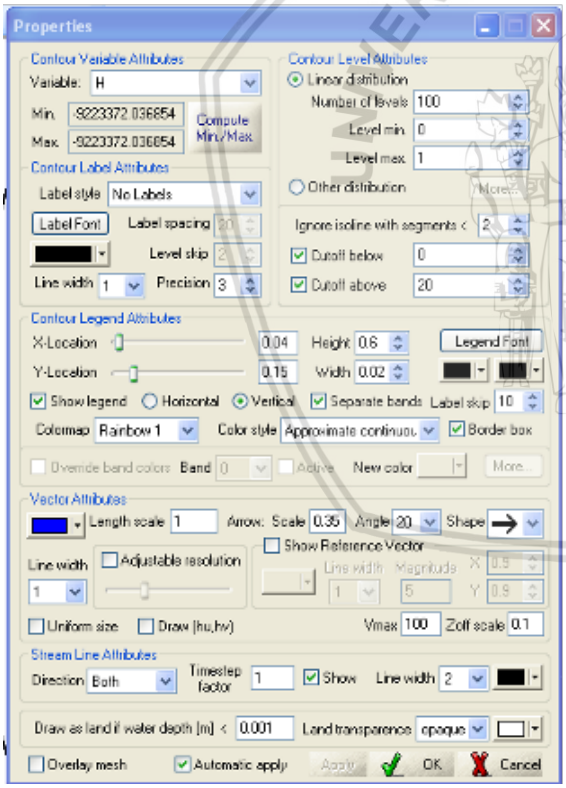
2) *Animation Making* (*AVI file*)

a. Klik menu "*File*" → "*Open*" dan pilih *extention* *.*hyb* dan pilih "*Field_UG.hyb*".

b. Klik "*Visualization*" → "*Visualization*", lalu mencentang "*Rendering*" ke "*Contour Surface*".

c. Klik "*Visualization*" → "*Visualization Properties*"

- Ganti nilai "*Number of Level*" ke 100.
- Ganti nilai "*Level Min*." ke 0.
- Ganti nilai "*Level Max*." ke 1.
- Centang "*Cutoff Below*" dan mengganti nilai ke 0.
- Centang "*Cufoff Above*" dan mengganti nilai ke 20.
- Centang "*Show Legend*".
- Ganti nilai "*Label Skip*" ke 10.
- Ganti nilai *Colormap* ke "*Rainbow*1".
- Centang "*Automatic Apply*".
- Klik "*OK*".

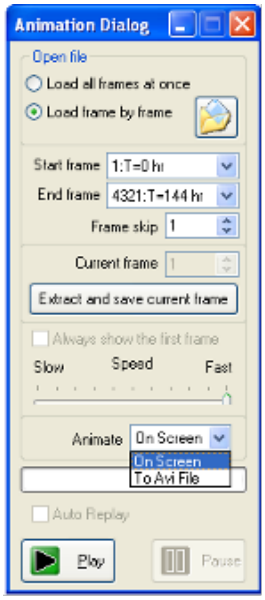


Gambar 2.47 Gambar Pekerjaan *Setting Visualization AVI File* Langkah B dan C

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.29)

d. Mencentang "*Load Frame by Frame*" pada kolom "*Animation Dialog*".

e. Mengganti jenis *file* dengan "*To AVI File*" pada kolom "*Animate*", lalu klik "*Play*".

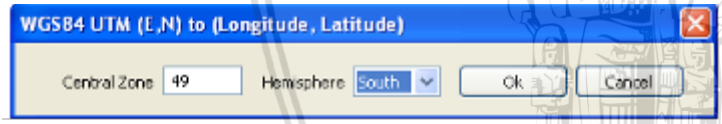


Gambar 2.48 Gambar Pekerjaan *AVI File* pada *Animation Dialog* Langkah D dan E

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.30)

3) *Exporting file to Google KML*

- Mengeklik menu "*File*" → "*Export*" → "*Google Earth KML*".
- Mengisi kolom "*Central Zone*" dengan "49" dan "*Hemisphere*" dengan "*South*" dan klik "*OK*", selanjutnya *file AVI* bisa disimpan dilokasi yang diinginkan.



Gambar 2.49 Gambar Pekerjaan *Exporting to Google KML*

Sumber: Buku Manual Pelatihan *Zhong Xing* HY21 Eric Virgiawan (2012,p.31)

2.4 Pemetaan Genangan Banjir

Pemetaan genangan banjir dilakukan untuk mendapatkan lokasi spesifik daerah adminitrasi yang terkena genangan akibat keruntuhan bendungan. Pemetaan genangan banjir dilakukan dengan meng-*overlay*-kan peta sebaran banjir keruntuhan bendungan hasil simulasi dengan aplikasi *Zhong Xing HY*21 terhadap peta wilayah administrasi lokasi banjir yang observasi. Berdasarkan peta genangan ini, proses pemberitahuan peringatan kepada penduduk dan prosedur pengungsian bagi penduduk yang terkena resiko oleh Pemerintah Daerah setempat dapat dilaksanakan secara terkoordinasi.

2.5 Penentuan Klasifikasi Tingkat Bahaya

Dari hasil peta genangan banjir yang sudah didapatkan maka selanjutnya ditetapkan penentuan klasifikasi tingkat bahaya yang berdasarkan keputusan instansi pada suatu wilayah administrasi tersebut. Dalam penelitian ini, penentuan tingkat klasifikasi bahaya

menggunakan acuan dari Surat Keputusan Dirjen SDA Nomor 257/KPTS/D/2011, tentang Pedoman Klasifikasi Bahaya Bendungan yang dideskripsikan sebagai berikut di bawah ini, yang dimana kriteria penetapan tingkat bahaya banjir akibat keruntuhan bendungan dilakukan dengan menggunakan dan mempertimbangkan parameter PenRis (penduduk yang terkena resiko) terhadap jarak bendungan, ketinggian genangan banjir, dan kecepatan banjir.

Tabel 2.12
Kriteria Penetapan Tingkat Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan

Jumlah Penduduk Terkena Resiko (PenRis)	Jarak dari Bendungan (km)				
	0 – 5	0 – 10	0 – 20	0 – 30	0 - >30
0	1	1	1	1	1
1 – 100	3	3	2	2	2
101 – 1000	4	4	4	3	3
>1000	4	4	4	4	4

Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2011,p.7)

Keterangan Tabel 2.12:

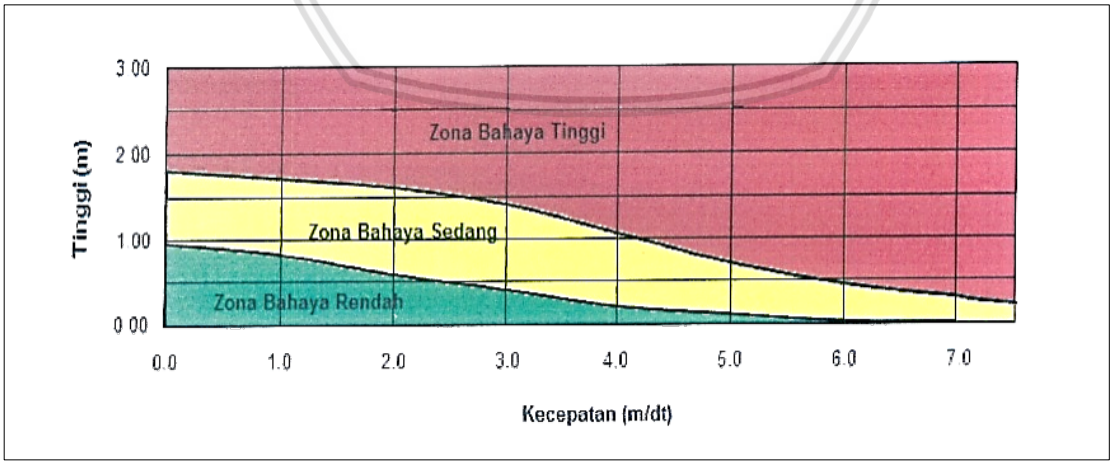
klasifikasi bahaya bernilai 1 = bahaya rendah

klasifikasi bahaya bernilai 2 = bahaya sedang

klasifikasi bahaya bernilai 3 = bahaya tinggi

klasifikasi bahaya bernilai 4 = bahaya sangat tinggi

Perlu diketahui bahwa acuan klasifikasi tingkat bahaya banjir pada Tabel 2.13 hanya berhubungan dengan jiwa manusia yang terancam bahaya, bukan perkiraan korban jiwa.



Gambar 2.50 Parameter Ketinggian dan Kecepatan Banjir untuk Penetapan Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan
Sumber: Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Sumber Daya Air (2011,p.32)

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

repository.ub.ac.id

BAB III
METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Gambaran Umum Skripsi

Analisis keruntuhan bendungan pada studi kasus Bendungan Keureuto ini bertujuan untuk melihat dan mengamati bagaimana debit banjir yang berasal dari tampungan waduk yang akan mengarah ke bagian hilirnya ketika Bendungan Keureuto tiba-tiba runtuh. Sehingga perlu dilakukannya simulasi terhadap keruntuhan Bendungan Keureuto tersebut untuk dapat meramalkan kondisi keruntuhan bendungan. Setelah diramalkan maka nanti dapat dibuat rencana tindak darurat (RTD) untuk meminimalisir korban jiwa dan tanggap terhadap bencana. Simulasi keruntuhan bendungan ini dilakukan dengan bantuan *software Zhong Xing HY21*. Upaya penyelidikan ini didasari oleh adanya kebutuhan untuk menjawab rumusan-rumusan masalah yang telah dirumuskan sebelumnya pada bab 1.

Dalam pengerjaannya tentu diperlukan persiapan-persiapan awal, seperti data-data awal yang dibutuhkan dan harus dilakukan dengan ketentuan dan prosedur yang benar. Di dalam studi ini akan dilakukan analisis hidrologi kemudian akan diselidiki runtuhnya akibat *piping* atau *overtopping* sehingga setelah dugaan telah diketahui maka setelah itu akan dilakukan simulasi keruntuhan dengan menggunakan bantuan *software Zhong Xing HY21* sehingga nantinya akan didapatkan klasifikasi bahaya banjir akibat keruntuhan bendungan. Dengan pertimbangan yang mendasari hal tersebut, maka dalam studi ini, akan dikelompokan menjadi 3 analisis, yaitu analisis hidrologi pada Waduk Keureuto untuk meramalkan hujan dan banjir yang paing ekstrem, analisis keruntuhan bendungan untuk mengetahui fenomena-fenomena yang akan menyebabkan banjir paling ekstrem, dan yang terakhir adalah mensimulasikannya agar mendapatkan peta genangan banjirnya.

3.2 Data Teknis Skripsi

3.2.1 Kondisi Geografis dan Topografis

Lokasi penelitian ini bertempat di Kabupaten Aceh Utara 04° 46’ 00” - 05° 00’ 40” Lintang Utara dan 96° 52’ 00”- 97° 31’ 00” Bujur Timur pada koordinat, sementara itu Bendungan Keureuto terletak pada koordinat 04° 56’ 03.42” Lintang Utara dan 97° 09’ 09.44” Bujur Timur dengan batas-batas wilayah sebagai berikut :

- Sebelah Utara berbatasan dengan Kota Lhokseumawe dan Selat Malaka
- Sebelah Selatan berbatasan dengan Kabupaten Bener Meriah

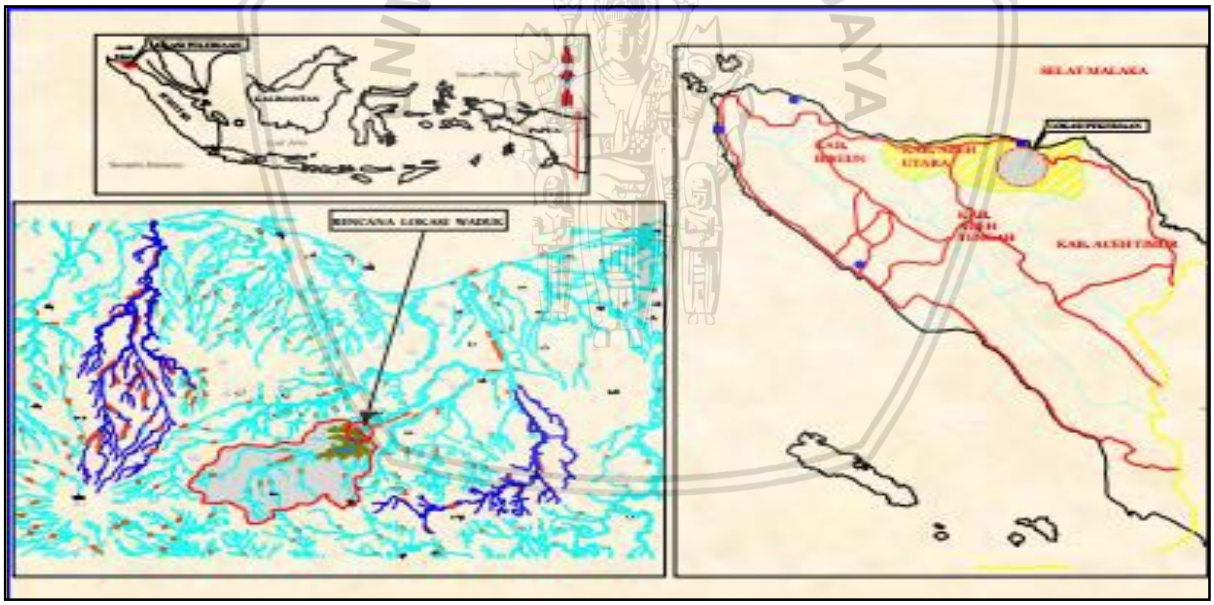
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

- Sebelah Timur berbatasan dengan Kabupaten Aceh Timur
- Sebelah Barat berbatasan dengan Kabupaten Bireun

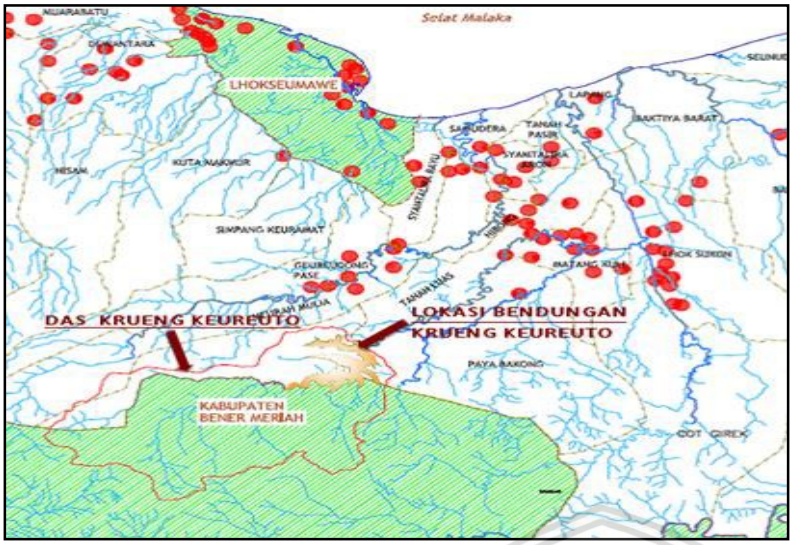
Krueng Keureuto mempunyai Luas Daerah Aliran Sungai sebesar ± 1,035 km^2. Pada penelitian ini tinjauan yang dilakukan pada sungai Kr. Keureuto yang alirannya sebelum memasuki Kota Lhoksukon dengan Luas DAS ± 866 km^2.

Kondisi topografi Daerah Kabupaten Aceh Utara bervariasi terdiri dari atas:

- Daerah lembah sungai yang sangat aktif, apabila musim hujan selalu membawa tanah endapan dari tebing-tebing sekitarnya.
- Dataran rawa pantai (daerah pencampuran air asin dan air tawar)
- Dataran rendah yang merupakan daerah tadah hujan
- Dataran bukit-bukit yang ditumbuhi hutan kecil belukar
- Daerah pegunungan (Bukit Barisan) yang sebagian besar sudah kritis
- Gunung Krueng, Gunung Ujung, Gunung Panyang dan Gunung Batu Teumboun yang semuanya tidak berapi.



Gambar 3.1 Peta DAS Keureuto dan Rencana Lokasi Waduk
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015



Gambar 3.2 Daerah Rawan Banjir di Kabupaten Aceh Utara
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

3.2.2 Kondisi Hidroklimatologi

3.2.2.1 Iklim

Iklim di Aceh Utara termasuk iklim tropis, musim kemarau berlangsung antara bulan Februari sampai Agustus dan musim penghujan antara bulan September sampai Januari. Data iklim yang digunakan dalam studi ini diambil dari Stasiun Klimatologi Malikussaleh 2003 - 2009 yang terdiri dari suhu udara, kelembaban udara, penguapan, penyinaran matahari dan kecepatan angin.

3.2.2.2 Suhu

Suhu bulanan rata-rata yang tercatat di Stasiun Klimatologi Malikussaleh adalah 26,5 °C. Distribusi rata - rata suhu tiap bulan adalah sebagai berikut :

Tabel 3.1.
Suhu Rata-Rata Bulanan Stasiun Malikussaleh (^{0}C)

Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des	Rerata
25,9	25,7	26,5	26,9	27,2	27,2	26,9	26,7	26,6	26,1	25,9	26,1	26,5

Sumber: Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

3.2.2.3 Kelembaban Udara

Kelembaban udara relatif tahunan rata-rata yang tercatat di Stasiun Klimatologi Malikussaleh adalah 81,1 %. Distribusi rata - rata kelembaban udara tiap bulan adalah sebagai berikut :

Tabel 3.2.
Kelembaban Udara Rata-Rata Bulanan Stasiun Malikussaleh (%)

Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des	Rerata
84,7	84,1	82,9	82,7	80,9	80,6	80,4	80,3	80,1	79,7	78,9	78,4	81,1

Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015

3.2.2.4 Penguapan

Penguapan rata - rata bulanan adalah sebesar 145 mm/bulan dengan rata-rata tiap bulan seperti tabel berikut :

Tabel 3.3.
Evaporasi Rata-Rata Bulanan Stasiun Malikussaleh (mm)

Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des	Rerata
140	132	153	158	161	156	154	163	151	139	119	119	145

Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015

3.2.2.5 Penyinaran Matahari

Rata - rata penyinaran matahari harian tiap bulan yang diukur antara pukul 07.00 hingga pukul 16.00 adalah sebesar 62,2 %. Rata - rata penyinaran matahari bulanan adalah sebagai berikut :

Tabel 3.4.
Penyinaran Matahari Rata-Rata Bulanan Sta. Malikussaleh (%)

Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des	Rerata
64,0	69,1	68,4	67,2	68,5	69,7	63,3	58,3	58,5	57,1	52,8	49,7	62,2

Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I

3.2.2.6 Kecepatan Angin

Rata-rata kecepatan angin harian tiap tahunnya adalah sebesar 2,4 m/detik. Sedangkan distribusi rata - rata kecepatan angin harian setiap bulannya disajikan pada tabel berikut :

Tabel 3.5.
Kecepatan Angin Rata-Rata Bulanan Sta. Malikussaleh (m/dt)

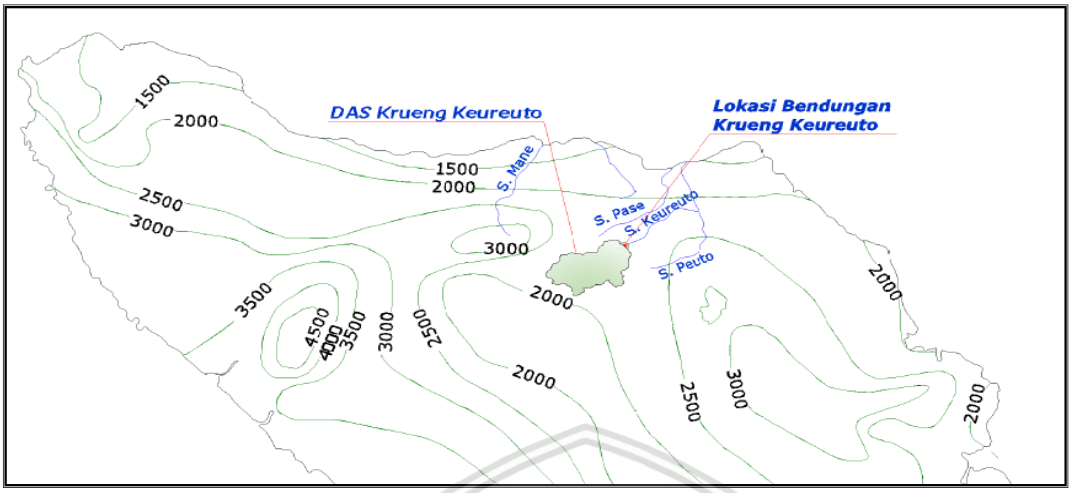
Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nop	Des	Rerata
2,6	2,4	2,3	2,4	2,4	2,6	2,5	2,4	2,2	2,3	2,1	2,5	2,4

Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I

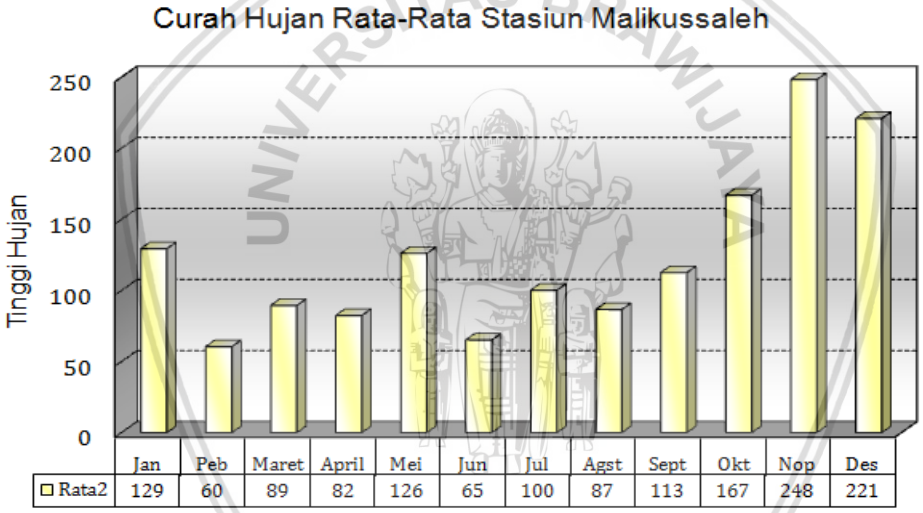
3.2.2.7 Data Curah hujan

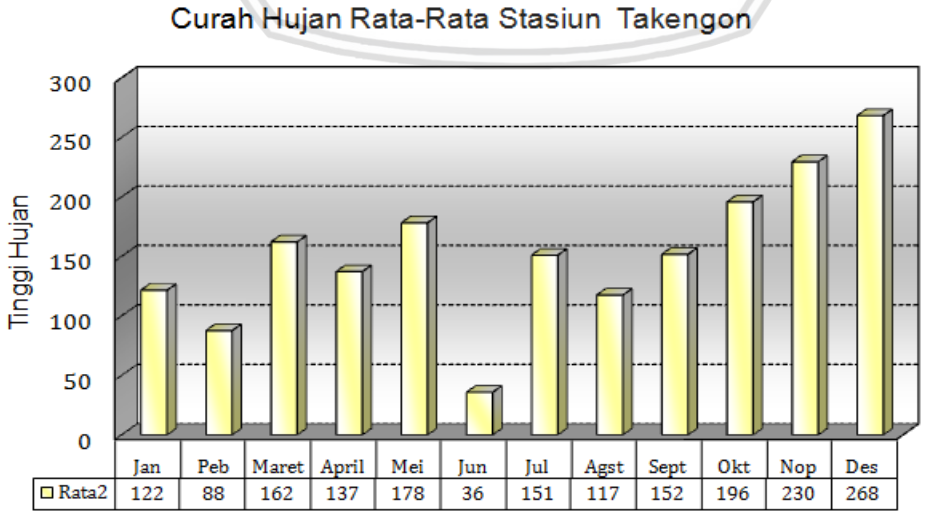
Stasiun Hujan terdekat yang ada di sekitar lokasi adalah Stasiun Hujan Takengon, Stasiun Hujan Malikussaleh dan Stasiun Hujan Cot Girek. Selain data hujan tersebut debit rata-rata dapat dilihat pada peta isohyet yang diperoleh dari BMG Malikussaleh. Gambar 3.3 menunjukkan isohyet rata-rata jumlah hujan tahunan. Curah hujan rata-rata tahunan pada DAS Krueng Keureuto berada sekitar 2.000-2.500 mm. Gambar 3.4 menunjukkan hujan rata-rata bulanan Stasiun Malikussaleh, Stasiun Takengon dan Stasiun Cot Girek dimana curah hujan rata-rata terbesar terjadi bulan November untuk Stasiun Malikussaleh, bulan Desember untuk Stasiun Takengon dan bulan September untuk Stasiun Cot Girek. Sedangkan curah hujan rata-rata terkecil terjadi pada bulan Februari untuk Stasiun

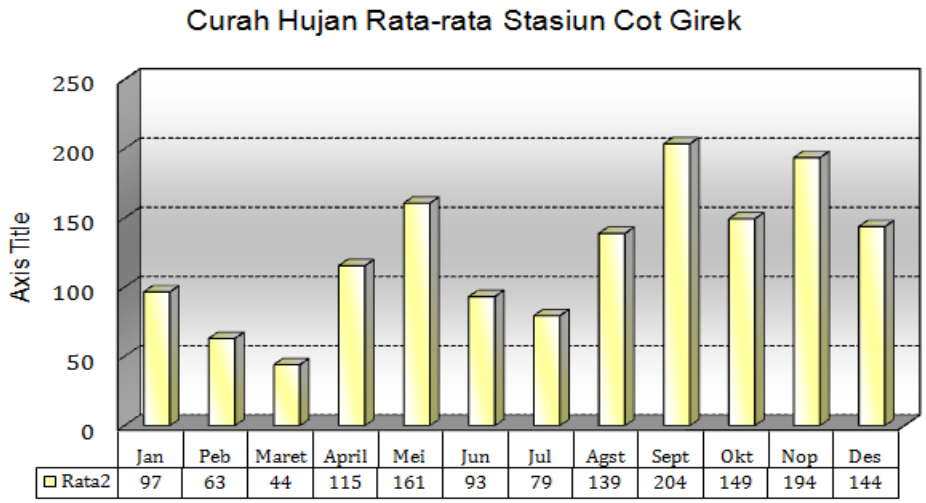
Malikussaleh, bulan Juni untuk Stasiun Takengon dan bulan Maret untuk Stasiun Cot Girek.



Gambar 3.3. Isohyet Rata-rata Jumlah Hujan Tahunan
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015







Gambar 3.4. Curah Hujan Bulanan Stasiun Malikussaleh, Stasiun Takengon dan Stasiun Cot Girek
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015

3.2.3 Data Teknis Bendungan Keureuto

Data-data teknis Bendungan Keureuto sebagai berikut:

- **Bendungan Utama (Main Dam)**

Tipe	: Urugan Random
El. Puncak Bendungan	: + 107.51 m
El. Dasar sungai	: + 35.51 m
El. Dasar Pondasi	: + 33.51 m
Tinggi Bendungan	: 74.00 m
Panjang Puncak	: 386.00 m
Lebar puncak	: 12.00 m
Kemiringan Lereng	
- Hulu	: 1: 2.50
- Hilir	: 1: 2.50
Tampungan	: 215 jt m3

- **Daerah Aliran Sungai (Das)**

Luas DAS	: 235.61 Km^2
Panjang Sungai	: 31.19 Km
Luas Genangan (El. + 101,5)	: 896.39 Ha
Hujan Rerata Tahunan	: 1,613.58 mm
Debit rata-rata tahunan	: 13.53 m^3/dt
Debit Banjir rancangan	
- Debit inflow, $Q_{25\ th}$	: 7 07.78 m^3/dt

- Debit inflow, $Q_{1000\ th}$: 1,039.77 m^3/dt
- Debit inflow, Q_{PMF} : 2,680.88 m^3/dt

- **Bendungan Pengelak (Cofferdam)**

Tipe : Urugan Random
Elevasi Puncak Cofferdam : + 64.01 m
Elevasi Dasar Pondasi : + 33.51 m
Tinggi Cofferdam dari galian : 30.50 m
Panjang : 322.27 m
Lebar puncak : 10.00m
Kemiringan Lereng
- Hulu : 1 : 3.00
- Hilir : 1 : 2.50

- **Terowongan Pengelak**

Kapasitas Outflow (Q_{25}) : 178.37 m^3/dt
Panjang : 14.50 m
Dimensi : 5 x5 m
Transisi : 11 m
Bentuk Terowongan : Tapal Kuda
Panjang : 359.76 m
Dimensi : Ø 5 m
Panjang Terowongan : 385.26 m
El. Inlet Terowongan : + 38.51 m
El. Outlet Terowongan : + 37.10 m
Panjang Saluran Hantar Hulu : 36.00 m
Saluran Hilir
Panjang Saluran Pengatur : 25 m
Panjang Terjunan :121.50 m
Panjang Stilling Basin : 24.50 m
Panjang Saluran Hilir : 54.20

- **Spillway**

Tipe : Ogee Tipe - 1
Debit Outflow
- Banjir Q_{PMF} : 1,425.35 m^3/dt
- Banjir Q_{100} : 306.60 m^3/dt

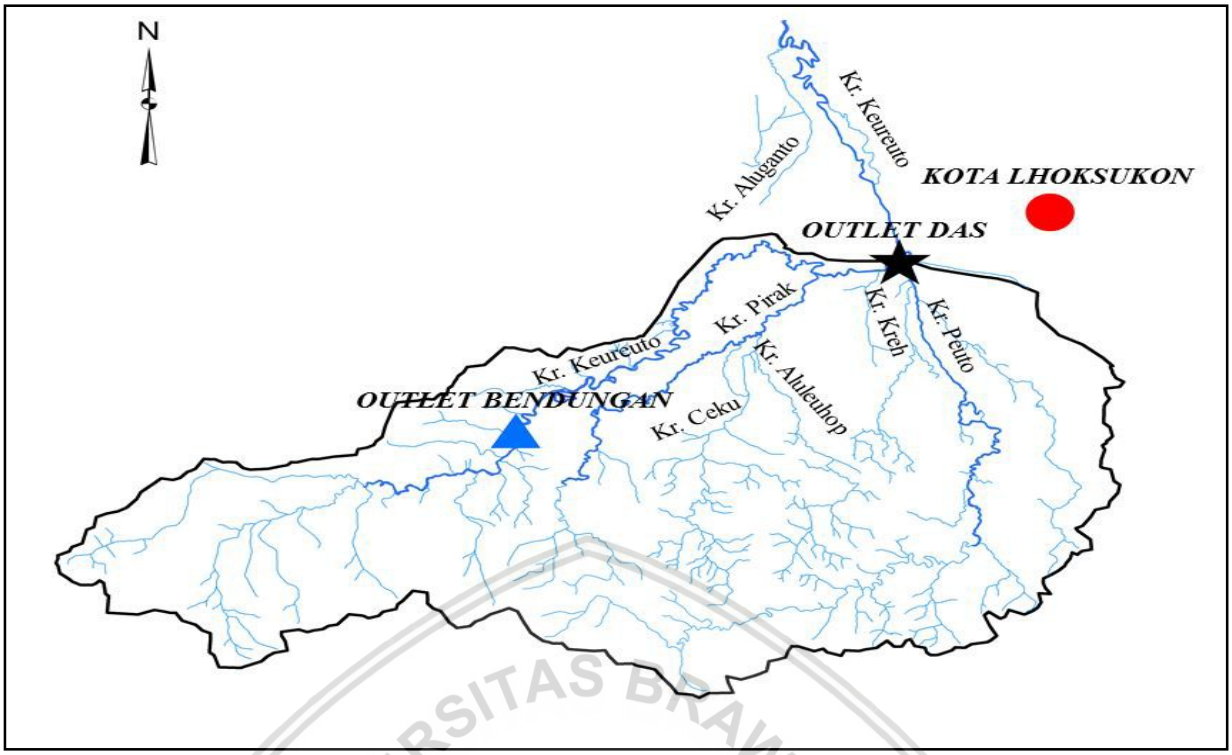
Elevasi Ambang Pelimpah : + 101.51 m
Elevasi Banjir PMF : + 106.32 m
Elevasi Apron : + 96.51 m
Panjang Apron : 38.00 m
Lebar Ambang : 50.00 m
Kemiringan Hilir Mercu : 1: 0.7
Panjang Pondasi Pelimpah : 12.73 m
Panjang Pelimpah Total : 439.22 m

- **Terowongan Waterway**

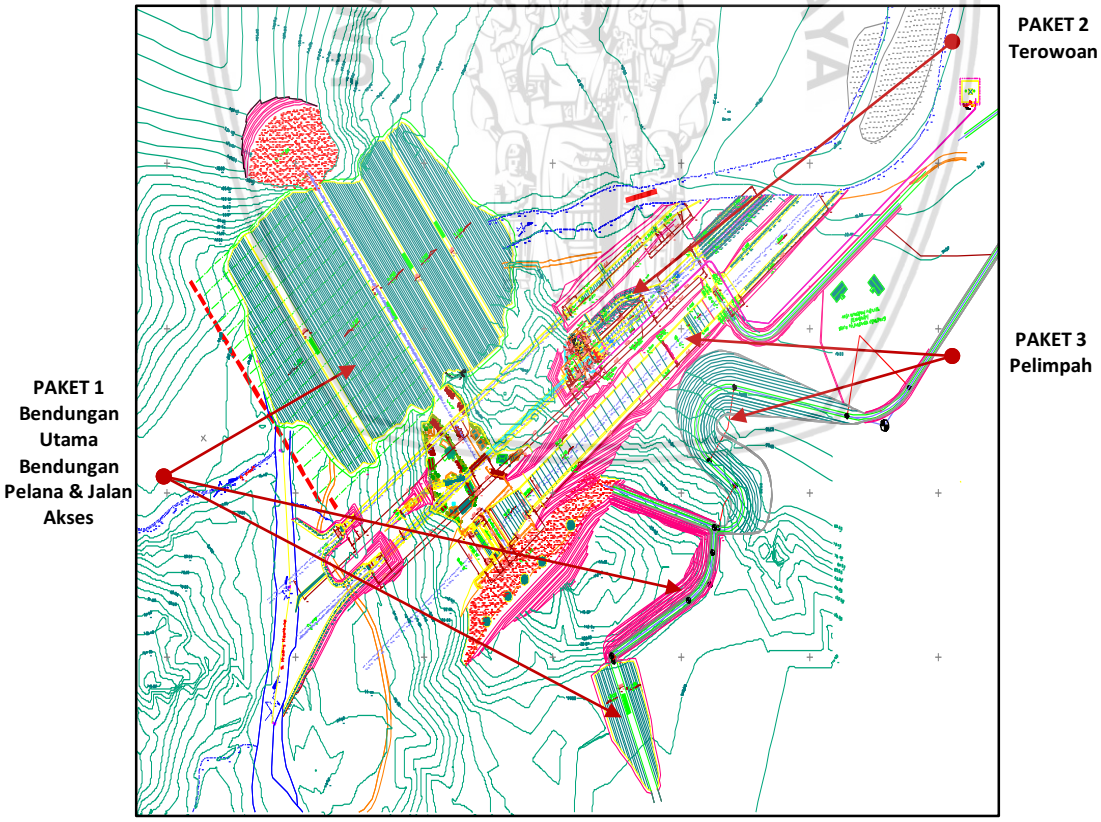
Kapasitas Outflow (Q_{25}) : 181.74 m^3/dt
Panjang : 14.50m
Dimensi : 5 x5m
Transisi : 11m
Bentuk Terowongan : Tapal Kuda
Panjang : 359.76 m
Dimensi : Ø 5 m
Panjang Terowongan : 385.26 m
El. Inlet Terowongan : + 38.51m
El. Outlet Terowongan :+ 37.28m
Panjang Saluran Hantar Hulu : 40.76 m
Saluran Hilir
Panjang Saluran Pengatur :25 m
Panjang Terjunan :121.50 m
Panjang Stilling Basin :24.50 m
Panjang Saluran Hilir :54.20 m

- **Elevasi Tampungan Dan Luas Genangan**

Tampungan Sedimen : + 69.18 m
Muka Air Rendah :+ 73.43 m
Muka Air Normal :+ 101.51m
Muka Air Tinggi : + 103.86 m
Tampungan Banjir : + 98.01
MOL u/ irigasi : + 73.43
MOL u/ PLTA : + 73.43 m
Luas Genangan : 896.39 Ha

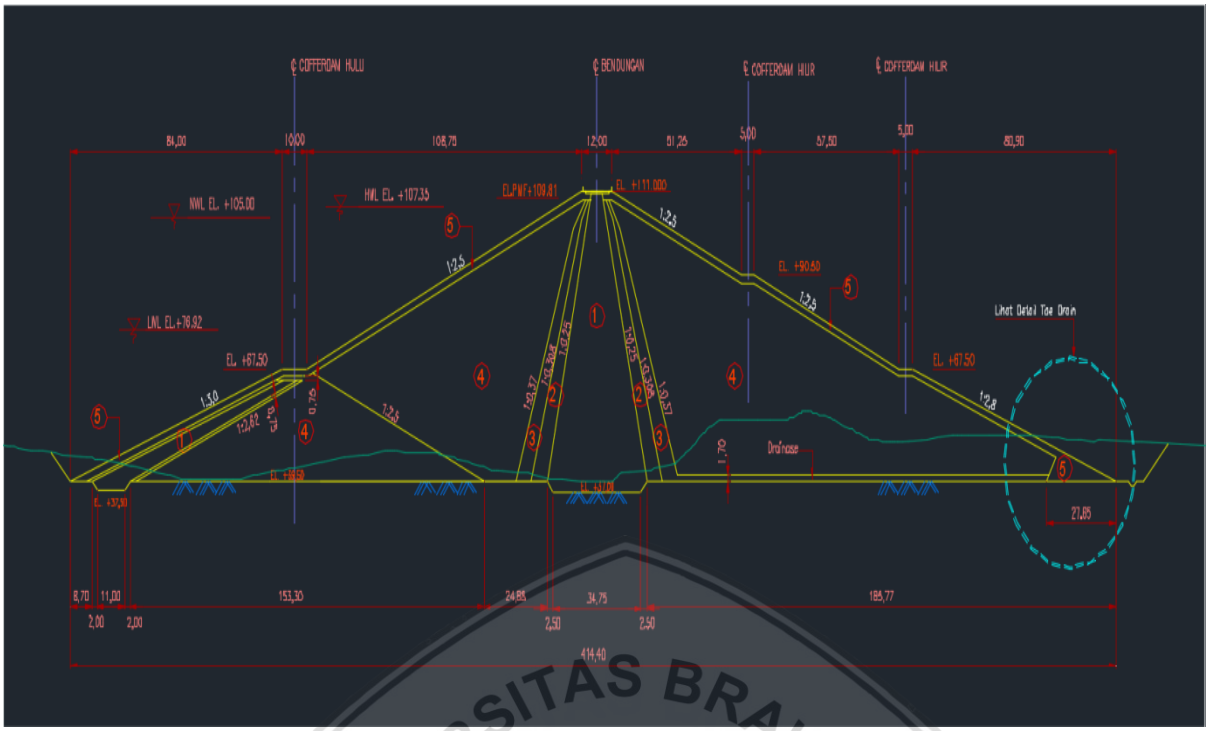


Gambar 3.5 Peta DAS Keureuto
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I, 2015

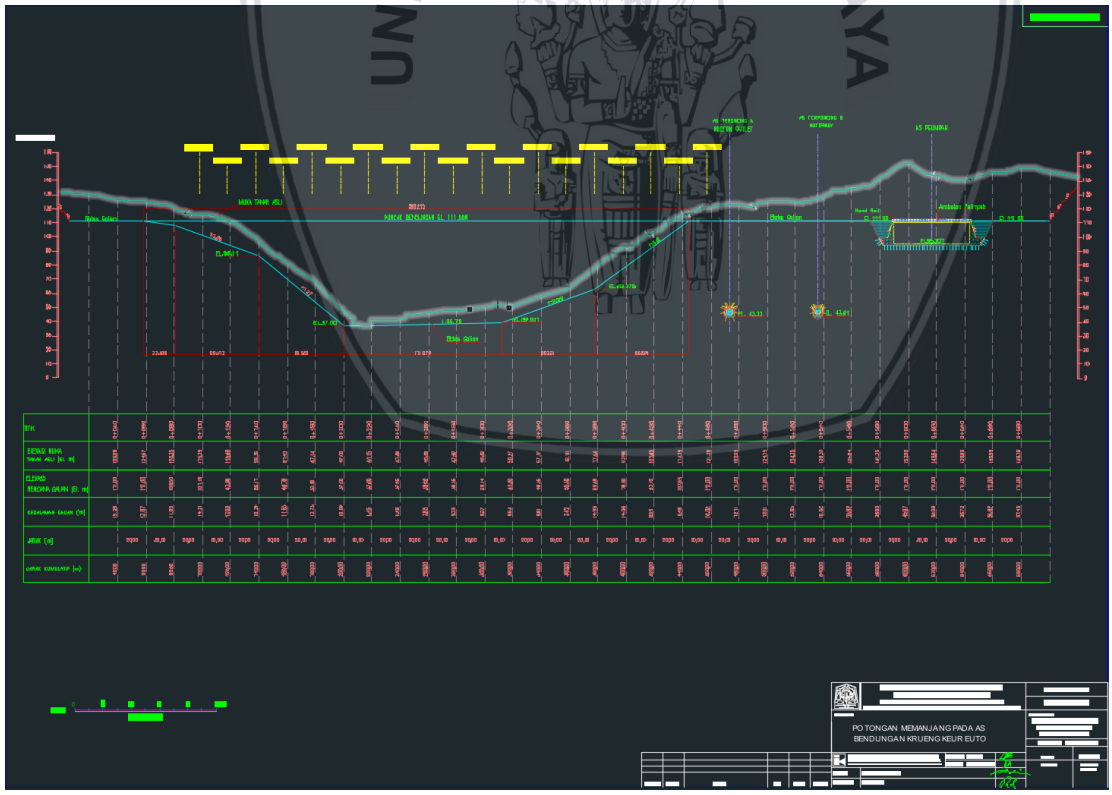


Gambar 3.6 Denah Umum Bendungan Keureuto
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

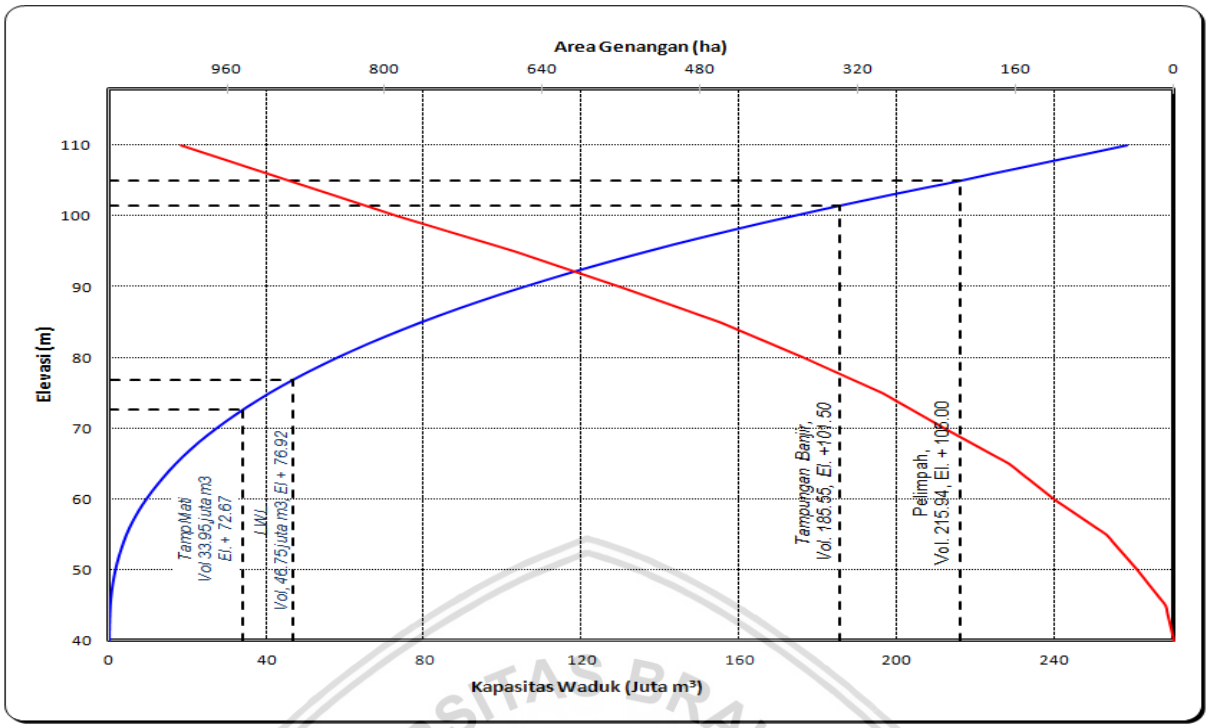


Gambar 3.7 Potongan Melintang Tubuh Bendungan
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015

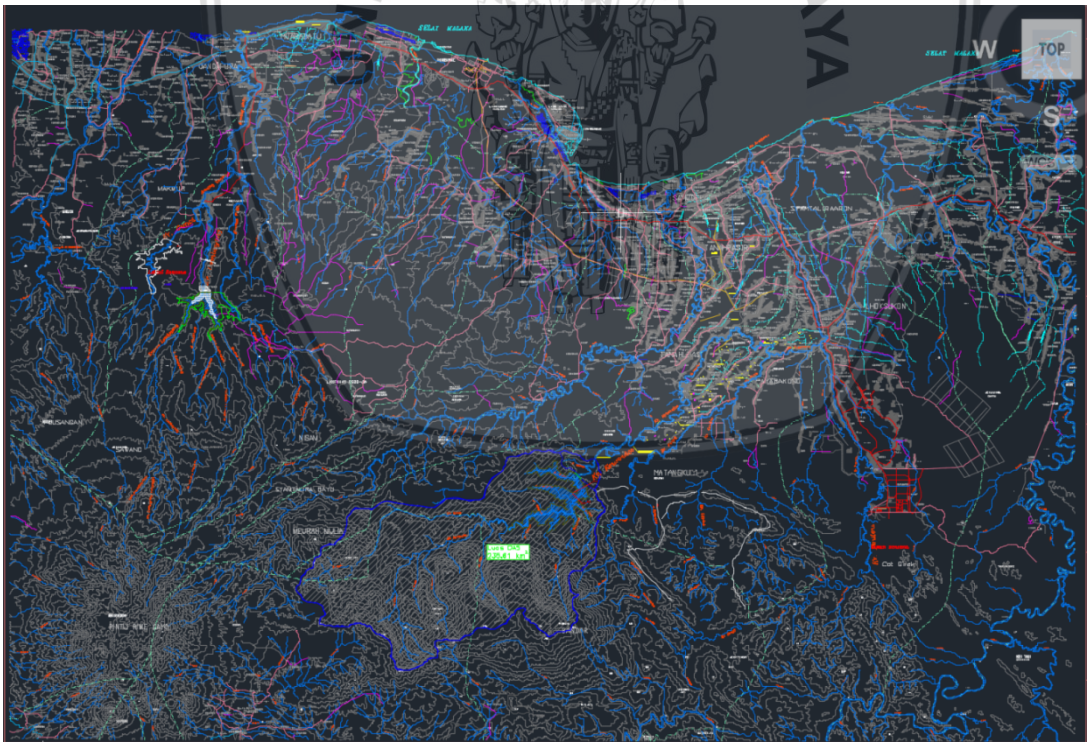


Gambar 3.8 Potongan Memanjang Tubuh Bendungan
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Gambar 3.9 Lengkung Kapasitas Waduk Keureuto
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015



Gambar 3.10 Peta Aliran Sungai
Sumber : Balai Wilayah Sungai Sumatra-I,2015

3.3 Langkah Pengerjaan Skripsi

Dalam studi ini, akan dikelompokan menjadi 3 tahapan pengerjaan, yaitu analisis hidrologi pada Waduk Keureuto untuk meramalkan hujan dan banjir yang paing ekstrem, analisis keruntuhan bendungan untuk mengetahui fenomena-fenomena yang akan

menyebabkan banjir paling ekstrem, dan yang terakhir adalah mensimulasikannya agar mendapatkan peta genangan banjirnya

3.3.1. Analisis Hidrologi pada Bendungan Keureuto

Analiis ini bertujuan untuk memperkirakan dan meramalkan kondisi hujan dan banjir yang paling ekstrem yang kemungkinan terjadi pada waduk Keureuto. Adapun langkah-langkah pengerjaannya adalah sebagai berikut:

1. Menguji data curah hujan harian maksimum tahunan yang sesuai dengan prosedur dan ketentuan serta kriteria statistik yang menandakan layak digunakan dengan metode-metode sebagai berikut:
   - Uji konsistensi
   - Uji ketiadaan trend
   - Uji stasioner
   - uji persistensi
2. Mengkonversi data curah hujan harian maksimum tahunan yang tersedia pada stasiun hujan menjadi curah hujan daerah tampungan air (DPA) Waduk Keureuto dengan menggunakan Metode Thieesen.
3. Meramalkan besarnya curah hujan rancangan yang terjadi pada daerah tampungan air (DPA) Waduk Keureuto dengan berbagai macam kala ulang mulai kalau ulang 25th, 50th, 100th, 200th, serta 1000th dengan menggunakan 4 metode yaitu:
   - Metode Distribusi Normal
   - Metode Distribusi Gumbel
   - Metode Distribusi Log Normal
   - Metode Distribusi Log Pearson III
4. Menguji kesesuaian data curah hujan rancangan yang telah diramalkan sebelumnya pada langkah nomor 3 dengan menggunakan 2 metode uji, yaitu sebagai berikut:
   - Uji *Smirnov-Kolmogorov*
   - Uji *Chi-Square*
5. Meramalkan besar curah hujan PMP (*Probable Maximum Precipitation*) yang merupakan curah hujan yang paling ekstrem, PMP yaitu curah hujan yang peluang terjadinya tidak berdasarkan oleh periode kala ulang, namun didasari oleh anggapan bahwa curah hujan tersebut merupakan curah hujan yang paling ekstrem.
6. Setelah diperoleh curah hujan rancangan dengan periode kala ualng tertentu dan curah hujan rancangan yang paling ekstrem, kemudian akan ditentukan besar intensitas curah

hujan jam-jaman berdasarkan durasi maksimum lama hujan dengan maksimum selama 6 jam. Metode yang digunakan adalah Mononobe.

7. Penentuan intensitas curah hujan rancangan efektif dalam jam-jaman.
8. Menghitung debit banjir rancangan berdasarkan curah hujan rancangan dengan metode Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu.
9. Dan terakhir adalah menganalisis penelusuran banjir akibat debit banjir rancangan *PMF* dengan metode *Flood Routing.*

3.3.2. Analisis Keruntuhan pada Bendungan Keureuto

Analisis keruntuhan bendungan menggunakan bantuan *Software Zhong Xing HY21,* yang akan dilakukan sesuai dengan prosedur dan ketentuan-ketentuan yang ada serta berpedoman pada panduan teknis dalam pemakaian *Software Zhong Xing HY21*, dengan beberapa tahapan didalamnya yag dikerjakan secara *trial error by-hand*. *HY21* merupakan perangkat lunak (Zhong Xing HY21) berbasis sistem operasi windows yang dibuat oleh Sinotech Engineering Group, Taiwan. Salah satu fungsi perangkat lunak ini adalah untuk mensimulasikan dan memvisualisasikan rambatan banjir akibat keruntuhan bendungan. Kemampuan Zhong Xing HY21 antara lain:

- Kesanggupan untuk mensimulasikan pengaruh alur sungai *meandering* dalam dataran banjir yang lebar
- Kesanggupan untuk mensimulasikan aliran subkritis dan super kritis dalam *routing* yang sama
- Kesanggupan untuk menelusur (*routing*) hidrograf tertentu menggunakan *dynamic routing* dengan cepat dalam berbagai kondisi skenario keruntuhan
- Kesanggupan simulasi pengaruh *backwater* dari kehancuran bendungan yang merambat lewat pertemuan anak sungai dengan sungai induknya
- Kesanggupan membuat animasi perjalanan banjir beserta waktu tiba banjir, waktu puncak banjir, waktu surut banjir dan kedalaman banjir.

3.3.2.1 Skenario Faktor Keruntuhan Bendungan

Langkah awal pada tahap ini adalah harus terlebih dahulu ditentukan skenario keruntuhan bendungan sebelum melakukan simulasinya. Ada 2 jenis skenario faktor keruntuhan yang menyebabkan efek banjir terbesar dalam analisis dan simulasi keruntuhan bendungan, yaitu:

1. *Overtopping*

Merupakan kondisi dimana air pada tampungan waduk yang melimpah melalui puncak bendungan, hal ini terjadi karena kapasitas pelimpah yang tidak bisa lagi mengakomodir banjir dalam tampungan waduk. Kondisi *overtopping* dalam studi ini hanya dilakukan pada

saat kondisi hujan yang paling besar (*PMP*) yang kemudian berubah menjadi banjir paling besar (PMF). Untuk bendungan yang pelimpahnya berpintu akan terjadi peluapan di atas puncak bendungan utama memiliki beberapa variasi dalam operasi pintu, ketika 2 pintu gagal beroperasi (macet), ketika hanya 1 pintu yang gagal beroperasi (macet) tentunya akan berbeda. Resiko nya adalah jika terjadi kerusakan pada pintu akan mengakibatkan luapan, sehingga nantinya akan mengakibatkan banjir pada hilir bendungan.

2. *Piping*

Merupakan kondisi dimana ketika terjadi erosi pada struktur internal tubuh bendungan oleh air yang merembes melalui tubuh bendungannya yang mana air yang merembes tersebut tidak dapat terkontrol. Adapun indikasi-indikasi yang dapat terlihat ketika gejala piping ini akan terjadi, sebagai berikut:

a. Terjadi kenaikan nilai rembesan dan atau kekeruhan(turbiditas) dalam hal ini :
   - Jumlah bocoran harian pada alat pengukur rembesan (V-Notch) melebihi keadaan normal , dimana pembacaan pada V notch melebihi trend yang melebihi pembacaan biasanya.
   - Jika terjadi kenaikan nilai secara mendadak, kemungkinan hal tersebut menandakan terjadinya rembesan air pada abutment bendungan dan atau pada tubuh bendungan.
   - Terjadi perubahan tekanan air yang diamati dibagian hilir mendekati tekanan air yang diamati di bagian hulu dan atau tekanan air di hilir tiba-tiba menyesuaikan dengan perubahan elevasi muka air waduk.
   - Jika terjadi kenaikan nilai kekeruhan, kemungkinan disebabkan karena tanah/ material tubuh bendungan yang terbawa air yang dapat menyebabkan pergeseran lereng dan pondasi atau menandakan adanya partikel terlarut dan perubahan secara radikal dalam kandungan kimia. Indikasi tersebut dapat dijadikan fakta telah terjadi erosi buluh (piping), hal ini menandakan kemungkinan bahaya.
   - Jika timbul mata air pada tubuh bendungan, bocoran dari sambungan konstruksi, retakan pada konstruksi beton.

b. Penurunan tekanan air pori secara tiba-tiba juga dapat dijadikan sebagai indikasi retak yang berkembang atau terjadi pergerakan lateral.

c. Selama pengoperasian waduk, variasi elevasi muka air waduk harus mempunyai kecenderungan yang sama dengan *internal pore pressure* untuk bendungan dan pondasi. Jika terdeteksi kondisi yang tidak biasa, maka dapat diindikasikan telah terjadi kerusakan pada kondisi bendungan (kecuali jika terjadi kerusakan instrumen).

d. Terjadi rekahan erosi melalui tubuh bendungan, pondasi atau tumpuan.

e. Terjadi kerusakan pada bangunan pelengkap dan pada abutment bagian hulu dan hilir.
f. Terjadi penurunan mendadak melebihi penurunan normal.
g. Terjadi perubahan pergerakan kearah horisontal secara mendadak yang menyimpang dari kecenderungan normal.
h. Terjadi pusaran air di waduk yang akan membahayakan tubuh bendungan.
i. Terjadi kenaikan muka air sumur penduduk di sekitar waduk secara tiba-tiba.

3.3.2.2 Simulasi Keruntuhan Bendungan menggunakan *Software Zhong Xing HY21*

Adapun data yang dibutuhkan untuk melakukan simulasi keruntuhan Bendungan:

1. Data teknis Bendungan Keureuto (Balai Wilayah Sungai Sumatra-I)
2. Lengkung kapasitas Waduk Keureuto (Balai Wilayah Sungai Sumatra-I)
3. Peta Topografi dengan kontur 1:25.000 berupa *CAD* dan *DEM (Digital Elevation Model)* untuk daerah sekitar Bendungan Keureuto (Balai Wilayah Sungai Sumatra-I)
4. Peta Administrasi Kabupaten Aceh Utara (Balai Wilayah Sungai Sumatra-I)
5. Hidrograf Banjir rancangan *PMF* Waduk Keureuto (hasil perhitungan)
6. Peta Rupa Bumi Indonesia (RBI) skala 1: 25.000. Peta rupa bumi digital pada daerah lokasi Bendungan Keureuto (Balai Wilayah Sungai Sumatra-I)
7. Koordinat Bendungan Keureuto (Balai Wilayah Sungai Sumatra-I)

3.3.2.3 Hasil Simulasi Keruntuhan Bendungan dengan *Software Zhong Xing HY21*

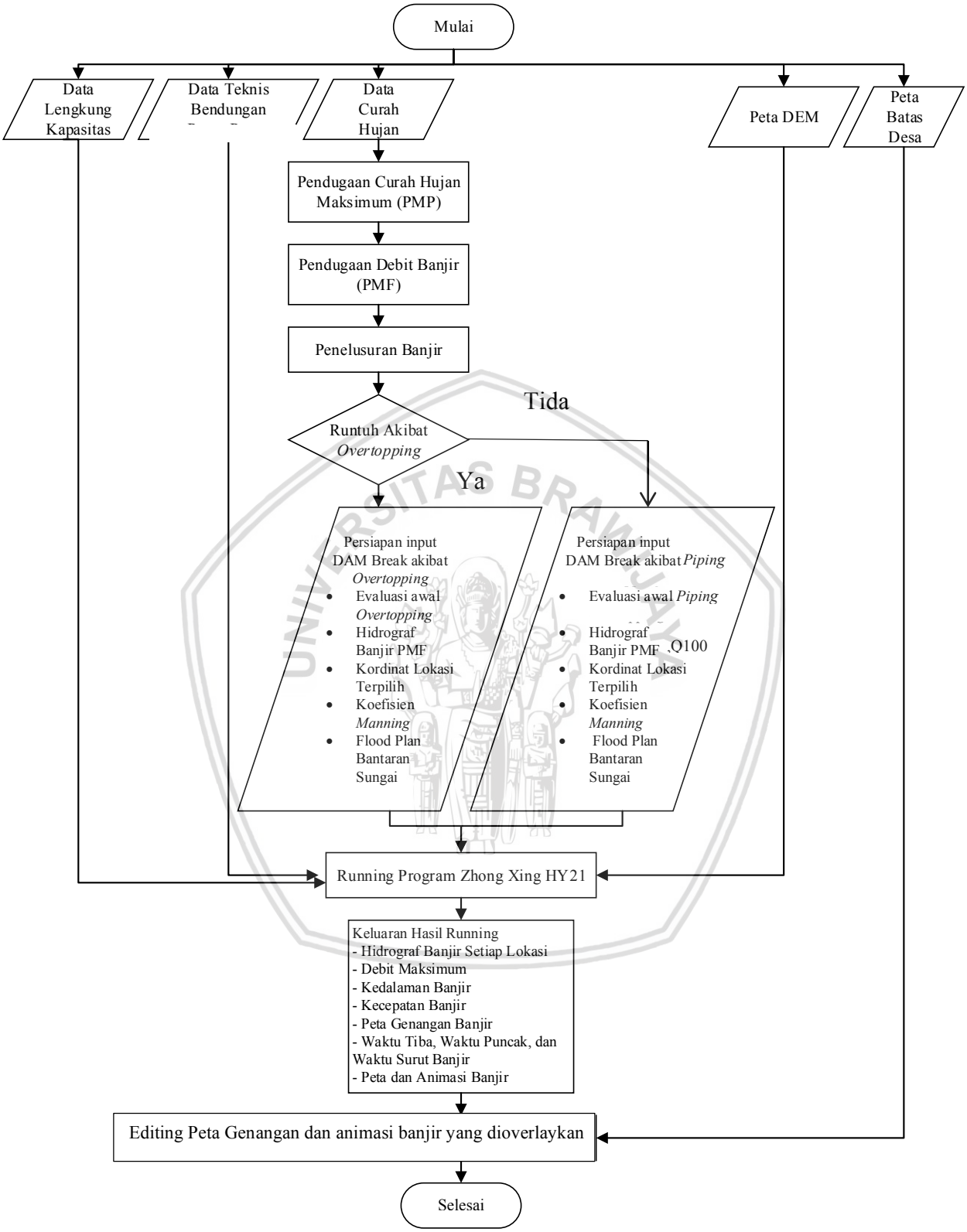
Adapun hasil dari simulasi keruntuhan bendungan yaitu:

1. Animasi genangan banjir yang terjadi dibagian hilir Bendungan Keureuto
2. Waktu datang, kedalaman banjir, elevasi banjir, kecepatan banjir, dan debit banjir pada wilayah yang terdampak banjir dibagian hilir Bendungan Keureuto
3. Hidrograf keluaran banjir ketika Bendungan Keureuto mengalami keruntuhan dan kerugian akibat keruntuhan Bendungan Keureuto
4. Peta sebaran genangan banjir yang terjadi dibagian hilir Bendungan Keureuto
5. Gambar potongan memanjang dan melintang pada daerah terdampak akibat genangan banjir

3.3.3. Klasifikasi Tingkat Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan

Usaha penentuan klasifikasi tingkat bahaya banjir di daerah terdampak akibat kerutuhan Bendungan dilakukan dengan menyesuaikan keadaan peta sebaran genangan banjir yang diperoleh dari hasil simulasi keruntuhan bendungan yang sebelumnya dan berpedoman pada Keputusan Dirjen SDA No 257/KPTS/D/2011, mengenai Pedoman Klasifikasi Bahaya Bendungan.

3.4 Bagan Alir Pengerjaan Skripsi



Gambar 3.11 Bagan Alir Pengerjaan Skripsi Analisis Keruntuhan Bendungan Keureuto Menggunakan Aplikasi Zhong Xing HY21
Sumber: Hasil Analisa,2018

BAB IV
HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hidrologi

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi. Kumpulan data hidrologi dapat disusun dalam bentuk daftar maupun tabel, sering pula daftar atau tabel tersebut disertai gambar-gambar yang biasa disebut diagram atau grafik yang bertujuan untuk lebih menjelaskan data-data yang ada. Data hidrologi merupakan bahan informasi yang sangat penting untuk dilakukannya analisis hidrologi. Secara umum analisis hidrologi merupakan satu bagian analisis awal dalam perencanaan bangunan-bangunan hidraulik terutama bendungan. Analisis hidrologi diperlukan untuk mengetahui karakteristik hidrologi di lokasi Bendungan. Analisis hidrologi ini digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana dan data hidrologi yang diperlukan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana adalah data curah hujan.

4.1.1 Data Curah Hujan

Data curah hujan diperoleh dari Balai Wilayah Sungai Sumatera-I. Data hujan yang digunakan diambil dari Stasiun Hujan Malikulsaleh, Stasiun Hujan Takengon dan Stasiun Hujan Cot Girek. Data hujan tersebut meliputi data hujan harian dengan periode pengamatan tahun 1993-2016 (24 tahun).

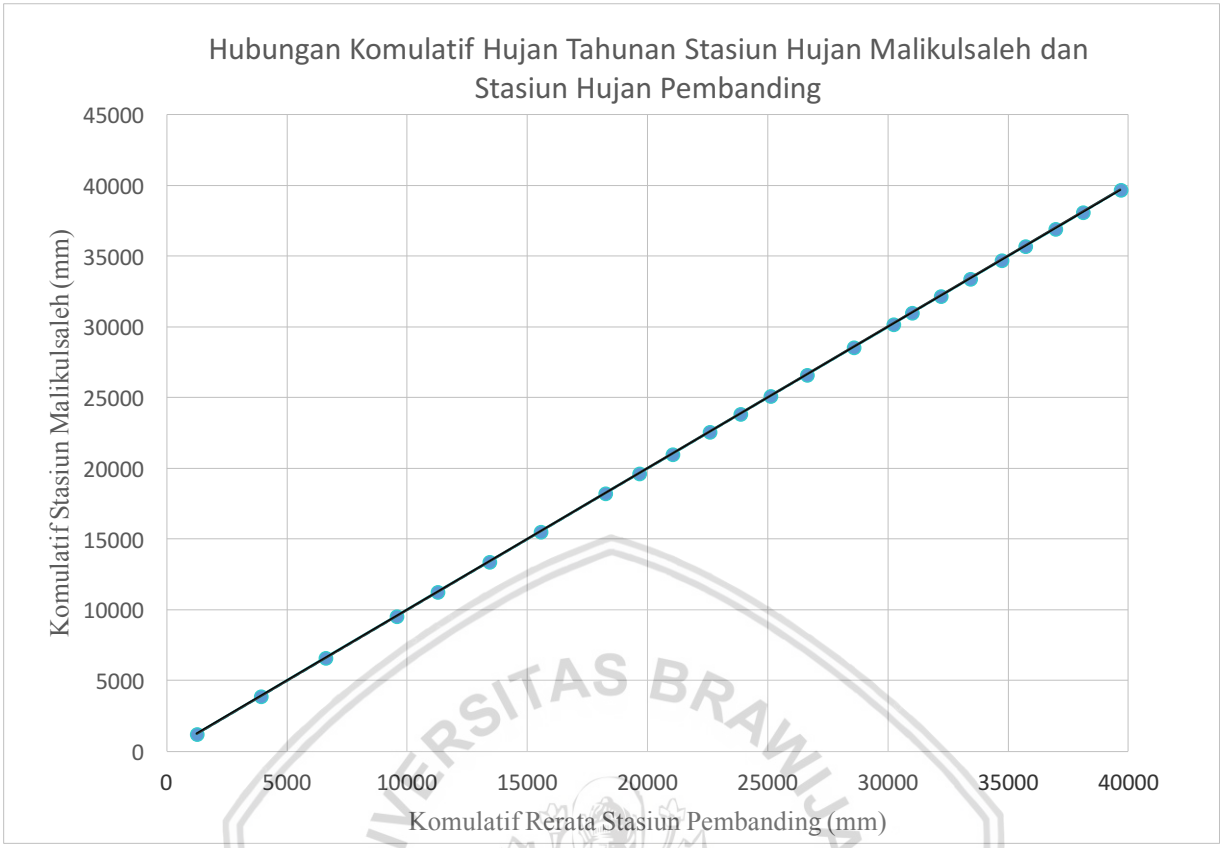
4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Sebelum data curah hujan digunakan dalam analisis hidrologi, data hujan tersebut harus diuji konsistensinya untuk mengetahui apakah data tersebut mengalami perubahan atau tidak yaitu dengan menggunakan metode kurva massa ganda (*double mass curve*). Data curah hujan tahunan dari suatu stasiun penakar hujan dibandingkan dengan data curah hujan rata-rata sekelompok stasiun penakar hujan lain dalam periode yang sama.Daerah Tangkapan Air (DTA) Bendungan Keureuto adalah seluas 235,611 km^2. Data yang digunakan merupakan data curah hujan harian sesuai dengan lokasi Bendungan Keureuto. Data curah hujan yang digunakan adalah data dari tahunan dari tiga stasiun hujan dengan pencatatan dalam kurun waktu 24 tahun dari bulan Januari tahun 1993 sampai Desember tahun 2016. Uji konsistensi data curah hujan dapat dilihat pada Tabel 4.1 sampai dengan Tabel 4.3.

Tabel 4.1
Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Malikulsaleh

Tahun	Curah Hujan Stasiun Malikusaleh (mm)	Komulatif Stasiun Malikusaleh(mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)		Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Komulatif Rerata
			Sta. Takengon	Sta. Cot Girek		
1993	1232	1232	1463	1000	1231	1231
1994	2674	3907	2366	2978	2672	3903
1995	2692	6598	2654	2725	2690	6593
1996	2955	9553	2613	3292	2953	9545
1997	1709	11262	1894	1522	1708	11253
1998	2158	13420	2045	2267	2156	13409
1999	2121	15541	2411	1828	2119	15529
2000	2701	18243	2686	2713	2699	18228
2001	1420	19662	1715	1121	1418	19646
2002	1367	21029	1634	1097	1366	21012
2003	1543	22572	1722	1361	1542	22554
2004	1286	23857	1540	1030	1285	23838
2005	1260	25117	1508	1009	1259	25097
2006	1514	26631	1907	1119	1513	26610
2007	1945	28576	2245	1643	1944	28554
2008	1641	30217	1960	1319	1639	30193
2009	784	31001	928	639	784	30976
2010	1205	32207	1657	752	1204	32181
2011	1220	33427	1496	943	1220	33400
2012	1312	34739	1649	972	1311	34711
2013	975	35714	1196	752	974	35685
2014	1245	36959	1561	928	1244	36930
2015	1145	38104	1426	863	1145	38074
2016	1595	39700	1801	1386	1594	39668

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



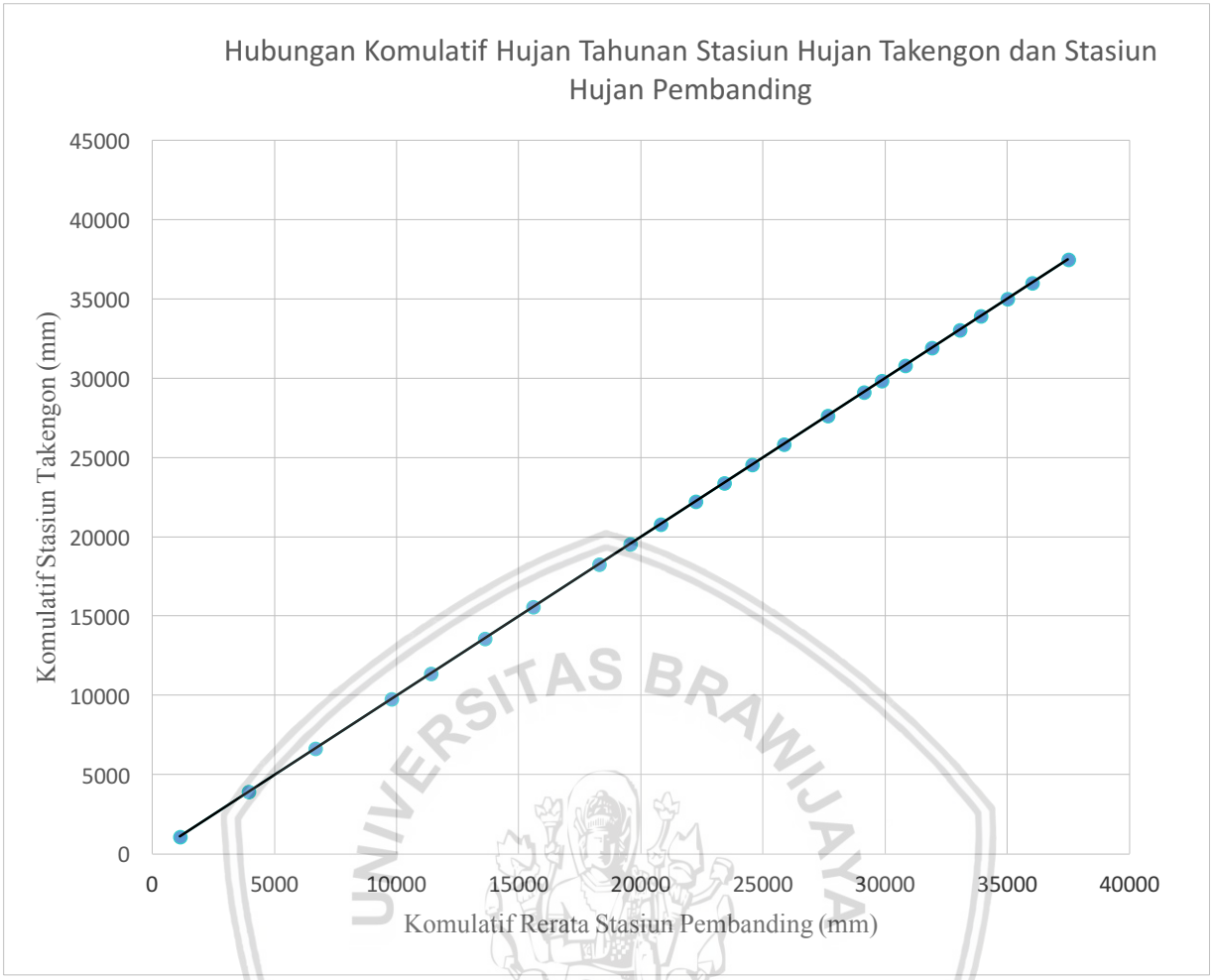
Gambar 4.1 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Malikulsaleh Menggunakan Metode *Double Massa Curve*
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.2
Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Takengon

Tahun	Curah Hujan Stasiun Takengon (mm)	Komulatif Stasiun Takengon (mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)		Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Komulatif Rerata
			Sta. Malikulsaleh	Sta. Cot Girek		
1993	1117	1117	1232	1000	1116	1116
1994	2828	3945	2674	2978	2826	3942
1995	2710	6656	2692	2725	2708	6651
1996	3126	9782	2955	3292	3123	9774
1997	1617	11399	1709	1522	1616	11390
1998	2214	13613	2158	2267	2212	13602
1999	1976	15589	2121	1828	1974	15577
2000	2709	18298	2701	2713	2707	18284
2001	1272	19570	1420	1121	1270	19554
2002	1233	20803	1367	1097	1232	20786
2003	1453	22256	1543	1361	1452	22238
2004	1159	23414	1286	1030	1158	23396
2005	1135	24550	1260	1009	1134	24530
2006	1317	25867	1514	1119	1316	25846
2007	1795	27663	1945	1643	1794	27640
2008	1481	29143	1641	1319	1480	29120
2009	712	29856	784	639	712	29832
2010	980	30835	1205	752	979	30811
2011	1083	31918	1220	943	1082	31892
2012	1143	33061	1312	972	1142	33034
2013	864	33925	975	752	863	33898
2014	1088	35013	1245	928	1087	34985
2015	1005	36018	1145	863	1004	35989
2016	1492	37509	1595	1386	1491	37479

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.2 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Takengon Menggunakan Metode *Double Massa Curve*
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

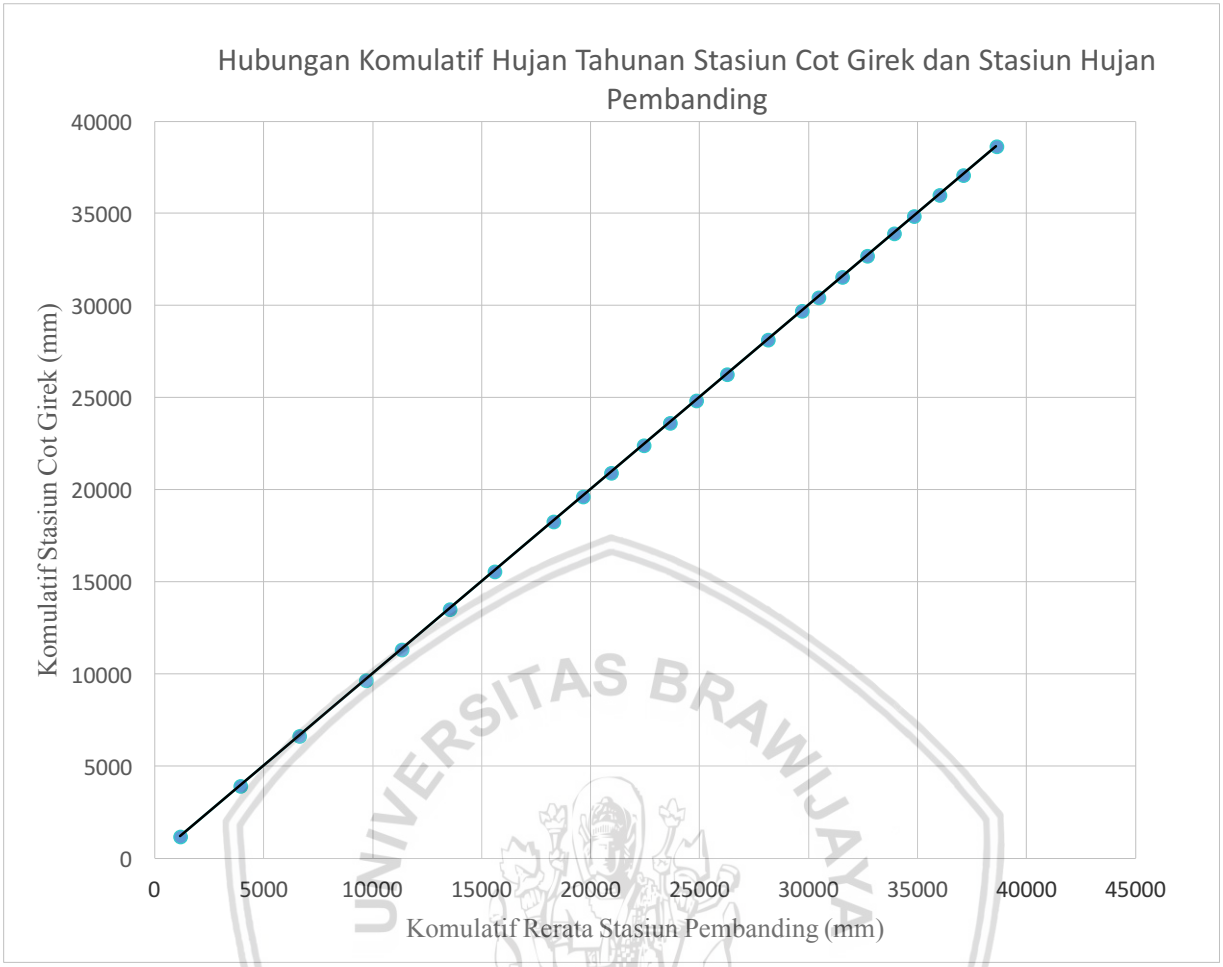
repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.3
Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Cot Girek

Tahun	Curah Hujan Stasiun Cot Girek (mm)	Komulatif Stasiun Cot Girek(mm)	Curah Hujan Stasiun Pembanding (mm)		Rerata Stasiun Pembanding (mm)	Komulatif Rerata (mm)
			Sta. Malikulsaleh	Sta. Takengon		
1993	1176	1176	1232	1117	1175	1175
1994	2753	3929	2674	2828	2751	3926
1995	2703	6632	2692	2710	2701	6627
1996	3043	9675	2955	3126	3040	9667
1997	1664	11340	1709	1617	1663	11331
1998	2188	13527	2158	2214	2186	13517
1999	2050	15578	2121	1976	2049	15565
2000	2708	18285	2701	2709	2705	18270
2001	1347	19632	1420	1272	1346	19616
2002	1301	20932	1367	1233	1300	20916
2003	1499	22432	1543	1453	1498	22414
2004	1223	23655	1286	1159	1222	23636
2005	1198	24853	1260	1135	1198	24833
2006	1417	26270	1514	1317	1416	26249
2007	1872	28142	1945	1795	1870	28119
2008	1562	29704	1641	1481	1561	29680
2009	749	30453	784	712	748	30428
2010	1093	31546	1205	980	1093	31521
2011	1152	32699	1220	1083	1152	32672
2012	1228	33927	1312	1143	1227	33900
2013	920	34847	975	864	919	34819
2014	1168	36015	1245	1088	1167	35986
2015	1076	37091	1145	1005	1075	37061
2016	1545	38635	1595	1492	1543	38605

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

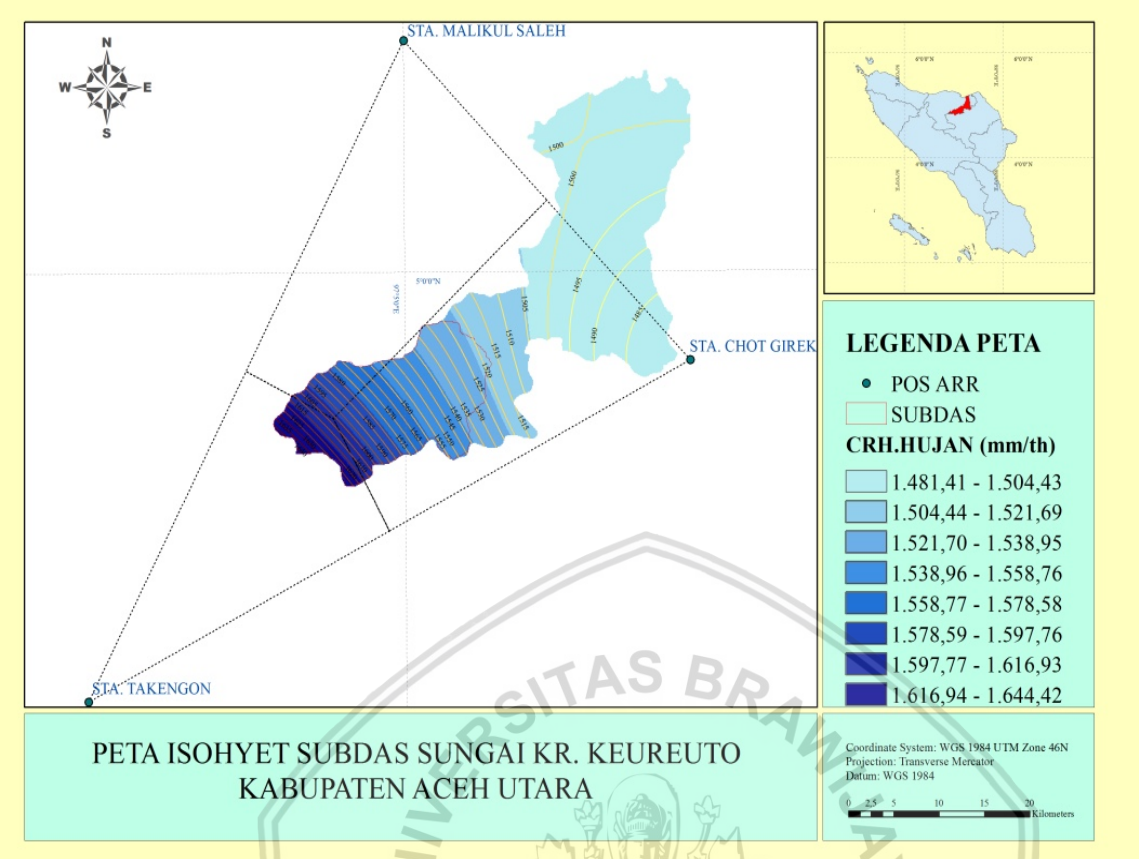
repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Gambar 4.3 Uji Konsistensi Data Hujan Stasiun Hujan Cot Girek Menggunakan Metode *Double Massa Curve*
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.1.3 Penentuan Daerah Aliran Sungai (DAS)

Penentuan luasan pengaruh stasiun DAS untuk Bendungan Keureuto menggunakan 3 stasiun hujan yaitu Stasiun Malikulsaleh, Stasiun Takengon dan Stasiun Cot Girek. Penentuan pengaruh Luas DAS Bendungan Keureuto menggunakan program ArcGIS 10.2.1 dan AutoCad. Berdasarkan peta Topografi, DAS Bendungan Keureuto mempunyai luasan 235,611 km^2. Berikut tabel luas pengaruh stasiun hujan terhadap DAS Bendungan Keureuto.



Gambar 4.4 Peta Isohyet SubDAS Sungai Krueng Keureuto
Sumber: Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.4
Luas Pengaruh Stasiun Hujan Terhadap DAS Bendungan Keureuto

No	Nama Stasiun	Luas (km^2)	Koef.Thiessen
1	Stasiun Hujan Malikulsaleh	3.880	0.01647
2	Stasiun Hujan Takengon	87.671	0.37210
3	Stasiun Hujan Cot Girek	144.060	0.61143
	Jumlah	235.611	1

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.1.4 Curah Hujan Maksimum Harian Rerata

Besarnya curah hujan maksimum harian rerata dihitung dengan metode Thiessen. Metode ini mempertimbangkan daerah pengaruh tiap titik pengamatan. Penggunaan metode Thiessen karena kondisi topografi dan jumlah stasiun memenuhi syarat untuk digunakan metode ini. Hasil perhitungan curah hujan maksimum harian rerata dapat dilihat pada tabel 4.5 berikut.

Tabel 4.5
Perhitungan Curah Hujan Maksimum Harian Rerata Dengan Metode Thiessen

No	Tahun	Tanggal	Stasiun Hujan						Hujan Rata-Rata Harian (mm)	Hujan Max Harian Rata-Rata (mm)
			Malikulsaleh		Takengon		Cot Girek			
			Bobot							
			Curah Hujan	0.01647	Curah Hujan	0.37210	Curah Hujan	0.61143		
1	1993	5/11/1993	95.200	1.568	84.100	31.294	65.800	40.232	73.094	76.170
		27/09/1993	0.100	0.002	71.600	26.642	81.000	49.526	76.170	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
2	1994	10/12/1994	139.000	2.289	125.200	46.587	3.100	1.895	50.771	105.528
		29/10/1994	2.500	0.041	51.800	19.275	141.000	86.212	105.528	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
3	1995	13/11/1995	105.000	1.729	81.900	30.475	29.000	17.732	49.936	103.406
		9/5/1995	77.000	1.268	107.000	39.815	84.000	51.360	92.443	
		23/01/1995	67.200	1.107	87.600	32.596	114.000	69.703	103.406	
4	1996	25/01/1996	93.000	1.532	10.000	3.721	0.000	0.000	5.253	125.127
		28/03/1996	8.200	0.135	140.000	52.094	0.000	0.000	52.229	
		16/05/1996	1.500	0.025	24.000	8.930	190.000	116.172	125.127	
5	1997	12/12/1997	119.000	1.960	122.000	45.396	0.000	0.000	47.356	74.351
		17/04/1997	13.200	0.217	49.700	18.493	91.000	55.640	74.351	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
6	1998	31/05/1998	63.000	1.038	84.000	31.256	59.400	36.319	68.613	94.526
		24/10/1998	2.100	0.035	46.900	17.451	126.000	77.040	94.526	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
7	1999	05/07/1999	128.000	2.108	18.400	6.847	0.000	0.000	8.955	92.802
		20/03/1999	0.000	0.000	104.800	38.996	88.000	53.806	92.802	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
8	2000	5/10/2000	102.000	1.680	86.900	32.335	0.000	0.000	34.015	101.973
		11/12/2000	27.600	0.455	74.000	27.535	121.000	73.983	101.973	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
9	2001	10/02/2001	97.800	1.611	125.300	46.624	72.300	44.206	92.441	92.441
		-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
10	2002	30/12/2002	74.000	1.219	75.900	28.242	30.700	18.771	48.232	67.383
		24/08/2002	54.300	0.894	75.000	27.907	63.100	38.581	67.383	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
11	2003	5/6/2003	123.400	2.032	63.300	23.554	125.900	76.979	102.565	102.565
		13/10/2003	71.300	1.174	74.700	27.796	39.700	24.274	53.244	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
12	2004	1/5/2004	78.300	1.290	105.100	39.108	74.100	45.307	85.704	101.346
		07/04/2004	79.500	1.309	120.300	44.763	90.400	55.273	101.346	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
13	2005	15/01/2005	99.200	1.634	85.800	31.926	55.600	33.996	67.555	69.329
		30/10/2005	91.700	1.510	96.100	35.759	51.100	31.244	68.513	
		03/08/2005	55.900	0.921	77.200	28.726	64.900	39.682	69.329	
14	2006	8/12/2006	121.000	1.993	124.100	46.177	50.200	30.694	78.864	80.355
		17/05/2006	73.400	1.209	98.500	36.652	69.500	42.494	80.355	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
15	2007	24/11/2007	209.300	3.447	184.900	68.801	144.700	88.474	160.722	160.722
		18/09/2007	102.500	1.688	138.900	51.685	157.700	96.423	149.795	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
16	2008	10/09/2008	126.600	2.085	171.600	63.852	194.800	119.107	185.044	185.044
		-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Lanjutan Tabel 4.5 Perhitungan Curah Hujan Maksimum Harian Rerata Dengan Metode Thiessen

No	Tahun	Tanggal	Stasiun Hujan						Hujan Rata-Rata Harian (mm)	Hujan Max Harian Rata-Rata (mm)
			Malikulsaleh		Takengon		Cot Girek			
			Bobot							
			Curah Hujan	0.01647	Curah Hujan	0.37210	Curah Hujan	0.61143		
17	2009	28/10/2009	49.000	0.807	51.300	19.089	27.300	16.692	36.588	36.588
		22/03/2009	41.200	0.679	52.300	19.461	8.500	5.197	25.336	
		29/04/2009	24.200	0.399	36.600	13.619	27.500	16.814	30.832	
18	2010	27/01/2010	80.000	1.318	69.200	25.749	44.800	27.392	54.459	57.036
		20/07/2010	70.700	1.164	96.500	35.908	26.600	16.264	53.336	
		29/08/2010	46.000	0.758	63.500	23.628	53.400	32.650	57.036	
19	2011	04/04/2011	95.500	1.573	144.500	53.768	108.600	66.401	121.743	121.743
		-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
20	2012	15/11/2012	87.400	1.439	77.200	28.726	60.400	36.930	67.096	67.096
		-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
21	2013	22/12/2013	122.700	2.021	125.800	46.810	50.900	31.122	79.953	79.953
		-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
22	2014	01/12/2014	76.000	1.252	78.000	29.024	31.500	19.260	49.535	49.535
		25/08/2014	35.600	0.586	49.100	18.270	41.400	25.313	44.170	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
23	2015	27/11/2015	86.300	1.421	80.200	29.842	62.700	38.337	69.600	69.600
		-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	
24	2016	05/11/2016	107.000	1.762	99.400	36.987	77.800	47.569	86.318	102.433
		12/03/2016	70.000	1.153	119.000	44.280	21.700	13.268	58.701	
		12/8/2016	71.300	1.174	96.800	36.019	106.700	65.240	102.433	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan pada tahun 2009

Pada Stasiun Malikulsaleh terjadi hujan tertinggi tanggal 28 Oktober 2009 sebesar 49 mm sedangkan pada Stasiun Takengon sebesar 51,3 mm dan pada Stasiun Cot Girek tanggal 28 Oktober 2009 sebesar 27,3 mm.

Hujan rata-rata harian = Curah hujan × koefisien luas daerah

= (49 × 0,01647) + (51,3 × 0,37210) + (27,3 × 0,61143)

= 0,807 + 19,089 + 16,692

= 36,558 mm

Pada Stasiun Takengon terjadi hujan tertinggi tanggal 22 Maret 2009 sebesar 52,3 mm sedangkan pada Stasiun Malikulsaleh sebesar 41,2 mm dan pada Stasiun Cot Girek tanggal 22 Maret 2009 sebesar 8,5 mm.

Hujan rata-rata harian =Curah hujan × koefisien luas daerah

= (41,2 × 0,01647) + (52,3 × 0,37210) + (8,5 × 0,61143)

= 0,679 + 19,461 + 5,197

= 25,336 mm

Pada StasiunCot Girek terjadi hujan tertinggi tanggal 29 April 2009 sebesar 27,5 mm sedangkan pada Stasiun Takengon sebesar 36,6 mm dan pada Stasiun Malikulsaeh tanggal 29 April 2009 sebesar 24,2 mm.

Hujan rata-rata harian = Curah hujan × koefisien luas daerah

= (24,2 × 0,01647) + (36,6 × 0,37210) + (27,5 × 0,61143)

= 0,399 + 13,619 + 16,814

= 30,832 mm

Hujan maximum harian rata-rata = 36,558 mm

4.1.5 Curah Hujan Rancangan

Dari data hujan rerata daerah harian maksimum tahunan analisa hidrologi selanjutnya yang dilakukan yaitu analisa hujan rancangan yang terjadi. Curah hujan rancangan adalah berupa jumlah hujan yang terjadi selama satu hari dalam satuan millimeter dalam berbagai kala ulang yang telah direncanakan.

4.1.5.1 Analisis Distribusi Frekuensi

Analisis distribusi frekuensi bertujuan mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Dalam analisis frekuensi hujan harian maksimum, kebenaran perhitungan yang dibuat dari analisis data hujan harian maksimum sebenarnya tidak tidak dapat dipastikan kebenarannya secara absolut, oleh karena itu aplikasi teori peluang sangat diperlukan. Dalam laporan ini, analisis distribusi frekuensi menggunakan empat metode yaitu Metode Distribusi Gumbel, Metode Distribusi Log Pearson III, Metode Distribusi Normal dan Metode Distribusi Log Normal.

4.1.5.1.1 Metode Gumbel

Tabel 4.6
Sebaran Distribusi Gumbel

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	$X-X_{rerata}$ (mm)	$(X-X_{rerata})^2$ (mm)	$(X-X_{rerata})^3$ (mm)	$(X-X_{rerata})^4$ (mm)
1	1993	76.170	-16.207	262.678	-4257.317	68999.832
2	1994	105.528	13.151	172.936	2274.197	29906.856
3	1995	103.406	11.029	121.630	1341.405	14793.801
4	1996	125.127	32.750	1072.552	35125.913	1150368.097
5	1997	74.351	-18.026	324.945	-5857.547	105589.564

Lanjutan Tabel 4.6 Sebaran Distribusi Gumbel

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	$X-X_{rerata}$ (mm)	$(X-X_{rerata})^2$ (mm)	$(X-X_{rerata})^3$ (mm)	$(X-X_{rerata})^4$ (mm)
6	1998	94.526	2.149	4.619	9.927	21.334
7	1999	92.802	0.425	0.180	0.077	0.033
8	2000	101.973	9.596	92.081	883.593	8478.842
9	2001	92.441	0.064	0.004	0.000	0.000
10	2002	67.383	-24.994	624.709	-15614.088	390261.320
11	2003	102.565	10.188	103.800	1057.536	10774.415
12	2004	101.346	8.969	80.443	721.496	6471.105
13	2005	69.329	-23.049	531.240	-12244.345	282215.414
14	2006	80.355	-12.022	144.531	-1737.576	20889.350
15	2007	160.722	68.345	4671.052	319243.475	21818725.240
16	2008	185.044	92.667	8587.146	795743.756	73739069.474
17	2009	36.588	-55.789	3112.464	-173642.653	9687429.424
18	2010	57.036	-35.341	1248.979	-44140.047	1559948.938
19	2011	121.743	29.365	862.325	25322.495	743604.461
20	2012	67.096	-25.281	639.143	-16158.354	408503.859
21	2013	79.953	-12.424	154.368	-1917.946	23829.521
22	2014	49.535	-42.842	1835.413	-78632.280	3368742.543
23	2015	69.600	-22.777	518.783	-11816.219	269135.731
24	2016	102.433	10.056	101.123	1016.886	10225.780
Jumlah		2217.053	Jumlah	25267.144	816722.385	113717984.935
X_{rerata}		92.377				
Standar Deviasi		33.145				

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan tahun 2012:

X_{rerata} = jumlah curah hujan / n

= 2217,053 / 24

= 92,377 mm

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

= 67,096 – 92,377

= -25,281 mm

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

= $-25{,}281^2$

= 639,143 mm

$(X-X_{rerata})^3$ = (Curah hujan - X_{rerata})^3

= -25,281^3

= -16158,354 mm

$(X-X_{rerata})^4$ = (Curah hujan - X_{rerata})^4

= -25,281^4

= 408503,859 mm

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

$= \sqrt{\frac{639,143}{24-1}}$

= 33,145

Distribusi Gumbel mempunyai sifat bahwa koefisien skewness C_s = 1,1396 dan kofisien kurtois C_k = 5,4002 (Sri Harto, 1993:247). Berikut adalah perhitungan nilai C_s dan C_k.

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

$= \frac{24}{(24-1)(24-2)(33,145)^3} \times (816722,385)$

= 1,064

$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}\sum(X - X_{rerata})^4$

$= \frac{24^2}{(24-1)(24-2)(24-3)(33,145)^4} \times (113717984,935)$

= 5,108

Dari hasil tersebut dapat dilihat dari hasil perhitungan C_s dan C_k di atas tidak memenuhi syarat parameter statistik perhitungan dari distribusi gumbel.

Tabel 4.7
Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Gumbel

Tr (Tahun)	Y_T	K	Sd . K (mm)	$X_{rancangan}$ (mm)
25	3.199	2.457	81.426	173.803
50	3.902	3.104	102.886	195.263
100	4.600	3.747	124.187	216.565
200	5.296	4.387	145.411	237.788
1000	6.907	5.870	194.574	286.951

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dengan:

Tr (Tahun) = kala ulang tahunan

Yt = variasi tereduksi (*reduced variate*)

K = faktor frakuensi k untuk harga ekstrim Gumbel

$X_{rancangan}$ = curah hujan rancangan

Contoh Perhitungan:

Hujan rancangan untuk kala ulang 25 tahun

Tr (Tahun) = 25

Yt $= -Ln\ (Ln \frac{Tr}{(Tr-1)})$

$= -Ln\ (Ln \frac{25}{(25-1)})$

= 3,199

K $= \frac{Y_{t-Y_n}}{S_n}$ → untuk nilai Yn dan Sn didapat dari Tabel, Yn=0,5296; Sn=1,0864

$= \frac{(3,199-0,5296)}{1,0864}$

= 2,457

Sd × K = 33,145 × 2,457

= 81,426 mm

$X_{rancangan}$ = X_{rerata} + (Sd × K)

= 92,377 + 81,426

= 173,803 mm

4.1.5.1.2 Metode Log Pearson III

Tabel 4.8

Sebaran Distribusi Log Pearson III

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X (mm)	Log X - Log X_{rerata} (mm)	(Log X - Log X_{rerata})^2 (mm)	(Log X - Log X_{rerata})^3 (mm)
1	1993	76.170	1.882	-0.05792	0.00335	-0.00019
2	1994	105.528	2.023	0.08366	0.00700	0.00059
3	1995	103.406	2.015	0.07484	0.00560	0.00042
4	1996	125.127	2.097	0.15765	0.02485	0.00392
5	1997	74.351	1.871	-0.06842	0.00468	-0.00032
6	1998	94.526	1.976	0.03585	0.00129	0.00005

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Lanjutan Tabel 4.8 Sebaran Distribusi Log Pearson III

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log X (mm)	Log X - Log X_{rerata} (mm)	(Log X - Log X_{rerata})^2 (mm)	(Log X - Log X_{rerata})^3 (mm)
7	1999	92.802	1.968	0.02785	0.00078	0.00002
8	2000	101.973	2.008	0.06878	0.00473	0.00033
9	2001	92.441	1.966	0.02616	0.00068	0.00002
10	2002	67.383	1.829	-0.11115	0.01235	-0.00137
11	2003	102.565	2.011	0.07130	0.00508	0.00036
12	2004	101.346	2.006	0.06611	0.00437	0.00029
13	2005	69.329	1.841	-0.09879	0.00976	-0.00096
14	2006	80.355	1.905	-0.03469	0.00120	-0.00004
15	2007	160.722	2.206	0.26637	0.07095	0.01890
16	2008	185.044	2.267	0.32757	0.10730	0.03515
17	2009	36.588	1.563	-0.37637	0.14165	-0.05331
18	2010	57.036	1.756	-0.18355	0.03369	-0.00618
19	2011	121.743	2.085	0.14574	0.02124	0.00310
20	2012	67.096	1.827	-0.11301	0.01277	-0.00144
21	2013	79.953	1.903	-0.03687	0.00136	-0.00005
22	2014	49.535	1.695	-0.24479	0.05992	-0.01467
23	2015	69.600	1.843	-0.09709	0.00943	-0.00092
24	2016	102.433	2.010	0.07074	0.00500	0.00035
Jumlah			46.55286	Jumlah	0.54906	-0.01598
X_{rerata}					1.93970	
Standar Deviasi					0.15451	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan tahun 2012:

Log X = Log (curah hujan)

= Log 67,096

= 1,827 mm

X_{rerata} = jumlah Log X / n

= 46,55286 / 24

= 1,93970 mm

Log X - Log X_{rerata} = 1,827 – 1,93970

= -0,11301 mm

(Log X - Log X_{rerata})^2 = $(-0,11301)^2$

= 0,0,01277 mm

(Log X - Log X_{rerata})^3 = $(-0,11301)^3$

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

$$= \sqrt{\frac{1{,}827}{24-1}}$$

$$= 0{,}15451$$

$$= -0{,}00144 \text{ mm}$$

Untuk Perhitungan koefisien kemencengan (C_s) adalah sebagai berikut

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

$$= \frac{24}{(24-1)(24-2)(0{,}15451)^3} \times(-0{,}01598)$$

$$= -0{,}20552$$

Tabel 4.9
Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Log Pearson III

Tr (Tahun)	Pr (%)	K	K . Sd Log X	Log $X_{rancangan}$	$X_{rancangan}$
25	4	1.678	0.25926	2.19896	158.10932
50	2	1.950	0.30136	2.24106	174.20558
100	1	2.174	0.33588	2.27559	188.61934
200	0.5	2.383	0.36816	2.30786	203.17116
1000	0.1	2.803	0.43301	2.37271	235.89257

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dengan:

Tr (Tahun) = kala ulang tahunan

Pr (%) = probabilitas

K = karakteristik distribusi log pearson III, yang nilainya tergantung dari nilai koefisien kemencengan dan dapat dilihat pada Tabel

$X_{rancangan}$ = curah hujan rancangan

Contoh Perhitungan:

Hujan rancangan untuk kala ulang 25 tahun

Tr (Tahun) = 25

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

$= \frac{100}{25}$

= 4 %

K = 1,678 → didapat dari Tabel untuk C_s = -0,20552 dan Tr = 25 diinterpolasi untuk mendapatkan nilai K

$\text{Log } X_{rancangan} = \overline{log\ X} + (K \cdot Sd)$

$= 1{,}93970 + (1{,}678 \cdot 0{,}15451)$

$= 2{,}19896$

$X_{rancangan} = 10^{Log\ X_{rancangan}}$

$= 10^{2{,}19896}$

$= 158{,}10932$ mm

4.1.5.1.3 Metode Normal

Tabel 4.10

Sebaran Distribusi Normal

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Curah Hujan Terurut (mm)	No. Ranking	P (Probabilitas) = m / (n+1)	T (Periode Ulang) = 1 / P	X - X_{rerata} (mm)	$(X - X_{rerata})^2$ (mm)
1	1993	76.170	36.588	1	0.0400	25.000	-16.207	262.678
2	1994	105.528	49.535	2	0.0800	12.500	13.151	172.936
3	1995	103.406	57.036	3	0.1200	8.333	11.029	121.630
4	1996	125.127	67.096	4	0.1600	6.250	32.750	1072.552
5	1997	74.351	67.383	5	0.2000	5.000	-18.026	324.945
6	1998	94.526	69.329	6	0.2400	4.167	2.149	4.619
7	1999	92.802	69.600	7	0.2800	3.571	0.425	0.180
8	2000	101.973	74.351	8	0.3200	3.125	9.596	92.081
9	2001	92.441	76.170	9	0.3600	2.778	0.064	0.004
10	2002	67.383	79.953	10	0.4000	2.500	-24.994	624.709
11	2003	102.565	80.355	11	0.4400	2.273	10.188	103.800
12	2004	101.346	92.441	12	0.4800	2.083	8.969	80.443
13	2005	69.329	92.802	13	0.5200	1.923	-23.049	531.240
14	2006	80.355	94.526	14	0.5600	1.786	-12.022	144.531
15	2007	160.722	101.346	15	0.6000	1.667	68.345	4671.052
16	2008	185.044	101.973	16	0.6400	1.563	92.667	8587.146
17	2009	36.588	102.433	17	0.6800	1.471	-55.789	3112.464
18	2010	57.036	102.565	18	0.7200	1.389	-35.341	1248.979
19	2011	121.743	103.406	19	0.7600	1.316	29.365	862.325
20	2012	67.096	105.528	20	0.8000	1.250	-25.281	639.143
21	2013	79.953	121.743	21	0.8400	1.190	-12.424	154.368
22	2014	49.535	125.127	22	0.8800	1.136	-42.842	1835.413
23	2015	69.600	160.722	23	0.9200	1.087	-22.777	518.783
24	2016	102.433	185.044	24	0.9600	1.042	10.056	101.123
Jumlah			2217.053				Jumlah	25267.144
X_{rerata}					92.377			
Standar Deviasi					33.145			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan:

$P = \frac{m}{n+1}$

$= \frac{1}{24+1}$

= 0,040

T $= \frac{1}{P}$

$= \frac{1}{0,040} = 25$

X_{rerata} $= \frac{\sum curah\ hujan}{n}$

$= \frac{2217,053}{24}$

= 92,377 mm

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

= 76,170 – 92,377

= -16,207 mm

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

= $-16,207^2$

= 262,678 mm

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

$= \sqrt{\frac{25267,144}{24-1}} = 33,145$

Tabel 4.11
Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Normal

Tr (Tahun)	K	$X_{rancangan}$ (mm)
25	1.708	148.999
50	2.05	160.324
100	2.33	169.604
200	2.58	177.891
1000	3.09	194.794

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dengan:

Tr (Tahun) = kala ulang tahunan

K = faktor frekuensi yang didapatkan pada Tabel

$X_{rancangan}$ = curah hujan rancangan

Contoh Perhitungan:

Hujan rancangan untuk kala ulang 25 tahun

Tr (Tahun) = 25

K = 1,708 → didapat dari Tabel untuk Tr = 25 diantara peluang 20 dan 50 kemuadian diinterpolasikan untuk mendapatkan nilai K

$$= \frac{(25-20)\times(2{,}05-1{,}64)}{(50-20)+1{,}64}$$

$$= 1{,}708$$

$X_{rancangan} = X_{rerata} + (Sd \,.\, K)$

$= 92{,}377 + (33{,}145 \,.\, 1{,}708) = 148{,}999$ mm

4.1.5.1.4 Metode Log Normal

Tabel 4.12
Sebaran Distribusi Log Normal

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)	Ln X (mm)	Ln X - Ln X_{rerata} (mm)	$(Ln\ X - Ln\ X_{rerata})^2$ (mm)	$(Ln\ X - Ln\ X_{rerata})^3$ (mm)
1	1993	76.170	4.33297	-0.13336	0.01779	-0.00237
2	1994	105.528	4.65897	0.19264	0.03711	0.00715
3	1995	103.406	4.63866	0.17233	0.02970	0.00512
4	1996	125.127	4.82933	0.36300	0.13177	0.04783
5	1997	74.351	4.30880	-0.15753	0.02482	-0.00391
6	1998	94.526	4.54888	0.08255	0.00681	0.00056
7	1999	92.802	4.53047	0.06414	0.00411	0.00026
8	2000	101.973	4.62471	0.15838	0.02508	0.00397
9	2001	92.441	4.52657	0.06024	0.00363	0.00022
10	2002	67.383	4.21039	-0.25594	0.06550	-0.01676
11	2003	102.565	4.63050	0.16417	0.02695	0.00442
12	2004	101.346	4.61854	0.15221	0.02317	0.00353
13	2005	69.329	4.23886	-0.22747	0.05174	-0.01177
14	2006	80.355	4.38646	-0.07987	0.00638	-0.00051
15	2007	160.722	5.07968	0.61335	0.37620	0.23074
16	2008	185.044	5.22059	0.75426	0.56891	0.42911
17	2009	36.588	3.59971	-0.86662	0.75102	-0.65085
18	2010	57.036	4.04369	-0.42264	0.17863	-0.07549
19	2011	121.743	4.80191	0.33558	0.11261	0.03779
20	2012	67.096	4.20612	-0.26021	0.06771	-0.01762
21	2013	79.953	4.38144	-0.08489	0.00721	-0.00061
22	2014	49.535	3.90269	-0.56364	0.31769	-0.17906
23	2015	69.600	4.24277	-0.22356	0.04998	-0.01117
24	2016	102.433	4.62921	0.16288	0.02653	0.00432
Jumlah			107.19192	Jumlah	2.91106	-0.19511
Ln X_{rerata}				4.46633		
Sd				0.35576		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan tahun 2012:

Ln X = Ln (curah hujan)

= Ln 67,096

= 4,20612 mm

Ln X_{rerata} $= \frac{\sum Ln\ X}{n}$

$= \frac{107,19192}{24}$

= 4,46633 mm

Ln X - Ln X_{rerata} = 4,20612 – 4,46633

= -0,26021 mm

$(Ln\ X - Ln\ X_{rerata})^2$ $= (-0,26021)^2$

= 0,06771 mm

$(Ln\ X - Ln\ X_{rerata})^3$ $= (-0,\ 26021)^3$

= -0,00061 mm

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

$= \sqrt{\frac{2,91106}{24-1}}$

= 0,35576

Untuk perhitungan sifat-sifat distribusi log normal adalah sebagai berikut:

Koefisien Variasi (C_v) $= \frac{Ln\ X_{rerata}}{Sd\ Ln\ X}$

$= \frac{4,46633}{0,35576}$

= 0,07965

Koefisien Kemencengan (C_s) $= C_v^3 + 3C_v$

$= 0,07965^3 + (3\ .\ 0,07965)$

= 0,23947

Koefisien Kortosis (C_k) $= C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$

$= 0,07965^8 + (6\ .0,07965^6) + (15\ .0,07965^4)$

$+(16\ .\ 0,07965^2) + 3$

= 3,10212

Tabel 4.13
Perhitungan Curah Hujan Rancangan Distribusi Log Normal

Tr (Tahun)	Pr (%)	K	K . Sd	Ln X	$X_{rancangan}$ (mm)
25	0.04	1.708	0.60776	5.07409	159.82711
50	0.02	2.050	0.72932	5.19565	180.48456
100	0.01	2.330	0.82893	5.29526	199.38927
200	0.005	2.580	0.91787	5.38420	217.93567
1000	0.001	3.090	1.09931	5.56564	261.29221

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dengan:

Tr (Tahun) = kala ulang tahunan

Pr (%) = probabilitas

K = faktor frekuensi, merupakan fungsi peluang atau periode ulang dan dapat dilihat pada Tabel

$X_{rancangan}$ = curah hujan rancangan

Contoh Perhitungan:

Hujan rancangan untuk kala ulang 25 tahun

Tr (Tahun) = 25

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

$= \frac{100}{25}$

= 0,04

K = 1,708 → didapat dari Tabel untuk Tr = 25 diantara peluang 20 dan 50 kemuadian diinterpolasikan untuk mendapatkan nilai K

$= \frac{(25-20)\times(2,05-1,64)}{(50-20)+1,64}$

= 1,708

K . Sd = 1,708 . 0,35576

= 0,60776

Ln X $= \overline{ln\,X}$ + (K . Sd)

= 4,46633 + (0,60776)

= 5,07409

$X_{rancangan}$ $= e^{Ln\ X}$

$= e^{5,07409}$

= 158,82711 mm

4.1.6 Uji Kesesuaian Distribusi

Setelah mendapatkan curah hujan rancangan dari beberapa metode sebelumnya, maka perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi. Uji ini dimaksudkan untuk mengetahui curah hujan rancangan yang paling layak untuk digunakan, yaitu dengan melihat nilai simpangan (Δ) maksimum dari masing-masing metode analisis frekuensi. Dalam laporan ini menggunakan dua cara untuk menguji distribusi yang ada, yaitu uji Smirnov Kolmogorov dan uji Chi Square.

4.1.6.1 Uji Smirnov Kolmogorov

4.1.6.1.1 Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Gumbel

Tabel 4.14
Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Gumbel

Tahun	CHmax (mm)	CHmax Urut (mm)	M	P(x) (%)	P'(x) (%)	|Pe (x) - Pt (x)| (%)
1993	76.170	185.044	1	4.00000	2.78458	1.21542
1994	105.528	160.722	2	8.00000	6.07521	1.92479
1995	103.406	125.127	3	12.00000	18.23167	6.23167
1996	125.127	121.743	4	16.00000	20.13997	4.13997
1997	74.351	105.528	5	20.00000	31.79468	11.79468
1998	94.526	103.406	6	24.00000	33.64882	9.64882
1999	92.802	102.565	7	28.00000	34.40462	6.40462
2000	101.973	102.433	8	32.00000	34.52467	2.52467
2001	92.441	101.973	9	36.00000	34.94466	1.05534
2002	67.383	101.346	10	40.00000	35.52270	4.47730
2003	102.565	94.526	11	44.00000	42.23501	1.76499
2004	101.346	92.802	12	48.00000	44.04935	3.95065
2005	69.329	92.441	13	52.00000	44.43444	7.56556
2006	80.355	80.355	14	56.00000	58.24036	2.24036
2007	160.722	79.953	15	60.00000	58.72169	1.27831
2008	185.044	76.170	16	64.00000	63.27225	0.72775
2009	36.588	74.351	17	68.00000	65.46407	2.53593
2010	57.036	69.600	18	72.00000	71.12813	0.87187

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Lanjutan Tabel 4.14 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Gumbel

Tahun	CHmax (mm)	CHmax Urut (mm)	m	P(x) (%)	P'(x) (%)	|Pe (x) - Pt (x)| (%)
2011	121.743	69.329	19	76.00000	71.44735	4.55265
2012	67.096	67.383	20	80.00000	73.70930	6.29070
2013	79.953	67.096	21	84.00000	74.03929	9.96071
2014	49.535	57.036	22	88.00000	84.66959	3.33041
2015	69.600	49.535	23	92.00000	90.91024	1.08976
2016	102.433	36.588	24	96.00000	97.44155	1.44155
Jumlah CH_{max}		2217.053				
CH_{rerata}		92.377		Nilai Δ Maks		11.79468
Standar Deviasi CH_{max}		33.14471				

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan:

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

$= \frac{1}{(24+1)} \times 100\%$

$= 4\ \%$

$P'(x) = 2{,}78458\%$

$|P(x) - P'(x)| = |4\% - 2{,}78458\%|$

$= 1{,}21542\%$

Δ_{maks} = nilai maksimum $|P(x) - P'(x)|$

$= 11{,}79468\ \%$

$= \frac{11{,}79468}{100} = 0{,}1179468$

Untuk nilai Δ kritik dapat dilihat pada Tabel 2.5 dan didapat nilai sebagai berikut

Untuk α = 5% dan n = 24 nilai $\Delta_{cr} = 0{,}274$

Untuk α = 1% dan n = 24 nilai $\Delta_{cr} = 0{,}328$

Karena untuk α = 5% dan α = 1% nilai $\Delta_{maks} < \Delta_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Gumbel diterima.

4.1.6.1.2 Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Log Pearson III

Tabel 4.15
Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Log Pearson III

Tahun	CH_{max} (mm)	Ch_{max} Urut (mm)	Log CH $_{max}$ Terurut (mm)	m	P(x) (%)	P'(x) (%)	|Pe (x) - Pt (x)| (%)
1993	76.170	185.044	2.26728	1	4.00000	1.24073	2.75927
1994	105.528	160.722	2.20608	2	8.00000	3.66186	4.33814
1995	103.406	125.127	2.09735	3	12.00000	15.82002	3.82002
1996	125.127	121.743	2.08544	4	16.00000	17.71323	1.71323
1997	74.351	105.528	2.02337	5	20.00000	31.34505	11.34505
1998	94.526	103.406	2.01454	6	24.00000	33.44358	9.44358
1999	92.802	102.565	2.01100	7	28.00000	34.28661	6.28661
2000	101.973	102.433	2.01044	8	32.00000	34.41990	2.41990
2001	92.441	101.973	2.00849	9	36.00000	34.88500	1.11500
2002	67.383	101.346	2.00581	10	40.00000	35.52204	4.47796
2003	102.565	94.526	1.97555	11	44.00000	42.71909	1.28091
2004	101.346	92.802	1.96756	12	48.00000	44.62123	3.37877
2005	69.329	92.441	1.96587	13	52.00000	45.02357	6.97643
2006	80.355	80.355	1.90501	14	56.00000	58.97816	2.97816
2007	160.722	79.953	1.90283	15	60.00000	59.46833	0.53167
2008	185.044	76.170	1.88178	16	64.00000	64.20106	0.20106
2009	36.588	74.351	1.87129	17	68.00000	66.56103	1.43897
2010	57.036	69.600	1.84261	18	72.00000	73.00808	1.00808
2011	121.743	69.329	1.84091	19	76.00000	73.39017	2.60983
2012	67.096	67.383	1.82855	20	80.00000	76.16950	3.83050
2013	79.953	67.096	1.82670	21	84.00000	76.58642	7.41358
2014	49.535	57.036	1.75615	22	88.00000	87.59510	0.40490
2015	69.600	49.535	1.69492	23	92.00000	92.16754	0.16754
2016	102.433	36.588	1.56334	24	96.00000	98.69320	2.69320
Jumlah Log CH $_{max}$			46.55286				
Log CH $_{rerata}$			1.93970		Δ Max		11.34505
Standar Deviasi CH $_{max}$			0.15451				
Koefisien Kepencengan (Cs)			-0.20552				

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan:

Log CH_{max} = Log CH_{max}

= Log 185,044

= 2,26728 mm

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

$= \frac{1}{(24+1)} \times 100\%$

= 4 %

K $= \frac{(Log\ X - \overline{Log\ X})}{Sd}$

$= \frac{(2{,}26728 - 1{,}93970)}{0{,}15451}$

= 2,12013

P'(x) = 1,24073 % → didapatkan dari perhitungan interpolasi pada Tabel dengan nilai C_s

= -0,20552

$|P(x) - P'(x)|$ = |4 – 1,24073|

= 2,75927 %

Δ_{maks} = nilai maksimum $|P(x) - P'(x)|$

= 11,34505 %

$= \frac{11{,}34505}{100}$

= 0,11345

Untuk nilai Δ kritik dapat dilihat pada Tabel 2.6 dan didapat nilai sebagai berikut

Untuk α = 5% dan n = 24 nilai Δ_{cr} = 0,274

Untuk α = 1% dan n = 24 nilai Δ_{cr} = 0,328

Karena untuk α = 5% dan α = 1% nilai $\Delta_{maks} < \Delta_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Log Pearson III diterima.

4.1.6.1.3 Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Normal

Tabel 4.16

Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Normal

Tahun	CHmax (mm)	CHmax Urut (mm)	m	P (x)	P (x<1)	z	P'(x)	P'(x<1)	D = |Pe (x) - Pt (x)|
1993	76.170	185.044	1	0.04000	0.96000	2.79583	0.99740	0.00260	0.03740
1994	105.528	160.722	2	0.08000	0.92000	2.06202	0.98040	0.01960	0.06040
1995	103.406	125.127	3	0.12000	0.88000	0.98809	0.83844	0.16156	0.04156
1996	125.127	121.743	4	0.16000	0.84000	0.88597	0.81221	0.18779	0.02779
1997	74.351	105.528	5	0.20000	0.80000	0.39676	0.54650	0.45350	0.25350
1998	94.526	103.406	6	0.24000	0.76000	0.33274	0.63034	0.36966	0.12966

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Lanjutan Tabel 4.16 Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Normal

Tahun	CHmax (mm)	CHmax Urut (mm)	m	P (x)	P (x<1)	z	P'(x)	P'(x<1)	D = |Pe (x) - Pt (x)|
1999	92.802	102.565	7	0.28000	0.72000	0.30739	0.62071	0.37929	0.09929
2000	101.973	102.433	8	0.32000	0.68000	0.30340	0.61919	0.38081	0.06081
2001	92.441	101.973	9	0.36000	0.64000	0.28951	0.61392	0.38608	0.02608
2002	67.383	101.346	10	0.40000	0.60000	0.27060	0.60663	0.39337	0.00663
2003	102.565	94.526	11	0.44000	0.56000	0.06484	0.52584	0.47416	0.03416
2004	101.346	92.802	12	0.48000	0.52000	0.01281	0.50513	0.49487	0.01487
2005	69.329	92.441	13	0.52000	0.48000	0.00193	0.50077	0.49923	0.02077
2006	80.355	80.355	14	0.56000	0.44000	-0.36272	0.35839	0.64161	0.08161
2007	160.722	79.953	15	0.60000	0.40000	-0.37486	0.35390	0.64610	0.04610
2008	185.044	76.170	16	0.64000	0.36000	-0.48899	0.31245	0.68755	0.04755
2009	36.588	74.351	17	0.68000	0.32000	-0.54386	0.29329	0.70671	0.02671
2010	57.036	69.600	18	0.72000	0.28000	-0.68719	0.24600	0.75400	0.03400
2011	121.743	69.329	19	0.76000	0.24000	-0.69539	0.24343	0.75657	0.00343
2012	67.096	67.383	20	0.80000	0.20000	-0.75409	0.22537	0.77463	0.02537
2013	79.953	67.096	21	0.84000	0.16000	-0.76275	0.22277	0.77723	0.06277
2014	49.535	57.036	22	0.88000	0.12000	-1.06626	0.14316	0.85684	0.02316
2015	69.600	49.535	23	0.92000	0.08000	-1.29257	0.09806	0.90194	0.01806
2016	102.433	36.588	24	0.96000	0.04000	-1.68321	0.00000	1.00000	0.04000
Jumlah CH_{max}		2217.053							
CH_{rerata}		92.377				Δ Max			0.25350
Standar Deviasi CH_{max}		33.144705							

Sumber: Hasil Perhitungan

Contoh perhitungan:

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

$= \frac{1}{(24+1)}$

$= 0{,}04$

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

$= 1 - 0{,}04$

$= 0{,}96$

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

$= \frac{(185{,}044 - 92{,}377)}{33{,}1447}$

$= 2{,}79583$

P'(x) = 0,99740 → didapatkan dari perhitungan interpolasi pada Tabel 4.18 dan Tabel 4.19 di bawah ini

Tabel 4.17
Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal Untuk Nilai z Negatif

Z	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,5	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0018	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0023	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0035	0,0034	0,0033	0,0032	0,0031	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0041	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0351	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0721	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
-0.0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641

Sumber: Soewarno, 1995,p.217

P’(x<1) = 1 - P’(x)

= 1 - 0,99740

= 0,00260

$|P(x < 1) - P'(x)| = |0{,}99740 - 0{,}96|$

$= 0{,}03740$

Δ_{maks} = nilai maksimum $|P(x < 1) - P'(x)|$

$= 0{,}25350$

Untuk nilai Δ kritik dapat dilihat pada Tabel 2.6 dan didapat nilai sebagai berikut

Untuk α = 5% dan n = 24 nilai $\Delta_{cr} = 0{,}274$

Untuk α = 1% dan n = 24 nilai $\Delta_{cr} = 0{,}328$

Karena untuk α = 5% dan α = 1% nilai $\Delta_{maks} < \Delta_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Normal diterima.

4.1.6.1.4 Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Log Normal

Tabel 4.18

Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Terhadap Metode Log Normal

Tahun	CH_{max} (mm)	CH_{max} Urut (mm)	Ln CH_{max} Urut (mm)	m	Pe = m / (n+1)	P (x<1) = 1 - Pe	z = (Ln CH - Ln CH	P	$P_{(CH\ max)}$	D = |Pe (x) - Pt (x)|
1993	76.170	185.044	5.22059	1	0.04000	0.96000	2.12013	0.98301	0.01699	0.02301
1994	105.528	160.722	5.07968	2	0.08000	0.92000	1.72403	0.95766	0.04234	0.03766
1995	103.406	125.127	4.82933	3	0.12000	0.88000	1.02034	0.84618	0.15382	0.03382
1996	125.127	121.743	4.80191	4	0.16000	0.84000	0.94326	0.82856	0.17144	0.01144
1997	74.351	105.528	4.65897	5	0.20000	0.80000	0.54149	0.70591	0.29409	0.09409
1998	94.526	103.406	4.63866	6	0.24000	0.76000	0.48440	0.68594	0.31406	0.07406
1999	92.802	102.565	4.63050	7	0.28000	0.72000	0.46146	0.67773	0.32227	0.04227
2000	101.973	102.433	4.62921	8	0.32000	0.68000	0.45783	0.67642	0.32358	0.00358
2001	92.441	101.973	4.62471	9	0.36000	0.64000	0.44518	0.67186	0.32814	0.03186
2002	67.383	101.346	4.61854	10	0.40000	0.60000	0.42785	0.66563	0.33437	0.06563
2003	102.565	94.526	4.54888	11	0.44000	0.56000	0.23203	0.59177	0.40823	0.03177
2004	101.346	92.802	4.53047	12	0.48000	0.52000	0.18028	0.57151	0.42849	0.05151
2005	69.329	92.441	4.52657	13	0.52000	0.48000	0.16933	0.56724	0.43276	0.08724
2006	80.355	80.355	4.38646	14	0.56000	0.44000	-0.22452	0.41114	0.58886	0.02886
2007	160.722	79.953	4.38144	15	0.60000	0.40000	-0.23863	0.40572	0.59428	0.00572
2008	185.044	76.170	4.33297	16	0.64000	0.36000	-0.37487	0.35390	0.64610	0.00610
2009	36.588	74.351	4.30880	17	0.68000	0.32000	-0.44280	0.32899	0.67101	0.00899
2010	57.036	69.600	4.24277	18	0.72000	0.28000	-0.62839	0.26483	0.73517	0.01517
2011	121.743	69.329	4.23886	19	0.76000	0.24000	-0.63939	0.26020	0.73980	0.02020
2012	67.096	67.383	4.21039	20	0.80000	0.20000	-0.71940	0.23599	0.76401	0.03599
2013	79.953	67.096	4.20612	21	0.84000	0.16000	-0.73140	0.23227	0.76773	0.07227
2014	49.535	57.036	4.04369	22	0.88000	0.12000	-1.18798	0.11740	0.88260	0.00260
2015	69.600	49.535	3.90269	23	0.92000	0.08000	-1.58431	0.05658	0.94342	0.02342
2016	102.433	36.588	3.59971	24	0.96000	0.04000	-2.43593	0.00738	0.99262	0.03262
Jumlah Ln CH_{max}			107.19192							
Ln CH_{rerata}			4.46633			Δ Max				0.09409
Standar Deviasi Ln CH_{max}			0.3557636							

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

= 1 - 0,98301

= 0,01699

$|P(x < 1) - P'(x)|$ = $|0{,}8301 - 0{,}96|$

= 0,02301

Δ_{maks} = nilai maksimum $|P(x < 1) - P'(x)|$

= 0,09409

Untuk nilai Δ kritik dapat dilihat pada Tabel 2.6 dan didapat nilai sebagai berikut

Untuk α = 5% dan n = 10 nilai Δ_{cr} = 0,274

Untuk α = 1% dan n = 10 nilai Δ_{cr} = 0,328

Karena untuk α = 5% dan α = 1% nilai $\Delta_{maks} < \Delta_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Log Normal diterima.

4.1.6.2 Uji Chi Square

4.1.6.2.1 Uji Chi Square Terhadap Metode Gumbel

Perhitungan untuk menentukan banyaknya kelas dan batas kelas adalah sebagai berikut

K (banyak kelas) = 1 + 3,3 Log n

= 1 + 3,3 Log 24

= 5,55

= 6 kelas

Batas Kelas = $\frac{100\%}{K}$

= $\frac{100\%}{6}$

= 16,667 %

DK (derajat kebebasan) = k – (P + 1)

= 6 – (2 + 1)

= 3

α = banyaknya parameter sebaran chi square yaitu 2

Tabel 4.19
Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Untuk Metode Gumbel

P (%)	Tr	Yt	K	X
83.333	1.200	-0.583	-1.024	58.427
66.667	1.500	-0.094	-0.574	73.351
50	2.000	0.367	-0.150	87.402
33.333	3.000	0.903	0.343	103.761
16.667	6.000	1.702	1.079	128.145

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan:

X_{rerata} = 92,37722 mm

Standar Deviasi = 33,14471

P (Probabilitas) = 50 %

= 0,50 (interval probabilitas sesuai dengan batas kelas)

Tr $= \frac{1}{P}$

$= \frac{1}{0,50}$

= 2

Yt $= -Ln\ (-Ln \frac{(Tr-1)}{Tr})$

$= -Ln\ (-Ln \frac{(2-1)}{(2)})$

= 0,367

K $= \frac{Y_{t-Y_n}}{S_n}$ → untuk nilai Yn dan Sn didapat dari Tabel

$= \frac{(0,367-0,5296)}{1,0864}$

= -0,150

Batas Kelas = X_{rerata} + K . Sd

= 92,37722 + (- 0,150 . 33,14471)

= 87,402 mm

Tabel 4.20
Perhitungan Chi Square Untuk Metode Gumbel

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	$(Ef - Of)^2 / Ef$
		Ef	Of		
1	0,00 - 58,427	4	3	1	0.250
2	58,427 - 73,351	4	4	0	0.000
3	73,351 - 87,402	4	4	0	0.000
4	87,402 - 103,761	4	8	4	4.000
5	103,761 -128,145	4	3	1	0.250
6	128,145 -~	4	2	2	1.000
Jumlah		24	24	χ^2	5.5

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan:

Ef (*expected frequency*) $= \frac{n}{banyaknya\ kelas}$

$= \frac{24}{6}$

$= 4$

Of (*observed frequency*) = sesuai dengan banyaknya data curah hujan yang masuk dalam rentang batas kelas

$|Ef - Of|$ $= |4 - 3|$

$= 1$

$\frac{(Ef-Of)^2}{Ef}$ $= \frac{(1)^2}{4}$

$= 0{,}25$

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

$= 5{,}5$

Dari Tabel dapat diketahui $X^2_{kritis} = 7{,}815$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $X^2_{kritis} = 11{,}345$ untuk $\alpha = 1\%$. Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ nilai $X^2_{hitung} < X^2_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Gumbel diterima.

4.1.6.2.2 Uji Chi Square Terhadap Metode Log Pearson III

Perhitungan untuk menentukan banyaknya kelas dan batas kelas adalah sebagai berikut

K (banyak kelas) = 1 + 3,3 Log n

= 1 + 3,3 Log 24

= 5,55

= 6 kelas

Batas Kelas $= \frac{100\%}{K}$

$= \frac{100\%}{6}$

= 16,667 %

DK (derajat kebebasan) = k – (P + 1)

= 6 – (2 + 1)

= 3

α = banyaknya parameter sebaran chi square yaitu 2

Tabel 4.21
Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Untuk Metode Log Pearson III

P (%)	K	Log $X_{rancangan}$	$X_{rancangan}$
83.333	-0.987	1.787	61.266
66.667	-0.446	1.871	74.271
50.000	0.034	1.945	88.094
33.333	0.487	2.015	103.516
16.667	0.986	2.092	123.602

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan:

Log X_{rerata} = 1,940 mm

Standar Deviasi Log X = 0,155

Koefisien Kemencengan (C_s) = -0,206

P (Probabilitas) = 50 %

= 0,50 (interval probabilitas sesuai dengan batas kelas)

K = 0,034 → untuk nilai K didapat dari perhitungan interpolasi pada Tabel

Log $X_{rancangan}$ = Log X_{rerata} + K . Sd

= 1,940 + (0,034 . 0,155)

= 1,945 mm

Batas Kelas $= 10^{Log\ X_{rancangan}}$

$= 10^{1,945}$

= 88,094 mm

Tabel 4.22
Perhitungan Chi Square Untuk Metode Log Pearson III

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	$(Ef - Of)^2 / Ef$
		Ef	Of		
1	0,00 - 61,266	4	3	1	0.250
2	61,266 - 74,271	4	4	0	0.000
3	74,271 - 88,094	4	4	0	0.000
4	88,094 - 103,516	4	8	4	4.000
5	103,516 - 123,602	4	2	2	1.000
6	123,602 - ~	4	3	1	0.250
Jumlah		24	24	χ^2	5.5

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan:

Ef (*expected frequency*) $= \frac{n}{banyaknya\ kelas}$

$= \frac{24}{6}$

$= 4$

Of (*observed frequency*) = sesuai dengan banyaknya data curah hujan yang masuk dalam rentang batas kelas

$|Ef - Of|$ $= |4 - 3|$

$= 1$

$\frac{(Ef-Of)^2}{Ef}$ $= \frac{(1)^2}{4}$

$= 0{,}25$

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

$= 5{,}5$

Dari Tabel 2.5 dapat diketahui $X^2_{kritis} = 7{,}815$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $X^2_{kritis} = 11{,}345$ untuk $\alpha = 1\%$. Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ nilai $X^2_{hitung} < X^2_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Log Pearson III diterima.

4.1.6.2.3 Uji Chi Square Terhadap Metode Normal

Perhitungan untuk menentukan banyaknya kelas dan batas kelas adalah sebagai berikut

K (banyak kelas) = 1 + 3,3 Log n

= 1 + 3,3 Log 24

= 5,55

= 6 kelas

Batas Kelas $= \frac{100\%}{K}$

$= \frac{100\%}{6}$

= 16,667 %

DK (derajat kebebasan) = k – (P + 1)

= 6 – (2 + 1)

= 3

α = banyaknya parameter sebaran chi square yaitu 2

Tabel 4.23
Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Untuk Metode Normal

P(%)	X_{rerata}	Sd	z	X
83.33333333	92.377	33.145	-0.963	60.459
66.66666667	92.377	33.145	-0.430	78.125
50	92.377	33.145	0.000	92.377
33.33333333	92.377	33.145	0.431	106.654
16.66666667	92.377	33.145	0.967	124.439

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan:

X_{rerata} = 92,377 mm

Standar Deviasi = 33,145

P (Probabilitas) = 50 %

= 0,50 (interval probabilitas sesuai dengan batas kelas)

Z = 0,000 → untuk nilai Z didapat dari perhitungan interpolasi Tabel 4.18 dan Tabel 4.19

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

= 92,377 + (0,000 . 33,145)

= 92,377 mm

Tabel 4.24
Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Untuk Metode Normal

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	$(Ef - Of)^2 / Ef$
		Ef	Of		
1	0,00 - 60.459	4	3	1	0.250
2	60,459 - 78,125	4	6	2	1.000
3	78,125 - 92,377	4	2	2	1.000
4	92,377 - 106,654	4	9	5	6.250
5	106,654 - 124,439	4	1	3	2.250
6	124,439 -~	4	3	1	0.250
Jumlah		24	24	χ^2	11.0

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan:

Ef (*expected frequency*) $= \frac{n}{banyaknya\ kelas}$

$= \frac{24}{6}$

$= 4$

Of (*observed frequency*) = sesuai dengan banyaknya data curah hujan yang masuk dalam rentang batas kelas

$|Ef - Of|$ $= |4 - 3|$

$= 1$

$\frac{(Ef-Of)^2}{Ef}$ $= \frac{(1)^2}{4}$

$= 0{,}25$

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

$= 11$

Dari Tabel 2.5 dapat diketahui $X^2_{kritis} = 7{,}815$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $X^2_{kritis} = 11{,}345$ untuk $\alpha = 1\%$. Karena untuk $\alpha = 5\% > X^2_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Normal Ditolak dan $\alpha = 1\%$ nilai $X^2_{hitung} < X^2_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Normal diterima.

4.1.6.2.4 Uji Chi Square Terhadap Metode Log Normal

Perhitungan untuk menentukan banyaknya kelas dan batas kelas adalah sebagai berikut

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

$= 1 + 3{,}3 \text{ Log } 24$

= 5,55

= 6 kelas

Batas Kelas $= \frac{100\%}{K}$

$= \frac{100\%}{6}$

= 16,667 %

DK (derajat kebebasan) = k – (P + 1)

= 6 – (2 + 1)

= 3

α = banyaknya parameter sebaran chi square yaitu 2

Tabel 4.25
Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Untuk Metode Log Normal

P (%)	Ln CH $_{rerata}$	Sd Ln CH $_{max}$	z	Ln X	X
83.33333333	4.466	0.356	-0.963	4.124	61.789
66.66666667	4.466	0.356	-0.430	4.313	74.690
50	4.466	0.356	0.000	4.466	87.037
33.33333333	4.466	0.356	0.431	4.620	101.451
16.66666667	4.466	0.356	0.967	4.810	122.790

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan:

Ln X_{rerata} = 4,466 mm

Standar Deviasi Ln X = 0,356

P (Probabilitas) = 50 %

= 0,50 (interval probabilitas sesuai dengan batas kelas)

Z = 0,000 → untuk nilai Z didapat dari perhitungan interpolasi Tabel 4.18 dan Tabel 4.19

Ln $X_{rancangan}$ = Ln X_{rerata} + Z . Sd

= 4,466 + (0,000 . 0,356)

= 4,466 mm

Batas Kelas $= e^{Ln\ X_{rancangan}}$

$= e^{4,466}$

= 87,037 mm

Tabel 4.26
Perhitungan Batas Kelas Uji Chi Square Untuk Metode Log Normal

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	$(Ef - Of)^2 / Ef$
		Ef	Of		
1	0,00 - 61,789	4	3	1	0.250
2	61,789 - 74,690	4	5	1	0.250
3	74,690 - 87,037	4	3	1	0.250
4	87,037 - 101,451	4	4	0	0.000
5	101,451 - 122,790	4	6	2	1.000
6	122,790 -~	4	3	1	0.250
	Jumlah	24	24	χ^2	2.0

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan:

Ef (*expected frequency*) $= \frac{n}{banyaknya\ kelas}$

$= \frac{24}{6}$

$= 4$

Of (*observed frequency*) = sesuai dengan banyaknya data curah hujan yang masuk dalam rentang batas kelas

$|Ef - Of|$ $= |4 - 3|$

$= 1$

$\frac{(Ef-Of)^2}{Ef}$ $= \frac{(1)^2}{4}$

$= 0{,}25$

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

$= 2{,}0$

Dari Tabel 2.5 dapat diketahui $X^2_{kritis} = 7{,}815$ untuk $\alpha = 5\%$ dan $X^2_{kritis} = 11{,}345$ untuk $\alpha = 1\%$. Karena untuk $\alpha = 5\%$ dan $\alpha = 1\%$ nilai $X^2_{hitung} < X^2_{kritis}$ maka hipotesa Distribusi Log Normal diterima.

4.1.6.3 Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi

Dari uji kesesuaian distribusi di atas dapat dibuat rekapitulasi hasil pengujian tersebut sebagai berikut.

Tabel 4.27
Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov

Distribusi Frekuensi	Uji Smirnov Kolmogorov				
	Peluang (P)	Δ Kritik	Δ Max Hitung	Keterangan	
Gumbel	1%	0.328	0.118	Δ cr > Δ Max , maka data diterima	Diterima
	5%	0.274			Diterima
Log Pearson III	1%	0.49	0.113		Diterima
	5%	0.41			Diterima
Normal	1%	0.49	0.253		Diterima
	5%	0.41			Diterima
Log Normal	1%	0.49	0.094		Diterima
	5%	0.41			Diterima

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Tabel 4.28
Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Chi Square

Uji Chi Square				
Peluang (P)	Chi Kritik	x^2	Keterangan	
1%	11.345	5.500	Chi Kritik > χ^2 , maka data diterima	Diterima
5%	7.815			Diterima
1%	11.345	5.500		Diterima
5%	7.815			Diterima
1%	11.345	11.000		Diterima
5%	7.815			Tidak Diterima
1%	11.345	2.000		Diterima
5%	7.815			Diterima

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Dari hasil rekapitulasi di atas disimpulkan bahwa distribusi yang akan digunakan adalah Distribusi Gumbel karena mempunyai simpangan yang terkecil.

4.1.7 *Probability Maximum Precipitation* (PMP)

Probability Maximum Precipitation (PMP) berhubungan erat dengan *Probability Maximum Flood* (PMF). Besaran *Probability Maximum Flood* (PMF) diestimasi dengan metode hubungan hujan dan limpasan degan hujan yang digunakan adalah hujan maksimum boleh jadi (PMP). Untuk perhitungan PMP dalam laporan akhir ini didapat dari perhitungan PMP *point rainfall* masing-masing stasiun hujan karena yang dibutuhkan untuk perhitungan

PMF adalah PMP *basin rainfall* maka PMP *point rainfall* dari masing masing stasiun hujan dikalikan dengan luas daerah pengaruh masing-masing stasiun kemudian dibagi total luas pengaruh stasiun hujan.

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

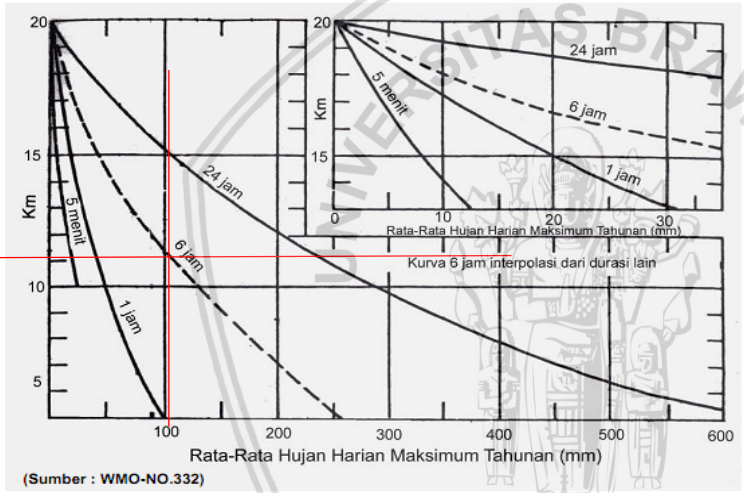
$X_{rerata} = \frac{\sum Curah\ Hujan}{n}$

$= \frac{2477{,}400}{24}$

= 103,225 mm

Standar Deviasi = 31,684

K_m = 11,1 → nilai K_m didapat pada Gambar 4.5



Gambar 4.5 Untuk Menentukan Harga K_m
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2004:8)

Berikut adalah perhitungan untuk menentukan nilai f_1.

$\overline{X_n} = X_{rerata}$

= 103,225 mm

X_{n-m} = X_{rerata} tanpa nilai maksimum

$= \frac{\sum Curah\ Hujan\ tanpa\ nilai\ maksimum}{n}$

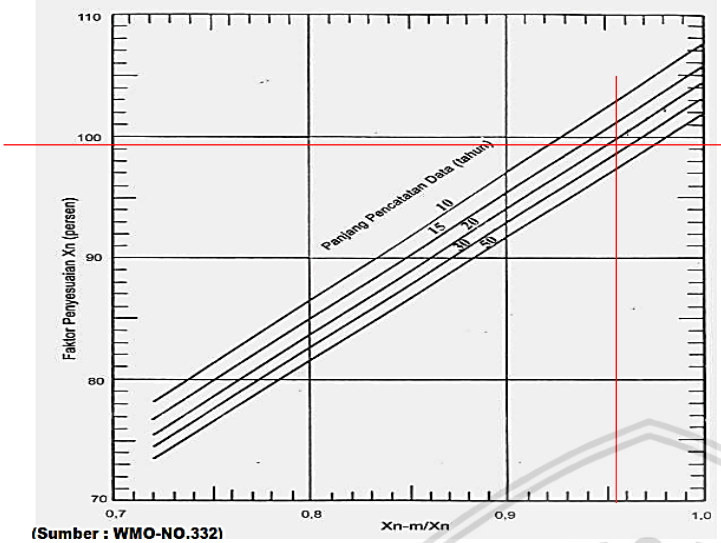
$= \frac{2268{,}100}{23}$

= 98,613 mm

$(X_{n-m})/X_n$ = 98,613 / 103,225

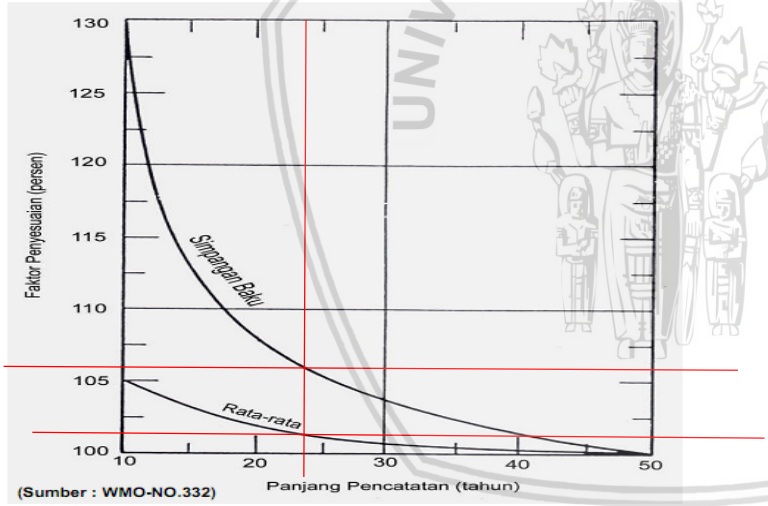
= 0,955 mm

Faktor Penyesuaian X_n adalah f_1= 99,10 %



Gambar 4.6 Faktor Penyesuaian Rata-Rata Terhadap Pengamatan Maksimum
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2004:8)

Selanjutnya adalah menentukan nilai f_2 dan f_4 dengan menggunakan Grafik 4.3 di bawah ini.



Gambar 4.7 Faktor Penyesuaian Rata-Rata dan Simpangan Baku Terhadap Panjang Pengamatan Data
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2004:9)
dengan:

Faktor penyesuaian rata-rata adalah f_2 = 101%

Faktor penyesuaian simpanagn baku adalah f_4 = 106%

Berikut adalah menentukan nilai f_3.

S_n = Sd

= 31,684 mm

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

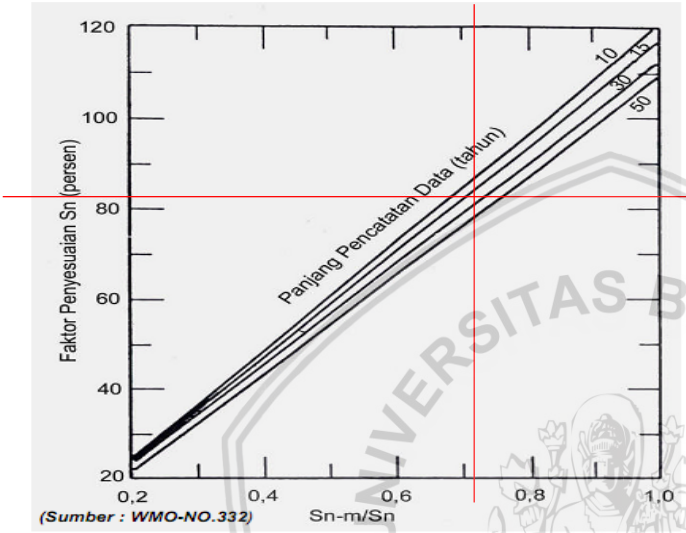
$= \sqrt{\frac{\sum(X-X_{rerata})^2}{n-1}}$

= 22,711

$(s_{n-m})/s_n$ = 22,711 / 31,684

= 0,717 mm

Faktor Penyesuaian S_n adalah f_3= 83 %



Gambar 4.8 Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum
Sumber: Badan Standardisasi Nasional (2004:9)

$\overline{X_p}$ = $\overline{X_n} \cdot f_1 \cdot f_2$

= 103,225 . 99,10% . 101%

= 103,319

S_p = $S_n \cdot f_3 \cdot f_4$

= 31,684 . 83% . 106%

= 27,875

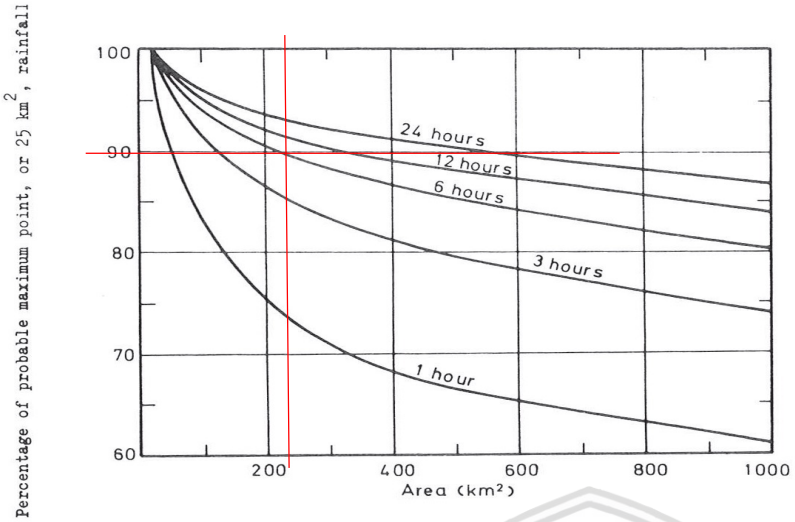
Perhitungan hujan maksimum boleh jadi

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

= 103,319 + (11,1 . 27,875)

= 412,737 mm

Curah hujan PMP *point rainfall* pada stasiun hujan Malikulsaleh adalah 412,737 mm. Nilai *adjustment factor* untuk luas DAS 235,611 km^2 adalah 90 % dengan melihat gambar grafik dibawah ini.



Gambar 4.9 Gambar Grafik *Depth–area, or area-reduction*
Sumber: *World Meteorogical Organization* (2009:69)

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

PMP Stasiun Malikulsaleh = PMP *point rainfall* × *adjusment factor* Luas DAS × 1,02
= 412,737 × 90% × 1,02
= 378,892 mm

Hasil perhitungan PMP Stasiun Takengon sebesar 442,589 mm dan untuk Stasiun Cot Girek sebesar 611,285 mm. Analisa Perhitungan PMP *point rainfall* pada Stasiun Takengon dan Cot Girek menggunakan metode yang sama dengan perhitungan pada Stasiun Malikulsaleh yaitu dengan menggunakan Metode Hersfield sesuai dengan SNI.

Untuk perhitungan PMP *basin rainfall* dapat dilihat pada Tabel 4.31 di bawah ini.

Tabel 4.29
Perhitungan PMP *Basin Rainfall* Pada DAS Bendungan Keureuto

	Stasiun Hujan Malikulsaleh	Stasiun Hujan Takengon	Stasiun Hujan Cot Girek
Luas	3.880456643	87.67074048	144.060286
PMP Point Rainfall	378.8921715	442.5893663	611.2853224
PMP Basin		544.6863148	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Jadi, nilai hujan maksimum boleh jadi adalah 544,686 mm.

4.1.8 Intensitas Curah Hujan

4.1.8.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Besarnya koefisien pengaliran tergantung pada daerah pengaliran dan karakteristik hujan pada suatu daerah yang meliputi, keadaan hujan, luas dan bentuk daerah pengaliran, kemiringan daerah pengaliran, daya infiltrasi, dan perkolasi tanah, kebasahan tanah, suhu, udara, angin, evaporasi dan tata guna lahan. Koefisien pengaliran (C) yang digunakan pada studi ini adalah sebesar 0,65 yang koefisien pengaliran tersebut dapat dilihat pada Gambar.

4.1.8.2 Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Dengan menggunakan rumus hujan satuan cara PSA 007 (2-15) : Analisa distribusi hujan jampjaman adalah untuk memperkirakan persentase dari hujan total yang jatuh setiap jamnya. Metode PSA 007 merupakan metode distribusi hujan jam-jaman yang terdapat pada buku Pedoman Perencanaan Bendungan Urugan Volume 2. Dengan melakukan penyesuaian dan interpolasi dari tabel intensitas hujan dalam % yang disarankan PSA 007, maka untuk intensitas hujan dalam % dengan durasi 6 jam adalah sebagai berikut:

Tabel 4.30
Intensitas Hujan Dalam % dengan Durasi Hujan 6 Jam

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

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Setelah didapatkan nilai intensitas hujan dalam % dengan durasi hujan 6 jam, maka dihitung selisih nilai intensitas hujan dalam % di tiap jamnya. Nilai dari selisih tersebut kemudian disusun dalam bentuk genta, dimana nilai terbesar diletakkan di tengah, nilai lebih kecil sebelah kiri, lebih kecil berikutnya sebelah kanan, dan seterusnya, sehingga didapatkan bentuk seperti berikut:

Tabel 4.31
Distribusi Hujan dengan Durasi 6 Jam dalam Bentuk Genta

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

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.32
Perhitungan Hujan Efektif

Kala ulang (tahun)	25	50	100	1000	PMP
Hujan Rancangan (mm)	173.80	195.26	216.56	286.95	544.69
Koefisien pengaliran	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650
Hujan Efektif (mm)	112.97	126.92	140.77	186.52	354.05

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Hujan Rancangan diambil berdasarkan analisa frekuensi menggunakan metode Gumbel. Nilai Koefisien Pengaliran didapatkan dari Tabel 2..., dengan kondisi DTA adalah sungai di dataran rendah yaitu sebesar 0,65. Selanjutnya dilakukan perhitungan hujan netto jam-jaman guna mengetahui besarnya distribusi hujan tiap jamnya dengan Metode PSA 007.

Tabel 4.33
Distribusi Hujan Netto Jam-jaman

No	Jam ke t	Hujan netto jam-jaman (mm/jam)				
		25 th	50 th	100 th	1000 th	PMP
1	1	4.519	5.077	5.631	7.461	14.162
2	2	13.933	16.500	18.769	26.734	56.647
3	3	75.691	82.499	90.091	113.776	198.266
4	4	9.791	12.692	15.015	23.626	56.647
5	5	4.519	5.077	5.631	7.461	14.162
6	6	4.519	5.077	5.631	7.461	14.162

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan pada kala ulang 25th:

Hujan Netto jam-jaman = (durasi hujan x hujan efektif) / 100

= (4x112,97) / 100

= 4,519 mm/jam

4.1.9 Aliran Dasar

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

4.1.9.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Beberapa parameter yang digunakan dalam metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu adalah sebagai berikut.

1. Karakteristik DAS, meliputi:

   Luas DAS (A) = 235,611 km^2

   Panjang Sungai Utama (L) = 31,19 km

   Nilai Koefisien Karakteristik DAS (α) = 2,5

   Hujan Netto Satuan (Ro) = 1 mm

2. Perhitungan parameter-parameter Hidrograf:

   Waktu Konsentrasi (t_g)

   t_g = 0,4+0,058L

   t_g = 0,4+ 0,058 x 31,19

   t_g = 2,209 jam

   Lama hujan efektif yang menyebabkan limpasan permukaan (t_r)

   t_r = 0,75 . t_g

   t_r = 0,75 . 2,209

   t_r = 1,657 jam

   Waktu ketika terjadi debit tertinggi (T_p)

   $T_p = t_g + 0{,}8\ t_r$

   $T_p = 2{,}209 + (0{,}8 \times 1{,}657)$

   T_p = 3,534 jam

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

   $T_{0,3} = \alpha \cdot t_g$

   $T_{0,3}$ = 2,5 . 2,209

   $T_{0,3}$ = 5,523 jam

   Debit puncak banjir (Qp)

$Qp = \frac{1}{3,6}\left(\frac{A.Ro}{0,3T_p + T_{0,3}}\right)$

$Qp = \frac{1}{3,6}\left(\frac{235,611.1}{(0,3.3,534) + 5,523}\right)$

Qp = 7,357 m^3/det

Menentukan control hidrograf

DRo = ΣV/A

= (63,3964 x 1000 x 3600) / (235,611 x 10^6)

= 0,96866 ~ 1

Diketahui :

Luas DAS (A)	=	235.611
Panjang Sungai Utama (L)	=	31.19
Parameter Alfa (a)	=	2
Ro	=	1
tg = 0,4+0,058L	=	2.209
tr = 0.75*tg	=	1.657
Tp = tg + (0,8 * tr)	=	3.534
$T_{0,3}$ = a * tg	=	4.418
Qp = (C *A * Ro) / (3,6 * ((0,3 * Tp) + $T_{0,3}$)	=	8.840

$Tp + T_{0,3}$ = 7,952 jam

$Tp + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3}$ = 14,580 jam

Ordinat Hidrograf Satuan:

Saat kurva naik (t ≤ Tp)

0 ≤ t ≤ Tp

0 ≤ t ≤ 3,534 maka $Q_{(t)} = Q_p\left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4}$

Saat kurva turun (t ≥ Tp)

$Tp < t \leq Tp + T_{0,3}$

$3{,}534 < t \leq 9{,}057$, maka $Q_{(t)} = Q_p \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-tp)}{T_{0,3}}\right]}$

$Tp + T_{0,3} < t < (Tp + T_{0,3} + 1{,}5T_{0,3})$

$9{,}057 < t < 17{,}341$, maka $Q_{(t)} = Q_p \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-tp+0{,}5T_{0,3})}{1{,}5T_{0,3}}\right]}$

$t > (Tp + T_{0,3} + 1{,}5T_{0,3})$

$t > 7{,}341$, maka $Q_{(t)} = Q_p \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-tp+1{,}5T_{0,3})}{2T_{0,3}}\right]}$

Tabel 4.34
Lengkung Hidrograf Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung Naik	Qd0	0	0	Tp	4
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	Tp	4	$Tp + T_{0,3}$	8
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Tp + T_{0,3}$	8	$Tp + 2{,}5\ T_{0,3}$	15
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Tp + 2{,}5\ T_{0,3}$	15	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Waktu lengkung hidrograf nakayasu yang telah didapat merupakan dasar di dalam menentukan ordinat HSS Nakayasu dengan persamaan di bawah ini.

Tabel 4.35
Persamaan Ordinat Lengkung Hidrograf Satuan Sintetik Nakaysu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung Naik	Qd0	Qp. (t/Tp)^2,4
2	Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	Qp. 0,3^[(t-Tp)/T0,3]
3	Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	Qp. 0,3^(t-Tp+0,5.T0,3)/(1,5.T0,3)
4	Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	Qp. 0,3^(t-Tp+1.5T0.3)/(2.T0.3)

Sumber: Montarcih, 2010:153

Tabel 4.36
Perhitungan Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

t (jam)	Q (m^3/dt)	Ket
0	0.0000	
1	0.4271	**Qa**
2	2.2541	
3	5.9648	
4	8.8404	**Qp**
5	5.9296	
6	4.5151	**Qd1**
7	3.4381	
8	2.6180	
9	2.1925	
10	1.8283	
11	1.5246	
12	1.2713	**Qd2**
13	1.0601	
14	0.8840	
15	0.7371	
16	0.6556	
17	0.5721	
18	0.4992	
19	0.4356	
20	0.3802	
21	0.3317	
22	0.2895	
23	0.2526	
24	0.2204	
25	0.1923	**Qd3**
26	0.1678	
27	0.1465	
28	0.1278	
29	0.1115	
30	0.0973	
31	0.0849	
32	0.0741	
33	0.0647	
34	0.0564	

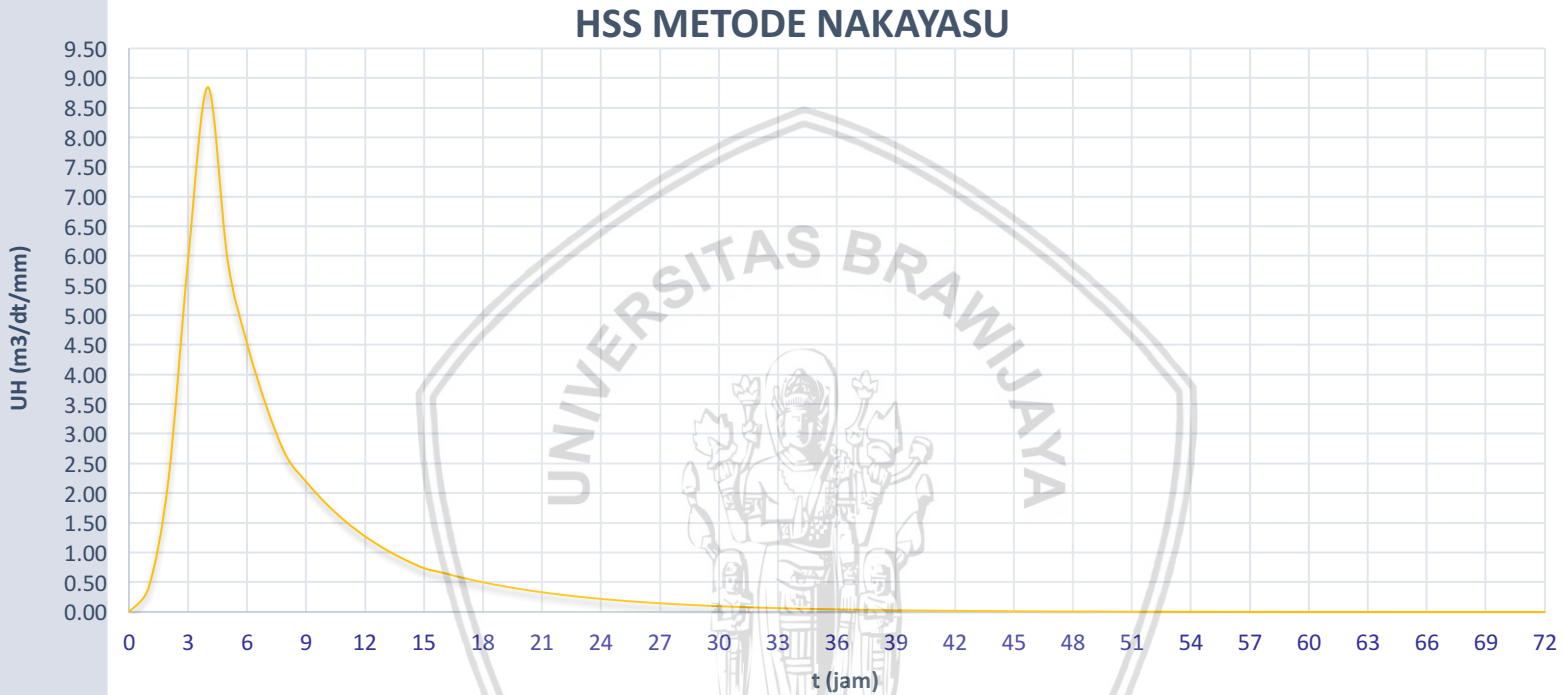
repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Lanjutan Tabel 4.36 Perhitungan Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

t (jam)	Q (m^3/dt)
35	0.0492
36	0.0430
37	0.0375
38	0.0327
39	0.0286
40	0.0249
41	0.0217
42	0.0190
43	0.0166
44	0.0144
45	0.0126
46	0.0110
47	0.0096
48	0.0084
49	0.0073
50	0.0064
51	0.0056
52	0.0049
53	0.0042
54	0.0037
55	0.0032
56	0.0028
57	0.0025
58	0.0021
59	0.0019
60	0.0016
61	0.0014
62	0.0012
63	0.0011
64	0.0009
65	0.0008
66	0.0007
67	0.0006
68	0.0005
69	0.0005
70	0.0004

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Gambar 4.10 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.37
Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
ke	(m^3/dt)	4.519	13.933	75.691	9.791	4.519	4.519	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						2.000	2.000
1	0.427	1.930	0.000					2.000	3.930
2	2.254	10.186	5.951	0.000				2.000	18.137
3	5.965	26.954	31.407	32.326	0.000			2.000	92.688
4	8.840	39.949	83.109	170.618	4.181	0.000		2.000	299.857
5	5.930	26.795	123.176	451.485	22.070	1.930	0.000	2.000	627.455
6	4.515	20.403	82.618	669.143	58.401	10.186	1.930	2.000	844.681
7	3.438	15.536	62.910	448.815	86.556	26.954	10.186	2.000	652.959
8	2.618	11.830	47.904	341.757	58.056	39.949	26.954	2.000	528.450
9	2.193	9.908	36.477	260.235	44.207	26.795	39.949	2.000	419.571
10	1.828	8.262	30.549	198.160	33.662	20.403	26.795	2.000	319.831
11	1.525	6.889	25.474	165.955	25.633	15.536	20.403	2.000	261.890
12	1.271	5.745	21.242	138.385	21.467	11.830	15.536	2.000	216.205
13	1.060	4.790	17.713	115.395	17.901	9.908	11.830	2.000	179.538
14	0.884	3.995	14.770	96.225	14.927	8.262	9.908	2.000	150.086
15	0.737	3.331	12.317	80.239	12.447	6.889	8.262	2.000	125.485
16	0.656	2.963	10.271	66.909	10.379	5.745	6.889	2.000	105.156
17	0.572	2.585	9.135	55.794	8.655	4.790	5.745	2.000	88.704
18	0.499	2.256	7.971	49.625	7.217	3.995	4.790	2.000	77.855
19	0.436	1.969	6.956	43.304	6.419	3.331	3.995	2.000	67.974
20	0.380	1.718	6.070	37.788	5.602	2.963	3.331	2.000	59.471
21	0.332	1.499	5.297	32.975	4.888	2.585	2.963	2.000	52.206
22	0.289	1.308	4.622	28.774	4.265	2.256	2.585	2.000	45.811
23	0.253	1.141	4.033	25.109	3.722	1.969	2.256	2.000	40.230
24	0.220	0.996	3.520	21.910	3.248	1.718	1.969	2.000	35.360
25	0.192	0.869	3.071	19.120	2.834	1.499	1.718	2.000	31.111
26	0.168	0.758	2.680	16.684	2.473	1.308	1.499	2.000	27.403
27	0.146	0.662	2.339	14.559	2.158	1.141	1.308	2.000	24.167
28	0.128	0.578	2.041	12.704	1.883	0.996	1.141	2.000	21.343
29	0.112	0.504	1.781	11.086	1.643	0.869	0.996	2.000	18.879
30	0.097	0.440	1.554	9.674	1.434	0.758	0.869	2.000	16.729
31	0.085	0.384	1.356	8.442	1.251	0.662	0.758	2.000	14.853
32	0.074	0.335	1.183	7.366	1.092	0.578	0.662	2.000	13.216
33	0.065	0.292	1.033	6.428	0.953	0.504	0.578	2.000	11.787
34	0.056	0.255	0.901	5.609	0.831	0.440	0.504	2.000	10.540
35	0.049	0.223	0.786	4.895	0.726	0.384	0.440	2.000	9.453
36	0.043	0.194	0.686	4.271	0.633	0.335	0.384	2.000	8.503
37	0.037	0.169	0.599	3.727	0.552	0.292	0.335	2.000	7.675
38	0.033	0.148	0.522	3.252	0.482	0.255	0.292	2.000	6.952

Lanjutan Tabel 4.37 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	4.519	13.933	75.691	9.791	4.519	4.519	(m^3/dt)	(m^3/dt)
39	0.029	0.129	0.456	2.838	0.421	0.223	0.255	2.000	6.321
40	0.025	0.113	0.398	2.477	0.367	0.194	0.223	2.000	5.771
41	0.022	0.098	0.347	2.161	0.320	0.169	0.194	2.000	5.290
42	0.019	0.086	0.303	1.886	0.280	0.148	0.169	2.000	4.871
43	0.017	0.075	0.264	1.646	0.244	0.129	0.148	2.000	4.506
44	0.014	0.065	0.231	1.436	0.213	0.113	0.129	2.000	4.186
45	0.013	0.057	0.201	1.253	0.186	0.098	0.113	2.000	3.908
46	0.011	0.050	0.176	1.093	0.162	0.086	0.098	2.000	3.665
47	0.010	0.043	0.153	0.954	0.141	0.075	0.086	2.000	3.453
48	0.008	0.038	0.134	0.833	0.123	0.065	0.075	2.000	3.268
49	0.007	0.033	0.117	0.727	0.108	0.057	0.065	2.000	3.106
50	0.006	0.029	0.102	0.634	0.094	0.050	0.057	2.000	2.965
51	0.006	0.025	0.089	0.553	0.082	0.043	0.050	2.000	2.842
52	0.005	0.022	0.078	0.483	0.072	0.038	0.043	2.000	2.735
53	0.004	0.019	0.068	0.421	0.062	0.033	0.038	2.000	2.641
54	0.004	0.017	0.059	0.368	0.054	0.029	0.033	2.000	2.560
55	0.003	0.015	0.052	0.321	0.048	0.025	0.029	2.000	2.488
56	0.003	0.013	0.045	0.280	0.041	0.022	0.025	2.000	2.426
57	0.002	0.011	0.039	0.244	0.036	0.019	0.022	2.000	2.372
58	0.002	0.010	0.034	0.213	0.032	0.017	0.019	2.000	2.325
59	0.002	0.008	0.030	0.186	0.028	0.015	0.017	2.000	2.283
60	0.002	0.007	0.026	0.162	0.024	0.013	0.015	2.000	2.247
61	0.001	0.006	0.023	0.142	0.021	0.011	0.013	2.000	2.216
62	0.001	0.006	0.020	0.124	0.018	0.010	0.011	2.000	2.188
63	0.001	0.005	0.017	0.108	0.016	0.008	0.010	2.000	2.164
64	0.001	0.004	0.015	0.094	0.014	0.007	0.008	2.000	2.143
65	0.001	0.004	0.013	0.082	0.012	0.006	0.007	2.000	2.125
66	0.001	0.003	0.012	0.072	0.011	0.006	0.006	2.000	2.109
67	0.001	0.003	0.010	0.063	0.009	0.005	0.006	2.000	2.095
68	0.001	0.002	0.009	0.055	0.008	0.004	0.005	2.000	2.083
69	0.000	0.002	0.008	0.048	0.007	0.004	0.004	2.000	2.073
70	0.000	0.002	0.007	0.042	0.006	0.003	0.004	2.000	2.063
71	0.000	0.002	0.006	0.036	0.005	0.003	0.003	2.000	2.055
72	0.000	0.001	0.005	0.032	0.005	0.002	0.003	2.000	2.048
								max Q25thn	844.681

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh perhitungan jam ke-1

Debit Banjir Rancangan jam ke-1 = Q Unit Hidrograf Nakayasu × Hujan Efektif (Rn) Jam ke 2 Tr 25 th

= 1,876× 4,519

= 8,477 m^3/det

Q banjir = jumlah debit banjir rancangan jam ke-2 + $Q_{baseflow}$

= (8,477+4,952)+ 2,000

= 15,429 m^3/det

Tabel 4.38
Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	5.077	16.500	82.499	12.692	5.077	5.077	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						2.000	2.000
1	0.427	2.168	0.000					2.000	4.168
2	2.254	11.444	7.047	0.000				2.000	20.490
3	5.965	30.282	37.192	35.233	0.000			2.000	104.708
4	8.840	44.881	98.418	185.962	5.421	0.000		2.000	336.682
5	5.930	30.103	145.865	492.090	28.610	2.168	0.000	2.000	700.835
6	4.515	22.923	97.836	729.324	75.706	11.444	2.168	2.000	941.400
7	3.438	17.455	74.499	489.180	112.204	30.282	11.444	2.000	737.064
8	2.618	13.291	56.728	372.493	75.259	44.881	30.282	2.000	594.935
9	2.193	11.131	43.196	283.640	57.307	30.103	44.881	2.000	472.259
10	1.828	9.282	36.176	215.981	43.637	22.923	30.103	2.000	360.102
11	1.525	7.740	30.166	180.880	33.228	17.455	22.923	2.000	294.392
12	1.271	6.454	25.155	150.831	27.828	13.291	17.455	2.000	243.013
13	1.060	5.382	20.976	125.774	23.205	11.131	13.291	2.000	201.758
14	0.884	4.488	17.491	104.879	19.350	9.282	11.131	2.000	168.621
15	0.737	3.742	14.585	87.456	16.135	7.740	9.282	2.000	140.941
16	0.656	3.329	12.162	72.927	13.455	6.454	7.740	2.000	118.067
17	0.572	2.905	10.818	60.812	11.220	5.382	6.454	2.000	99.590
18	0.499	2.535	9.440	54.089	9.356	4.488	5.382	2.000	87.288
19	0.436	2.212	8.237	47.199	8.321	3.742	4.488	2.000	76.199
20	0.380	1.930	7.188	41.187	7.261	3.329	3.742	2.000	66.637
21	0.332	1.684	6.272	35.940	6.336	2.905	3.329	2.000	58.466
22	0.289	1.470	5.473	31.362	5.529	2.535	2.905	2.000	51.273
23	0.253	1.282	4.776	27.367	4.825	2.212	2.535	2.000	44.997
24	0.220	1.119	4.168	23.881	4.210	1.930	2.212	2.000	39.520
25	0.192	0.977	3.637	20.839	3.674	1.684	1.930	2.000	34.741
26	0.168	0.852	3.174	18.185	3.206	1.470	1.684	2.000	30.570
27	0.146	0.744	2.769	15.868	2.798	1.282	1.470	2.000	26.931

Lanjutan Tabel 4.38 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	5.077	16.500	82.499	12.692	5.077	5.077	(m^3/dt)	(m^3/dt)
28	0.128	0.649	2.417	13.847	2.441	1.119	1.282	2.000	23.755
29	0.112	0.566	2.109	12.083	2.130	0.977	1.119	2.000	20.984
30	0.097	0.494	1.840	10.544	1.859	0.852	0.977	2.000	18.566
31	0.085	0.431	1.606	9.201	1.622	0.744	0.852	2.000	16.456
32	0.074	0.376	1.401	8.029	1.416	0.649	0.744	2.000	14.614
33	0.065	0.328	1.223	7.006	1.235	0.566	0.649	2.000	13.007
34	0.056	0.286	1.067	6.114	1.078	0.494	0.566	2.000	11.605
35	0.049	0.250	0.931	5.335	0.941	0.431	0.494	2.000	10.382
36	0.043	0.218	0.812	4.655	0.821	0.376	0.431	2.000	9.314
37	0.037	0.190	0.709	4.062	0.716	0.328	0.376	2.000	8.382
38	0.033	0.166	0.619	3.545	0.625	0.286	0.328	2.000	7.569
39	0.029	0.145	0.540	3.093	0.545	0.250	0.286	2.000	6.860
40	0.025	0.126	0.471	2.699	0.476	0.218	0.250	2.000	6.241
41	0.022	0.110	0.411	2.355	0.415	0.190	0.218	2.000	5.701
42	0.019	0.096	0.359	2.055	0.362	0.166	0.190	2.000	5.229
43	0.017	0.084	0.313	1.794	0.316	0.145	0.166	2.000	4.818
44	0.014	0.073	0.273	1.565	0.276	0.126	0.145	2.000	4.459
45	0.013	0.064	0.238	1.366	0.241	0.110	0.126	2.000	4.146
46	0.011	0.056	0.208	1.192	0.210	0.096	0.110	2.000	3.872
47	0.010	0.049	0.181	1.040	0.183	0.084	0.096	2.000	3.634
48	0.008	0.043	0.158	0.907	0.160	0.073	0.084	2.000	3.426
49	0.007	0.037	0.138	0.792	0.140	0.064	0.073	2.000	3.244
50	0.006	0.032	0.121	0.691	0.122	0.056	0.064	2.000	3.086
51	0.006	0.028	0.105	0.603	0.106	0.049	0.056	2.000	2.947
52	0.005	0.025	0.092	0.526	0.093	0.043	0.049	2.000	2.827
53	0.004	0.022	0.080	0.459	0.081	0.037	0.043	2.000	2.721
54	0.004	0.019	0.070	0.401	0.071	0.032	0.037	2.000	2.630
55	0.003	0.016	0.061	0.350	0.062	0.028	0.032	2.000	2.549
56	0.003	0.014	0.053	0.305	0.054	0.025	0.028	2.000	2.479
57	0.002	0.012	0.046	0.266	0.047	0.022	0.025	2.000	2.418
58	0.002	0.011	0.041	0.232	0.041	0.019	0.022	2.000	2.365
59	0.002	0.009	0.035	0.203	0.036	0.016	0.019	2.000	2.319
60	0.002	0.008	0.031	0.177	0.031	0.014	0.016	2.000	2.278
61	0.001	0.007	0.027	0.154	0.027	0.012	0.014	2.000	2.243
62	0.001	0.006	0.024	0.135	0.024	0.011	0.012	2.000	2.212
63	0.001	0.006	0.021	0.118	0.021	0.009	0.011	2.000	2.185
64	0.001	0.005	0.018	0.103	0.018	0.008	0.009	2.000	2.161
65	0.001	0.004	0.016	0.090	0.016	0.007	0.008	2.000	2.141
66	0.001	0.004	0.014	0.078	0.014	0.006	0.007	2.000	2.123

Lanjutan Tabel 4.38 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	5.077	16.500	82.499	12.692	5.077	5.077	(m^3/dt)	(m^3/dt)
67	0.001	0.003	0.012	0.068	0.012	0.006	0.006	2.000	2.107
68	0.001	0.003	0.010	0.059	0.010	0.005	0.006	2.000	2.093
69	0.000	0.002	0.009	0.052	0.009	0.004	0.005	2.000	2.082
70	0.000	0.002	0.008	0.045	0.008	0.004	0.004	2.000	2.071
71	0.000	0.002	0.007	0.040	0.007	0.003	0.004	2.000	2.062
72	0.000	0.002	0.006	0.034	0.006	0.003	0.003	2.000	2.054
								max Q50thn	941.400

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.39
Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	5.631	18.769	90.091	15.015	5.631	5.631	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						2.000	2.000
1	0.427	2.405	0.000					2.000	4.405
2	2.254	12.692	8.016	0.000				2.000	22.708
3	5.965	33.586	42.308	38.476	0.000			2.000	116.369
4	8.840	49.778	111.953	203.076	6.413	0.000		2.000	373.220
5	5.930	33.387	165.925	537.376	33.846	2.405	0.000	2.000	774.939
6	4.515	25.423	111.291	796.442	89.563	12.692	2.405	2.000	1039.817
7	3.438	19.359	84.744	534.199	132.740	33.586	12.692	2.000	819.321
8	2.618	14.741	64.530	406.773	89.033	49.778	33.586	2.000	660.441
9	2.193	12.345	49.137	309.743	67.796	33.387	49.778	2.000	524.186
10	1.828	10.294	41.151	235.858	51.624	25.423	33.387	2.000	399.738
11	1.525	8.584	34.315	197.526	39.310	19.359	25.423	2.000	326.517
12	1.271	7.158	28.614	164.712	32.921	14.741	19.359	2.000	269.505
13	1.060	5.969	23.861	137.348	27.452	12.345	14.741	2.000	223.717
14	0.884	4.977	19.897	114.531	22.891	10.294	12.345	2.000	186.936
15	0.737	4.151	16.591	95.504	19.089	8.584	10.294	2.000	156.213
16	0.656	3.692	13.835	79.638	15.917	7.158	8.584	2.000	130.825
17	0.572	3.221	12.305	66.408	13.273	5.969	7.158	2.000	110.335
18	0.499	2.811	10.738	59.066	11.068	4.977	5.969	2.000	96.630
19	0.436	2.453	9.370	51.542	9.844	4.151	4.977	2.000	84.338
20	0.380	2.141	8.177	44.977	8.590	3.692	4.151	2.000	73.727
21	0.332	1.868	7.135	39.248	7.496	3.221	3.692	2.000	64.660
22	0.289	1.630	6.226	34.248	6.541	2.811	3.221	2.000	56.678
23	0.253	1.422	5.433	29.886	5.708	2.453	2.811	2.000	49.713
24	0.220	1.241	4.741	26.079	4.981	2.141	2.453	2.000	43.635
25	0.192	1.083	4.137	22.757	4.346	1.868	2.141	2.000	38.332
26	0.168	0.945	3.610	19.858	3.793	1.630	1.868	2.000	33.704

Lanjutan Tabel 4.39 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	5.631	18.769	90.091	Ke	(m^3/dt)	5.631	18.769	90.091
27	0.146	0.825	3.150	17.329	3.310	1.422	1.630	2.000	29.665
28	0.128	0.720	2.749	15.121	2.888	1.241	1.422	2.000	26.141
29	0.112	0.628	2.399	13.195	2.520	1.083	1.241	2.000	23.066
30	0.097	0.548	2.093	11.514	2.199	0.945	1.083	2.000	20.383
31	0.085	0.478	1.827	10.048	1.919	0.825	0.945	2.000	18.041
32	0.074	0.417	1.594	8.768	1.675	0.720	0.825	2.000	15.998
33	0.065	0.364	1.391	7.651	1.461	0.628	0.720	2.000	14.215
34	0.056	0.318	1.214	6.676	1.275	0.548	0.628	2.000	12.659
35	0.049	0.277	1.059	5.826	1.113	0.478	0.548	2.000	11.301
36	0.043	0.242	0.924	5.084	0.971	0.417	0.478	2.000	10.116
37	0.037	0.211	0.806	4.436	0.847	0.364	0.417	2.000	9.082
38	0.033	0.184	0.704	3.871	0.739	0.318	0.364	2.000	8.180
39	0.029	0.161	0.614	3.378	0.645	0.277	0.318	2.000	7.393
40	0.025	0.140	0.536	2.948	0.563	0.242	0.277	2.000	6.706
41	0.022	0.122	0.468	2.572	0.491	0.211	0.242	2.000	6.107
42	0.019	0.107	0.408	2.245	0.429	0.184	0.211	2.000	5.583
43	0.017	0.093	0.356	1.959	0.374	0.161	0.184	2.000	5.127
44	0.014	0.081	0.311	1.709	0.326	0.140	0.161	2.000	4.729
45	0.013	0.071	0.271	1.491	0.285	0.122	0.140	2.000	4.381
46	0.011	0.062	0.237	1.301	0.249	0.107	0.122	2.000	4.078
47	0.010	0.054	0.206	1.136	0.217	0.093	0.107	2.000	3.813
48	0.008	0.047	0.180	0.991	0.189	0.081	0.093	2.000	3.582
49	0.007	0.041	0.157	0.865	0.165	0.071	0.081	2.000	3.381
50	0.006	0.036	0.137	0.755	0.144	0.062	0.071	2.000	3.205
51	0.006	0.031	0.120	0.658	0.126	0.054	0.062	2.000	3.051
52	0.005	0.027	0.104	0.575	0.110	0.047	0.054	2.000	2.917
53	0.004	0.024	0.091	0.501	0.096	0.041	0.047	2.000	2.801
54	0.004	0.021	0.080	0.438	0.084	0.036	0.041	2.000	2.699
55	0.003	0.018	0.069	0.382	0.073	0.031	0.036	2.000	2.610
56	0.003	0.016	0.061	0.333	0.064	0.027	0.031	2.000	2.532
57	0.002	0.014	0.053	0.291	0.056	0.024	0.027	2.000	2.464
58	0.002	0.012	0.046	0.254	0.048	0.021	0.024	2.000	2.405
59	0.002	0.011	0.040	0.221	0.042	0.018	0.021	2.000	2.353
60	0.002	0.009	0.035	0.193	0.037	0.016	0.018	2.000	2.308
61	0.001	0.008	0.031	0.169	0.032	0.014	0.016	2.000	2.269
62	0.001	0.007	0.027	0.147	0.028	0.012	0.014	2.000	2.235
63	0.001	0.006	0.023	0.128	0.025	0.011	0.012	2.000	2.205
64	0.001	0.005	0.020	0.112	0.021	0.009	0.011	2.000	2.179
65	0.001	0.005	0.018	0.098	0.019	0.008	0.009	2.000	2.156

Lanjutan Tabel 4.39 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
ke	(m^3/dt)	7.461	26.734	113.776	ke	(m^3/dt)	7.461	26.734	113.776
66	0.001	0.004	0.016	0.085	0.016	0.007	0.008	2.000	2.136
67	0.001	0.004	0.014	0.074	0.014	0.006	0.007	2.000	2.119
68	0.001	0.003	0.012	0.065	0.012	0.005	0.006	2.000	2.104
69	0.000	0.003	0.010	0.057	0.011	0.005	0.005	2.000	2.090
70	0.000	0.002	0.009	0.049	0.009	0.004	0.005	2.000	2.079
71	0.000	0.002	0.008	0.043	0.008	0.004	0.004	2.000	2.069
72	0.000	0.002	0.007	0.038	0.007	0.003	0.004	2.000	2.060
								max Q100thn	1039.817

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.40
Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
ke	(m^3/dt)	7.461	26.734	113.776	23.626	7.461	7.461	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						2.000	2.000
1	0.427	3.186	0.000					2.000	5.186
2	2.254	16.817	11.418	0.000				2.000	30.235
3	5.965	44.502	60.263	48.591	0.000			2.000	155.356
4	8.840	65.956	159.465	256.466	10.090	0.000		2.000	493.978
5	5.930	44.239	236.343	678.655	53.255	3.186	0.000	2.000	1017.678
6	4.515	33.686	158.523	1005.831	140.923	16.817	3.186	2.000	1360.967
7	3.438	25.651	120.709	674.643	208.861	44.502	16.817	2.000	1093.184
8	2.618	19.532	91.916	513.716	140.090	65.956	44.502	2.000	877.712
9	2.193	16.358	69.990	391.176	106.673	44.239	65.956	2.000	696.393
10	1.828	13.640	58.616	297.866	81.228	33.686	44.239	2.000	531.275
11	1.525	11.374	48.878	249.457	61.852	25.651	33.686	2.000	432.899
12	1.271	9.485	40.758	208.015	51.800	19.532	25.651	2.000	357.241
13	1.060	7.909	33.987	173.458	43.194	16.358	19.532	2.000	296.439
14	0.884	6.595	28.341	144.642	36.019	13.640	16.358	2.000	247.595
15	0.737	5.499	23.633	120.613	30.035	11.374	13.640	2.000	206.794
16	0.656	4.891	19.707	100.576	25.045	9.485	11.374	2.000	173.078
17	0.572	4.268	17.528	83.867	20.885	7.909	9.485	2.000	145.942
18	0.499	3.725	15.295	74.595	17.415	6.595	7.909	2.000	127.534
19	0.436	3.250	13.347	65.093	15.490	5.499	6.595	2.000	111.275
20	0.380	2.836	11.647	56.802	13.517	4.891	5.499	2.000	97.192
21	0.332	2.475	10.163	49.566	11.795	4.268	4.891	2.000	85.159
22	0.289	2.160	8.869	43.252	10.292	3.725	4.268	2.000	74.566
23	0.253	1.885	7.739	37.743	8.981	3.250	3.725	2.000	65.322
24	0.220	1.645	6.753	32.935	7.837	2.836	3.250	2.000	57.256
25	0.192	1.435	5.893	28.740	6.839	2.475	2.836	2.000	50.218

Lanjutan Tabel 4.40 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
ke	(m^3/dt)	7.461	26.734	113.776	ke	(m^3/dt)	7.461	26.734	113.776
26	0.168	1.252	5.142	25.079	5.968	2.160	2.475	2.000	44.076
27	0.146	1.093	4.487	21.884	5.208	1.885	2.160	2.000	38.716
28	0.128	0.954	3.916	19.097	4.544	1.645	1.885	2.000	34.039
29	0.112	0.832	3.417	16.664	3.965	1.435	1.645	2.000	29.958
30	0.097	0.726	2.982	14.541	3.460	1.252	1.435	2.000	26.397
31	0.085	0.634	2.602	12.689	3.020	1.093	1.252	2.000	23.289
32	0.074	0.553	2.270	11.073	2.635	0.954	1.093	2.000	20.577
33	0.065	0.482	1.981	9.662	2.299	0.832	0.954	2.000	18.211
34	0.056	0.421	1.729	8.431	2.006	0.726	0.832	2.000	16.146
35	0.049	0.367	1.509	7.357	1.751	0.634	0.726	2.000	14.344
36	0.043	0.321	1.316	6.420	1.528	0.553	0.634	2.000	12.772
37	0.037	0.280	1.149	5.602	1.333	0.482	0.553	2.000	11.399
38	0.033	0.244	1.002	4.889	1.163	0.421	0.482	2.000	10.202
39	0.029	0.213	0.875	4.266	1.015	0.367	0.421	2.000	9.157
40	0.025	0.186	0.763	3.723	0.886	0.321	0.367	2.000	8.246
41	0.022	0.162	0.666	3.248	0.773	0.280	0.321	2.000	7.450
42	0.019	0.142	0.581	2.835	0.675	0.244	0.280	2.000	6.756
43	0.017	0.124	0.507	2.474	0.589	0.213	0.244	2.000	6.150
44	0.014	0.108	0.443	2.158	0.514	0.186	0.213	2.000	5.621
45	0.013	0.094	0.386	1.884	0.448	0.162	0.186	2.000	5.160
46	0.011	0.082	0.337	1.644	0.391	0.142	0.162	2.000	4.758
47	0.010	0.072	0.294	1.434	0.341	0.124	0.142	2.000	4.406
48	0.008	0.062	0.257	1.252	0.298	0.108	0.124	2.000	4.100
49	0.007	0.055	0.224	1.092	0.260	0.094	0.108	2.000	3.832
50	0.006	0.048	0.195	0.953	0.227	0.082	0.094	2.000	3.599
51	0.006	0.042	0.171	0.832	0.198	0.072	0.082	2.000	3.395
52	0.005	0.036	0.149	0.726	0.173	0.062	0.072	2.000	3.218
53	0.004	0.032	0.130	0.633	0.151	0.055	0.062	2.000	3.062
54	0.004	0.028	0.113	0.553	0.131	0.048	0.055	2.000	2.927
55	0.003	0.024	0.099	0.482	0.115	0.042	0.048	2.000	2.809
56	0.003	0.021	0.086	0.421	0.100	0.036	0.042	2.000	2.706
57	0.002	0.018	0.075	0.367	0.087	0.032	0.036	2.000	2.616
58	0.002	0.016	0.066	0.320	0.076	0.028	0.032	2.000	2.538
59	0.002	0.014	0.057	0.280	0.067	0.024	0.028	2.000	2.469
60	0.002	0.012	0.050	0.244	0.058	0.021	0.024	2.000	2.409
61	0.001	0.011	0.044	0.213	0.051	0.018	0.021	2.000	2.357
62	0.001	0.009	0.038	0.186	0.044	0.016	0.018	2.000	2.312
63	0.001	0.008	0.033	0.162	0.039	0.014	0.016	2.000	2.272
64	0.001	0.007	0.029	0.141	0.034	0.012	0.014	2.000	2.237

Lanjutan Tabel 4.40 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
ke	(m^3/dt)	7.461	26.734	113.776	ke	(m^3/dt)	7.461	26.734	113.776
65	0.001	0.006	0.025	0.123	0.029	0.011	0.012	2.000	2.207
66	0.001	0.005	0.022	0.108	0.026	0.009	0.011	2.000	2.181
67	0.001	0.005	0.019	0.094	0.022	0.008	0.009	2.000	2.158
68	0.001	0.004	0.017	0.082	0.020	0.007	0.008	2.000	2.138
69	0.000	0.004	0.015	0.072	0.017	0.006	0.007	2.000	2.120
70	0.000	0.003	0.013	0.062	0.015	0.005	0.006	2.000	2.105
71	0.000	0.003	0.011	0.055	0.013	0.005	0.005	2.000	2.091
72	0.000	0.002	0.010	0.048	0.011	0.004	0.005	2.000	2.080
								max Q1000thn	1360.967

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.41
Debit Banjir Rancangan PMF Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	14.162	56.647	198.266	56.647	14.162	14.162	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						2.000	2.000
1	0.427	6.048	0.000					2.000	8.048
2	2.254	31.923	24.193	0.000				2.000	58.115
3	5.965	84.473	127.690	84.675	0.000			2.000	298.838
4	8.840	125.197	337.891	446.916	24.193	0.000		2.000	936.197
5	5.930	83.973	500.787	1182.620	127.690	6.048	0.000	2.000	1903.119
6	4.515	63.943	335.894	1752.755	337.891	31.923	6.048	2.000	2530.454
7	3.438	48.690	255.771	1175.628	500.787	84.473	31.923	2.000	2099.272
8	2.618	37.076	194.760	895.198	335.894	125.197	84.473	2.000	1674.598
9	2.193	31.050	148.303	681.661	255.771	83.973	125.197	2.000	1327.955
10	1.828	25.892	124.201	519.060	194.760	63.943	83.973	2.000	1013.829
11	1.525	21.591	103.567	434.702	148.303	48.690	63.943	2.000	822.796
12	1.271	18.004	86.362	362.486	124.201	37.076	48.690	2.000	678.818
13	1.060	15.013	72.015	302.267	103.567	31.050	37.076	2.000	562.988
14	0.884	12.519	60.051	252.052	86.362	25.892	31.050	2.000	469.926
15	0.737	10.439	50.075	210.179	72.015	21.591	25.892	2.000	392.191
16	0.656	9.285	41.756	175.263	60.051	18.004	21.591	2.000	327.949
17	0.572	8.102	37.140	146.147	50.075	15.013	18.004	2.000	276.480
18	0.499	7.070	32.409	129.989	41.756	12.519	15.013	2.000	240.756
19	0.436	6.170	28.281	113.431	37.140	10.439	12.519	2.000	209.979
20	0.380	5.384	24.678	98.982	32.409	9.285	10.439	2.000	183.177
21	0.332	4.698	21.535	86.374	28.281	8.102	9.285	2.000	160.274
22	0.289	4.099	18.792	75.371	24.678	7.070	8.102	2.000	140.113
23	0.253	3.577	16.398	65.770	21.535	6.170	7.070	2.000	122.520
24	0.220	3.122	14.309	57.392	18.792	5.384	6.170	2.000	107.168

Lanjutan Tabel 4.41 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang PMF Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	14.162	56.647	198.266	Ke	(m^3/dt)	14.162	56.647	198.266
25	0.192	2.724	12.486	50.082	16.398	4.698	5.384	2.000	93.771
26	0.168	2.377	10.896	43.702	14.309	4.099	4.698	2.000	82.081
27	0.146	2.074	9.508	38.135	12.486	3.577	4.099	2.000	71.881
28	0.128	1.810	8.297	33.278	10.896	3.122	3.577	2.000	62.979
29	0.112	1.579	7.240	29.039	9.508	2.724	3.122	2.000	55.212
30	0.097	1.378	6.318	25.340	8.297	2.377	2.724	2.000	48.433
31	0.085	1.203	5.513	22.112	7.240	2.074	2.377	2.000	42.519
32	0.074	1.049	4.811	19.295	6.318	1.810	2.074	2.000	37.357
33	0.065	0.916	4.198	16.837	5.513	1.579	1.810	2.000	32.853
34	0.056	0.799	3.663	14.693	4.811	1.378	1.579	2.000	28.923
35	0.049	0.697	3.197	12.821	4.198	1.203	1.378	2.000	25.494
36	0.043	0.609	2.789	11.188	3.663	1.049	1.203	2.000	22.501
37	0.037	0.531	2.434	9.763	3.197	0.916	1.049	2.000	19.890
38	0.033	0.463	2.124	8.519	2.789	0.799	0.916	2.000	17.611
39	0.029	0.404	1.853	7.434	2.434	0.697	0.799	2.000	15.622
40	0.025	0.353	1.617	6.487	2.124	0.609	0.697	2.000	13.887
41	0.022	0.308	1.411	5.661	1.853	0.531	0.609	2.000	12.373
42	0.019	0.269	1.232	4.940	1.617	0.463	0.531	2.000	11.052
43	0.017	0.234	1.075	4.310	1.411	0.404	0.463	2.000	9.899
44	0.014	0.205	0.938	3.761	1.232	0.353	0.404	2.000	8.892
45	0.013	0.179	0.818	3.282	1.075	0.308	0.353	2.000	8.014
46	0.011	0.156	0.714	2.864	0.938	0.269	0.308	2.000	7.248
47	0.010	0.136	0.623	2.499	0.818	0.234	0.269	2.000	6.580
48	0.008	0.119	0.544	2.181	0.714	0.205	0.234	2.000	5.996
49	0.007	0.104	0.474	1.903	0.623	0.179	0.205	2.000	5.487
50	0.006	0.090	0.414	1.661	0.544	0.156	0.179	2.000	5.043
51	0.006	0.079	0.361	1.449	0.474	0.136	0.156	2.000	4.656
52	0.005	0.069	0.315	1.265	0.414	0.119	0.136	2.000	4.317
53	0.004	0.060	0.275	1.103	0.361	0.104	0.119	2.000	4.022
54	0.004	0.052	0.240	0.963	0.315	0.090	0.104	2.000	3.764
55	0.003	0.046	0.209	0.840	0.275	0.079	0.090	2.000	3.540
56	0.003	0.040	0.183	0.733	0.240	0.069	0.079	2.000	3.344
57	0.002	0.035	0.160	0.640	0.209	0.060	0.069	2.000	3.172
58	0.002	0.030	0.139	0.558	0.183	0.052	0.060	2.000	3.023
59	0.002	0.026	0.121	0.487	0.160	0.046	0.052	2.000	2.893
60	0.002	0.023	0.106	0.425	0.139	0.040	0.046	2.000	2.779
61	0.001	0.020	0.092	0.371	0.121	0.035	0.040	2.000	2.680
62	0.001	0.018	0.081	0.324	0.106	0.030	0.035	2.000	2.593
63	0.001	0.015	0.070	0.282	0.092	0.026	0.030	2.000	2.518

Lanjutan Tabel 4.41 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang PMF Tahun Metode Nakayasu

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbaseflow	Qbanjir
Ke	(m^3/dt)	14.162	56.647	198.266	Ke	(m^3/dt)	14.162	56.647	198.266
64	0.001	0.013	0.061	0.247	0.081	0.023	0.026	2.000	2.452
65	0.001	0.012	0.054	0.215	0.070	0.020	0.023	2.000	2.394
66	0.001	0.010	0.047	0.188	0.061	0.018	0.020	2.000	2.344
67	0.001	0.009	0.041	0.164	0.054	0.015	0.018	2.000	2.300
68	0.001	0.008	0.036	0.143	0.047	0.013	0.015	2.000	2.262
69	0.000	0.007	0.031	0.125	0.041	0.012	0.013	2.000	2.229
70	0.000	0.006	0.027	0.109	0.036	0.010	0.012	2.000	2.199
71	0.000	0.005	0.024	0.095	0.031	0.009	0.010	2.000	2.174
72	0.000	0.005	0.021	0.083	0.027	0.008	0.009	2.000	2.152
								max QPMPthn	2530.454

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.42
Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Jam	Qp				
Ke	25	50	100	1000	PMF
0	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
1	3.930	4.168	4.405	5.186	8.048
2	18.137	20.490	22.708	30.235	58.115
3	92.688	104.708	116.369	155.356	298.838
4	299.857	336.682	373.220	493.978	936.197
5	627.455	700.835	774.939	1017.678	1903.119
6	844.681	941.400	1039.817	1360.967	2530.454
7	652.959	737.064	819.321	1093.184	2099.272
8	528.450	594.935	660.441	877.712	1674.598
9	419.571	472.259	524.186	696.393	1327.955
10	319.831	360.102	399.738	531.275	1013.829
11	261.890	294.392	326.517	432.899	822.796
12	216.205	243.013	269.505	357.241	678.818
13	179.538	201.758	223.717	296.439	562.988
14	150.086	168.621	186.936	247.595	469.926
15	125.485	140.941	156.213	206.794	392.191
16	105.156	118.067	130.825	173.078	327.949
17	88.704	99.590	110.335	145.942	276.480
18	77.855	87.288	96.630	127.534	240.756
19	67.974	76.199	84.338	111.275	209.979
20	59.471	66.637	73.727	97.192	183.177
21	52.206	58.466	64.660	85.159	160.274
22	45.811	51.273	56.678	74.566	140.113
23	40.230	44.997	49.713	65.322	122.520

Lanjutan Tabel 4.42 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Jam	Qp				
Ke	25	50	100	1000	PMF
24	35.360	39.520	43.635	57.256	107.168
25	31.111	34.741	38.332	50.218	93.771
26	27.403	30.570	33.704	44.076	82.081
27	24.167	26.931	29.665	38.716	71.881
28	21.343	23.755	26.141	34.039	62.979
29	18.879	20.984	23.066	29.958	55.212
30	16.729	18.566	20.383	26.397	48.433
31	14.853	16.456	18.041	23.289	42.519
32	13.216	14.614	15.998	20.577	37.357
33	11.787	13.007	14.215	18.211	32.853
34	10.540	11.605	12.659	16.146	28.923
35	9.453	10.382	11.301	14.344	25.494
36	8.503	9.314	10.116	12.772	22.501
37	7.675	8.382	9.082	11.399	19.890
38	6.952	7.569	8.180	10.202	17.611
39	6.321	6.860	7.393	9.157	15.622
40	5.771	6.241	6.706	8.246	13.887
41	5.290	5.701	6.107	7.450	12.373
42	4.871	5.229	5.583	6.756	11.052
43	4.506	4.818	5.127	6.150	9.899
44	4.186	4.459	4.729	5.621	8.892
45	3.908	4.146	4.381	5.160	8.014
46	3.665	3.872	4.078	4.758	7.248
47	3.453	3.634	3.813	4.406	6.580
48	3.268	3.426	3.582	4.100	5.996
49	3.106	3.244	3.381	3.832	5.487
50	2.965	3.086	3.205	3.599	5.043
51	2.842	2.947	3.051	3.395	4.656
52	2.735	2.827	2.917	3.218	4.317
53	2.641	2.721	2.801	3.062	4.022
54	2.560	2.630	2.699	2.927	3.764
55	2.488	2.549	2.610	2.809	3.540
56	2.426	2.479	2.532	2.706	3.344
57	2.372	2.418	2.464	2.616	3.172
58	2.325	2.365	2.405	2.538	3.023
59	2.283	2.319	2.353	2.469	2.893
60	2.247	2.278	2.308	2.409	2.779
61	2.216	2.243	2.269	2.357	2.680
62	2.188	2.212	2.235	2.312	2.593

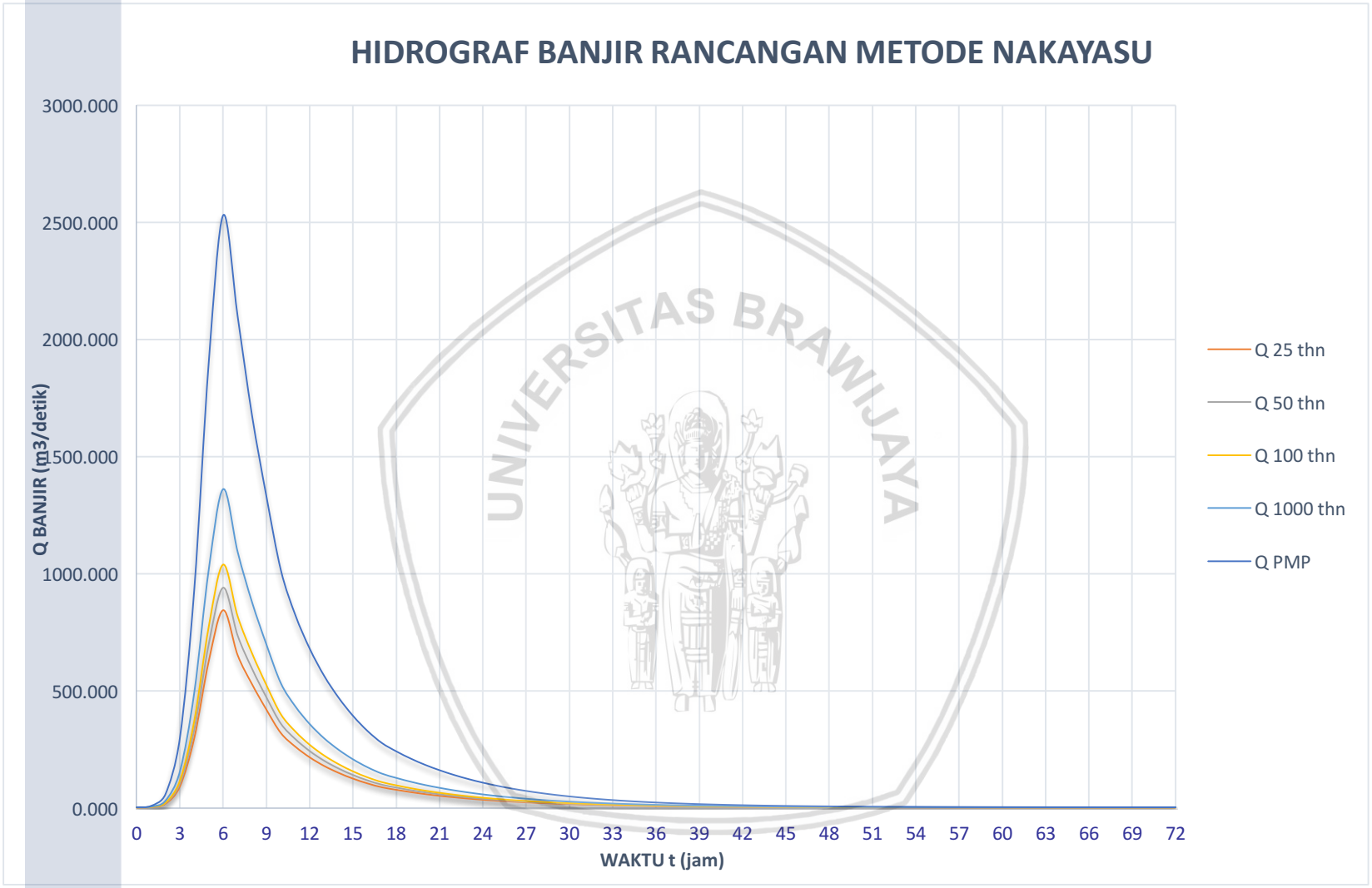
Lanjutan Tabel 4.42 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Jam	Qp				
Ke	25	50	100	1000	PMF
63	2.164	2.185	2.205	2.272	2.518
64	2.143	2.161	2.179	2.237	2.452
65	2.125	2.141	2.156	2.207	2.394
66	2.109	2.123	2.136	2.181	2.344
67	2.095	2.107	2.119	2.158	2.300
68	2.083	2.093	2.104	2.138	2.262
69	2.073	2.082	2.090	2.120	2.229
70	2.063	2.071	2.079	2.105	2.199
71	2.055	2.062	2.069	2.091	2.174
72	2.048	2.054	2.060	2.080	2.152
maksimum	844.681	941.400	1039.817	1360.967	2530.454

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

repositori
UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Gambar 4.11 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

repository.ub.ac.id

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Setelah dilakukan analisis perhitungan debit banjir rancangan dengan menggunakan dua metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu didapatkan debit paling ekstrem sebesar 2530,454 m^3/det.

4.2 Lengkung Kapasitas Waduk

Untuk mengetahui apakah debit banjir rancangan PMF mengalami *overtopping* atau tidak, maka perlu dilakukan penelusuran banjir melalui pelimpah. Jika bendungan mengalami indikasi *overtopping*, maka biasanya simulasi keruntuhan bendungan dilakukan berdasarkan kondisi *piping*, kecuali terdapat pertimbangan lain seperti misalnya adanya gempa yang memungkinkan bendungan mengalami penurunan, longsoran (*land slide*), atau akibat sabotas dan lain-lain. Untuk keperluan tersebut, maka diperlukan data hubungan antara elevasi, volume waduk dan luas permukaan tampungan waduk. Berikut adalah data lengkung kapasitas Waduk Keureuto.

Tabel 4.43
Lengkung Kapasitas Waduk Keureuto

No	Elevasi (m)	H (m)	Luas Genangan (ha)	Volume Tampungan (juta m3)
1	38.00	0.00	0.000	0.000
2	41.00	3.00	1.730	0.020
3	42.00	4.00	3.470	0.050
4	43.00	5.00	5.200	0.100
5	44.00	6.00	6.930	0.170
6	45.00	7.00	8.660	0.260
7	46.00	8.00	14.350	0.400
8	47.00	9.00	20.040	0.600
9	48.00	10.00	25.720	0.860
10	49.00	11.00	31.410	1.180
11	50.00	12.00	37.090	1.550
12	51.00	13.00	43.390	1.980
13	52.00	14.00	49.690	2.480
14	53.00	15.00	55.990	3.040
15	54.00	16.00	62.290	3.660
16	55.00	17.00	68.590	4.350
17	56.00	18.00	79.190	5.140
18	57.00	19.00	89.780	6.040
19	58.00	20.00	100.380	7.040
20	59.00	21.00	110.970	8.150
21	60.00	22.00	121.570	9.360
22	61.00	23.00	130.650	10.670
23	62.00	24.00	139.740	12.070
24	63.00	25.00	148.830	13.560
25	64.00	26.00	157.910	15.140

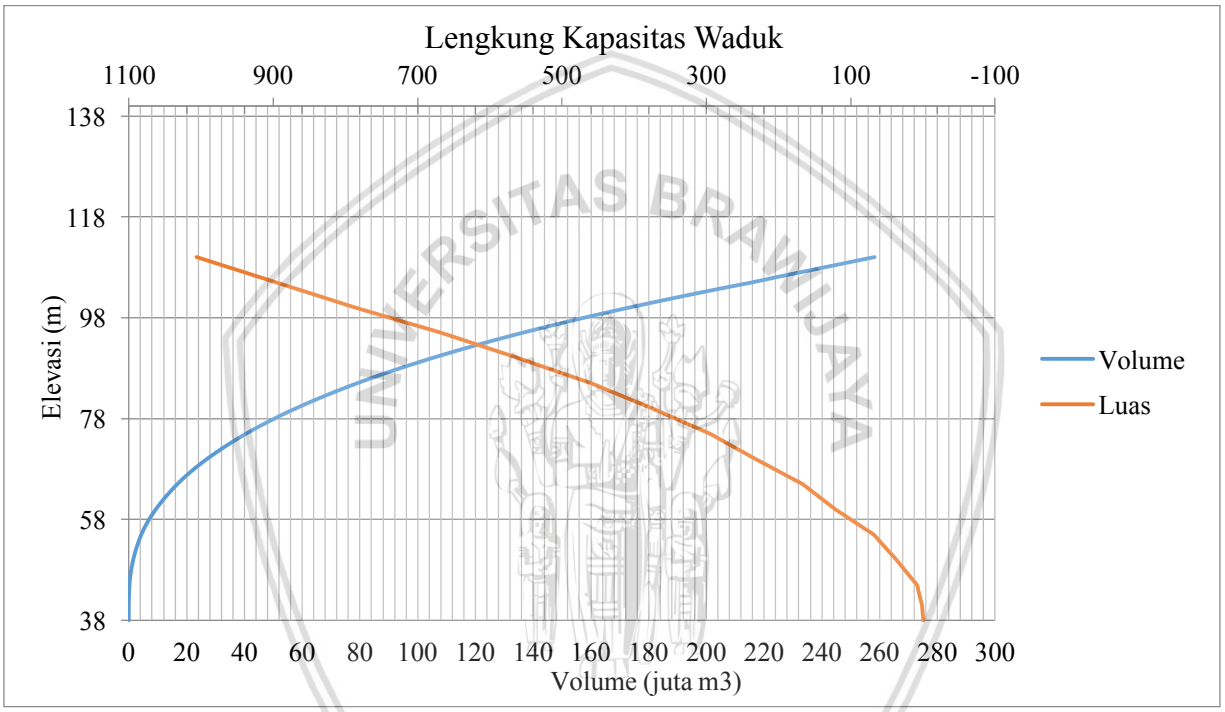
Lanjutan Tabel 4.43 Lengkung Kapasitas Waduk Keureuto

No	Elevasi (m)	H (m)	Luas Genangan (ha)	Volume Tampungan (juta m3)
26	65.00	27.00	167.000	16.810
27	66.00	28.00	180.080	18.610
28	67.00	29.00	193.160	20.540
29	68.00	30.00	206.240	22.600
30	69.00	31.00	219.320	24.790
31	70.00	32.00	232.400	27.120
32	71.00	33.00	245.010	29.570
33	72.00	34.00	257.610	32.140
34	73.00	35.00	270.220	34.850
35	74.00	36.00	282.830	37.670
36	75.00	37.00	295.430	40.630
37	76.00	38.00	311.360	43.740
38	77.00	39.00	327.290	47.020
39	78.00	40.00	343.220	50.450
40	79.00	41.00	359.150	54.040
41	80.00	42.00	375.070	57.790
42	81.00	43.00	392.030	61.710
43	82.00	44.00	408.980	65.800
44	83.00	45.00	425.940	70.060
45	84.00	46.00	442.900	74.490
46	85.00	47.00	459.850	79.090
47	86.00	48.00	480.090	83.890
48	87.00	49.00	500.320	88.890
49	88.00	50.00	520.560	94.100
50	89.00	51.00	540.790	99.500
51	90.00	52.00	561.030	105.110
52	91.00	53.00	582.340	110.940
53	92.00	54.00	603.650	116.970
54	93.00	55.00	624.970	123.220
55	94.00	56.00	646.280	129.690
56	95.00	57.00	667.590	136.360
57	96.00	58.00	691.400	143.280
58	97.00	59.00	715.210	150.430
59	98.00	60.00	739.020	157.820
60	99.00	61.00	762.830	165.450
61	100.00	62.00	786.630	173.310
62	101.00	63.00	808.590	181.400
63	102.00	64.00	830.540	189.700
64	103.00	65.00	852.490	198.230
65	104.00	66.00	874.440	206.970

Lanjutan Tabel 4.43 Lengkung Kapasitas Waduk Keureuto

No	Elevasi (m)	H (m)	Luas Genangan (ha)	Volume Tampungan (juta m3)
66	105.00	67.00	896.390	215.940
67	106.00	68.00	918.310	224.100
68	107.00	69.00	940.260	232.620
69	108.00	70.00	962.210	241.150
70	109.00	71.00	984.160	249.670
71	110.00	72.00	1006.110	258.200

Sumber: Balai Wilayah Sungai-1, 2018



Gambar 4.12 Lengkung Kapasitas Waduk Keureuto
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.3 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) Melalui Pelimpah

Penelusuran banjir (*flood routing*) melalui pelimpah dimaksudkan untuk mengetahui tinggi muka air di atas mercu pelimpah ketika suatu debit banjir melewati pelimpah. Dalam studi ini, jenis pelimpahnya yaitu pelimpah overflow menggunakan 2 pintu radial. Hasil *routing* akan dijadikan dasar apakah bendungan mengalami *overtoppimg* atau tidak. Debit banjir rancangan yang digunakan dalam penelusuran banjir ini adalah debit paling ekstrim yaitu debit banjir rancangan PMF. Berikut adalah perhitungan penelusuran banjir (*flood routing*).

Parameter-Parameter *Routing*, Data:

C mula-mula = 2,1540

Q_{1000} = 1360,967 m^3/det

Lebar Pelimpah (B) = 50,00 m

Elevasi Puncak Pelimpah = +101,50 m

Jumlah Pintu = 2

Jumlah Pilar = 1

Perhitungan setelah melakukan 5 kali percobaan:

Hd $= \left(\frac{Q_{1000}}{C \,.\, B}\right)^{\frac{3}{2}}$

$= \left(\frac{1360{,}967}{2{,}1540 \,.\, 50}\right)^{\frac{3}{2}}$

= 5,38 m

a $= \frac{\left(0{,}6-\left(0{,}0416\times\left(\frac{Hd}{P}\right)^{0{,}99}\right)\right)}{1+\left(0{,}6-\left(0{,}0416\times\left(\frac{Hd}{P}\right)^{0{,}99}\right)\right)}$

$= \frac{\left(0{,}6-\left(0{,}0416\times\left(\frac{5{,}38}{5}\right)^{0{,}99}\right)\right)}{1+\left(0{,}6-\left(0{,}0416\times\left(\frac{5{,}38}{5}\right)^{0{,}99}\right)\right)}$

= 0,5565 m

C_{hitung} $= 1{,}6\times\frac{\left(1+\left(2\times a\times\frac{Hd}{Hd}\right)\right)}{\left(1+\left(a\times\frac{Hd}{Hd}\right)\right)}$

$= 1{,}6\times\frac{\left(1+\left(2\times 0{,}5565\times\frac{5{,}38}{5{,}38}\right)\right)}{\left(1+\left(0{,}5565\times\frac{5{,}38}{5{,}38}\right)\right)}$

= 2,1584

Tabel 4.45
Debit yang dihasilkan berdasarkan bukaan pintu

No	El. MAW	h	m	k	H	Cd	A						
							0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
							Q						
1	101.50	0.50	1.070	0.0010	0.5010	0.4900	3.741	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849
2	101.75	0.75	1.085	0.0033	0.7533	0.4898	4.587	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092
3	102.00	1.00	1.099	0.0072	1.0072	0.4896	5.304	10.609	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960
4	102.25	1.25	1.114	0.0130	1.2630	0.4893	5.940	11.880	15.383	15.383	15.383	15.383	15.383
5	102.50	1.50	1.128	0.0210	1.5210	0.4890	6.518	13.037	19.555	20.317	20.317	20.317	20.317
6	102.75	1.75	1.141	0.0313	1.7813	0.4887	7.054	14.108	21.162	25.732	25.732	25.732	25.732
7	103.00	2.00	1.155	0.0439	2.0439	0.4884	7.556	15.113	22.669	30.225	31.606	31.606	31.606
8	103.25	2.25	1.168	0.0589	2.3089	0.4881	8.031	16.062	24.094	32.125	37.922	37.922	37.922
9	103.50	2.50	1.181	0.0764	2.5764	0.4877	8.484	16.967	25.451	33.935	42.418	44.667	44.667
10	103.75	2.75	1.193	0.0963	2.8463	0.4873	8.917	17.834	26.751	35.668	44.585	51.829	51.829
11	104.00	3.00	1.206	0.1187	3.1187	0.4870	9.334	18.668	28.002	37.335	46.669	56.003	59.399
12	104.25	3.25	1.218	0.1435	3.3935	0.4866	9.736	19.473	29.209	38.946	48.682	58.419	67.370
13	104.50	3.50	1.230	0.1707	3.6707	0.4862	10.126	20.253	30.379	40.505	50.632	60.758	70.885
14	104.75	3.75	1.241	0.2004	3.9504	0.4859	10.505	21.010	31.515	42.020	52.525	63.030	73.535
15	105.00	4.00	1.252	0.2324	4.2324	0.4855	10.874	21.747	32.621	43.494	54.368	65.241	76.115
16	105.25	4.25	1.263	0.2667	4.5167	0.4852	11.233	22.466	33.699	44.931	56.164	67.397	78.630
17	105.50	4.50	1.274	0.3034	4.8034	0.4848	11.584	23.168	34.751	46.335	57.919	69.503	81.087
18	105.75	4.75	1.285	0.3423	5.0923	0.4844	11.927	23.854	35.781	47.708	59.636	71.563	83.490
19	106.00	5.00	1.295	0.3834	5.3834	0.4841	12.263	24.527	36.790	49.053	61.316	73.580	85.843
20	106.25	5.25	1.305	0.4267	5.6767	0.4837	12.593	25.186	37.779	50.372	62.964	75.557	88.150
21	106.50	5.50	1.315	0.4721	5.9721	0.4834	12.916	25.833	38.749	51.666	64.582	77.498	90.415
22	106.75	5.75	1.324	0.5195	6.2695	0.4830	13.234	26.468	39.702	52.936	66.171	79.405	92.639
23	107.00	6.00	1.333	0.5689	6.5689	0.4827	13.546	27.093	40.639	54.186	67.732	81.279	94.825
24	107.25	6.25	1.342	0.6203	6.8703	0.4824	13.854	27.707	41.561	55.415	69.269	83.122	96.976
25	107.50	6.50	1.351	0.6736	7.1736	0.4821	14.156	28.312	42.468	56.625	70.781	84.937	99.093
26	107.75	6.75	1.359	0.7286	7.4786	0.4817	14.454	28.908	43.362	57.816	72.270	86.724	101.178
27	108.00	7.00	1.368	0.7854	7.7854	0.4814	14.748	29.495	44.243	58.990	73.738	88.485	103.233
28	108.25	7.25	1.375	0.8439	8.0939	0.4811	15.037	30.074	45.111	60.148	75.184	90.221	105.258
29	108.50	7.50	1.383	0.9040	8.4040	0.4808	15.322	30.644	45.967	61.289	76.611	91.933	107.256
30	108.75	7.75	1.390	0.9657	8.7157	0.4805	15.604	31.208	46.811	62.415	78.019	93.623	109.226
31	109.00	8.00	1.398	1.0288	9.0288	0.4802	15.882	31.763	47.645	63.526	79.408	95.290	111.171
32	109.25	8.25	1.404	1.0934	9.3434	0.4799	16.156	32.312	48.468	64.623	80.779	96.935	113.091
33	109.50	8.50	1.411	1.1592	9.6592	0.4797	16.427	32.853	49.280	65.707	82.133	98.560	114.987
34	109.75	8.75	1.417	1.2264	9.9764	0.4794	16.694	33.388	50.082	66.777	83.471	100.165	116.859
35	110.00	9.00	1.423	1.2946	10.2946	0.4791	16.958	33.917	50.875	67.833	84.792	101.750	118.709

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.46
Rekapitulasi Debit untuk Bukaan 1 Pintu

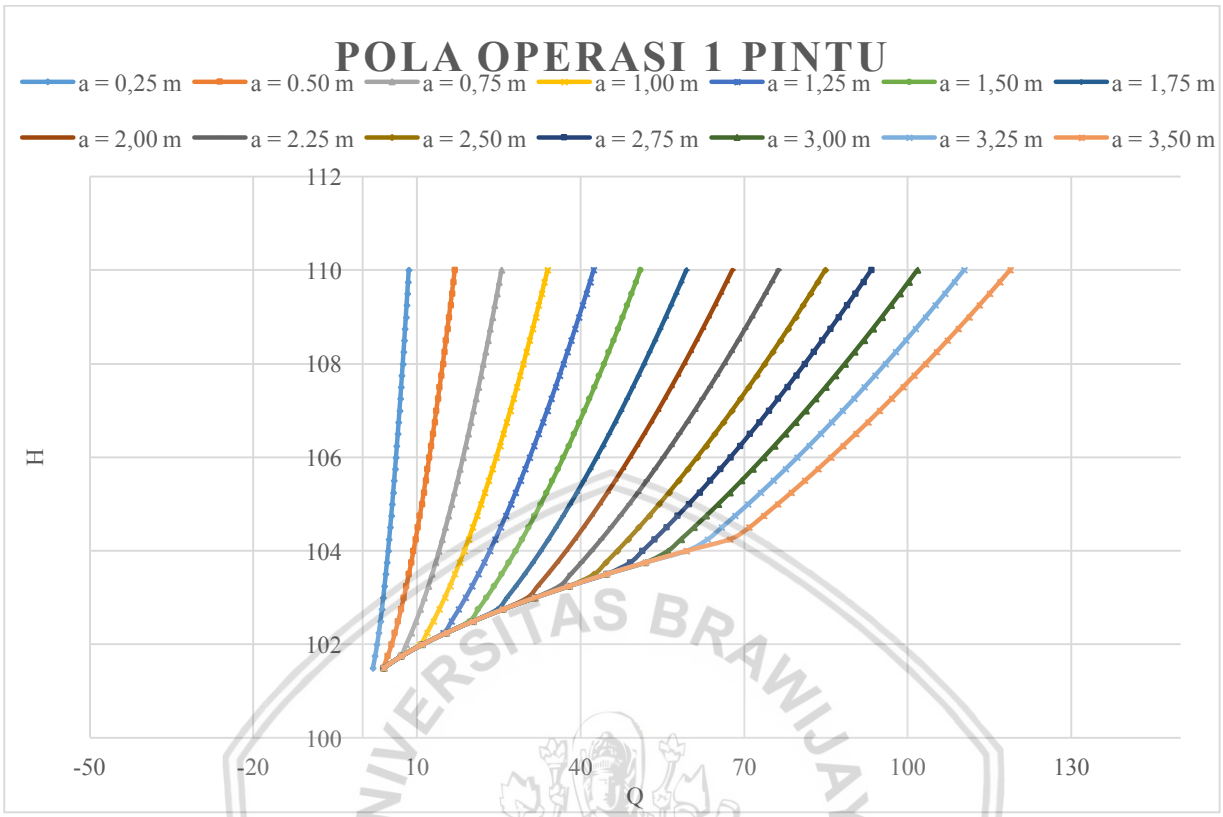
			Rekapitulasi debit untuk bukaan 1 pintu													
No	El. MAW	h1	a 0.25	a 0.50	a 0.75	A 1.00	a 1.25	A 1.50	A 1.75	a 2.00	a 2.25	a 2.50	a 2.75	a 3.00	a 3.25	A 3.50
1	101.50	0.50	1.871	3.741	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849	3.849
2	101.75	0.75	2.294	4.587	6.881	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092	7.092
3	102.00	1.00	2.652	5.304	7.956	10.609	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960
4	102.25	1.25	2.970	5.940	8.910	11.880	14.850	15.383	15.383	15.383	15.383	15.383	15.383	15.383	15.383	15.383
5	102.50	1.50	3.259	6.518	9.778	13.037	16.296	19.555	20.317	20.317	20.317	20.317	20.317	20.317	20.317	20.317

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Lanjutan Tabel 4.46 Rekapitulasi Debit Untuk Bukaan 1 Pintu

Rekapitulasi debit untuk bukaan 1 pintu															
No	**El. MAW**	**h1**	**a 0.25**	**a 0.50**	**a 0.75**	**A 1.00**	**a 1.25**	**A 1.50**	**A 1.75**	**a 2.00**	**a 2.25**	**a 2.50**	**a 2.75**	**a 3.00**	**a 3.25**	**A 3.50**
6	102.75	1.75	3.527	7.054	10.581	14.108	17.635	21.162	24.689	25.732	25.732	25.732	25.732	25.732	25.732	25.732
7	103.00	2.00	3.778	7.556	11.334	15.113	18.891	22.669	26.447	30.225	31.606	31.606	31.606	31.606	31.606	31.606
8	103.25	2.25	4.016	8.031	12.047	16.062	20.078	24.094	28.109	32.125	36.141	37.922	37.922	37.922	37.922	37.922
9	103.50	2.50	4.242	8.484	12.725	16.967	21.209	25.451	29.693	33.935	38.176	42.418	44.667	44.667	44.667	44.667
10	103.75	2.75	4.458	8.917	13.375	17.834	22.292	26.751	31.209	35.668	40.126	44.585	49.043	51.835	51.835	51.835
11	104.00	3.00	4.667	9.334	14.001	18.668	23.335	28.002	32.669	37.335	42.002	46.669	51.336	56.003	59.399	59.399
12	104.25	3.25	4.868	9.736	14.605	19.473	24.341	29.209	34.078	38.946	43.814	48.682	53.550	58.419	63.287	67.370
13	104.50	3.50	5.063	10.126	15.190	20.253	25.316	30.379	35.442	40.505	45.569	50.632	55.695	60.758	65.821	70.885
14	104.75	3.75	5.253	10.505	15.758	21.010	26.263	31.515	36.768	42.020	47.273	52.525	57.778	63.030	68.283	73.535
15	105.00	4.00	5.437	10.874	16.310	21.747	27.184	32.621	38.058	43.494	48.931	54.368	59.804	65.241	70.678	76.115
16	105.25	4.25	5.616	11.233	16.849	22.466	28.082	33.699	39.315	44.932	50.548	56.165	61.781	67.398	73.014	78.631
17	105.50	4.50	5.792	11.584	17.376	23.168	28.960	34.752	40.544	46.336	52.128	57.920	63.712	69.504	75.296	81.088
18	105.75	4.75	5.964	11.927	17.891	23.854	29.818	35.781	41.745	47.708	53.672	59.635	65.599	71.562	77.526	83.489
19	106.00	5.00	6.132	12.263	18.395	24.527	30.659	36.790	42.922	49.054	55.185	61.317	67.448	73.580	79.711	85.843
20	106.25	5.25	6.296	12.593	18.889	25.186	31.482	37.779	44.075	50.371	56.668	62.964	69.261	75.557	81.854	88.150
21	106.50	5.50	6.458	12.916	19.375	25.833	32.291	38.749	45.207	51.666	58.124	64.582	71.041	77.499	83.957	90.415
22	106.75	5.75	6.617	13.234	19.851	26.468	33.085	39.702	46.319	52.936	59.553	66.170	72.787	79.404	86.021	92.638
23	107.00	6.00	6.773	13.546	20.320	27.093	33.866	40.639	47.412	54.186	60.959	67.732	74.505	81.278	88.051	94.825
24	107.25	6.25	6.927	13.854	20.781	27.708	34.635	41.562	48.489	55.416	62.343	69.270	76.197	83.124	90.051	96.978
25	107.50	6.50	7.078	14.156	21.234	28.312	35.390	42.468	49.546	56.624	63.702	70.780	77.858	84.936	92.014	99.092
26	107.75	6.75	7.227	14.454	21.681	28.908	36.135	43.362	50.589	57.816	65.043	72.270	79.497	86.724	93.951	101.178
27	108.00	7.00	7.374	14.748	22.121	29.495	36.868	44.242	51.616	58.989	66.363	73.737	81.111	88.485	95.859	103.233
28	108.25	7.25	7.518	15.037	22.555	30.074	37.592	45.111	52.629	60.148	67.666	75.184	82.703	90.221	97.740	105.258
29	108.50	7.50	7.661	15.322	22.983	30.644	38.305	45.966	53.627	61.288	68.949	76.610	84.271	91.932	99.593	107.254
30	108.75	7.75	7.802	15.604	23.406	31.208	39.010	46.812	54.614	62.416	70.218	78.020	85.822	93.624	101.426	109.226
31	109.00	8.00	7.941	15.882	23.822	31.763	39.704	47.645	55.586	63.527	71.468	79.409	87.350	95.291	103.232	111.171
32	109.25	8.25	8.078	16.156	24.234	32.312	40.390	48.468	56.546	64.623	72.701	80.779	88.857	96.935	105.013	113.091
33	109.50	8.50	8.213	16.427	24.640	32.853	41.067	49.280	57.493	65.707	73.920	82.133	90.346	98.559	106.773	114.987
34	109.75	8.75	8.347	16.694	25.041	33.388	41.735	50.082	58.429	66.776	75.123	83.470	91.817	100.165	108.512	116.859
35	110.00	9.00	8.479	16.958	25.438	33.917	42.396	50.875	59.354	67.833	76.312	84.792	93.271	101.750	110.229	118.709

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Grafik 4. 6 Grafik Hubungan *H dan Q*
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.47
Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 pintu ditutup

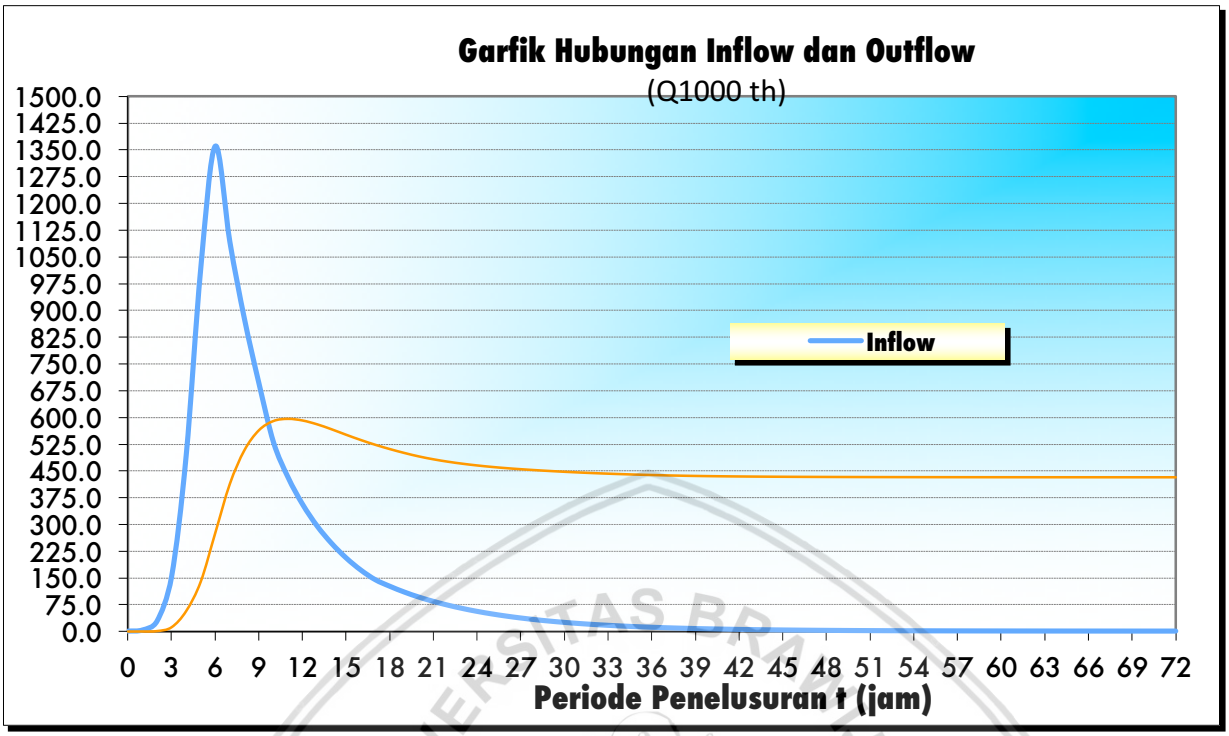
No	Waktu	Inflow	0,5 ($I_1 + I_2$)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		ψ	ϕ	O		H
	(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	0.00	2.00	-	-		2.00	0.047	105.047
2	1.00	5.19	3.59	106.07	109.67	2.03	0.048	105.048
3	2.00	30.24	17.71	107.64	125.35	2.32	0.055	105.055
4	3.00	155.36	92.80	123.03	215.82	3.99	0.094	105.094
5	4.00	493.98	324.67	211.83	536.50	9.93	0.234	105.234
6	5.00	1017.68	755.83	526.57	1282.40	37.99	0.557	105.557
7	6.00	1360.97	1189.32	1244.40	2433.72	104.12	1.049	106.049
8	7.00	1093.18	1227.08	2329.61	3556.68	187.91	1.505	106.505
9	8.00	877.71	985.45	3368.77	4354.22	259.63	1.827	106.827
10	9.00	696.39	787.05	4094.58	4881.64	310.87	2.039	107.039
11	10.00	531.28	613.83	4570.76	5184.60	341.24	2.161	107.161
12	11.00	432.90	482.09	4843.36	5325.45	355.35	2.217	107.217
13	12.00	357.24	395.07	4970.10	5365.17	359.33	2.233	107.233
14	13.00	296.44	326.84	5005.83	5332.67	356.08	2.220	107.220
15	14.00	247.60	272.02	4976.60	5248.61	347.65	2.186	107.186
16	15.00	206.79	227.19	4900.96	5128.16	335.58	2.138	107.138
17	16.00	173.08	189.94	4792.58	4982.51	320.98	2.080	107.080
18	17.00	145.94	159.51	4661.53	4821.04	304.80	2.015	107.015
19	18.00	127.53	136.74	4516.24	4652.98	288.45	1.947	106.947
20	19.00	111.28	119.40	4364.53	4483.94	272.15	1.879	106.879
21	20.00	97.19	104.23	4211.79	4316.03	255.95	1.812	106.812
22	21.00	85.16	91.18	4060.07	4151.25	240.15	1.746	106.746
23	22.00	74.57	79.86	3911.10	3990.96	226.07	1.681	106.681
24	23.00	65.32	69.94	3764.89	3834.83	212.35	1.618	106.618
25	24.00	57.26	61.29	3622.48	3683.77	199.08	1.557	106.557
26	25.00	50.22	53.74	3484.69	3538.43	186.35	1.498	106.498
27	26.00	44.08	47.15	3352.07	3399.22	175.39	1.441	106.441
28	27.00	38.72	41.40	3223.83	3265.23	164.83	1.387	106.387
29	28.00	34.04	36.38	3100.39	3136.77	154.72	1.335	106.335
30	29.00	29.96	32.00	2982.05	3014.05	145.05	1.285	106.285
31	30.00	26.40	28.18	2869.00	2897.18	136.14	1.238	106.238
32	31.00	23.29	24.84	2761.04	2785.89	128.45	1.192	106.192
33	32.00	20.58	21.93	2657.44	2679.37	121.09	1.149	106.149
34	33.00	18.21	19.39	2558.29	2577.68	114.06	1.107	106.107
35	34.00	16.15	17.18	2463.62	2480.80	107.37	1.068	106.068
36	35.00	14.34	15.25	2373.43	2388.67	101.00	1.030	106.030
37	36.00	12.77	13.56	2287.67	2301.23	95.07	0.994	105.994
38	37.00	11.40	12.09	2206.16	2218.25	89.99	0.959	105.959

Lanjutan Tabel 4. 47 Perhitungan Penelusuran Banjir (Flood Routing) di atas Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 pintu ditutup

No	Waktu	Inflow	0,5 ($I_1 + I_2$)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		ψ	ϕ	O		H
	(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
39	38.00	10.20	10.80	2128.26	2139.06	85.14	0.925	105.925
40	39.00	9.16	9.68	2053.92	2063.59	80.52	0.893	105.893
41	40.00	8.25	8.70	1983.07	1991.77	76.13	0.862	105.862
42	41.00	7.45	7.85	1915.64	1923.49	71.95	0.833	105.833
43	42.00	6.76	7.10	1851.54	1858.65	67.98	0.805	105.805
44	43.00	6.15	6.45	1790.67	1797.12	64.21	0.779	105.779
45	44.00	5.62	5.89	1732.90	1738.79	60.64	0.754	105.754
46	45.00	5.16	5.39	1678.15	1683.54	57.81	0.730	105.730
47	46.00	4.76	4.96	1625.72	1630.68	55.20	0.707	105.707
48	47.00	4.41	4.58	1575.48	1580.06	52.70	0.685	105.685
49	48.00	4.10	4.25	1527.36	1531.62	50.31	0.665	105.665
50	49.00	3.83	3.97	1481.31	1485.28	48.02	0.645	105.645
51	50.00	3.60	3.72	1437.26	1440.97	45.83	0.626	105.626
52	51.00	3.40	3.50	1395.15	1398.64	43.74	0.607	105.607
53	52.00	3.22	3.31	1354.90	1358.21	41.74	0.590	105.590
54	53.00	3.06	3.14	1316.47	1319.61	39.83	0.573	105.573
55	54.00	2.93	2.99	1279.78	1282.77	38.01	0.558	105.558
56	55.00	2.81	2.87	1244.76	1247.63	36.28	0.542	105.542
57	56.00	2.71	2.76	1211.35	1214.11	34.62	0.528	105.528
58	57.00	2.62	2.66	1179.49	1182.15	33.04	0.514	105.514
59	58.00	2.54	2.58	1149.11	1151.68	31.54	0.501	105.501
60	59.00	2.47	2.50	1120.15	1122.65	30.45	0.489	105.489
61	60.00	2.41	2.44	1092.19	1094.63	29.44	0.476	105.476
62	61.00	2.36	2.38	1065.19	1067.57	28.47	0.465	105.465
63	62.00	2.31	2.33	1039.11	1041.44	27.52	0.453	105.453
64	63.00	2.27	2.29	1013.92	1016.21	26.61	0.442	105.442
65	64.00	2.24	2.25	989.59	991.85	25.73	0.432	105.432
66	65.00	2.21	2.22	966.11	968.34	24.89	0.422	105.422
67	66.00	2.18	2.19	943.45	945.64	24.07	0.412	105.412
68	67.00	2.16	2.17	921.58	923.75	23.28	0.402	105.402
69	68.00	2.14	2.15	900.47	902.62	22.52	0.393	105.393
70	69.00	2.12	2.13	880.10	882.23	21.78	0.384	105.384
71	70.00	2.11	2.11	860.45	862.56	21.07	0.376	105.376
72	71.00	2.09	2.10	841.49	843.59	20.39	0.368	105.368
73	72.00	2.08	2.09	823.21	825.29	19.73	0.360	105.360
					Maksimum	359.333	2.233	107.233

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Gambar 4. 14 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 pintu ditutup
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

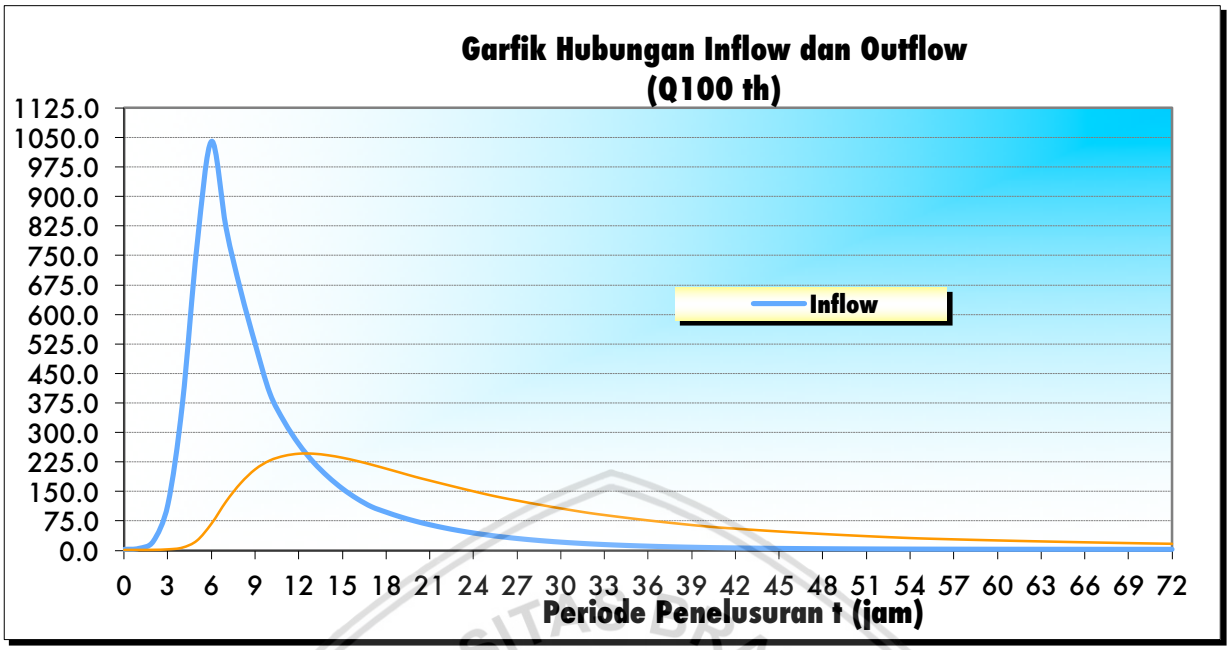
Tabel 4.48
Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 Pintu Ditutup

No	Waktu	Inflow	0,5 ($I_1 + I_2$)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	t	I		ψ	ϕ	O		H
	(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	0.00	2.00	0-	-		2.00	0.047	105.047
2	1.00	4.41	3.20	106.07	109.28	2.02	0.048	105.048
3	2.00	22.71	13.56	107.25	120.81	2.24	0.053	105.053
4	3.00	116.37	69.54	118.58	188.11	3.48	0.082	105.082
5	4.00	373.22	244.79	184.63	429.43	7.95	0.188	105.188
6	5.00	774.94	574.08	421.48	995.56	25.87	0.434	105.434
7	6.00	1039.82	907.38	969.69	1877.07	69.11	0.813	105.813
8	7.00	819.32	929.57	1807.96	2737.53	125.11	1.173	106.173
9	8.00	660.44	739.88	2612.42	3352.31	171.69	1.422	106.422
10	9.00	524.19	592.31	3180.61	3772.93	206.91	1.593	106.593
11	10.00	399.74	461.96	3566.01	4027.97	229.32	1.696	106.696
12	11.00	326.52	363.13	3798.65	4161.78	241.08	1.750	106.750
13	12.00	269.51	298.01	3920.70	4218.71	246.57	1.773	106.773
14	13.00	223.72	246.61	3972.15	4218.76	246.57	1.773	106.773
15	14.00	186.94	205.33	3972.19	4177.51	242.59	1.756	106.756
16	15.00	156.21	171.57	3934.92	4106.49	236.22	1.727	106.727
17	16.00	130.83	143.52	3870.27	4013.79	228.08	1.690	106.690
18	17.00	110.34	120.58	3785.72	3906.30	218.63	1.647	106.647
19	18.00	96.63	103.48	3687.66	3791.15	208.51	1.600	106.600
20	19.00	84.34	90.48	3582.63	3673.12	198.14	1.552	106.552
21	20.00	73.73	79.03	3474.97	3554.00	187.68	1.504	106.504
22	21.00	64.66	69.19	3366.33	3435.52	178.25	1.456	106.456
23	22.00	56.68	60.67	3257.27	3317.94	168.99	1.408	106.408
24	23.00	49.71	53.20	3148.95	3202.15	159.87	1.361	106.361
25	24.00	43.64	46.67	3042.28	3088.96	150.95	1.316	106.316
26	25.00	38.33	40.98	2938.01	2978.99	142.29	1.271	106.271
27	26.00	33.70	36.02	2836.70	2872.72	134.45	1.228	106.228
28	27.00	29.67	31.68	2738.28	2769.96	127.35	1.186	106.186
29	28.00	26.14	27.90	2642.61	2670.52	120.48	1.145	106.145
30	29.00	23.07	24.60	2550.04	2574.65	113.85	1.106	106.106
31	30.00	20.38	21.72	2460.79	2482.52	107.49	1.068	106.068
32	31.00	18.04	19.21	2375.03	2394.24	101.39	1.032	106.032
33	32.00	16.00	17.02	2292.85	2309.87	95.60	0.998	105.998
34	33.00	14.22	15.11	2214.28	2229.38	90.67	0.964	105.964
35	34.00	12.66	13.44	2138.71	2152.15	85.94	0.931	105.931
36	35.00	11.30	11.98	2066.21	2078.19	81.42	0.899	105.899
37	36.00	10.12	10.71	1996.77	2007.48	77.09	0.869	105.869
38	37.00	9.08	9.60	1930.39	1939.99	72.96	0.840	105.840

Lanjutan Tabel 4. 48 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 Pintu Ditutup

No	Waktu	Inflow	0,5 ($I_1 + I_2$)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	t	I		ψ	ϕ	O		H
	(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
39	38.00	8.18	8.63	1867.03	1875.66	69.02	0.812	105.812
40	39.00	7.39	7.79	1806.64	1814.43	65.27	0.786	105.786
41	40.00	6.71	7.05	1749.15	1756.20	61.71	0.761	105.761
42	41.00	6.11	6.41	1694.49	1700.90	58.67	0.737	105.737
43	42.00	5.58	5.85	1642.23	1648.07	56.06	0.715	105.715
44	43.00	5.13	5.36	1592.01	1597.37	53.56	0.693	105.693
45	44.00	4.73	4.93	1543.81	1548.74	51.15	0.672	105.672
46	45.00	4.38	4.56	1497.59	1502.14	48.85	0.652	105.652
47	46.00	4.08	4.23	1453.29	1457.52	46.65	0.633	105.633
48	47.00	3.81	3.95	1410.88	1414.82	44.54	0.614	105.614
49	48.00	3.58	3.70	1370.28	1373.98	42.52	0.597	105.597
50	49.00	3.38	3.48	1331.46	1334.94	40.59	0.580	105.580
51	50.00	3.21	3.29	1294.35	1297.65	38.75	0.564	105.564
52	51.00	3.05	3.13	1258.90	1262.03	36.99	0.549	105.549
53	52.00	2.92	2.98	1225.04	1228.02	35.31	0.534	105.534
54	53.00	2.80	2.86	1192.71	1195.57	33.71	0.520	105.520
55	54.00	2.70	2.75	1161.87	1164.62	32.18	0.507	105.507
56	55.00	2.61	2.65	1132.44	1135.10	30.90	0.494	105.494
57	56.00	2.53	2.57	1104.19	1106.76	29.88	0.482	105.482
58	57.00	2.46	2.50	1076.88	1079.38	28.89	0.470	105.470
59	58.00	2.41	2.43	1050.49	1052.92	27.94	0.458	105.458
60	59.00	2.35	2.38	1024.98	1027.36	27.02	0.447	105.447
61	60.00	2.31	2.33	1000.35	1002.68	26.13	0.437	105.437
62	61.00	2.27	2.29	976.55	978.84	25.27	0.426	105.426
63	62.00	2.24	2.25	953.57	955.83	24.44	0.416	105.416
64	63.00	2.21	2.22	931.39	933.61	23.63	0.407	105.407
65	64.00	2.18	2.19	909.98	912.17	22.86	0.397	105.397
66	65.00	2.16	2.17	889.31	891.48	22.11	0.388	105.388
67	66.00	2.14	2.15	869.36	871.51	21.39	0.380	105.380
68	67.00	2.12	2.13	850.12	852.24	20.70	0.371	105.371
69	68.00	2.10	2.11	831.55	833.66	20.03	0.363	105.363
70	69.00	2.09	2.10	813.63	815.73	19.38	0.356	105.356
71	70.00	2.08	2.08	796.35	798.43	18.76	0.348	105.348
72	71.00	2.07	2.07	779.68	781.75	18.15	0.341	105.341
73	72.00	2.06	2.06	763.60	765.66	17.57	0.334	105.334
					Maksimum	246.5704	1.7727	106.7727

Sumber : Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4. 15 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 Pintu Ditutup
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.49
Perhitungan Penelusuran Banjir (Flood Routing) di atas Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 Pintu ditutup

No	Waktu	Inflow	0,5 ($I_1 + I_2$)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		ψ	ϕ	O		H
	(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	0.00	2.00	0-	-		2.00	0.047	105.047
2	1.00	8.05	5.02	106.07	111.10	2.06	0.049	105.049
3	2.00	58.12	33.08	109.04	142.12	2.63	0.062	105.062
4	3.00	298.84	178.48	139.49	317.97	5.88	0.139	105.139
5	4.00	936.20	617.52	312.09	929.60	23.49	0.405	105.405
6	5.00	1903.12	1419.66	906.11	2325.77	96.66	1.005	106.005
7	6.00	2530.45	2216.79	2229.11	4445.90	268.48	1.864	106.864
8	7.00	2099.27	2314.86	4177.42	6492.29	473.96	2.685	107.685
9	8.00	1674.60	1886.94	6018.32	7905.26	630.15	3.248	108.248
10	9.00	1327.96	1501.28	7275.11	8776.39	733.63	3.594	108.594
11	10.00	1013.83	1170.89	8042.76	9213.65	787.02	3.768	108.768
12	11.00	822.80	918.31	8426.63	9344.94	803.50	3.820	108.820
13	12.00	678.82	750.81	8541.44	9292.24	796.89	3.799	108.799
14	13.00	562.99	620.90	8495.36	9116.26	774.99	3.729	108.729
15	14.00	469.93	516.46	8341.26	8857.72	743.53	3.627	108.627
16	15.00	392.19	431.06	8114.19	8545.25	705.50	3.503	108.503
17	16.00	327.95	360.07	7839.75	8199.82	664.81	3.365	108.365
18	17.00	276.48	302.21	7535.02	7837.23	622.42	3.221	108.221

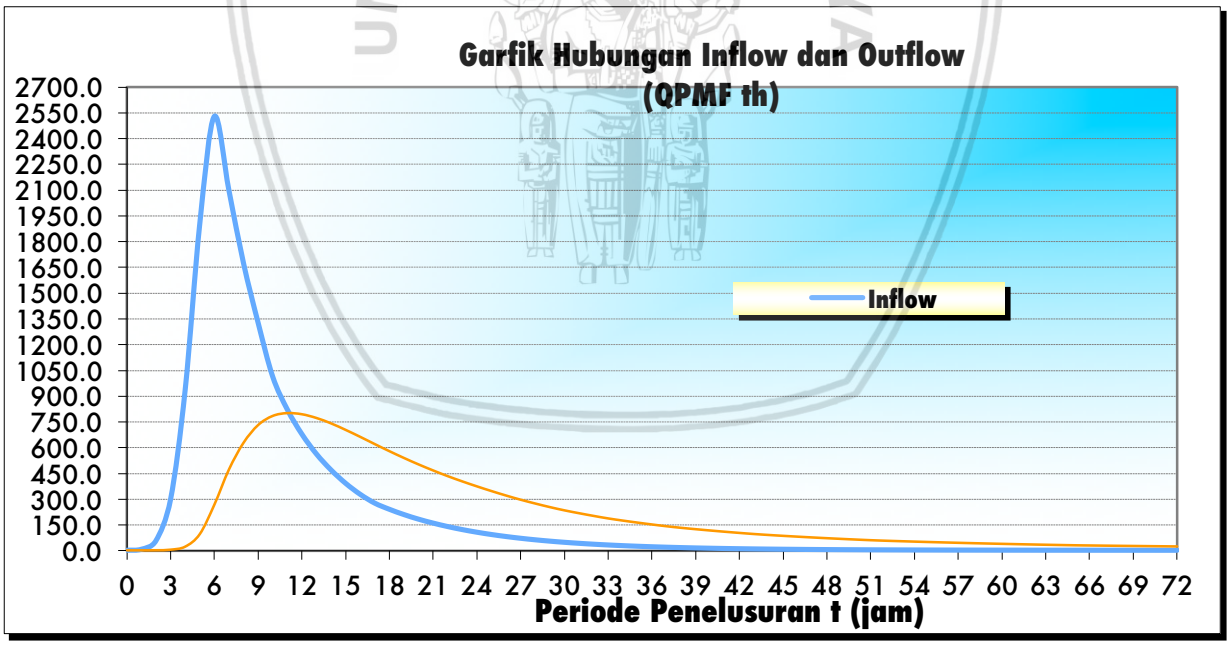
Lanjutan Tabel 4. 49 Perhitungan Penelusuran Banjir (Flood Routing) di atas Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 Pintu ditutup

No	Waktu	Inflow0,5 ($I_1 + I_2$)		Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		ψ	ϕ	O		H
	(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
19	18.00	240.76	258.62	7214.81	7473.43	581.11	3.076	108.076
20	19.00	209.98	225.37	6892.32	7117.69	541.44	2.934	107.934
21	20.00	183.18	196.58	6576.24	6772.82	503.82	2.797	107.797
22	21.00	160.27	171.73	6269.00	6440.72	468.57	2.664	107.664
23	22.00	140.11	150.19	5972.15	6122.34	435.29	2.537	107.537
24	23.00	122.52	131.32	5687.05	5818.37	404.54	2.415	107.415
25	24.00	107.17	114.84	5413.82	5528.67	375.66	2.299	107.299
26	25.00	93.77	100.47	5153.01	5253.48	348.14	2.188	107.188
27	26.00	82.08	87.93	4905.34	4993.27	322.06	2.084	107.084
28	27.00	71.88	76.98	4671.21	4748.19	297.63	1.986	106.986
29	28.00	62.98	67.43	4450.56	4517.99	275.43	1.893	106.893
30	29.00	55.21	59.10	4242.56	4301.65	254.57	1.806	106.806
31	30.00	48.43	51.82	4047.09	4098.91	235.56	1.724	106.724
32	31.00	42.52	45.48	3863.35	3908.83	218.85	1.648	106.648
33	32.00	37.36	39.94	3689.98	3729.91	203.13	1.575	106.575
34	33.00	32.85	35.11	3526.78	3561.88	188.37	1.507	106.507
35	34.00	28.92	30.89	3373.51	3404.40	175.80	1.444	106.444
36	35.00	25.49	27.21	3228.60	3255.81	164.09	1.383	106.383
37	36.00	22.50	24.00	3091.72	3115.72	153.06	1.326	106.326
38	37.00	19.89	21.20	2962.66	2983.86	142.67	1.273	106.273
39	38.00	17.61	18.75	2841.19	2859.94	133.56	1.222	106.222
40	39.00	15.62	16.62	2726.37	2742.99	125.48	1.175	106.175
41	40.00	13.89	14.75	2617.51	2632.26	117.83	1.130	106.130
42	41.00	12.37	13.13	2514.43	2527.56	110.60	1.087	106.087
43	42.00	11.05	11.71	2416.96	2428.67	103.77	1.047	106.047
44	43.00	9.90	10.48	2324.91	2335.38	97.32	1.008	106.008
45	44.00	8.89	9.40	2238.06	2247.45	91.78	0.971	105.971
46	45.00	8.01	8.45	2155.68	2164.13	86.68	0.936	105.936
47	46.00	7.25	7.63	2077.45	2085.09	81.84	0.902	105.902
48	47.00	6.58	6.91	2003.25	2010.16	77.25	0.870	105.870
49	48.00	6.00	6.29	1932.91	1939.19	72.91	0.839	105.839
50	49.00	5.49	5.74	1866.28	1872.03	68.80	0.811	105.811
51	50.00	5.04	5.27	1803.23	1808.49	64.91	0.784	105.784
52	51.00	4.66	4.85	1743.58	1748.43	61.23	0.758	105.758
53	52.00	4.32	4.49	1687.20	1691.68	58.21	0.733	105.733
54	53.00	4.02	4.17	1633.47	1637.64	55.54	0.710	105.710
55	54.00	3.76	3.89	1582.09	1585.99	52.99	0.688	105.688
56	55.00	3.54	3.65	1532.99	1536.65	50.56	0.667	105.667
57	56.00	3.34	3.44	1486.09	1489.53	48.23	0.647	105.647
58	57.00	3.17	3.26	1441.30	1444.56	46.01	0.627	105.627
59	58.00	3.02	3.10	1398.56	1401.65	43.89	0.609	105.609

Lanjutan Tabel 4. 49 Perhitungan Penelusuran Banjir (Flood Routing) di atas Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 Pintu ditutup

No	Waktu	Inflow0,5 ($I_1 + I_2$)		Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		ψ	ϕ	O		H
	(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
60	59.00	2.89	2.96	1357.77	1360.73	41.86	0.591	105.591
61	60.00	2.78	2.84	1318.86	1321.70	39.94	0.574	105.574
62	61.00	2.68	2.73	1281.76	1284.49	38.10	0.558	105.558
63	62.00	2.59	2.64	1246.39	1249.03	36.35	0.543	105.543
64	63.00	2.52	2.56	1212.68	1215.24	34.68	0.528	105.528
65	64.00	2.45	2.49	1180.56	1183.05	33.09	0.515	105.515
66	65.00	2.39	2.42	1149.96	1152.38	31.57	0.501	105.501
67	66.00	2.34	2.37	1120.81	1123.18	30.47	0.489	105.489
68	67.00	2.30	2.32	1092.71	1095.03	29.46	0.477	105.477
69	68.00	2.26	2.28	1065.57	1067.85	28.48	0.465	105.465
70	69.00	2.23	2.25	1039.37	1041.62	27.53	0.453	105.453
71	70.00	2.20	2.21	1014.09	1016.30	26.62	0.442	105.442
72	71.00	2.17	2.19	989.69	991.87	25.74	0.432	105.432
73	72.00	2.15	2.16	966.14	968.30	24.89	0.422	105.422
					Maksimum	803.5029	3.8199	108.8199

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4. 16 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 Pintu ditutup
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

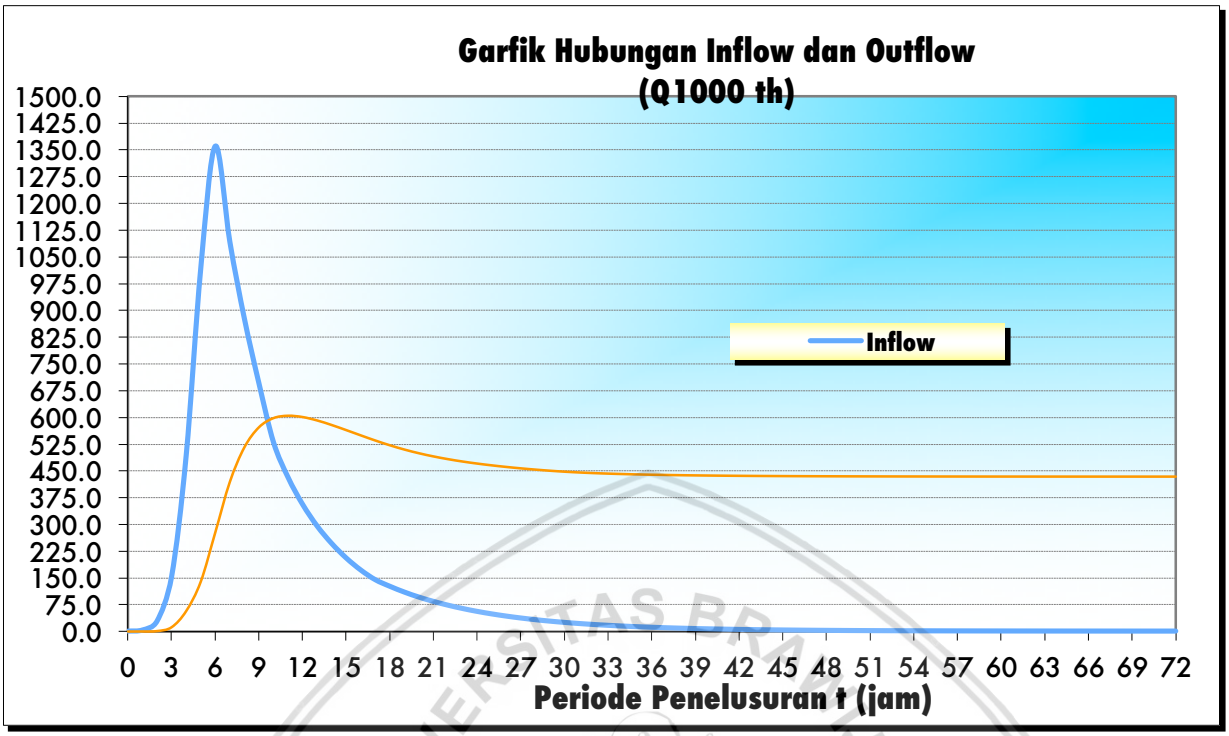
Tabel 4.50
Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 Pintu Beroperasi

No	Waktu	Inflow	0,5 (I1 + I2)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		y	f	O		H
	(jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m)	(m)
1	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	101.50
2	1.00	5.19	3.59	0.00	3.59	0.10	0.00	101.50
3	2.00	30.24	17.71	28.01	45.72	1.23	0.01	101.51
4	3.00	155.36	92.80	356.37	449.16	12.07	0.05	101.55
5	4.00	493.98	324.67	1952.35	2277.02	57.40	0.19	101.69
6	5.00	1017.68	755.83	5852.64	6608.47	139.72	0.52	102.02
7	6.00	1360.97	1189.32	9434.43	10623.75	278.07	1.01	102.51
8	7.00	1093.18	1227.08	11145.05	12372.13	419.82	1.52	103.02
9	8.00	877.71	985.45	12421.39	13406.84	517.02	1.91	103.41
10	9.00	696.39	787.05	13180.92	13967.97	573.25	2.22	103.72
11	10.00	531.28	613.83	13612.37	14226.20	599.00	2.45	103.95
12	11.00	432.90	482.09	13810.35	14292.43	605.60	2.62	104.12
13	12.00	357.24	395.07	13861.13	14256.20	601.99	2.75	104.25
14	13.00	296.44	326.84	13833.35	14160.19	592.42	2.86	104.36
15	14.00	247.60	272.02	13759.74	14031.75	579.61	2.94	104.44
16	15.00	206.79	227.19	13661.27	13888.46	565.29	3.00	104.50
17	16.00	173.08	189.94	13551.15	13741.08	550.52	3.04	104.54
18	17.00	145.94	159.51	13437.57	13597.08	536.08	3.08	104.58
19	18.00	127.53	136.74	13326.89	13463.63	522.71	3.10	104.60
20	19.00	111.28	119.40	13224.50	13343.90	510.71	3.12	104.62
21	20.00	97.19	104.23	13132.63	13236.86	500.33	3.13	104.63
22	21.00	85.16	91.18	13053.19	13144.36	491.41	3.13	104.63
23	22.00	74.57	79.86	12984.89	13064.75	483.73	3.13	104.63
24	23.00	65.32	69.94	12926.10	12996.05	477.11	3.13	104.63
25	24.00	57.26	61.29	12875.38	12936.67	471.38	3.12	104.62
26	25.00	50.22	53.74	12831.26	12885.00	466.40	3.11	104.61
27	26.00	44.08	47.15	12791.64	12838.79	461.94	3.10	104.60
28	27.00	38.72	41.40	12756.22	12797.62	457.97	3.08	104.58
29	28.00	34.04	36.38	12724.66	12761.04	454.44	3.06	104.56
30	29.00	29.96	32.00	12696.62	12728.62	451.31	3.05	104.55
31	30.00	26.40	28.18	12671.76	12699.94	448.62	3.03	104.53
32	31.00	23.29	24.84	12650.33	12675.17	446.44	3.01	104.51
33	32.00	20.58	21.93	12633.03	12654.97	444.67	2.99	104.49
34	33.00	18.21	19.39	12618.92	12638.31	443.20	2.96	104.46
35	34.00	16.15	17.18	12607.29	12624.47	441.99	2.94	104.44
36	35.00	14.34	15.25	12597.62	12612.87	440.97	2.92	104.42
37	36.00	12.77	13.56	12589.52	12603.08	440.11	2.89	104.39
38	37.00	11.40	12.09	12582.68	12594.76	439.38	2.87	104.37
39	38.00	10.20	10.80	12576.88	12587.68	438.75	2.85	104.35
40	39.00	9.16	9.68	12571.93	12581.60	438.22	2.82	104.32

Lanjutan 4.50 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 Pintu Beroperasi

No	Waktu	Inflow	0,5 (I1 + I2)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		y	f	O		H
	(jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m)	(m)
41	40.00	8.25	8.70	12567.68	12576.39	437.76	2.80	104.30
42	41.00	7.45	7.85	12564.04	12571.89	437.37	2.77	104.27
43	42.00	6.76	7.10	12560.90	12568.00	437.03	2.75	104.25
44	43.00	6.15	6.45	12558.18	12564.64	436.73	2.73	104.23
45	44.00	5.62	5.89	12555.83	12561.72	436.47	2.70	104.20
46	45.00	5.16	5.39	12553.80	12559.19	436.25	2.68	104.18
47	46.00	4.76	4.96	12552.03	12556.99	436.06	2.65	104.15
48	47.00	4.41	4.58	12550.49	12555.07	435.89	2.63	104.13
49	48.00	4.10	4.25	12549.16	12553.41	435.74	2.61	104.11
50	49.00	3.83	3.97	12547.99	12551.96	435.62	2.58	104.08
51	50.00	3.60	3.72	12546.98	12550.70	435.50	2.56	104.06
52	51.00	3.40	3.50	12546.10	12549.60	435.41	2.54	104.04
53	52.00	3.22	3.31	12545.33	12548.64	435.32	2.52	104.02
54	53.00	3.06	3.14	12544.66	12547.80	435.25	2.49	103.99
55	54.00	2.93	2.99	12544.08	12547.07	435.19	2.47	103.97
56	55.00	2.81	2.87	12543.57	12546.43	435.13	2.45	103.95
57	56.00	2.71	2.76	12543.12	12545.88	435.08	2.43	103.93
58	57.00	2.62	2.66	12542.73	12545.40	435.04	2.41	103.91
59	58.00	2.54	2.58	12542.40	12544.97	435.00	2.38	103.88
60	59.00	2.47	2.50	12542.10	12544.61	434.97	2.36	103.86
61	60.00	2.41	2.44	12541.84	12544.28	434.94	2.34	103.84
62	61.00	2.36	2.38	12541.62	12544.00	434.92	2.32	103.82
63	62.00	2.31	2.33	12541.42	12543.76	434.90	2.30	103.80
64	63.00	2.27	2.29	12541.25	12543.54	434.88	2.28	103.78
65	64.00	2.24	2.25	12541.10	12543.36	434.86	2.26	103.76
66	65.00	2.21	2.22	12540.97	12543.20	434.85	2.24	103.74
67	66.00	2.18	2.19	12540.86	12543.05	434.83	2.22	103.72
68	67.00	2.16	2.17	12540.76	12542.93	434.82	2.20	103.70
69	68.00	2.14	2.15	12540.68	12542.82	434.81	2.18	103.68
70	69.00	2.12	2.13	12540.60	12542.73	434.80	2.16	103.66
71	70.00	2.11	2.11	12540.53	12542.65	434.80	2.14	103.64
72	71.00	2.09	2.10	12540.48	12542.57	434.79	2.13	103.63
73	72.00	2.08	2.09	12540.43	12542.51	434.79	2.11	103.61
Maksimum						605.60	3.13	104.63

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4. 17 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q1000 Kondisi 2 Pintu Beroperasi
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.51
Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 Pintu Beroperasi

No	Waktu	Inflow	0,5 (I1 + I2)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		y	f	O		H
	(jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m)	(m)
1	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	101.50
2	1.00	4.41	3.20	0.00	3.20	0.08	0.00	101.50
3	2.00	22.71	13.56	24.40	37.95	1.00	0.01	101.51
4	3.00	116.37	69.54	289.13	358.67	9.42	0.04	101.54
5	4.00	373.22	244.79	1646.62	1891.42	47.06	0.14	101.64
6	5.00	774.94	574.08	5074.19	5648.27	119.41	0.39	101.89
7	6.00	1039.82	907.38	9064.37	9971.75	208.94	0.77	102.27
8	7.00	819.32	929.57	10375.21	11304.78	290.79	1.16	102.66
9	8.00	660.44	739.88	11269.16	12009.04	344.63	1.46	102.96
10	9.00	524.19	592.31	11781.06	12373.37	375.92	1.69	103.19
11	10.00	399.74	461.96	12052.89	12514.85	388.35	1.87	103.37
12	11.00	326.52	363.13	12160.91	12524.04	389.15	2.00	103.50
13	12.00	269.51	298.01	12167.92	12465.93	384.05	2.11	103.61
14	13.00	223.72	246.61	12123.56	12370.17	375.63	2.19	103.69
15	14.00	186.94	205.33	12050.45	12255.77	365.58	2.25	103.75
16	15.00	156.21	171.57	11963.11	12134.68	354.94	2.30	103.80
17	16.00	130.83	143.52	11870.65	12014.17	345.04	2.34	103.84

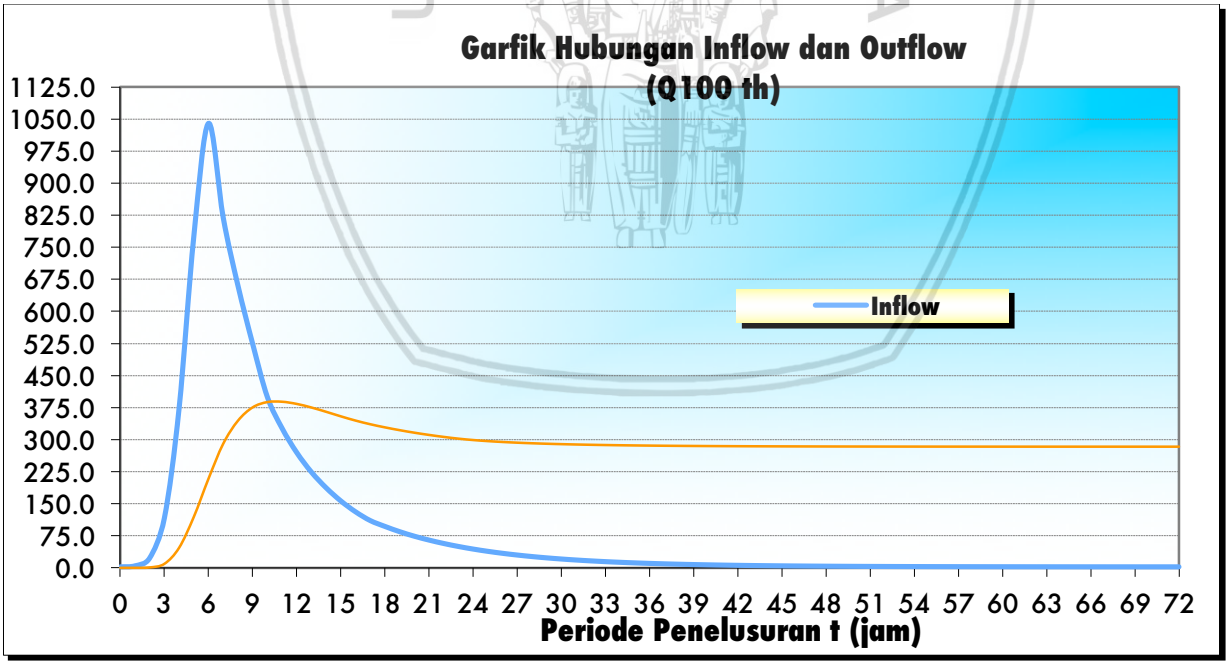
Lanjutan Tabel 4.51 Perhitungan Penelusuran Banjir (Flood Routing) di atas Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 Pintu Beroperasi

No	Waktu	Inflow	0,5 (I1 + I2)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		y	F	O		H
	(jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m)	(m)
18	17.00	110.34	120.58	11784.56	11905.14	336.45	2.37	103.87
19	18.00	96.63	103.48	11708.56	11812.05	329.12	2.39	103.89
20	19.00	84.34	90.48	11637.99	11728.48	322.53	2.40	103.90
21	20.00	73.73	79.03	11574.64	11653.68	316.64	2.41	103.91
22	21.00	64.66	69.19	11517.94	11587.14	311.40	2.42	103.92
23	22.00	56.68	60.67	11467.50	11528.17	306.75	2.42	103.92
24	23.00	49.71	53.20	11422.81	11476.00	302.64	2.42	103.92
25	24.00	43.64	46.67	11383.26	11429.93	299.43	2.42	103.92
26	25.00	38.33	40.98	11352.37	11393.35	296.91	2.41	103.91
27	26.00	33.70	36.02	11328.05	11364.07	294.88	2.40	103.90
28	27.00	29.67	31.68	11308.58	11340.27	293.24	2.39	103.89
29	28.00	26.14	27.90	11292.75	11320.66	291.88	2.38	103.88
30	29.00	23.07	24.60	11279.72	11304.32	290.76	2.37	103.87
31	30.00	20.38	21.72	11268.86	11290.58	289.81	2.36	103.86
32	31.00	18.04	19.21	11259.72	11278.93	289.00	2.34	103.84
33	32.00	16.00	17.02	11251.98	11269.00	288.32	2.33	103.83
34	33.00	14.22	15.11	11245.37	11260.48	287.73	2.31	103.81
35	34.00	12.66	13.44	11239.71	11253.14	287.22	2.30	103.80
36	35.00	11.30	11.98	11234.83	11246.81	286.78	2.28	103.78
37	36.00	10.12	10.71	11230.62	11241.33	286.40	2.26	103.76
38	37.00	9.08	9.60	11226.98	11236.58	286.08	2.25	103.75
39	38.00	8.18	8.63	11223.82	11232.45	285.79	2.23	103.73
40	39.00	7.39	7.79	11221.07	11228.86	285.54	2.21	103.71
41	40.00	6.71	7.05	11218.68	11225.73	285.33	2.20	103.70
42	41.00	6.11	6.41	11216.61	11223.01	285.14	2.18	103.68
43	42.00	5.58	5.85	11214.80	11220.64	284.98	2.16	103.66
44	43.00	5.13	5.36	11213.22	11218.58	284.83	2.14	103.64
45	44.00	4.73	4.93	11211.85	11216.78	284.71	2.13	103.63
46	45.00	4.38	4.56	11210.65	11215.21	284.60	2.11	103.61
47	46.00	4.08	4.23	11209.61	11213.84	284.50	2.09	103.59
48	47.00	3.81	3.95	11208.70	11212.64	284.42	2.08	103.58
49	48.00	3.58	3.70	11207.91	11211.60	284.35	2.06	103.56
50	49.00	3.38	3.48	11207.21	11210.69	284.29	2.04	103.54
51	50.00	3.21	3.29	11206.61	11209.90	284.23	2.03	103.53
52	51.00	3.05	3.13	11206.08	11209.21	284.19	2.01	103.51
53	52.00	2.92	2.98	11205.62	11208.60	284.14	1.99	103.49
54	53.00	2.80	2.86	11205.22	11208.08	284.11	1.98	103.48
55	54.00	2.70	2.75	11204.87	11207.62	284.08	1.96	103.46
56	55.00	2.61	2.65	11204.56	11207.22	284.05	1.94	103.44
57	56.00	2.53	2.57	11204.30	11206.87	284.02	1.93	103.43
58	57.00	2.46	2.50	11204.06	11206.56	284.00	1.91	103.41

Lanjutan Tabel 4.51 Perhitungan Penelusuran Banjir (Flood Routing) di atas Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 Pintu Beroperasi

No	Waktu	Inflow	0,5 (I1 + I2)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		y	F	O		H
	(jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m)	(m)
59	58.00	2.41	2.43	11203.86	11206.30	283.98	1.90	103.40
60	59.00	2.35	2.38	11203.68	11206.06	283.97	1.88	103.38
61	60.00	2.31	2.33	11203.53	11205.86	283.95	1.87	103.37
62	61.00	2.27	2.29	11203.39	11205.68	283.94	1.85	103.35
63	62.00	2.24	2.25	11203.28	11205.53	283.93	1.84	103.34
64	63.00	2.21	2.22	11203.17	11205.39	283.92	1.82	103.32
65	64.00	2.18	2.19	11203.08	11205.28	283.91	1.81	103.31
66	65.00	2.16	2.17	11203.01	11205.17	283.91	1.80	103.30
67	66.00	2.14	2.15	11202.94	11205.08	283.90	1.78	103.28
68	67.00	2.12	2.13	11202.88	11205.01	283.89	1.77	103.27
69	68.00	2.10	2.11	11202.83	11204.94	283.89	1.75	103.25
70	69.00	2.09	2.10	11202.78	11204.88	283.89	1.74	103.24
71	70.00	2.08	2.08	11202.74	11204.83	283.88	1.73	103.23
72	71.00	2.07	2.07	11202.71	11204.78	283.88	1.71	103.21
73	72.00	2.06	2.06	11202.68	11204.74	283.88	1.70	103.20
Maksimum						389.15	2.42	103.92

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4. 18 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk Q100 Kondisi 2 Pintu Beroperasi
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

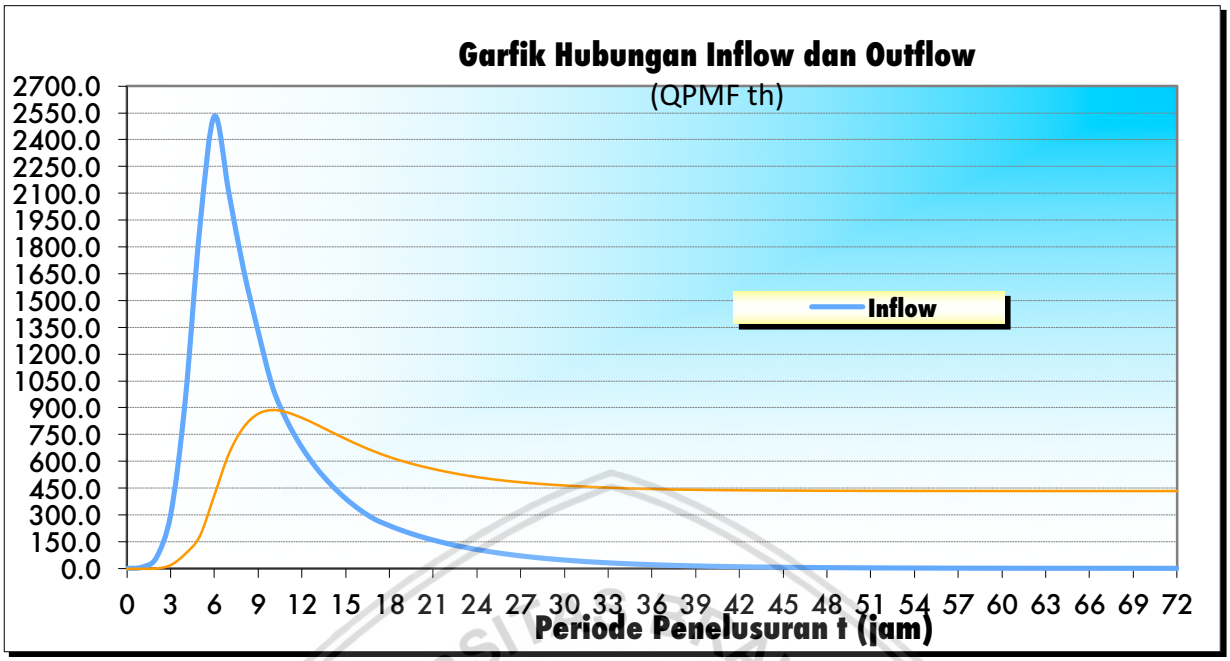
Tabel 4.52
Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 Pintu Beroperasi

No	Waktu	Inflow	0,5 (I1 + I2)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		y	f	O		H
	(jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m)	(m)
1	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	101.50
2	1.00	8.05	5.02	0.00	5.02	0.16	0.00	101.50
3	2.00	58.12	33.08	45.62	78.71	2.12	0.02	101.52
4	3.00	298.84	178.48	596.47	774.95	20.66	0.09	101.59
5	4.00	936.20	617.52	2837.52	3455.04	83.45	0.36	101.86
6	5.00	1903.12	1419.66	7720.03	9139.69	182.24	0.96	102.46
7	6.00	2530.45	2216.79	10056.01	12272.80	411.09	1.87	103.37
8	7.00	2099.27	2314.86	12352.01	14666.88	643.37	2.80	104.30
9	8.00	1674.60	1886.94	14142.51	16029.45	790.48	3.53	105.03
10	9.00	1327.96	1501.28	15187.77	16689.04	866.36	4.13	105.63
11	10.00	1013.83	1170.89	15697.72	16868.61	887.50	4.56	106.06
12	11.00	822.80	918.31	15835.65	16753.96	874.00	4.83	106.33
13	12.00	678.82	750.81	15747.58	16498.39	843.91	5.01	106.51
14	13.00	562.99	620.90	15549.15	16170.05	806.45	5.12	106.62
15	14.00	469.93	516.46	15295.76	15812.21	765.88	5.18	106.68
16	15.00	392.19	431.06	15019.88	15450.94	726.47	5.20	106.70
17	16.00	327.95	360.07	14742.44	15102.51	688.91	5.19	106.69
18	17.00	276.48	302.21	14476.85	14779.07	655.10	5.16	106.66
19	18.00	240.76	258.62	14228.62	14487.24	625.03	5.11	106.61
20	19.00	209.98	225.37	14007.80	14233.17	599.69	5.05	106.55
21	20.00	183.18	196.58	13815.69	14012.27	577.67	4.99	106.49
22	21.00	160.27	171.73	13646.33	13818.05	558.23	4.92	106.42
23	22.00	140.11	150.19	13496.89	13647.08	541.10	4.86	106.36
24	23.00	122.52	131.32	13365.26	13496.58	526.01	4.79	106.29
25	24.00	107.17	114.84	13249.78	13364.62	512.79	4.72	106.22
26	25.00	93.77	100.47	13148.53	13249.00	501.50	4.65	106.15
27	26.00	82.08	87.93	13062.14	13150.07	491.96	4.58	106.08
28	27.00	71.88	76.98	12989.10	13066.08	483.86	4.51	106.01
29	28.00	62.98	67.43	12927.09	12994.52	476.96	4.44	105.94
30	29.00	55.21	59.10	12874.25	12933.35	471.06	4.38	105.88
31	30.00	48.43	51.82	12828.71	12880.53	465.97	4.31	105.81
32	31.00	42.52	45.48	12788.22	12833.70	461.45	4.25	105.75
33	32.00	37.36	39.94	12752.32	12792.26	457.45	4.19	105.69
34	33.00	32.85	35.11	12720.55	12755.66	453.92	4.13	105.63
35	34.00	28.92	30.89	12692.49	12723.38	450.81	4.07	105.57
36	35.00	25.49	27.21	12667.75	12694.96	448.18	4.02	105.52
37	36.00	22.50	24.00	12646.85	12670.85	446.06	3.97	105.47
38	37.00	19.89	21.20	12630.01	12651.21	444.34	3.91	105.41
39	38.00	17.61	18.75	12616.29	12635.05	442.92	3.87	105.37
40	39.00	15.62	16.62	12605.01	12621.62	441.74	3.82	105.32
41	40.00	13.89	14.75	12595.63	12610.39	440.75	3.77	105.27
42	41.00	12.37	13.13	12587.79	12600.92	439.92	3.73	105.23
43	42.00	11.05	11.71	12581.17	12592.88	439.21	3.68	105.18

Lanjutan Tabel 4.52 Perhitungan Penelusuran Banjir (Flood Routing) di atas Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 Pintu Beroperasi

No	Waktu	Inflow	0,5 (I1 + I2)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	T	I		y	f	O		H
	(jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m)	(m)
44	43.00	9.90	10.48	12575.56	12586.04	438.61	3.64	105.14
45	44.00	8.89	9.40	12570.78	12580.18	438.09	3.60	105.10
46	45.00	8.01	8.45	12566.69	12575.14	437.65	3.56	105.06
47	46.00	7.25	7.63	12563.17	12570.80	437.27	3.52	105.02
48	47.00	6.58	6.91	12560.14	12567.05	436.94	3.48	104.98
49	48.00	6.00	6.29	12557.52	12563.81	436.66	3.45	104.95
50	49.00	5.49	5.74	12555.26	12561.00	436.41	3.42	104.92
51	50.00	5.04	5.27	12553.29	12558.56	436.20	3.38	104.88
52	51.00	4.66	4.85	12551.59	12556.44	436.01	3.35	104.85
53	52.00	4.32	4.49	12550.11	12554.60	435.85	3.32	104.82
54	53.00	4.02	4.17	12548.82	12552.99	435.71	3.28	104.78
55	54.00	3.76	3.89	12547.70	12551.59	435.58	3.25	104.75
56	55.00	3.54	3.65	12546.73	12550.38	435.48	3.22	104.72
57	56.00	3.34	3.44	12545.88	12549.32	435.38	3.19	104.69
58	57.00	3.17	3.26	12545.14	12548.39	435.30	3.15	104.65
59	58.00	3.02	3.10	12544.49	12547.59	435.23	3.12	104.62
60	59.00	2.89	2.96	12543.93	12546.89	435.17	3.09	104.59
61	60.00	2.78	2.84	12543.44	12546.27	435.12	3.06	104.56
62	61.00	2.68	2.73	12543.01	12545.74	435.07	3.03	104.53
63	62.00	2.59	2.64	12542.64	12545.27	435.03	3.00	104.50
64	63.00	2.52	2.56	12542.31	12544.87	434.99	2.97	104.47
65	64.00	2.45	2.49	12542.03	12544.51	434.96	2.95	104.45
66	65.00	2.39	2.42	12541.78	12544.20	434.93	2.92	104.42
67	66.00	2.34	2.37	12541.56	12543.93	434.91	2.89	104.39
68	67.00	2.30	2.32	12541.37	12543.70	434.89	2.86	104.36
69	68.00	2.26	2.28	12541.21	12543.49	434.87	2.83	104.33
70	69.00	2.23	2.25	12541.07	12543.31	434.86	2.81	104.31
71	70.00	2.20	2.21	12540.94	12543.16	434.84	2.78	104.28
72	71.00	2.17	2.19	12540.83	12543.02	434.83	2.76	104.26
73	72.00	2.15	2.16	12540.74	12542.90	434.82	2.73	104.23
Maksimum						887.496	5.202	106.702

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4. 19 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah untuk QPMF Kondisi 2 Pintu Beroperasi
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.4 Analisa Keruntuhan Bendungan Keureuto dengan *Software* Zhong Xing HY21

Sebelum analisa keruntuhan bendungan dilakukan, maka harus ditentukan terlebih dahulu skenario keruntuhan yang akan disimulasikan. Didalam simulasi analisa keruntuhan bendungan ini digunakan empat skenario yaitu kondisi *overtopping*, kondisi banjir *piping* atas, kondisi banjir *piping* tengah dan kondisi banjir *piping* bawah.

4.4.1 Data – data dan Parameter Analisa Keruntuhan Bendungan Keureuto

Berikut adalah data analisis/nilai-nilai yang menjadi masukan data analisa keruntuhan Bendungan Keureuto dengan berbagai kondisi dan skenario menggunakan *software* Zhong Xing HY21.

Tabel 4.53
Parameter Input Analisis Keruntuhan Pada Saat Kondisi Saat Muka Air Waduk Setinggi Banjir Desain

	Overtopping	Piping Atas	Piping Tengah	Piping Dasar	Satuan
Elevation of the dam crest	+107,51	+107,51	+107,51	+107,51	Meter
Reservoir width at the dam	386	386	386	386	Meter
Initial reservoir water surface elevation	+108,00	+105,00	+105,00	+105,00	Meter
Discharge coefficient for flow over the dam crest (between 1,38-2,21)	1,65	1,65	1,65	1,65	$m^{0,5}$/det

Lanjutan Tabel 4.53 Parameter Input Analisis Keruntuhan Pada Saat Kondisi Saat Muka Air Waduk Setinggi Banjir Desain

	Overtopping	***Piping* Atas**	***Piping* Tengah**	***Piping* Dasar**	**Satuan**
Uncontrolled spillway width	50	50	50	50	Meter
Uncontrolled spillway crest elevation	+101,50	+101,50	+101,50	+101,50	Meter
Uncontrolled spillway discharge coefficient elevation (between 1,38-2,21)	1,8	1,8	1,8	1,8	$m^{0,5}$/det
El. Muka Air Mulai Runtuh (H_FAIL)	+107,51	+101,50	+101,50	+101,50	Meter
El. Final Dasar Keruntuhan (H_BM)	+38	+38	+38	+38	Meter
Lebar Rekahan Rata-rata (B_BAR)	296	296	296	296	Meter
Waktu Keruntuhan (TIME_BF)	3600	3600	3600	3600	Detik
RHO_0 i.e. *The breach nonlinearity formation parameter*	2	2	2	2	
SHAPE_Z i.e. *The breach side slope parameter, l vertical : Z horizontal*	0	0	0	0	
C_DB1 i.e. *Discharge coefficient for rectangular shaped breach, input a value between 1,38-2,21*	1,71	-	-	-	$m^{0,5}$/det
C_DB2 i.e. *Discharge coefficient for rectangular shaped breach, input a value between 1,1-1,76*	1,35	-	-	-	$m^{0,5}$/det
C_PIPE i.e. *Discharge coefficient for orifice flow (between 0,6-0,8)*	-	0,6	0,6	0,6	
El. Pusat Piping (H_PIPE)	-	+101,50 (El. Spillway)	+67,50 (El. Coffer Dam)	+34,50 (El. Dasar)	Meter

Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2 Proses *Running Software* Zhong Xing HY21

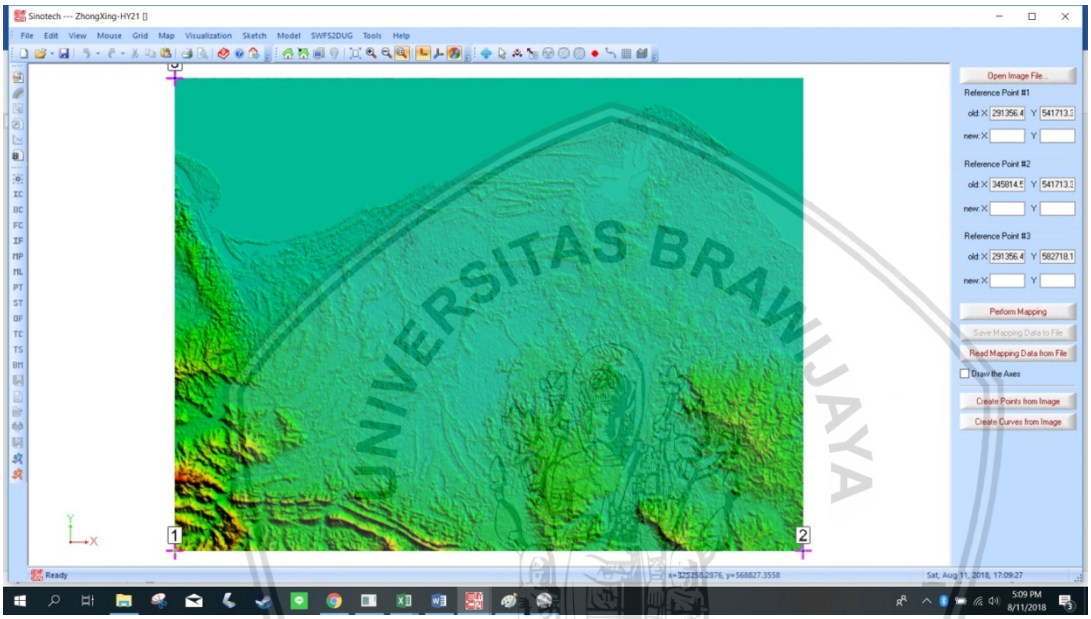
4.4.2.1 Masukan/*Input* Data

Untuk menjalankan *software* Zhong Xing HY21 guna mendapatkan hasil analisa keruntuhan bendungan, deperlukan data-data guna menunjang analisis tersebut. Data-data

utama maupun proses *running* dengan *software* Zhong Xing HY21 akan dijelaskan pada sub bab di bawah ini.

4.4.2.1.1 Peta DEM

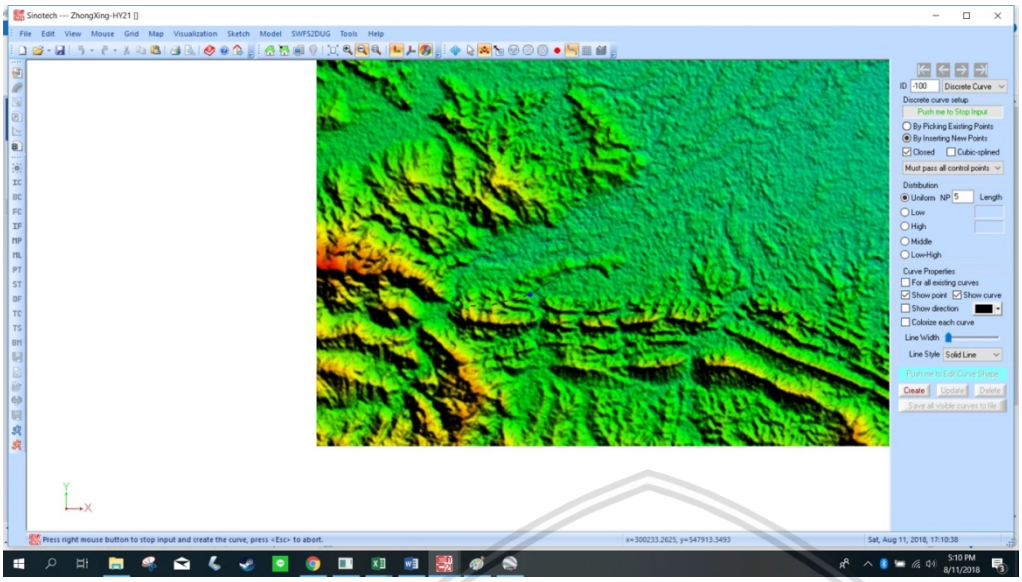
Peta topografi yang dimasukkan kedalam *software* Zhong Xing HY21 merupakan peta Bakosurtanal dengan skala 1:50.000 dalam format .DXF, namun dalam prosesnya nanti elevasi yang digunakan merupakan ekstraksi dari koordinat X,Y,Z (elevasi) dari peta DEM (*Digital Elevatoion Model*) yang telah dikonversi menjadi format .xyz.



Gambar 4.20 Input Peta DEM Jaringan Sungai Bendungan Keureuto Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.1.2 Pembuatan *Boundary Curve*

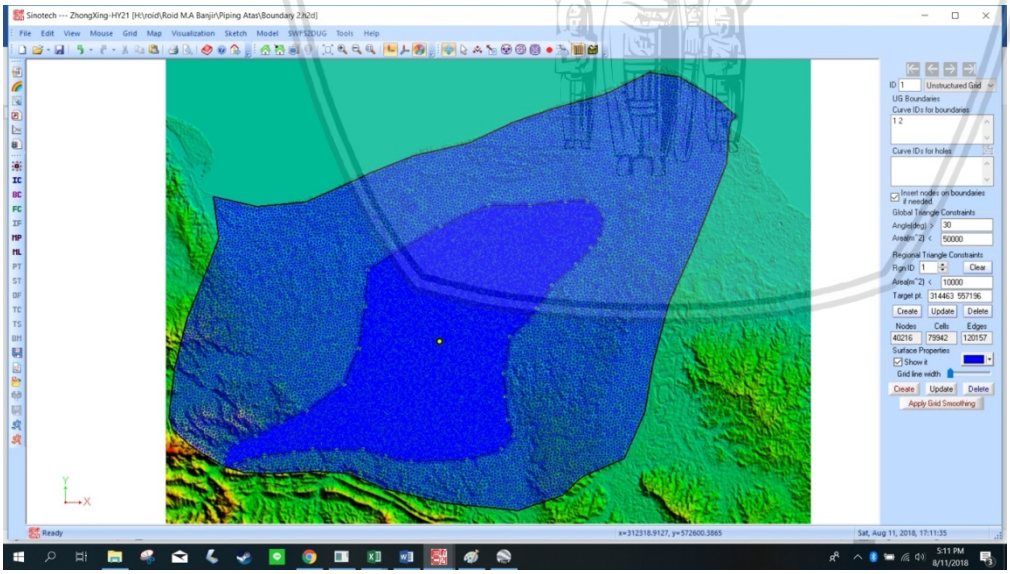
Dalam pembuatan *boundary curve* sendiri luasan yang digunakan merupakan asumsi. Pembuatan *Boundary curve* dilakukan dalam dua bagian yaitu *boundary* untuk banjir wilayah dan *boundary* untuk sungai dimulai dan diakhiri pada *as* bendungan.



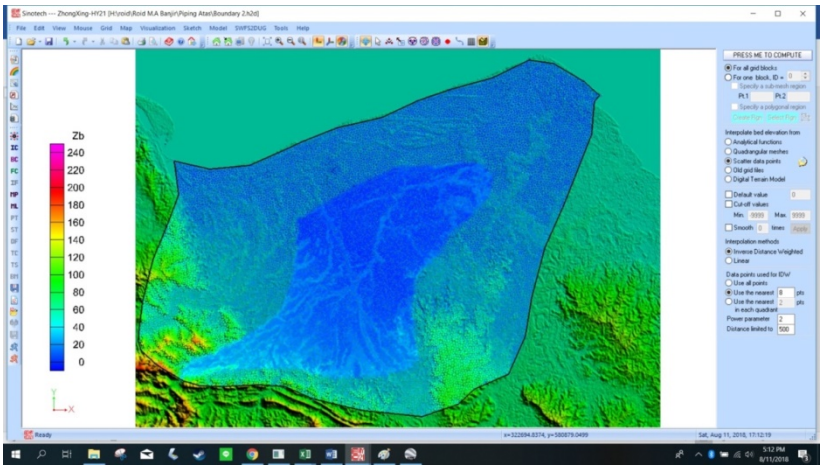
Gambar 4.21 Proses Pembuatan *Boundary Curve* Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.1.3 Setting Mesh

Kerapatan *mesh* sangat berpengaruh dalam sebaran banjir yang dihasilkan. Apabila *mesh* yang dibuat semakin rapat atau nilai kerapatan *mesh* semakin kecil, maka sebaran banjir yang dihasilkan semakin bagus dan teliti. Kemudian untuk menampilkan elevasi pada *mesh* yang sudah dibuat *import* peta DEM dengan format .dem.



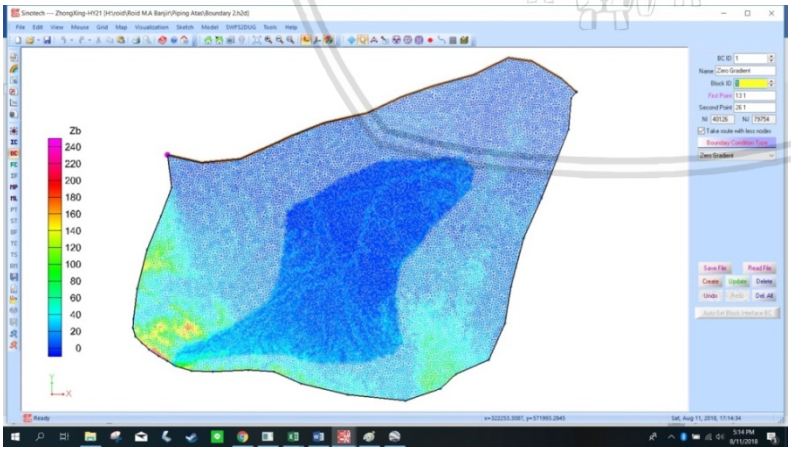
Gambar 4.22 Tampilan *Mesh* Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



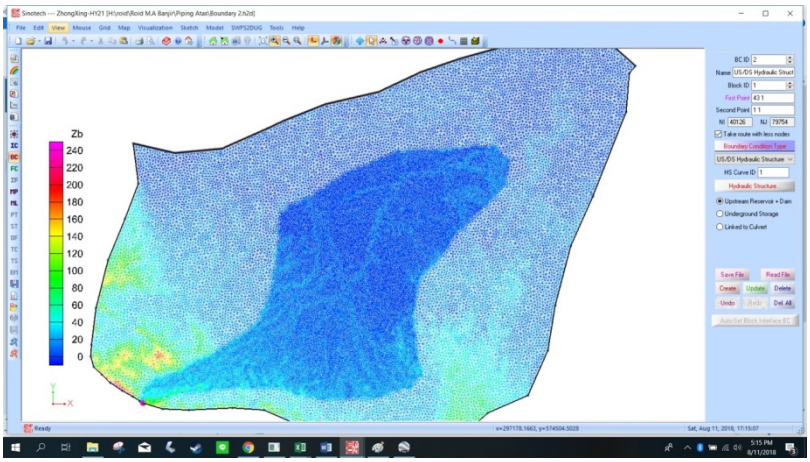
Gambar 4.23 Tampilan Boundary Curve *Dengan* Mesh *Setelah Diekstraksi dengan Peta DEM* Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.1.4 *Boundary Condition*

Dalam laporan tugas akhir ini batas *boundary* dibagi menjadi dua, yaitu *upper boundary* dan *lower boundary*. Untuk *lower boundary* merupakan Bendungan Nipah sedangkan untuk *upper boundary* adalah garis pantai. Pada *upper boundary* perlu masukan data pasang surut air laut karena pada *upper boundary* Sungai Nipah bermuara ke Laut Jawa yang dipengaruhi pasang surut air laut. Dikarenakan data yang tersedia terbatas maka untuk data pasang surut air laut menggunakan rata-rata tinggi gelombang yang terjadi yaitu setinggi 1,5 m. Sedangkan untuk *lower boundary* perlunya inputan beberapa parameter salah satunya yaitu data teknis bendungan.



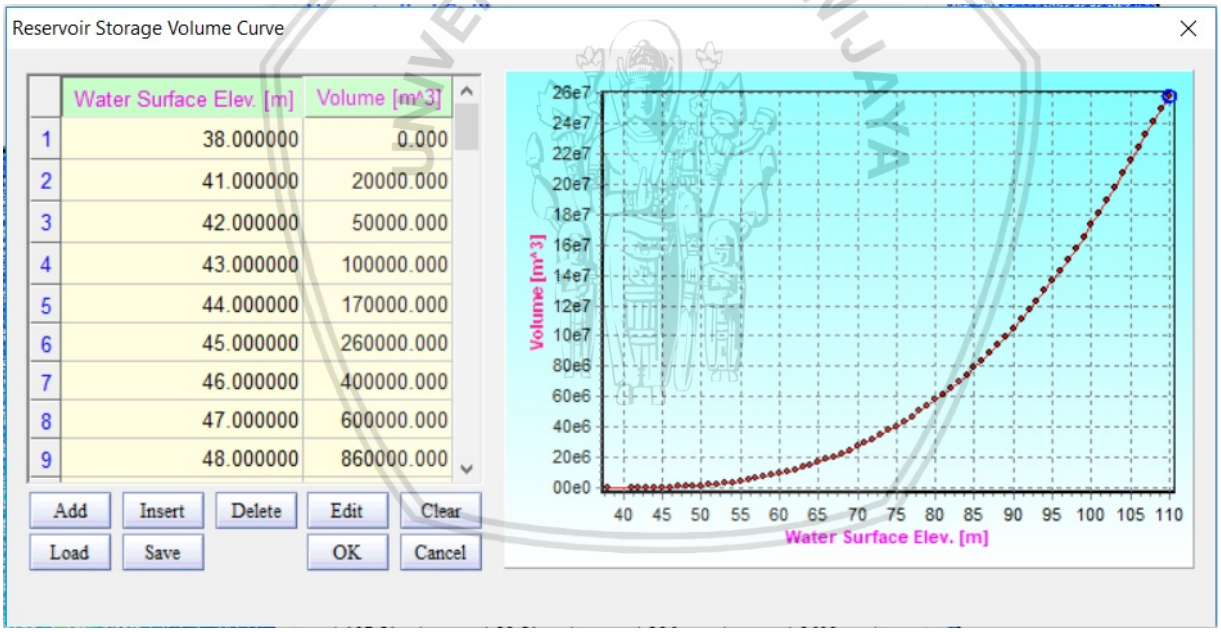
Gambar 4.24 Upper Boundary
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.25 Lower Boundary
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.1.5 Lengkung Kapasitas

Software Zhong Xing HY21 ini memiliki kemampuan melakukan ekstrapolasi volume secara otomatis. Berikut adalah *input* lengkung kapasitas pada *software* Zhong Xing HY21.

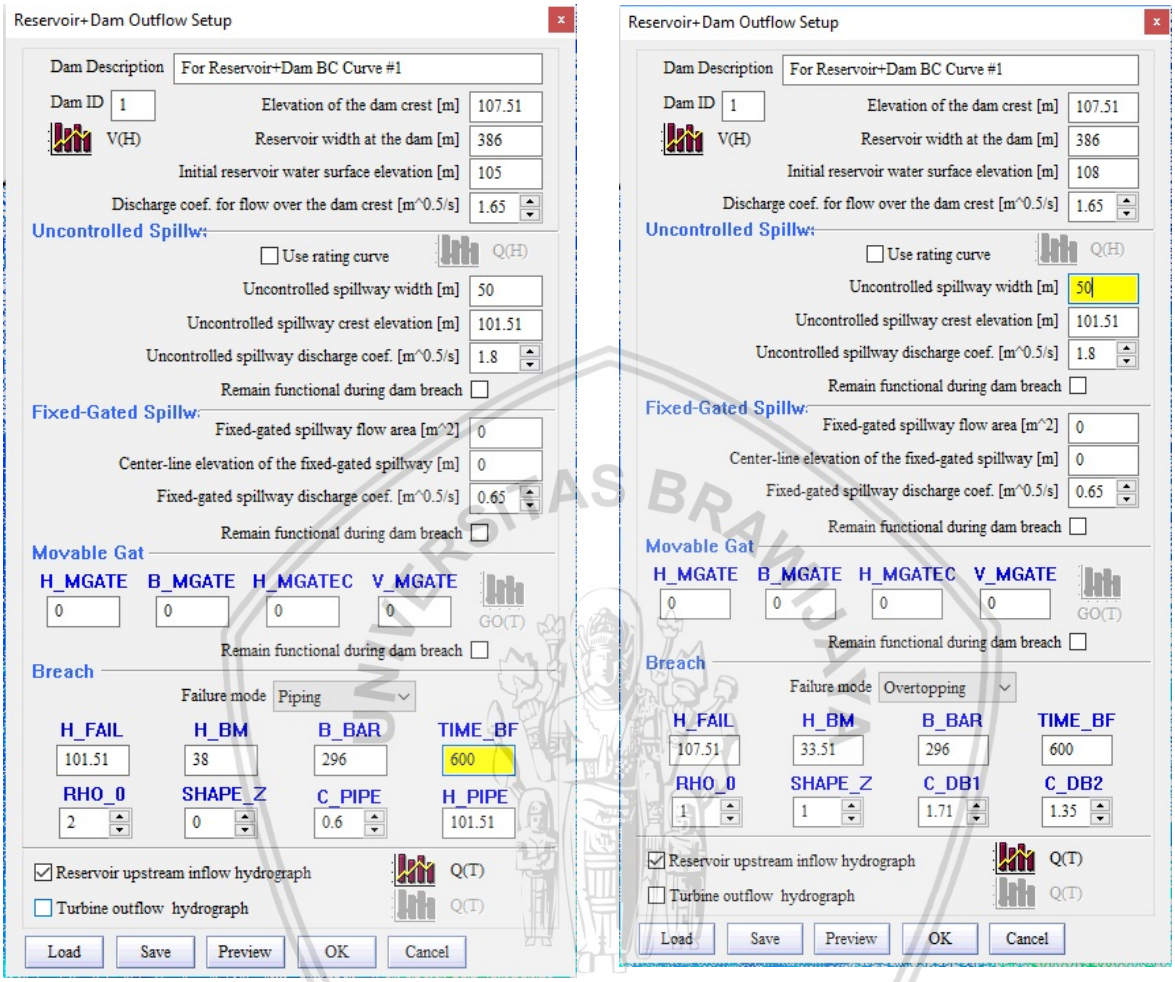


Gambar 4.26 Input Data Lengkung Kapasitas Waduk Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

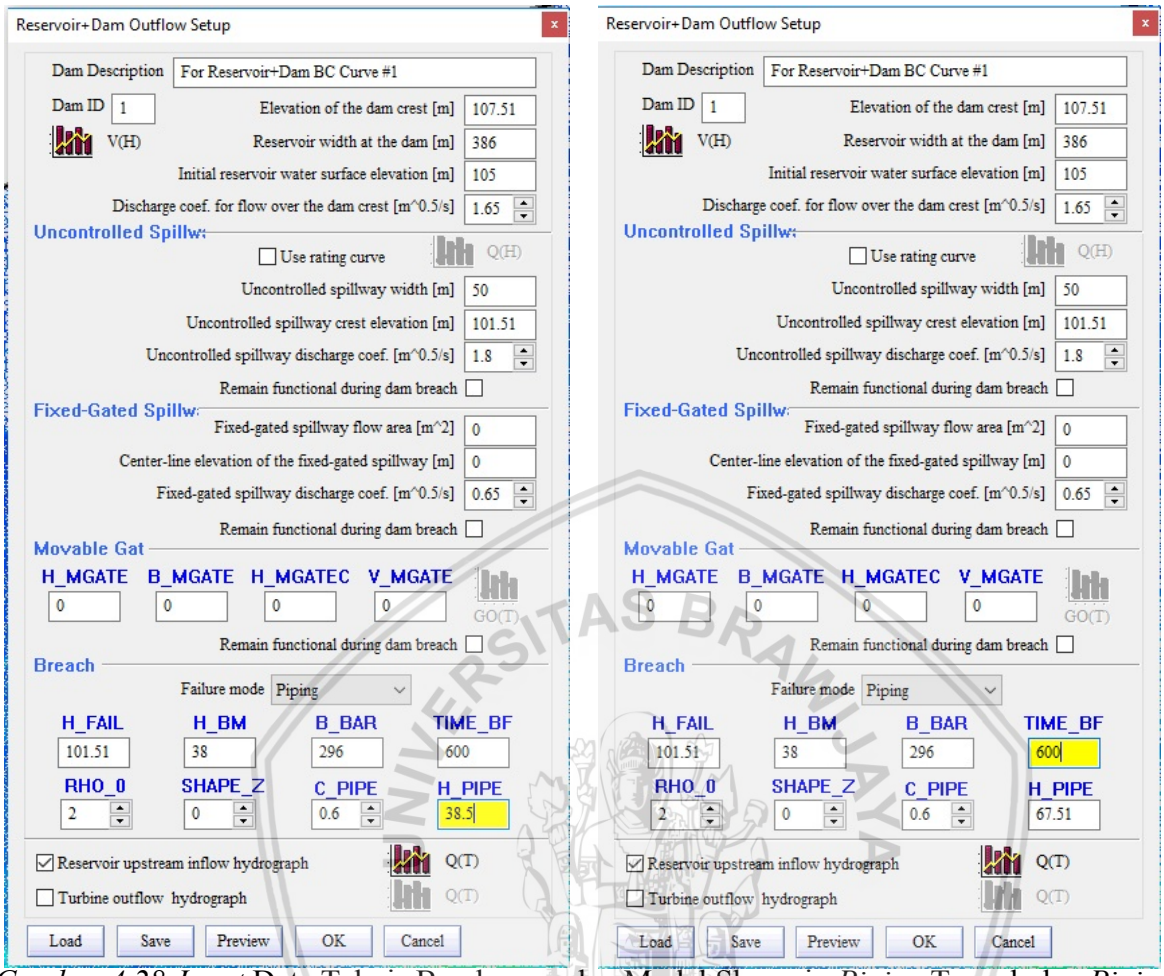
4.4.2.1.6 Data Teknis Bendungan, Skenario Keruntuhan Bendungan dan *Input* Simulasi Keruntuhan

Data teknis bendungan yang menjadi masukan terdiri dari elevasi puncak bendungan, elevasi muka air waduk pada saat keruntuhan direncanakan, dimensi pelimpah dan sebagainya. Untuk skenario keruntuhan bendungan tersedia dua pilihan yaitu *piping* dan

overtopping. Sedangkan untuk masukan data simulasi keruntuhan adalah elevasi dimulainya keruntuhan, elevasi keruntuhan berakhir, lebar rekahan dan waktu keruntuhan.



Gambar 4.27 Input Data Teknis Bendungan dan Model Skenario *Overtopping* dan *Piping* Atas Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.28 Input Data Teknis Bendungan dan Model Skenario *Piping* Tengah dan *Piping* Bawah Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.1.6.1 Penjelasan Parameter *Inputan* Data Teknis Bendungan, Skenario Keruntuhan Bendungan dan Simulasi Keruntuhan Bendungan

Berikut adalah penjelasan parameter *inputan Reservoir+Dam Outflow Setup* pada *software* Zhong Xing HY21.

- *Elevation of the dam crest (m)*

  Elevation of the dam crest adalah elevasi puncak bendungan dapat dilihat pada gambar Lampiran 24 sesuai data teknis bendungan yang ada dimana elevasi puncak bendungan berada pada elevasi +107,51 m.

- *Reservoir width at the dam (m)*

  Reservoir width at the dam adalah lebar keseluruhan bendungan yaitu jumlah dari panjang bendungan ditambah dengan lebar pelimpah dimana panjang bendungan adalah 386 m dan lebar pelimpah adalah 50 m.

- *Initial reservoir water surface elevation (m)*

  Initial reservoir water surface elevation adalah elevasi muka air waduk awal saat mengalami keruntuhan dan didapatkan dari elevasi puncak debit yang melewati pelimpah saat *routing* banjir. Pada *routing* banjir yang sudah dilakukan elevasi puncak debit yang melewati pelimpah sebesar +105,00 m.
- *Discharge coef. for flow over the dam crest ($m^{0,5}/s$)*

  Discharge coef. for flow over the dam crest adalah koefisien yang nilainya antara 1,38 - 2,21. Diambil 1,65.
- *Uncontrolled spillway width (m)*

  Uncontrolled spillway width adalah lebar pelimpah. Sesuai data teknis Bendungan Keureuto yaitu sebesar 50 m.
- *Uncontrolled spillway crest elevation (m)*

  Uncontrolled spillway crest elevation adalah elevasi puncak pelimpah yaitu berada pada elevasi +101,50 m.
- *Uncontrolled spillway discharge coef. ($m^{0,5}/s$)*

  Uncontrolled spillway discharge coef. adalah koefisien yang nilainya antara 1,38 - 2,21. Diambil 1,8.
- H_FAIL

  H_FAIL adalah elevasi muka air waduk ketika bendungan hancur saat muka air waduk setinggi banjir PMF yang nilainya sama dengan *Initial reservoir water surface elevation* yaitu sebesar +101,5 m untuk *piping* dan +107,50 m untuk *overtopping*.
- H_BM

  H_BM adalah elevasi dasar waduk saat bendungan mulai hancur dan disesuaikan pada kondisi waduk terkini. H_BM disesuaikan dengan elevasi dasar pada lengkung kapasitas waduk. Elevasi dasar lengkung kapasitas waduk berada pada elevasi +38,00 m.
- B_BAR

  B_BAR adalah rata-rata lebar rekahan yang menurut *User's Manual Boss Dambrk* (1991:65) nilainya adalah 0,5-4 kali tinggi bendungan untuk bendungan urugan. Pada Bendungan Keureuto tinggi bendungannya adalah sebsar 74 m sehingga B_BAR pada semua skenario diambil dari 4 kali tinggi Bendungan Keureuto yaitu sebesar 296 m.
- TIME_BF

TIME_BF adalah waktu keruntuhan (*time of failure*) yang menurut *User's Manual Boss Dambrk* (1991:65) lamanya antara 0,5-4 jam untuk bendungan urugan dimana lamanya waktu keruntuhan ini berpengaruh pada kurva deplesi pengosongan waduk dan *outflow* debit saat keruntuhan bendungan terjadi. Dari beberapa percobaan pengambilan waktu 3600 detik pada simulasi keruntuhan bendungan ini dirasa paling tepat karena berdasarkan waktu keruntuhan bendungan adalah sekitar 1 jam. *Software* Zhong Xing HY21 sudah menyesuaikan pada detik ke-50000 waduk sudah kosong dengan *outflow* puncak yang berbeda pada masing-masing skenario.

- RHO_0

  RHO_0 adalah *the breach nonlinearity formation parameter* yang nilainya adalah 0-4 untuk skenario *overtopping* adalah 1 dan untuk skenario *piping* adalah 2. Sedangkan untuk nilai 3 dan 4 digunakan pada *tailing dam*.

- SHAPE_Z

  SHAPE_Z adalah parameter kemiringan rekahan saat bendungan hancur yaitu untuk skenario *overtopping* nilainya adalah 1 karena diasumsikan rekahan berbentuk trapesium. Menurut *User's Manual Boss Dambrk* (1991:68) keruntuhan total hampir selalu terjadi rekahan karena *overtopping* disimulasikan berupa rekahan yang berbentuk segi empat, segitiga atau trapesium. Bentuk dari terminal *breach* ditentukan oleh parameter (Z) yang mengidentifikasikan lereng samping dari rekahan, yaitu lereng vertikal : Z horisontal, dan parameter (b) yang disebut lebar terminal dari dasar rekahan. Rentangan (*range*) dari nilai parameter lereng samping Z adalah : $0<Z<2$. Sedangkan untuk skenario *piping* nilainya adalah 0 karena menurut *User's Manual Boss Dambrk* (1991:68) Keruntuhan bendungan akibat *piping* dapat disimulasikan dengan menentukan elevasi sumbu dari *piping*nya. Ini disimulasikan sebagai rekahan lubang (*orifice*) berbentuk segiempat.

- C_DB1

  C_DB1 adalah *Discharge coefficient for rectangular shaped breach* yang koefisien tersebut nilainya antara 1,38-2,21. Parameter ini digunakan pada skenario *overtopping*.

- C_DB2

  C_DB2 adalah *Discharge coefficient for rectangular shaped breach* yang nilainya antara 1,1-1,76. Parameter ini digunakan pada skenario *overtopping*.

- C_PIPE

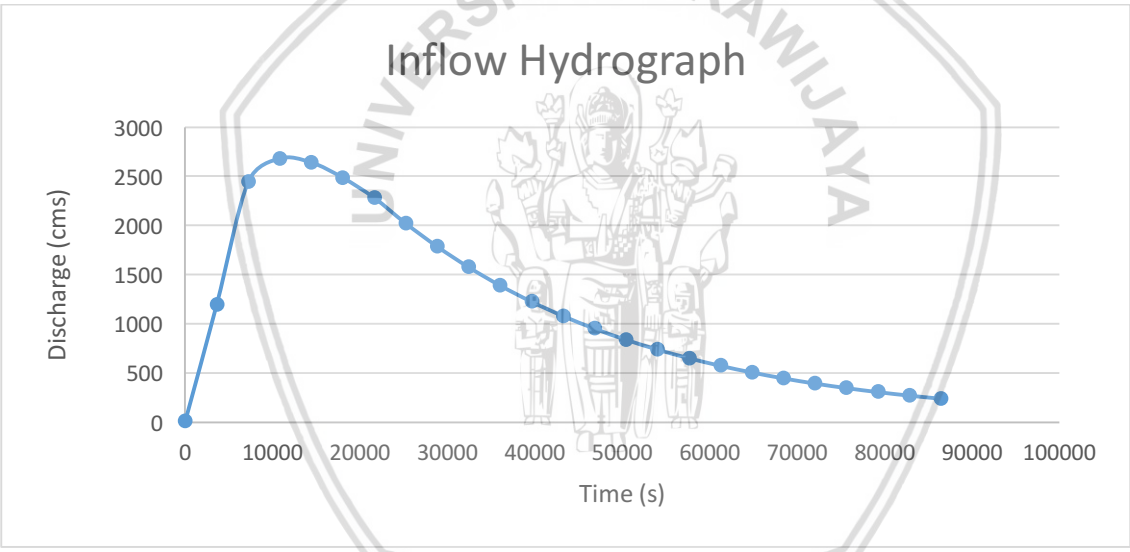
C_PIPE adalah *Discharge coefficient for orifice flow* yang nilainya antara 0,6-0,8. Parameter ini digunakan pada skenario *piping*.

- H_PIPE

  H_PIPE adalah elevasi *piping* pusat awal keruntuhan yang hanya terdapat pada skenario simulasi *piping*. Pada tiap-tiap skenario yang nilainya untuk *piping* atas didapatkan dari elevasi *crest spillway* sebesar +101,50 m, *piping* tengah didapatkan dari elevasi *coffer dam* yaitu pada elevasi +67,51 m dan *piping* bawah didapatkan dari elevasi dasar waduk yaitu sebesar +34,51 m. Untuk elevasi *crest spillway* dan elevasi *coffer dam*.

4.4.2.1.7 *Inflow* Hidrograf

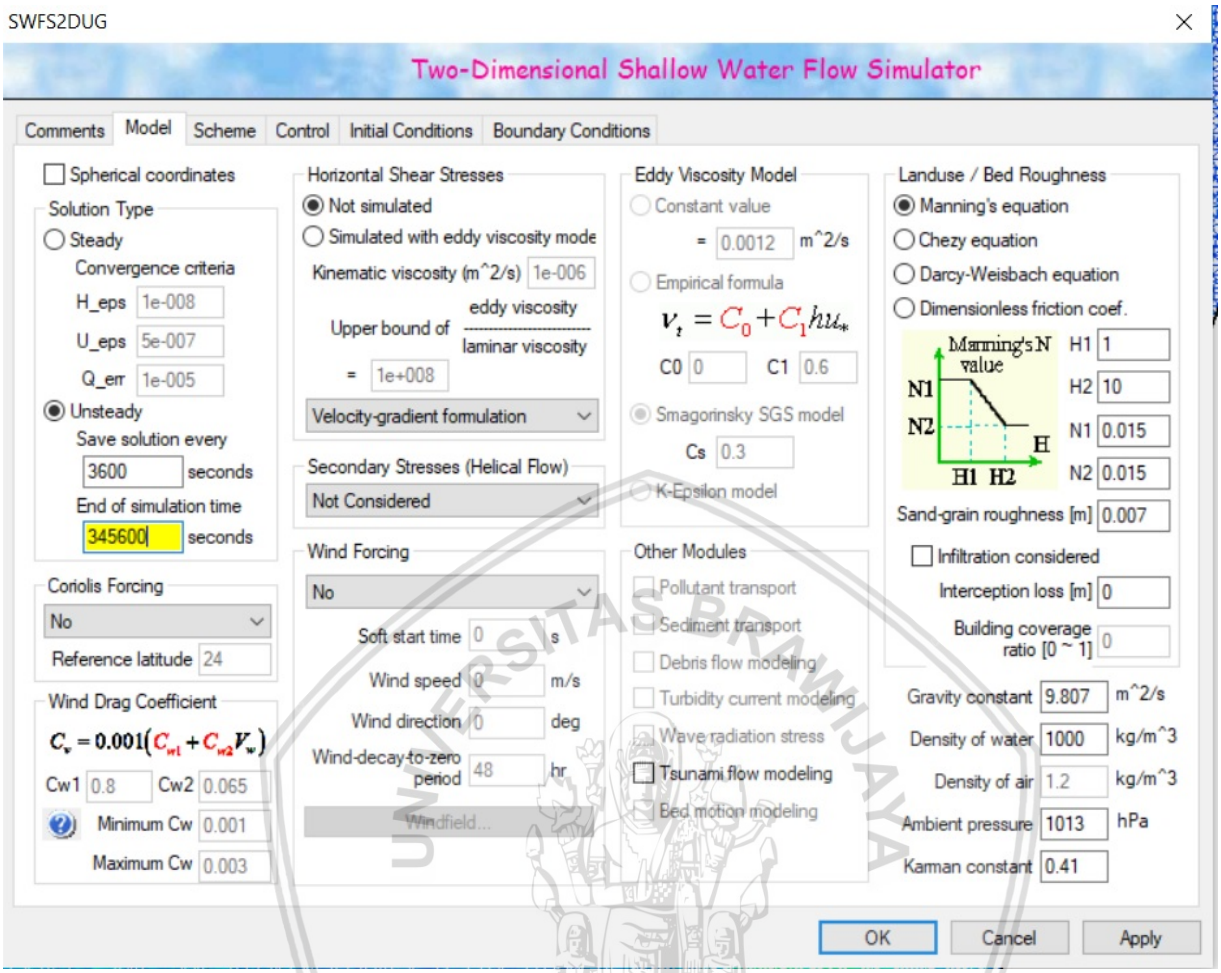
Inflow yang digunakan pada simulasi ini berasal dari perhitungan debit banjir PMF untuk kondisi keruntuhan bendungan saat muka air waduk setinggi banjir desain dengan skenario *piping* ataupun *overtopping*.



Gambar 4.29 Input Inflow Hidrograf Saat Kondisi *Piping* Atas Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

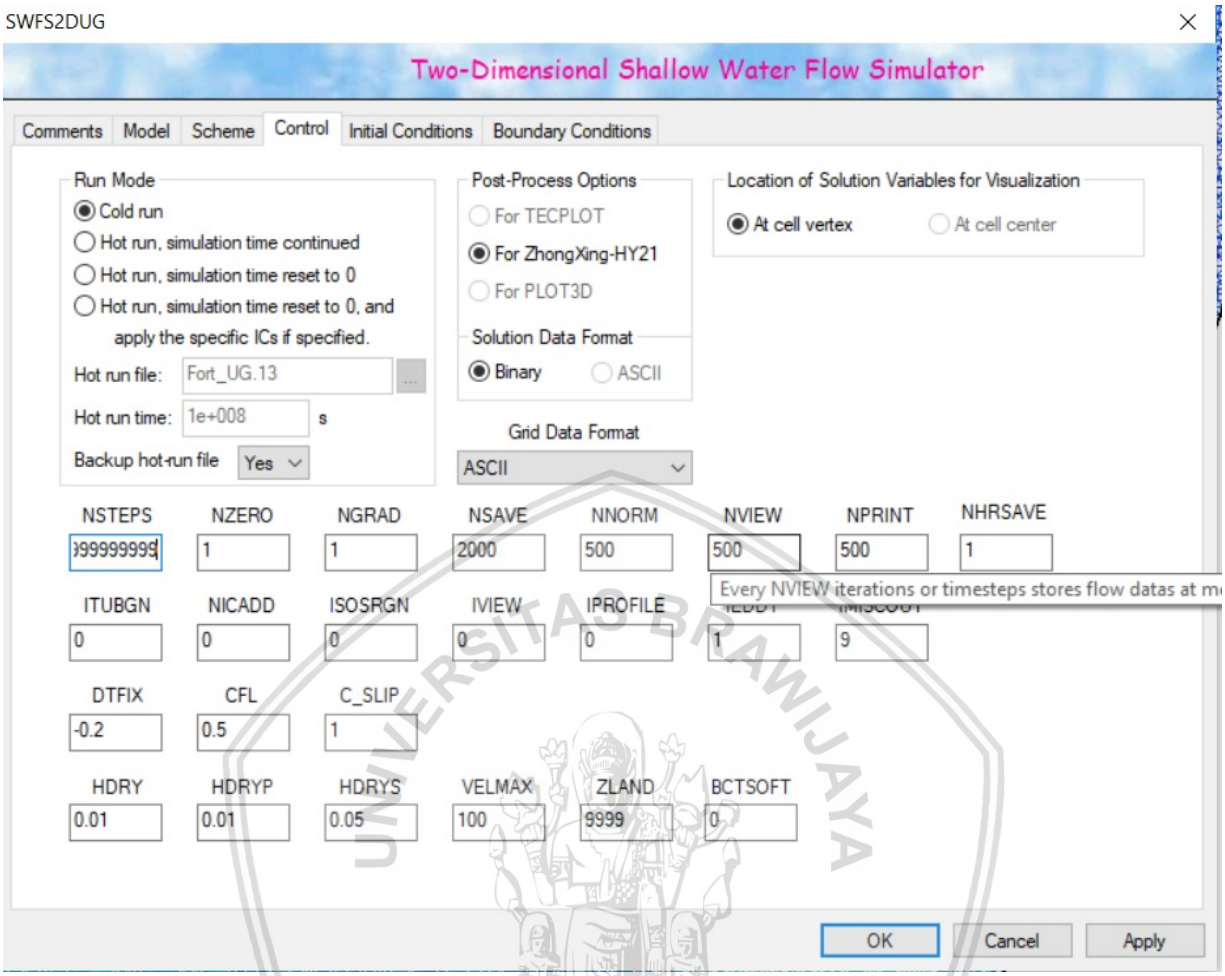
4.4.2.1.8 *Setting Parameter Simulation Model* dan *Setting Parameter Simulation Control*

Pengaturan untuk parameter simulasi model adalah waktu yang dibutuhkan *software* Zhong Xing HY21 untuk melakukan simulasi banjir sesuai dengan pengaturan yang dilakukan. Pada Analisis ini untuk pengambilan data pada *software* dilakukan setiap 3600 detik sedangkan untuk simulasi banjir dilakukan dalam waktu 345.600 detik atau selama 4 hari.



Gambar 4. 30 Setting Parameter Simulation Model Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

Untuk pengaturan yang dilakukan pada parameter simulasi kontrol dimana pengaturan ini sesuai dengan jumlah langkah literasi dalam suatu proses *running*. Untuk *Run Mode* awal dipilih mode *cold run* karena pada saat pertama kali *running* mode yang harus dipilih adalah *cold run* sedangkan apabila *mode hot run* berfungsi melanjutkan *running* sebelumnya yang sudah dilakukan lebih dulu menggunakan *mode cold*.



Gambar 4.31 Setting Parameter Simulation Kontrol Pada *Software* Zhong Xing HY21
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.2 *Output* Data

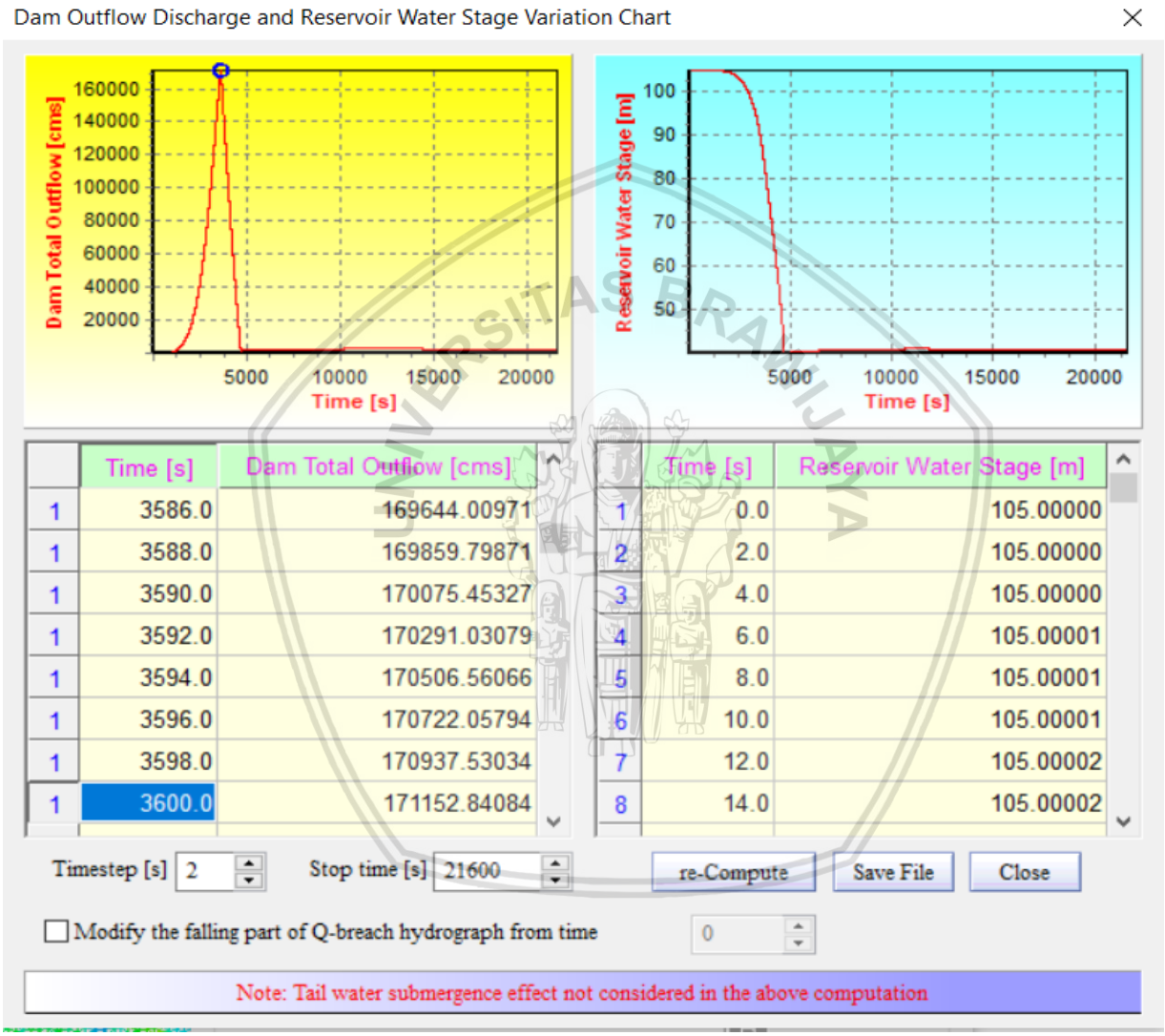
Proses simulasi dilakukan sesuai dengan parameter dan skenario yang telah kita tentukan dengan memasukkan semua data yang diperlukan. Salah satu keluaran (*output*) yang dihasilkan program Zhong Xing HY21 adalah elevasi muka air banjir maksimum, kedalaman banjir, kecepatan aliran maksimum di saluran, waktu tiba banjir dan waktu surut banjir dalam bentuk *time series*. Selain *time series* keluaran (*output*) lainnya adalah peta genangan banjir yang nantinya peta tersebut akan di-*overlay*-kan terhadap peta administrasi wilayah sekitar Bendungan Keureuto untuk mengetahui wilyah-wilayah yang terdampak.

Dari hasil analisis seperti dijelaskan di atas, keruntuhan Bendungan Keureuto yang akan menimbulkan dampak paling besar jika terjadi keruntuhan pada saat kondisi muka air waduk setinggi banjir desain dengan skenario *piping* atas.

4.4.2.2.1 Grafik Pengosongan Waduk/*Depletion*

Grafik pengosongan waduk/*depletion* berupa hidrograf outflow yang keluar dari waduk ketika terjadi keruntuhan/rekahan. Dari hidrograf outflow ini *software* Zhong Xing HY21 akan melakukan proses *routing* banjir di sepanjang palung sungai dan bantarannya di hilir bendungan.

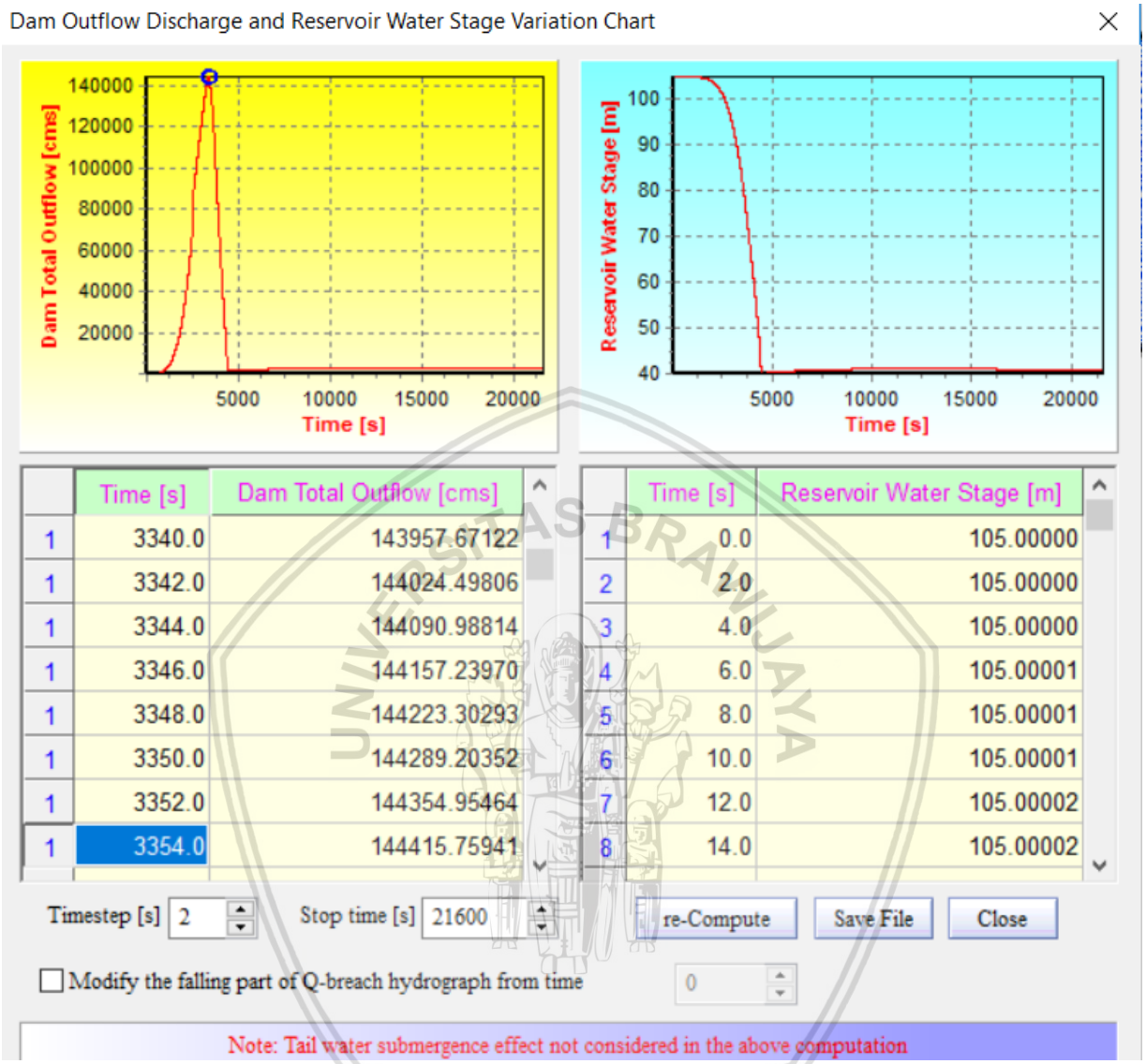
a. Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Waduk Setinggi Banjir Desain (PMF)



Gambar 4.32 Grafik *Outflow* dan Kurva Deplesi Skenario *Piping* Atas Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain (PMF)
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

Berdasarkan keluaran *software* Zhong Xing HY21 pada Gambar 4.31 diketahui bahwa banjir aibat keruntuhan bendungan yang disebabkan oleh *piping* atas dengan *inflow* debit *PMF* memiliki debit *outflow* puncak sebesar 171152,84084 cm^3/det pada waktu selama 3600 detik.

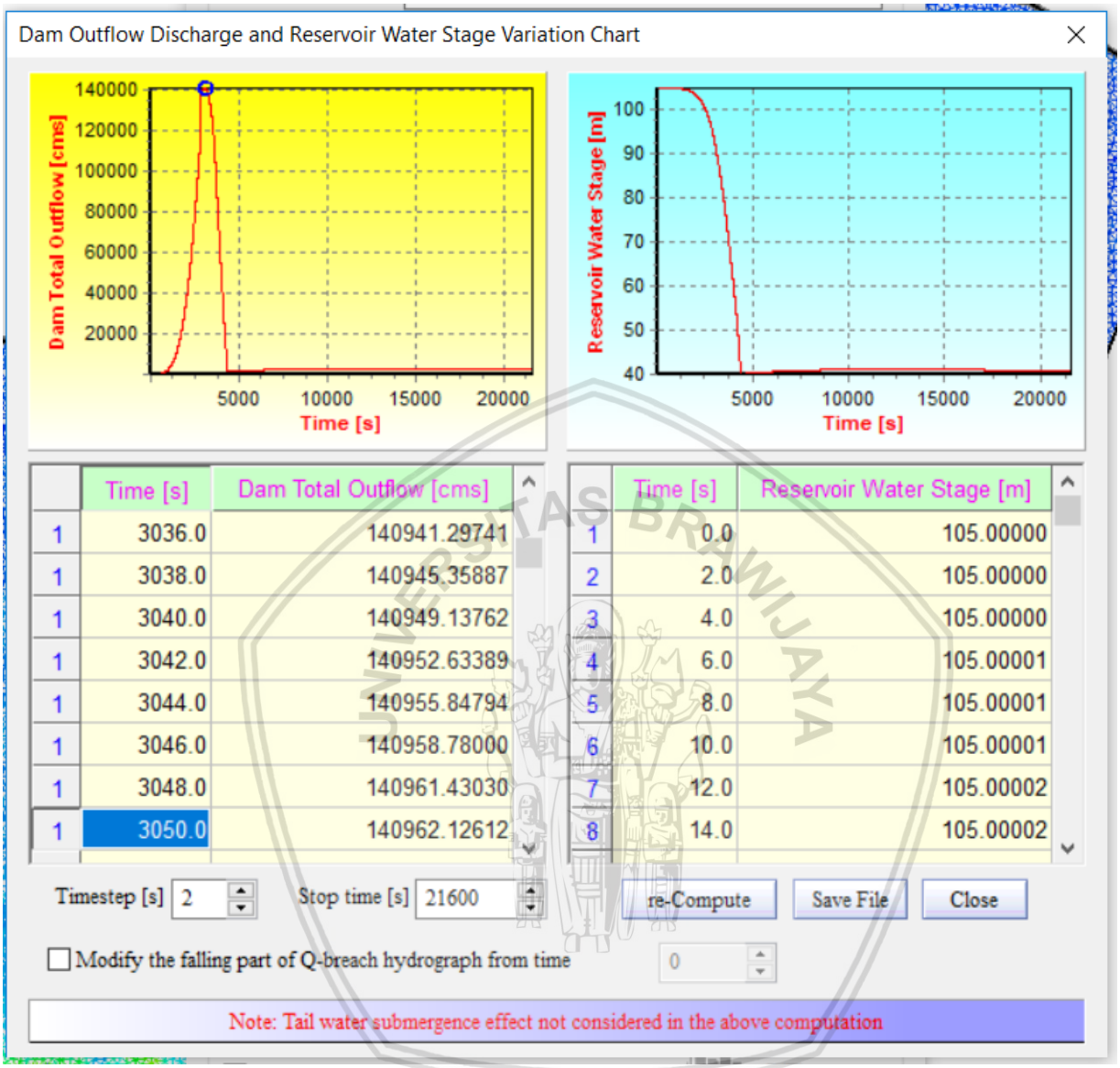
b. Skenario *Piping* Tengah Kondisi Muka Air Waduk Setinggi Banjir Desain (PMF)



Gambar 4.33 Grafik *Outflow* dan Kurva Deplesi Skenario *Piping* Tengah Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain (PMF)
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

Berdasarkan keluaran *software* Zhong Xing HY21 pada Gambar 4.32 diketahui bahwa banjir aibat keruntuhan bendungan yang disebabkan oleh *piping* tengah dengan *inflow* debit *PMF* memiliki debit *outflow* puncak sebesar 144415,75941 cm^3/det pada waktu selama 3354 detik.

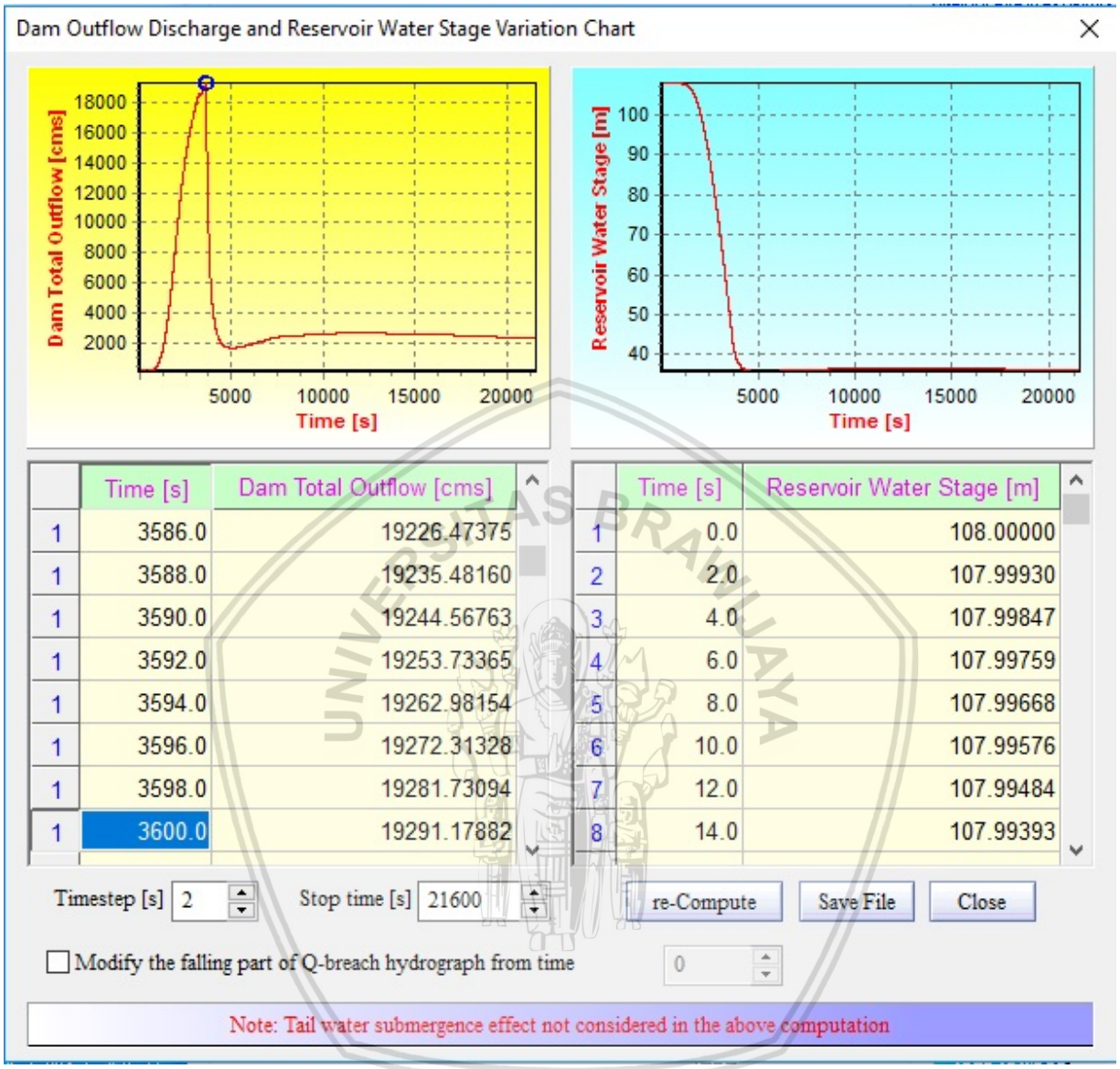
c. Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Waduk Setinggi Banjir Desain (PMF)



Gambar 4.34 Grafik *Outflow* dan Kurva Deplesi Skenario *Piping* Bawah Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain (PMF)
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

Berdasarkan keluaran *software* Zhong Xing HY21 pada Gambar 4.33 diketahui bahwa banjir aibat keruntuhan bendungan yang disebabkan oleh *piping* atas dengan *inflow* debit *PMF* memiliki debit *outflow* puncak sebesar 140962,12612 cm^3/det pada waktu selama 3050 detik.

d. Skenario *Overtopping* Kondisi Muka Air Waduk Setinggi Banjir Desain (PMF)



	Time [s]	Dam Total Outflow [cms]
1	3586.0	19226.47375
1	3588.0	19235.48160
1	3590.0	19244.56763
1	3592.0	19253.73365
1	3594.0	19262.98154
1	3596.0	19272.31328
1	3598.0	19281.73094
1	3600.0	19291.17882

	Time [s]	Reservoir Water Stage [m]
1	0.0	108.00000
2	2.0	107.99930
3	4.0	107.99847
4	6.0	107.99759
5	8.0	107.99668
6	10.0	107.99576
7	12.0	107.99484
8	14.0	107.99393

Gambar 4.35 Grafik *Outflow* dan Kurva Deplesi Skenario *Overtopping* Kondisi Muka Air Banjir Setinggi Banjir Desain (PMF)
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

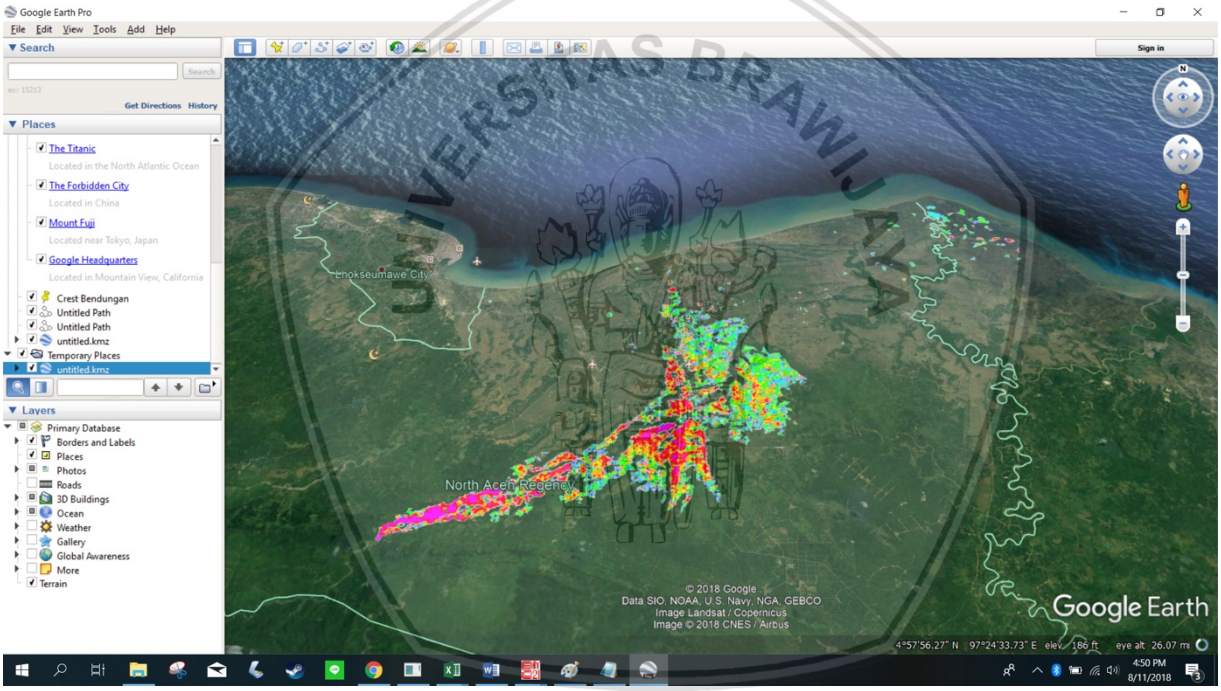
Berdasarkan keluaran *software* Zhong Xing HY21 pada Gambar 4.33 diketahui bahwa banjir aibat keruntuhan bendungan yang disebabkan oleh *piping* atas dengan *inflow* debit *PMF* memiliki debit *outflow* puncak sebesar 19291,17882 cm^3/det pada waktu selama 3600 detik.

4.4.2.2.2 Peta Genangan Banjir

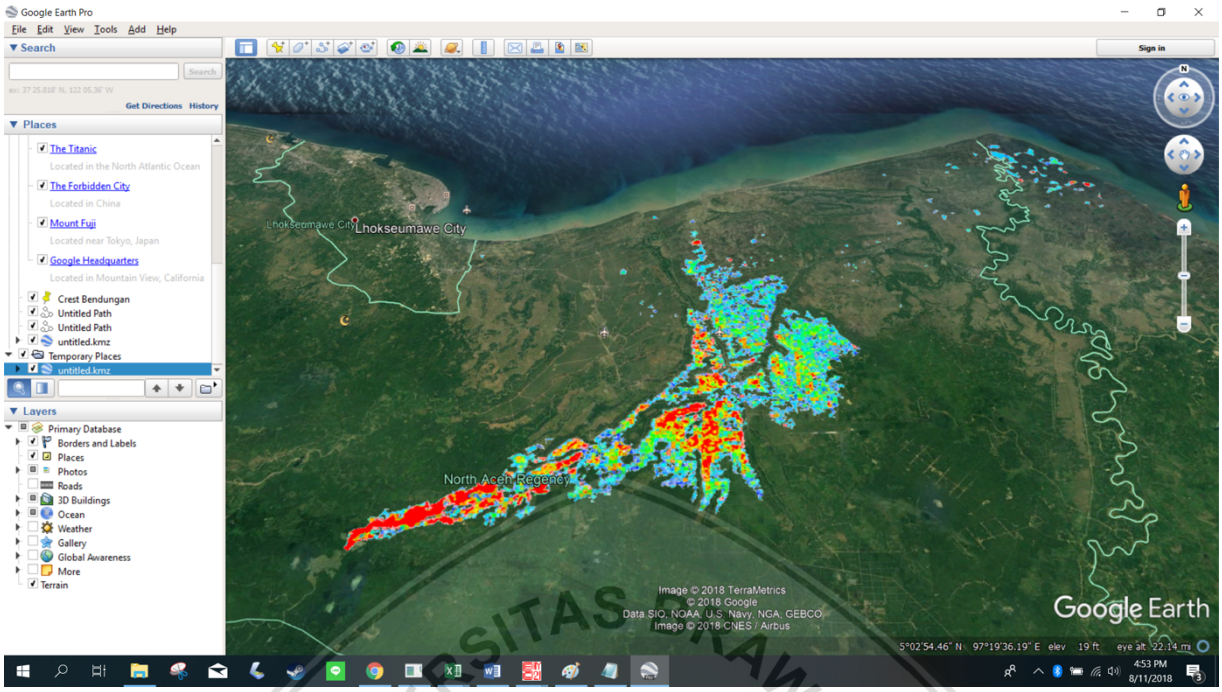
Dari hasil analisis keruntuhan bendungan dengan Zhong Xing HY21 dapat digambarkan peta banjir akibat keruntuhan bendungan. Peta ini memuat informasi seperti elevasi banjir maksimum yang terjadi, kecepatan banjir di palung sungai maupun bantaran sungai, waktu

datang banjir, waktu surut banjir dan desa terkena risiko banjir.

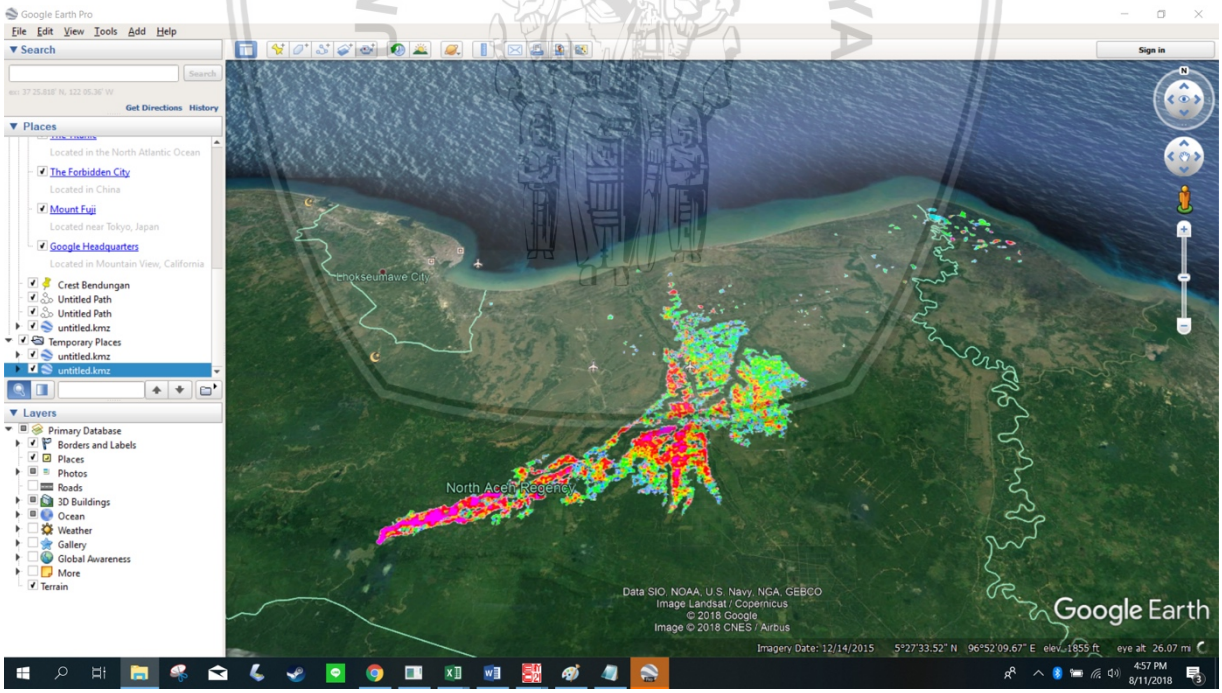
Peta genangan dimaksudkan untuk memberi keterangan mengenai lokasi yang akan terkena bahaya banjir, sebagai akibat keruntuhan bendungan. Setelah dilakukannya *running* seluruh skenario simulasi keruntuhan bendungan, maka dapat ditentukan skenario yang paling berbahaya yaitu skenario keruntuhan akibat *overtopping*. Luas banjir yang ditimbulkan akibat skenario keruntuhan *overtopping* adalah sebesar 125,2187 km^2. Karena skenario keruntuhan tidak pernah diketahui sebelumnya dan faktor keamanan merupakan pertimbangan utama, maka dipilih skenario keruntuhan yang paling berbahaya. Berikut merupakan luas genangan banjir tiap-tiap skenario yang dihasilkan dari Program Zhong Xing HY21 seperti yang tertera pada Tabel 4.60



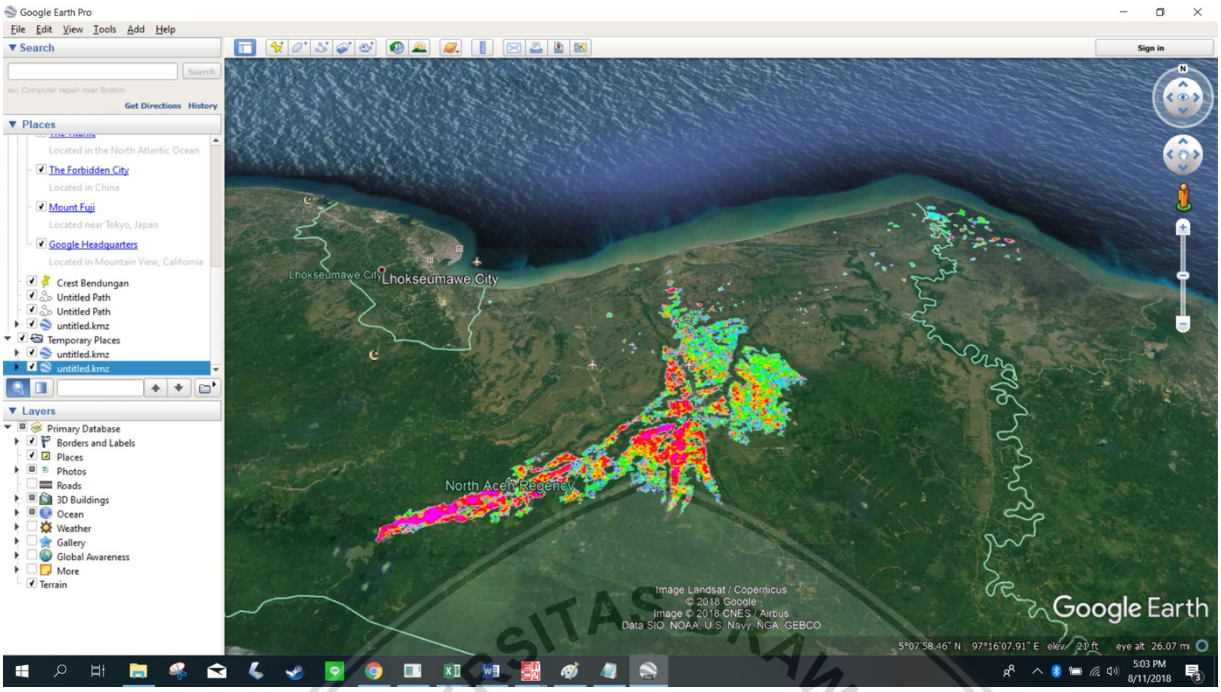
Gambar 4.36 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto Untuk Skenario *Piping* Atas Dengan Debit *Inflow PMF* Pada Google Earth
Sumber: Google Earth (diakses pada 8 September 2018)



Gambar 4.37 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto Untuk Skenario *Piping* Tengah Dengan Debit *Inflow PMF* Pada Google Earth
Sumber: Google Earth (diakses pada 8 September 2018)



Gambar 4.38 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto Untuk Skenario *Piping* Bawah Dengan Debit *Inflow PMF* Pada Google Earth
Sumber: Google Earth (diakses pada 8 September 2018)



Gambar 4.39 Overlay Genangan Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto Untuk Skenario *Overtopping* Dengan Debit *Inflow PMF* Pada Google Earth
Sumber: Google Earth (diakses pada 8 September 2018)

Tabel 4.54
Luas Genangan Banjir untuk Tiap Skenario Keruntuhan

Output Data	Skenario Keruntuhan			
	Overtopping	Piping Atas	Piping Tengah	Piping Bawah
Luas Genangan Banjir (km2)	125.2187	124.3683	124.2162	124.4965
Total Debit Outflow Puncak Saat Keruntuhan (cm3/det)	27773,49166	260459,5291	253719,46622	268339,2518

Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

Pada simulasi keruntuhan skenario *overtopping* luas genangan banjir yang dihasilkan lebih besar dibandingkan dengan luas genangan banjir dari seluruh skenario keruntuhan bendungan begitu juga dengan kecepatan dan kedalaman banjir yang dihasilkan hal ini disebabkan karena debit *outflow* bendungan saat keruntuhan terjadi pada skenario *overtopping* adalah yang terbesar. Untuk seluruh skenario *piping* luas genangan banjir yang dihasilkan tidak jauh berbeda secara berurutan luas yang dihasilkan skenario *piping* bawah menghasilkan luas genangan banjir terkecil kemudian skenario *piping* tengah dan *piping* atas. Debit *Outflow* saat keruntuhan yang dihasilkan juga berbeda begitu juga dengan kecepatan serta kedalaman banjir yang dihasilkan. Perbedaan hasil pada seluruh skenario baik *piping* ataupun *overtopping* bisa juga dikarenakan mekanisme rekahan yang berbeda. Pada saat *overtopping* tergerusnya

bagian hilir tubuh bendungan utama yang dilimpasi air yang mana selanjutnya gerusan pada hilir tubuh bendungan tersebut akan merambat ke tubuh bendungan dan akhirnya seluruh tubuh bendungan tererosi. Sedangkan saat *piping* rekahan yang ditimbulkan tidak bisa dipastikan awal mula lokasinya dikarenakan gerusan yang diakibatkan oleh rembesan terjadi didalam tubuh bendungan. Sedangkan untuk proses dari rekahan sampai tubuh bendungan tererosi sepenuhnya merupakan akibat dari rusaknya tatanan konstruksi pada bagian bawah sehingga membuat runtuh konstruksi bagian atas. Hal ini juga dipengaruhi oleh elevasi pusat *piping* saat awal terjadi keruntuhan bendungan yang menjadi *inputan* pada *software* Zhong Xing HY21.

4.4.2.2.3 Desa Terdampak

Desa-desa yang terkena dampak akibat yang ditimbulkan oleh keruntuhan Bendungan Keureuto berjumlah 140 desa yang ada di sekitar Bendungan Keureuto. Adapun data desa-desa yang terkena dampak dan letak koordinat nya dapat dilihat pada tabel 4.59.

Tabel 4.55
Koordinat Daerah Terkena Resiko

No	Daerah Terkena Resiko			Koordinat Desa	
	Kabupaten	Kecamatan	Desa	X	Y
1	Aceh utara	Paya bakong	Blang pante	296465	547419
2	Aceh utara	Paya bakong	Peureupok	302267	548143
3	Aceh utara	Paya bakong	Matang panyang	302624	550579
4	Aceh utara	Paya bakong	Cot tufah	301521	548648
5	Aceh utara	Paya bakong	Alue leukot	303907	548733
6	Aceh utara	Paya bakong	Alue being	303016	548886
7	Aceh utara	Paya bakong	Mampree	303415	551268
8	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda tek-tek	302296	549228
9	Aceh utara	Paya bakong	Pucok alue seuleumak	301075	549331
10	Aceh utara	Paya bakong	Nga	303637	550164
11	Aceh utara	Paya bakong	Lueng	300333	549510
12	Aceh utara	Paya bakong	Asan seuleumak	301628	549679
13	Aceh utara	Paya bakong	Buket pidie	306444	549724
14	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong drien	302506	549763
15	Aceh utara	Paya bakong	Kebun pirak	304331	550061
16	Aceh utara	Paya bakong	Paya meudru	306027	551721
17	Aceh utara	Paya bakong	Blang sialet	304664	551473
18	Aceh utara	Paya bakong	Buket guru	304873	551120
19	Aceh utara	Paya bakong	Ceumpeudak	304028	551798
20	Aceh utara	Paya bakong	Blang gunci	303686	551850

Lanjutan Tabel 4.55 Koordinat Daerah Terkena Resiko

No	Daerah Terkena Resiko			Koordinat Desa	No
	Kabupaten	Kecamatan	Desa	X	Y
21	Aceh utara	Paya bakong	Keude paya bakong	303571	551993
22	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong beurunyong	303088	552018
23	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda pirak	304942	552344
24	Aceh utara	Paya bakong	Glumpang pirak	305694	552596
25	Aceh utara	Paya bakong	Blang ara	305690	552916
26	Aceh utara	Tanah luas	Plu pakam	297641	548401
27	Aceh utara	Tanah luas	Tumpok aceh	302747	550963
28	Aceh utara	Tanah luas	Hueng	311626	561402
29	Aceh utara	Tanah luas	Deng	311541	561670
30	Aceh utara	Tanah luas	Paya beurandang	311694	561993
31	Aceh utara	Tanah luas	Alue pangkat	311478	562357
32	Aceh utara	Cot girek	Beurandang dayah	313329	550161
33	Aceh utara	Cot girek	Seupeng	312392	548946
34	Aceh utara	Cot girek	Lhok reuhat	315277	549481
35	Aceh utara	Cot girek	Beurandang krueng	311915	550392
36	Aceh utara	Cot girek	Lueng baro	315185	549876
37	Aceh utara	Cot girek	Mns jeulikat	314944	550473
38	Aceh utara	Cot girek	Ara lsk selatan	314674	551269
39	Aceh utara	Pirak timu	Tanjong seurikui	306025	550746
40	Aceh utara	Pirak timu	Paya	311195	550752
41	Aceh utara	Pirak timu	Meunye tujoh	306976	549928
42	Aceh utara	Pirak timu	Ulee blang	308408	551019
43	Aceh utara	Pirak timu	Serdang	310983	550256
44	Aceh utara	Pirak timu	Bili baro	312539	551484
45	Aceh utara	Pirak timu	Ara tonton moncrang	309578	551859
46	Aceh utara	Pirak timu	Pucok alue pirak	308145	551906
47	Aceh utara	Pirak timu	Rayeuk pange	310760	554618
48	Aceh utara	Pirak timu	Krueng pirak	309859	555581
49	Aceh utara	Pirak timu	Alue bungkoh	308521	552519
50	Aceh utara	Pirak timu	Keutapang	311558	552274
51	Aceh utara	Pirak timu	Mns. Glumpang	311935	555070
52	Aceh utara	Pirak timu	Asan krueng kreh	312362	555139
53	Aceh utara	Pirak timu	Leupe	310519	553613
54	Aceh utara	Pirak timu	Teupin u	309667	552773
55	Aceh utara	Pirak timu	Ceumeucet	310204	553215
56	Aceh utara	Pirak timu	Beuracan rata	313036	554826
57	Aceh utara	Pirak timu	Bungong	311406	554894

Lanjutan Tabel 4.55 Koordinat Daerah Terkena Resiko

No	Daerah Terkena Resiko			Koordinat Desa	No
	Kabupaten	Kecamatan	Desa	X	Y
58	Aceh utara	Pirak timu	Matang keh	310597	554143
59	Aceh utara	Pirak timu	Trieng krueng kreh	311719	554187
60	Aceh utara	Pirak timu	Rengkam	312306	553302
61	Aceh utara	Matangkuli	Matang peusangan	307445	553454
62	Aceh utara	Matangkuli	Pante pirak	308524	553962
63	Aceh utara	Matangkuli	Mesjid	308245	554043
64	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh pirak	308383	554235
65	Aceh utara	Matangkuli	Beuringen	308627	554568
66	Aceh utara	Matangkuli	Meunye pirak	309135	555026
67	Aceh utara	Matangkuli	Siren	309460	555334
68	Aceh utara	Matangkuli	Leubok pirak	307657	553292
69	Aceh utara	Matangkuli	Beuracan pirak	307013	553086
70	Aceh utara	Matangkuli	Blang kuta	306919	552181
71	Aceh utara	Matangkuli	Blang seupeng	306169	552218
72	Aceh utara	Matangkuli	Aron glp vii	311859	559866
73	Aceh utara	Matangkuli	Teupin keubeu	310705	555793
74	Aceh utara	Matangkuli	Tanjong babah krueng	310154	555839
75	Aceh utara	Matangkuli	Trieng teupin keubeu	311448	556198
76	Aceh utara	Matangkuli	Glumpang vii	312141	558779
77	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh glp vii	311871	559418
78	Aceh utara	Matangkuli	Meunasah punti	310435	556321
79	Aceh utara	Matangkuli	Punti glp vii	312085	558350
80	Aceh utara	Matangkuli	Matang mee	311287	556410
81	Aceh utara	Matangkuli	Jeumpa glp vii	311645	557896
82	Aceh utara	Matangkuli	Rayeuk glanglong	311401	557491
83	Aceh utara	Matangkuli	Tumpok peureulak	310919	557128
84	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah tuha	313655	553210
85	Aceh utara	Lhoksukon	Mata u	319318	554450
86	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rawa	313944	554468
87	Aceh utara	Lhoksukon	Mata ie	319363	554784
88	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee gunong	318428	554935
89	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah meucat	313845	555338
90	Aceh utara	Lhoksukon	Lhok sentang	318302	555365
91	Aceh utara	Lhoksukon	Meunye matang ubi	316391	557124
92	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan lsb	312217	556347
93	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee barat	312139	557284
94	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah teungoh lb	312503	557317

Lanjutan Tabel 4.55 Koordinat Daerah Terkena Resiko

No	Daerah Terkena Resiko			Koordinat Desa	No
	Kabupaten	Kecamatan	Desa	X	Y
95	Aceh utara	Lhoksukon	Kelurahan kota lhoksukon	313998	557341
96	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah dayah lb	313600	557510
97	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ceubrek	314377	557759
98	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah geulinggang	312986	557764
99	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah blang	315250	556635
100	Aceh utara	Lhoksukon	Buket sentang	318361	557969
101	Aceh utara	Lhoksukon	P a n t e	314134	558057
102	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng matang ubi	314797	558093
103	Aceh utara	Lhoksukon	Alue buket	316748	558142
104	Aceh utara	Lhoksukon	Matang teungoh ab	314492	558189
105	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah nga lsk barat	312931	556527
106	Aceh utara	Lhoksukon	Geumata	313217	558473
107	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan ab	313939	558756
108	Aceh utara	Lhoksukon	Blang rubek	318461	556072
109	Aceh utara	Lhoksukon	Matang meunye	312198	556936
110	Aceh utara	Lhoksukon	Reudeup	317810	559422
111	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah pulo dolang	312707	559573
112	Aceh utara	Lhoksukon	R a m b o t	313845	559600
113	Aceh utara	Lhoksukon	Ranto	312979	559779
114	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah manyang	314508	555939
115	Aceh utara	Lhoksukon	Blang aman	319927	559910
116	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah cot usibak	319091	560076
117	Aceh utara	Lhoksukon	Matang pupanji	314576	560131
118	Aceh utara	Lhoksukon	Nga matang ubi	317357	560409
119	Aceh utara	Lhoksukon	Alue modem	312457	560440
120	Aceh utara	Lhoksukon	Keutapang	312005	560861
121	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ara	313522	560883
122	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee tanoh	316378	555758
123	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah alue drien lb	312032	561447
124	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah mancang	313387	561479
125	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rayeuk	313471	555642
126	Aceh utara	Lhoksukon	Bintang hu	317259	562071
127	Aceh utara	Lhoksukon	Abeuk leupen	313072	562103
128	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah arongan ab	312162	563502
129	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah jok	314818	555614
130	Aceh utara	Lhoksukon	Leubok	313077	562581
131	Aceh utara	Lhoksukon	Cot ara	314753	562583

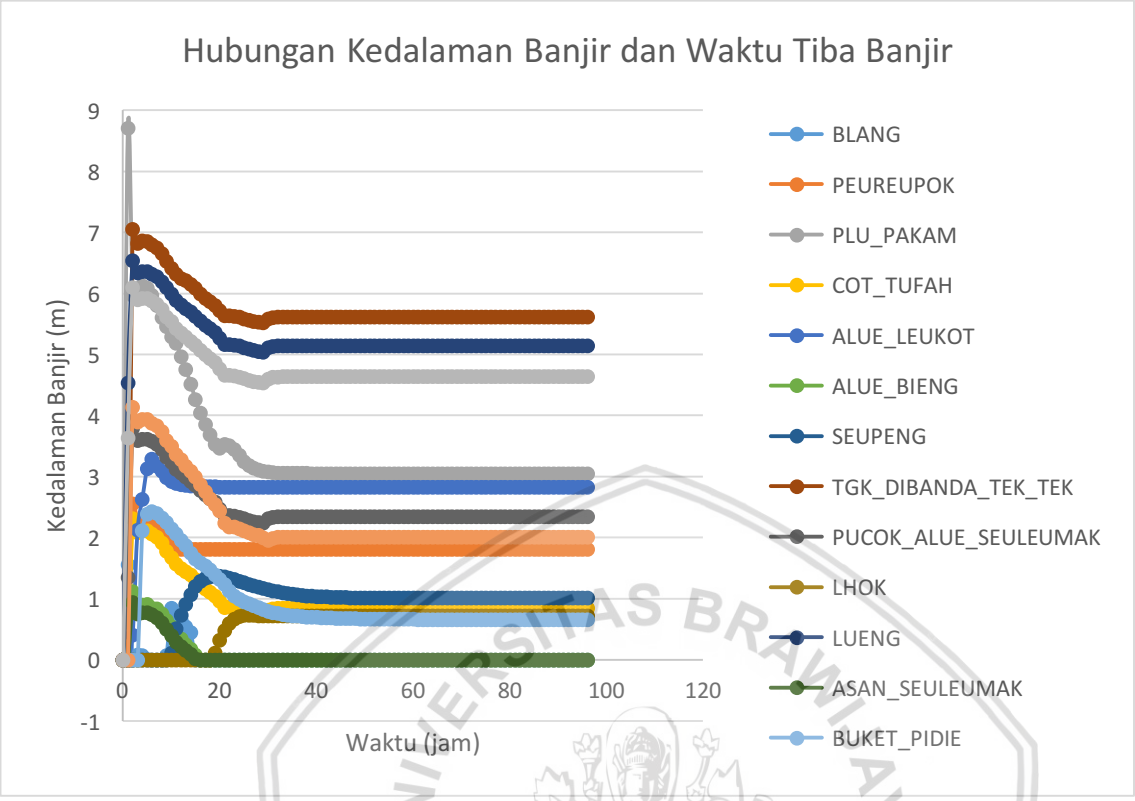
Lanjutan Tabel 4.55 Koordinat Daerah Terkena Resiko

No	Daerah Terkena Resiko			Koordinat Desa	No
	Kabupaten	Kecamatan	Desa	X	Y
132	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng pantang	312144	563281
133	Aceh utara	Lhoksukon	Cot glumpang	312950	563067
134	Aceh utara	Baktiya barat	Pucok alue buket	318443	562169
135	Aceh utara	Baktiya barat	Cot usen	313891	563006
136	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek timur	316464	564048
137	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek barat	313864	564097
138	Aceh utara	Baktiya barat	Matang panyang	317155	564229
139	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek teungoh	315329	564507
140	Aceh utara	Lapang	Keureutoau	312723	565557

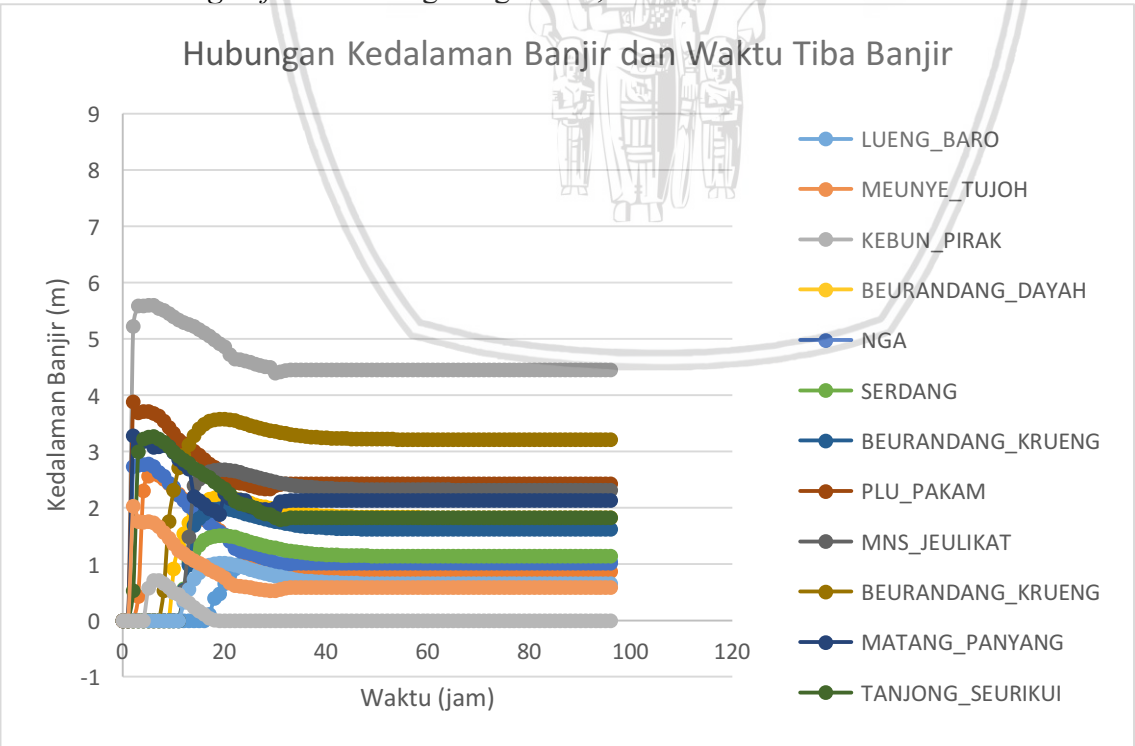
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.2.4 Kedalaman Banjir

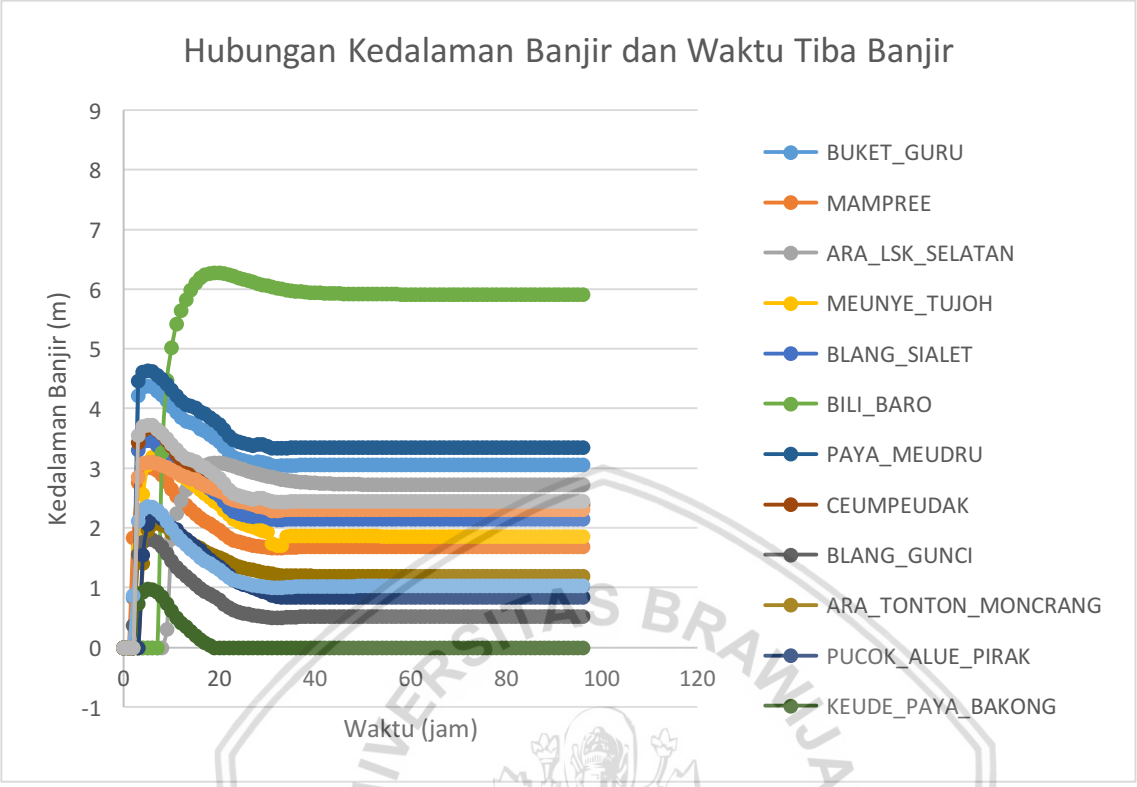
Hidrograf kedalaman banjir didapatkan dari hubungan antara lamanya datangnya banjir dengan kedalaman banjir yang terjadi di masing-masing wilayah terdampak. Lokasi yang memiliki kedalaman banjir tertinggi untuk semua skenario terletak di Desa TGK Dibanda Tek-tek Kecamatan Paya Bakong dengan kedalaman 7,051 m pada skenario *overtopping*. Grafik hidrograf kedalaman banjir untuk tiap skenario keruntuhan dapat dilihat pada Gambar.



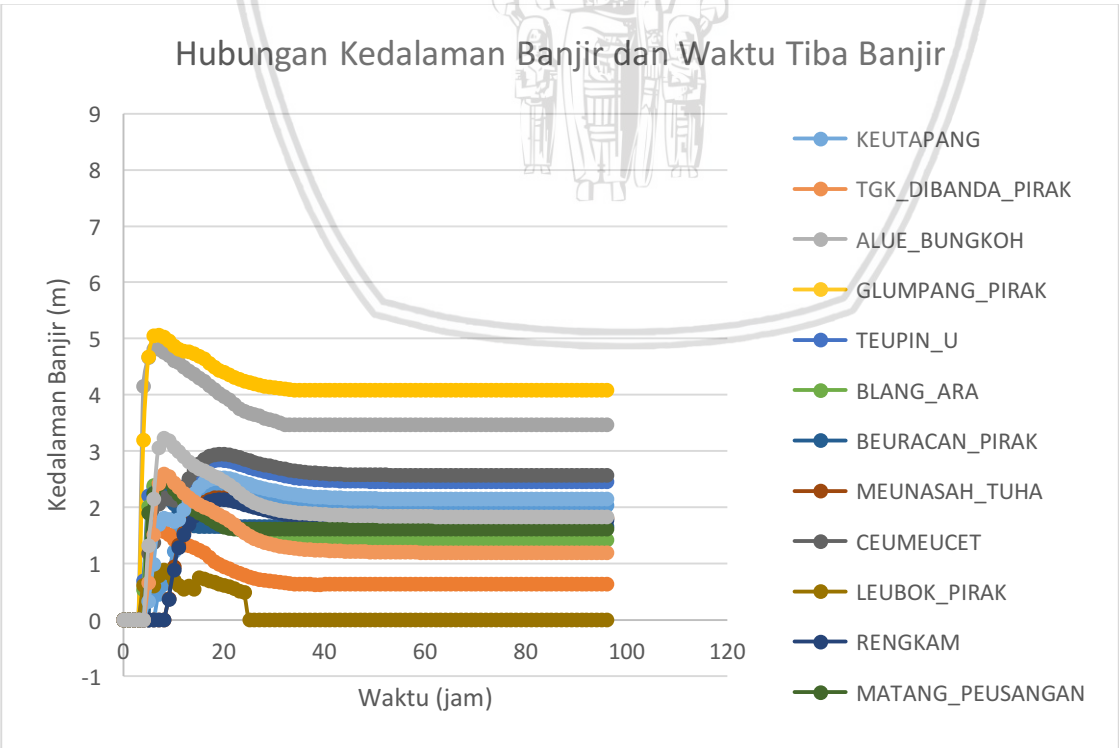
Gambar 4.40 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



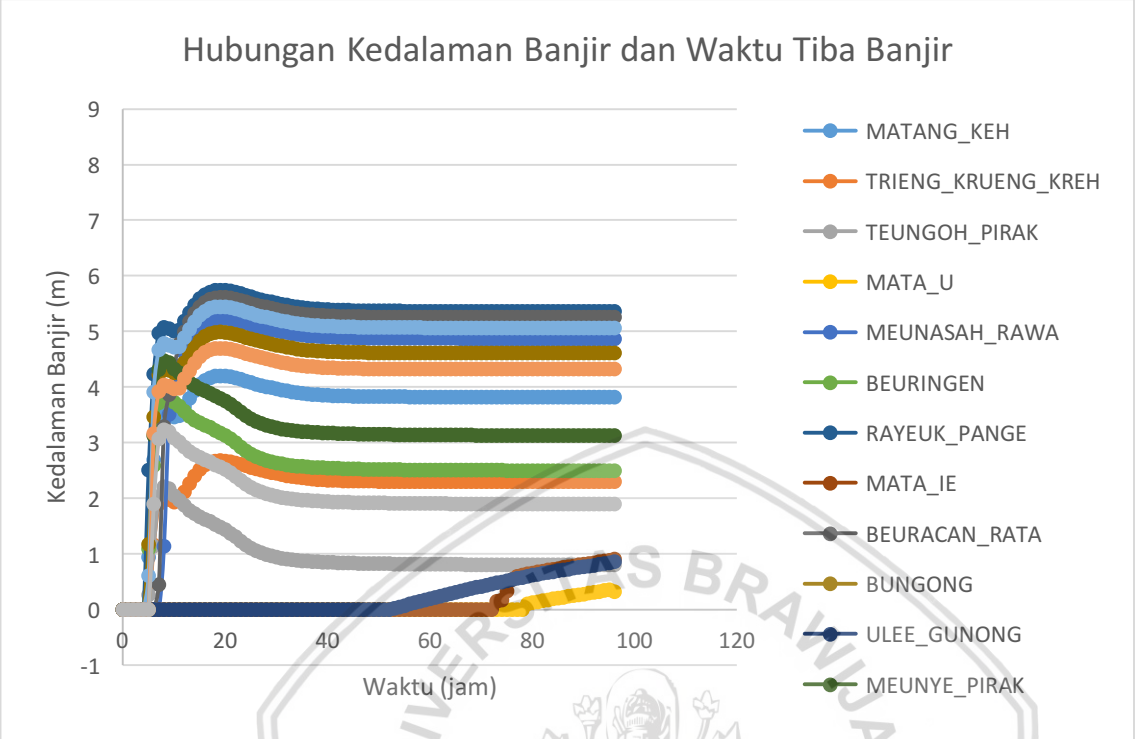
Gambar 4.41 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



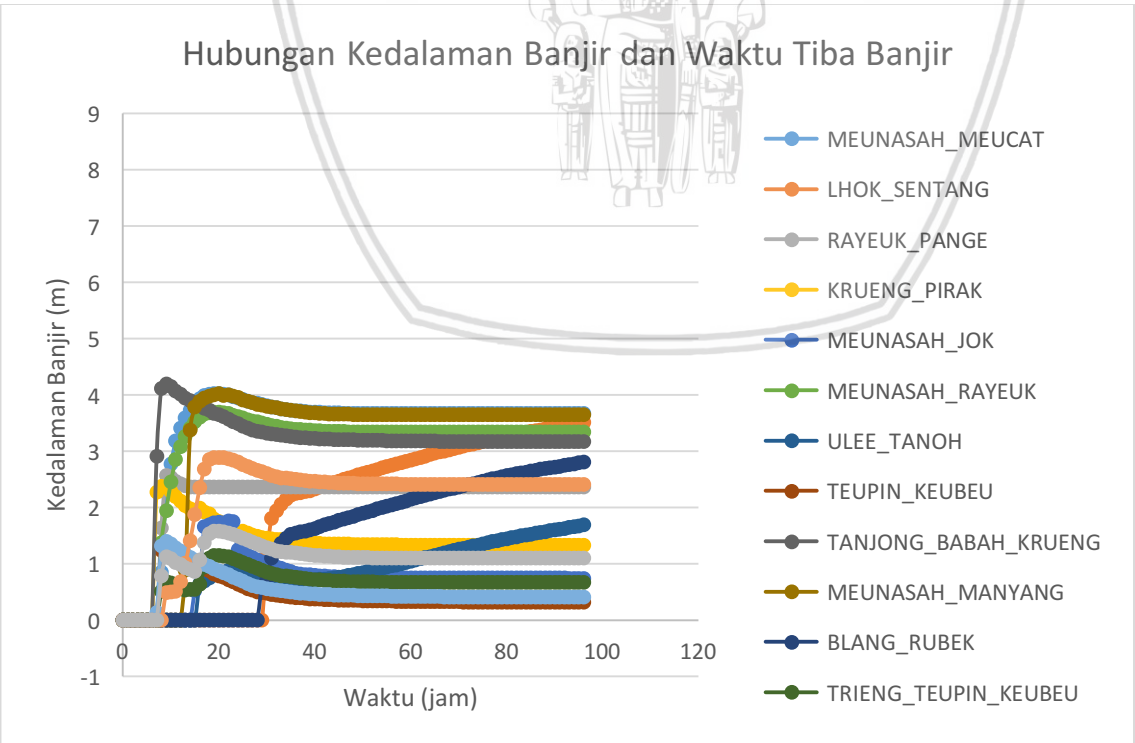
Gambar 4.42 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



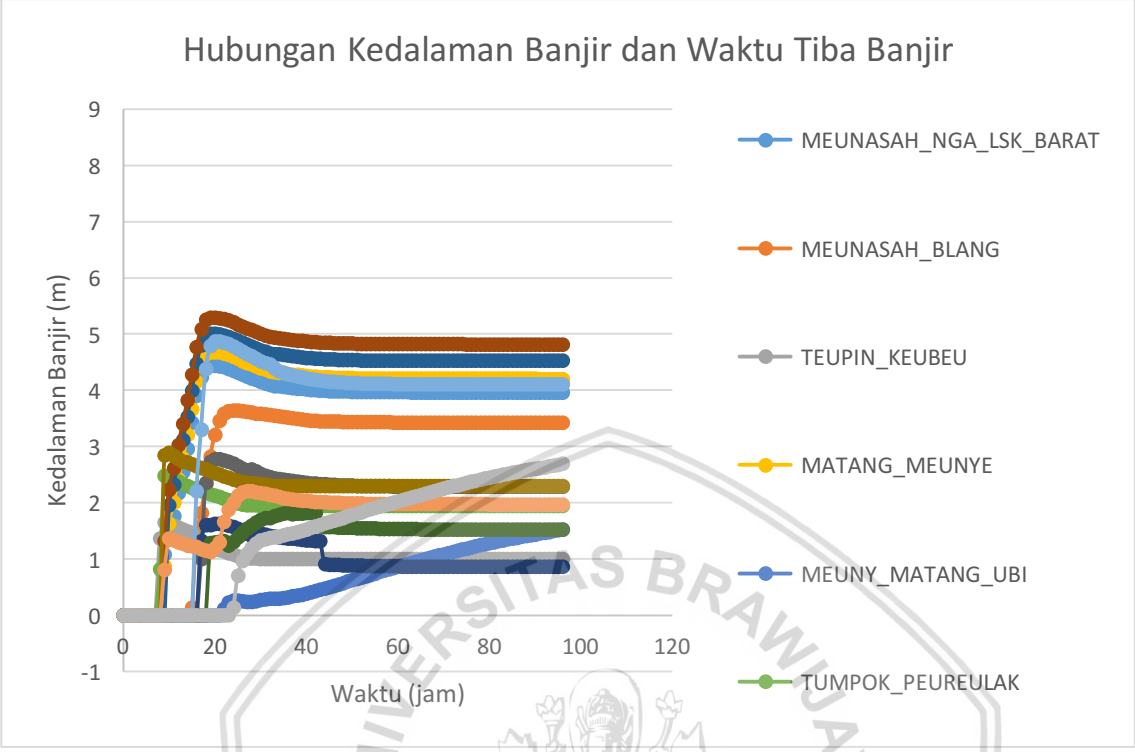
Gambar 4.43 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



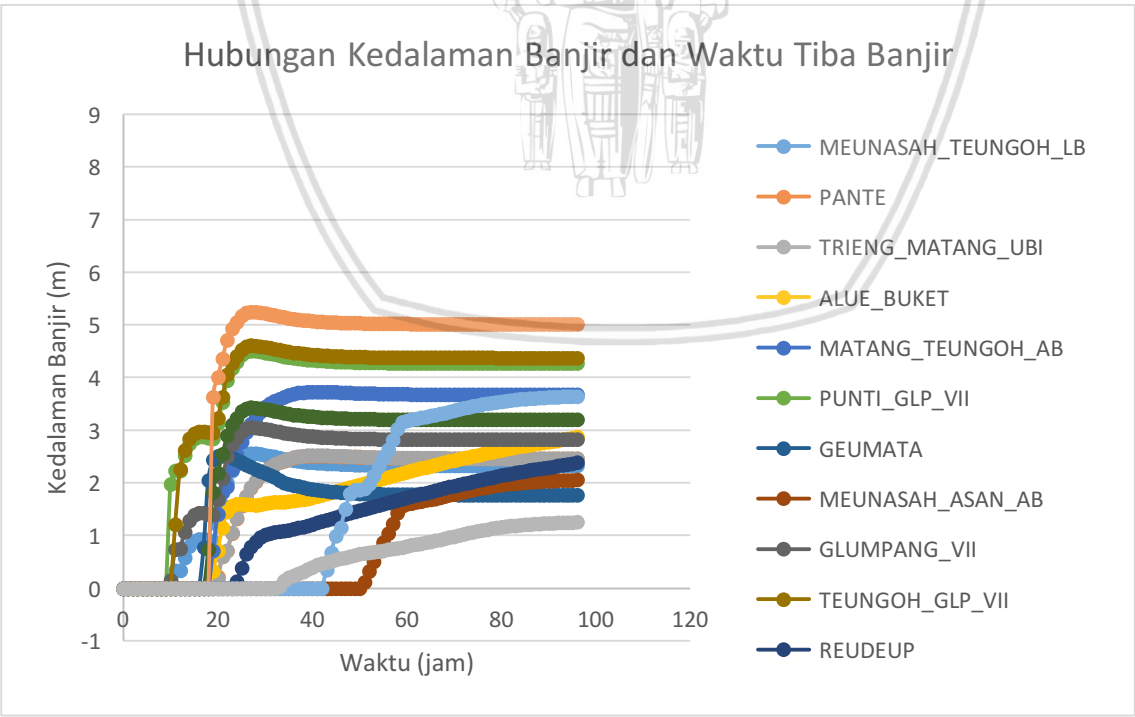
Gambar 4.44 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



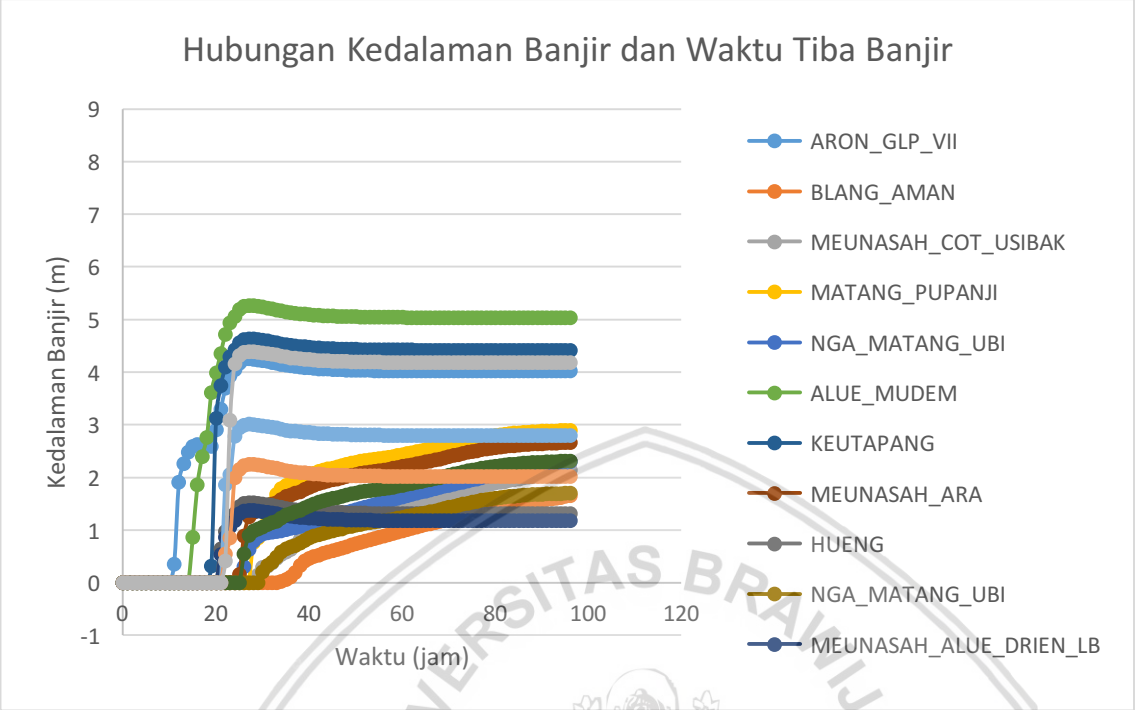
Gambar 4.45 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



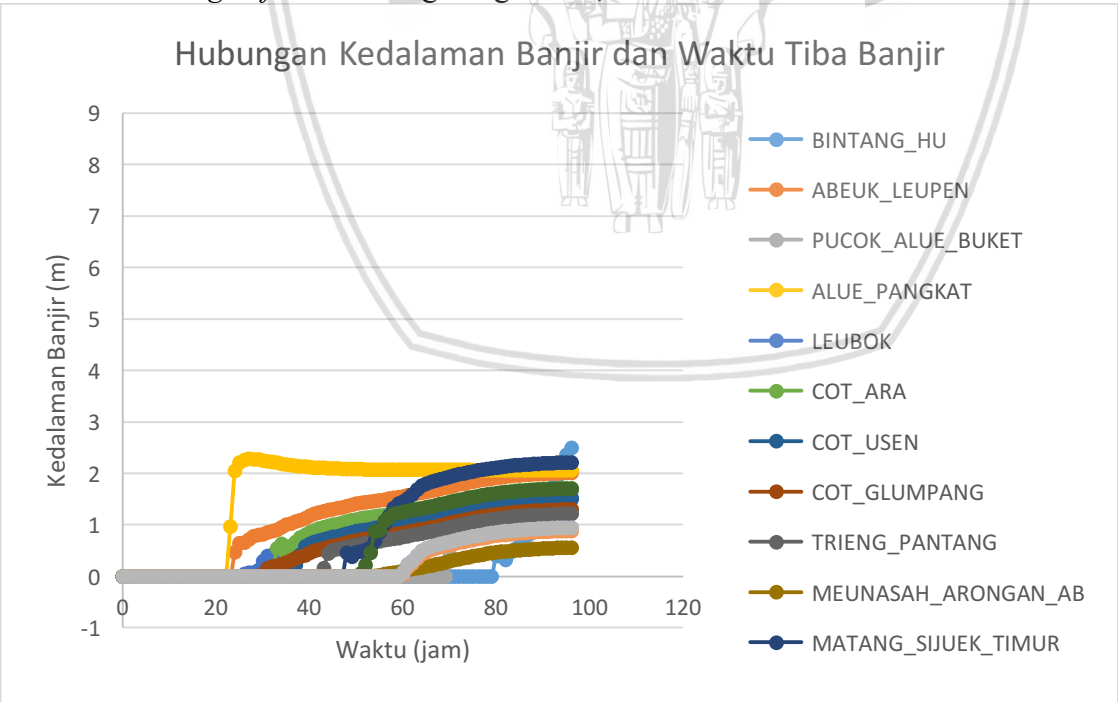
Gambar 4.46 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



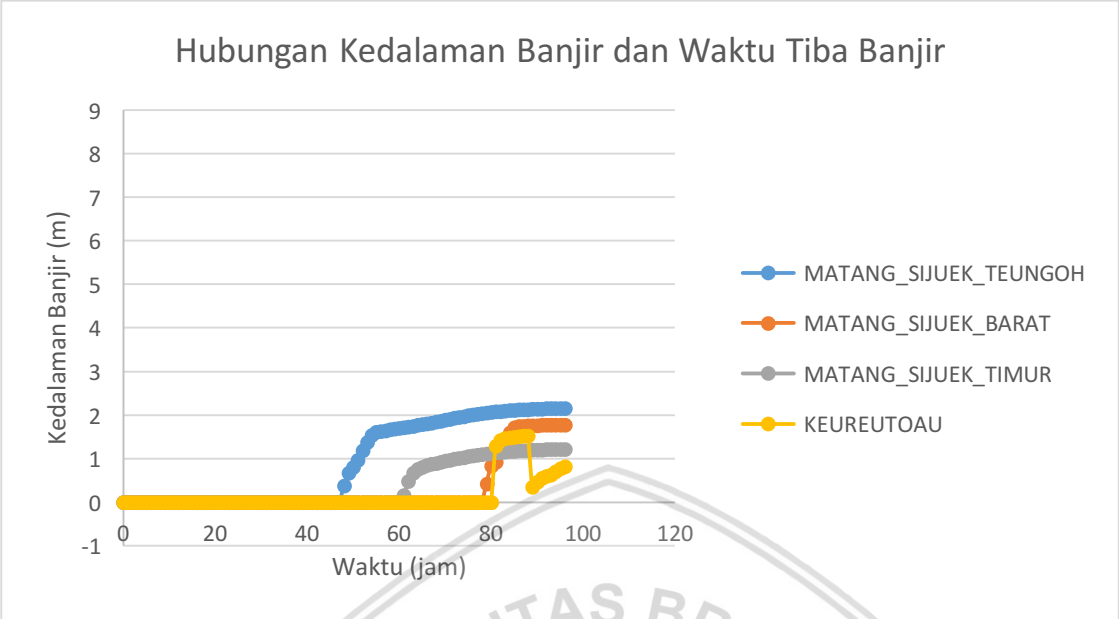
Gambar 4.47 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



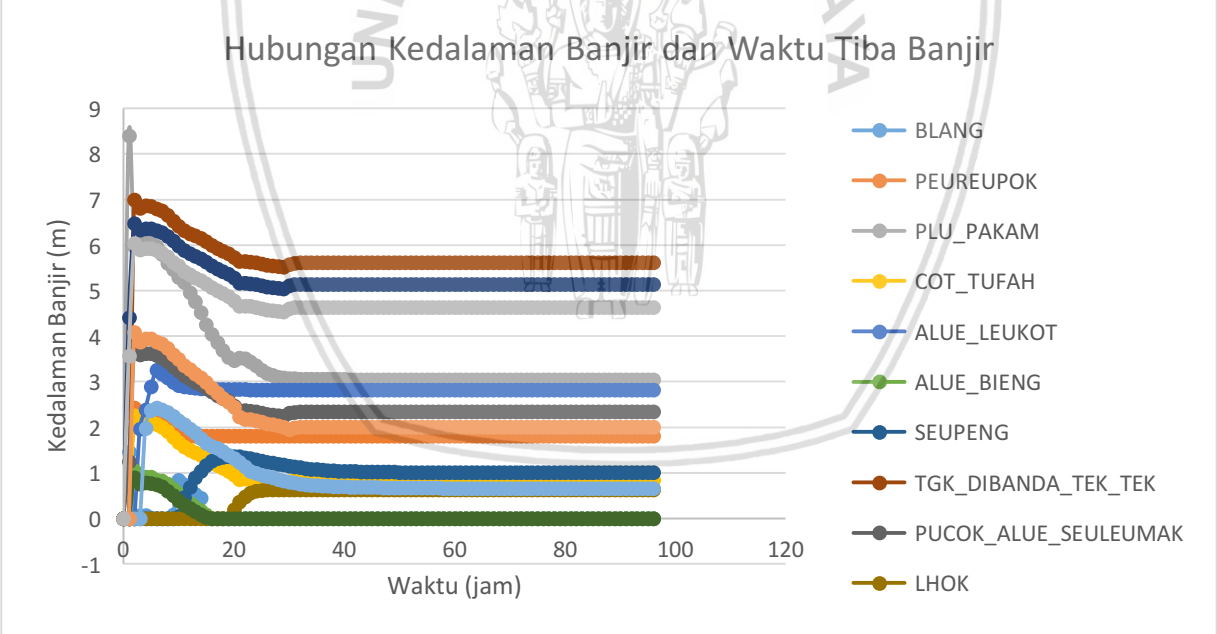
Gambar 4.48 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



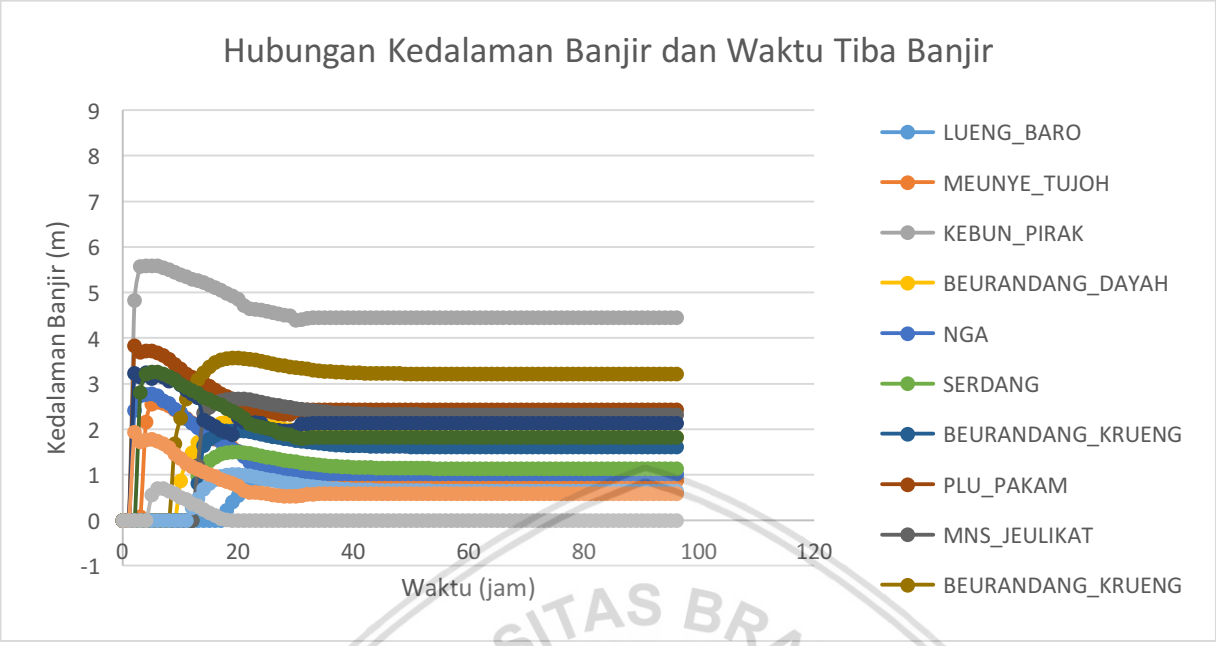
Gambar 4.49 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



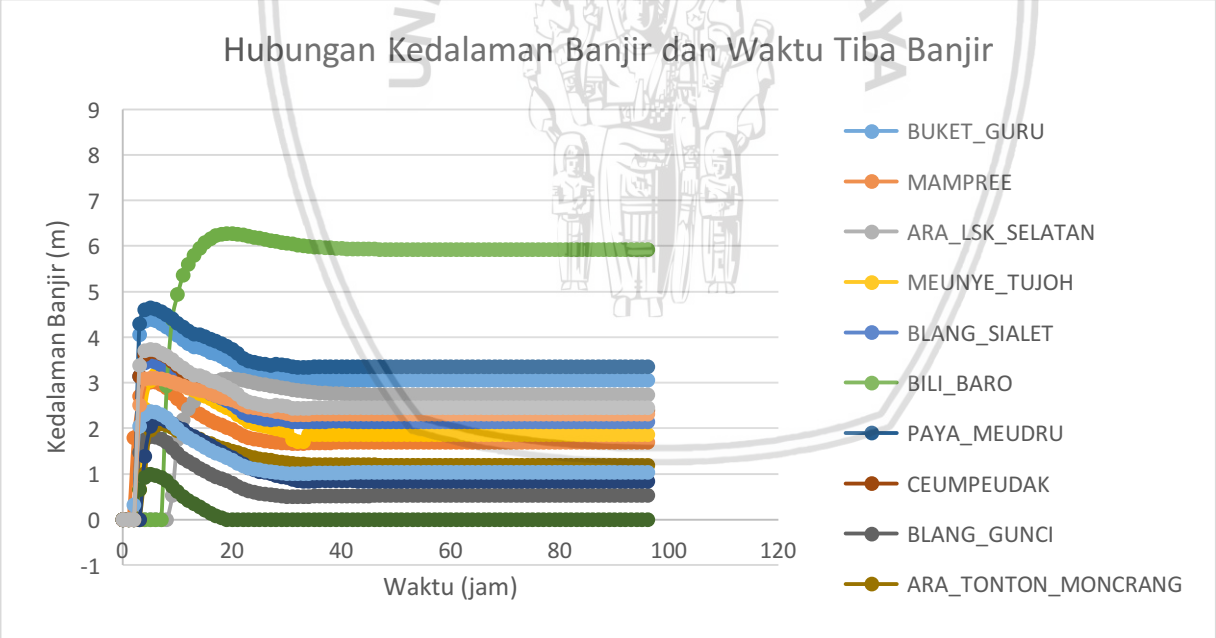
Gambar 4.50 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



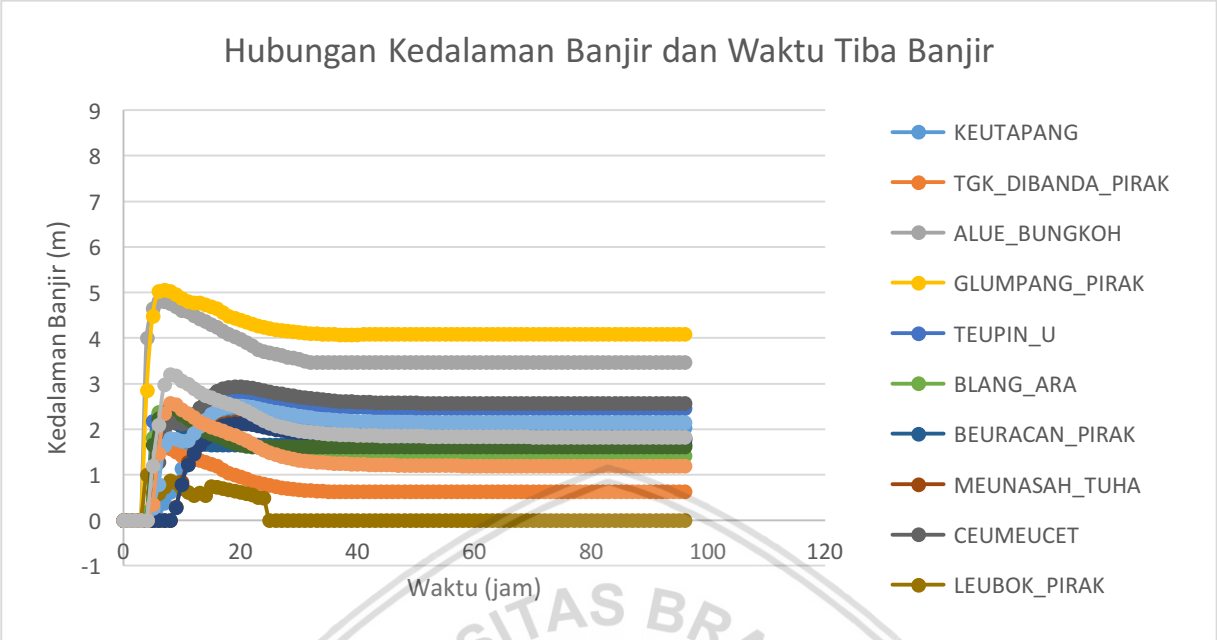
Gambar 4.51 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



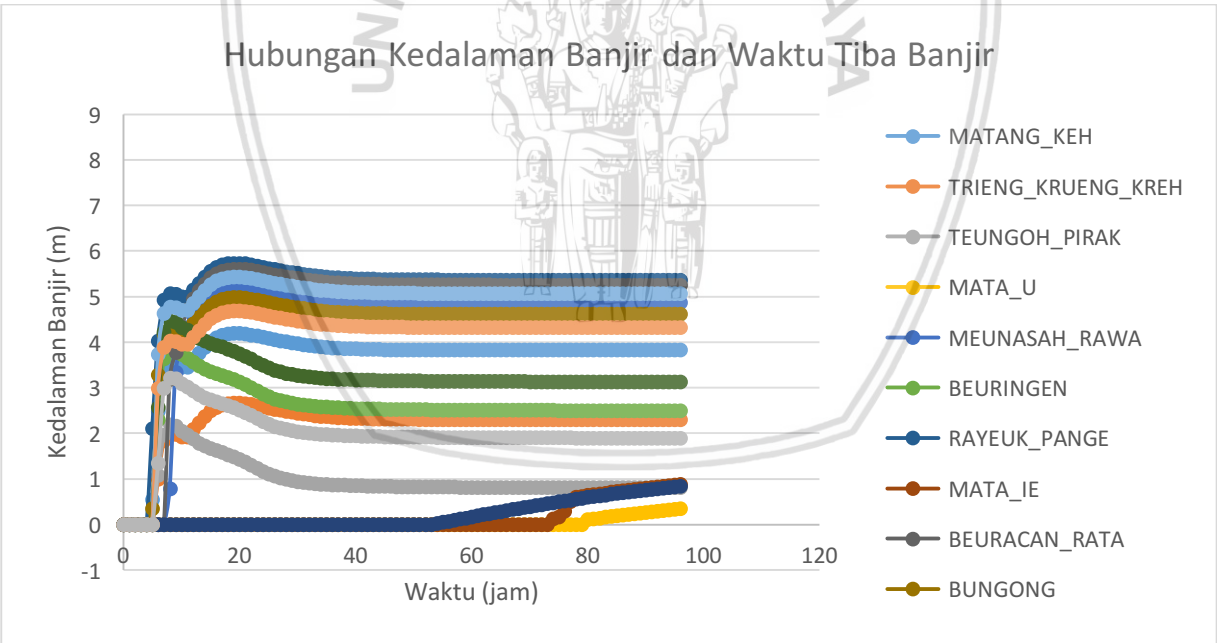
Gambar 4.52 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



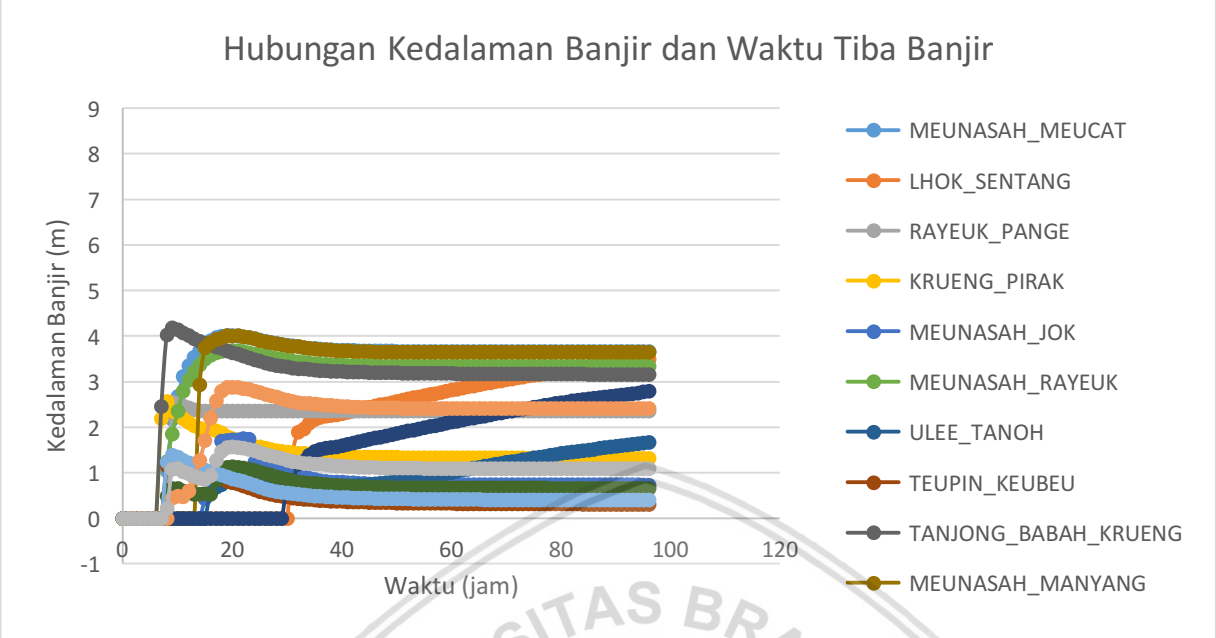
Gambar 4.53 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



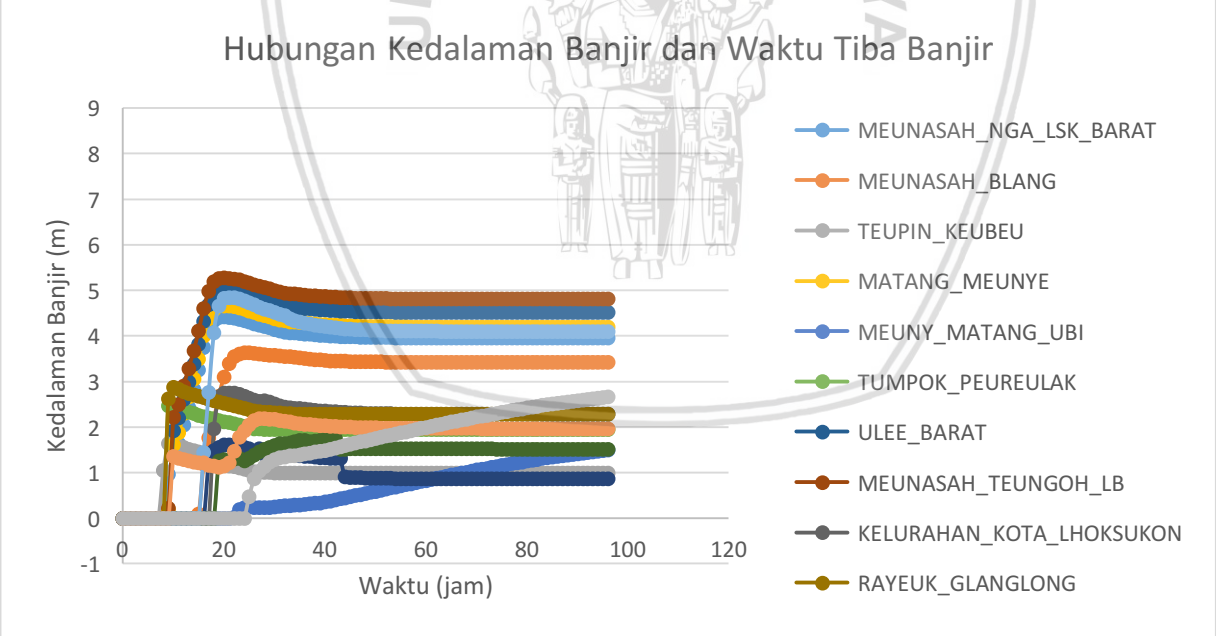
Gambar 4.54 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



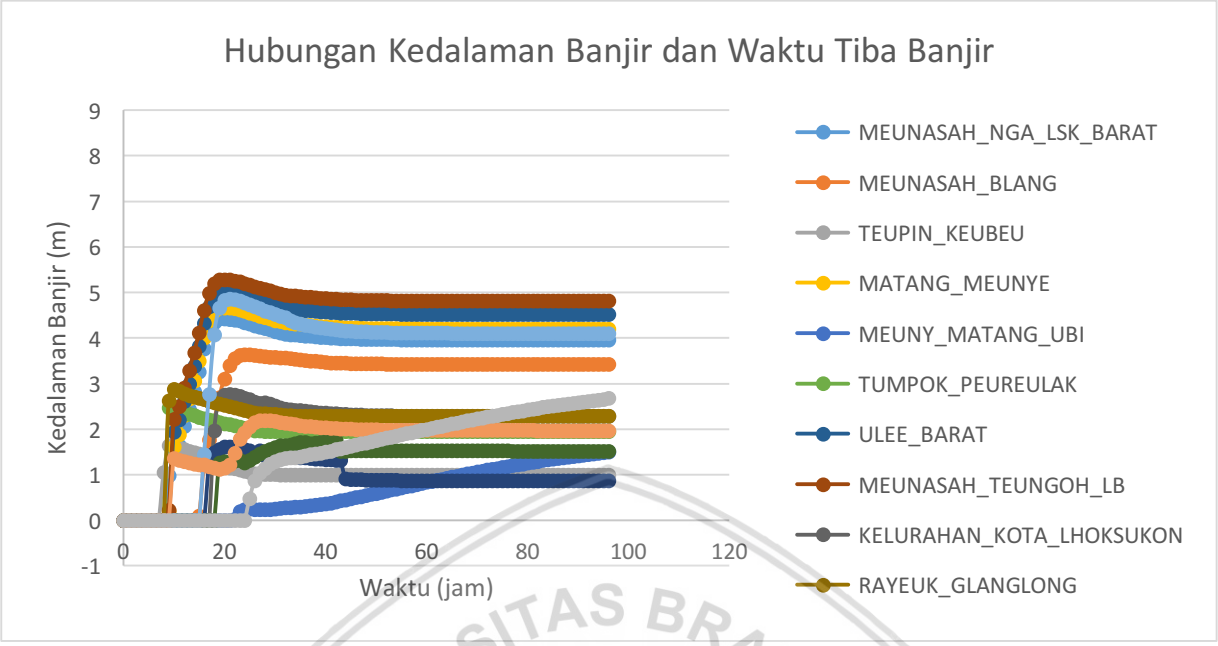
Gambar 4.55 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



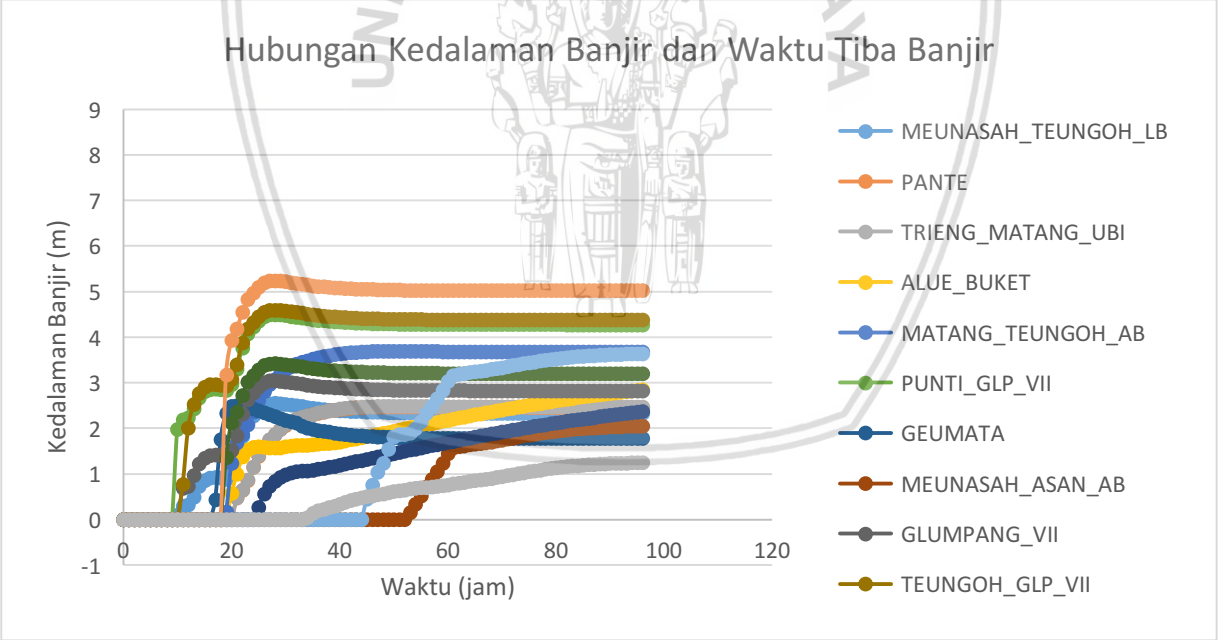
Gambar 4.56 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



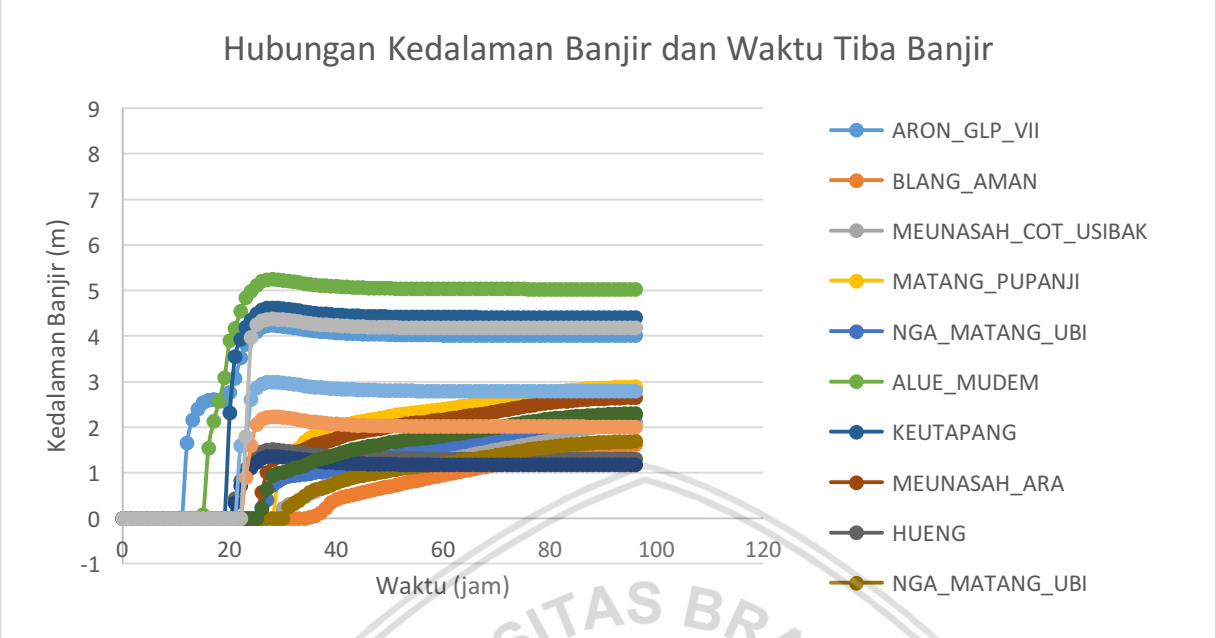
Gambar 4.57 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



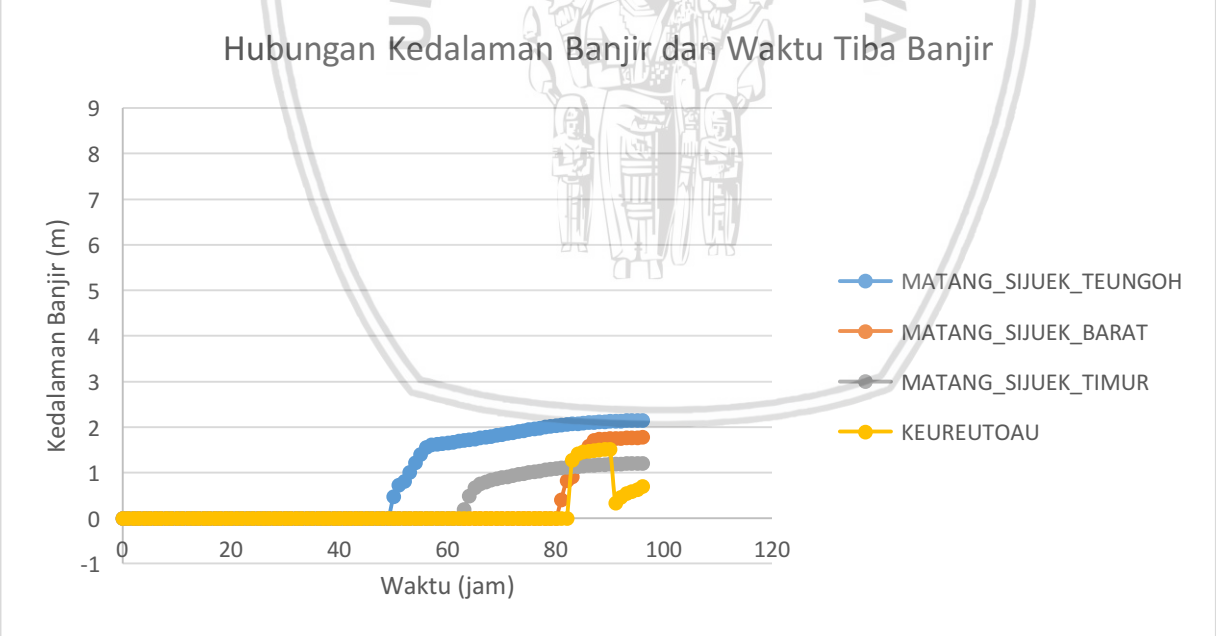
Gambar 4.58 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.59 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



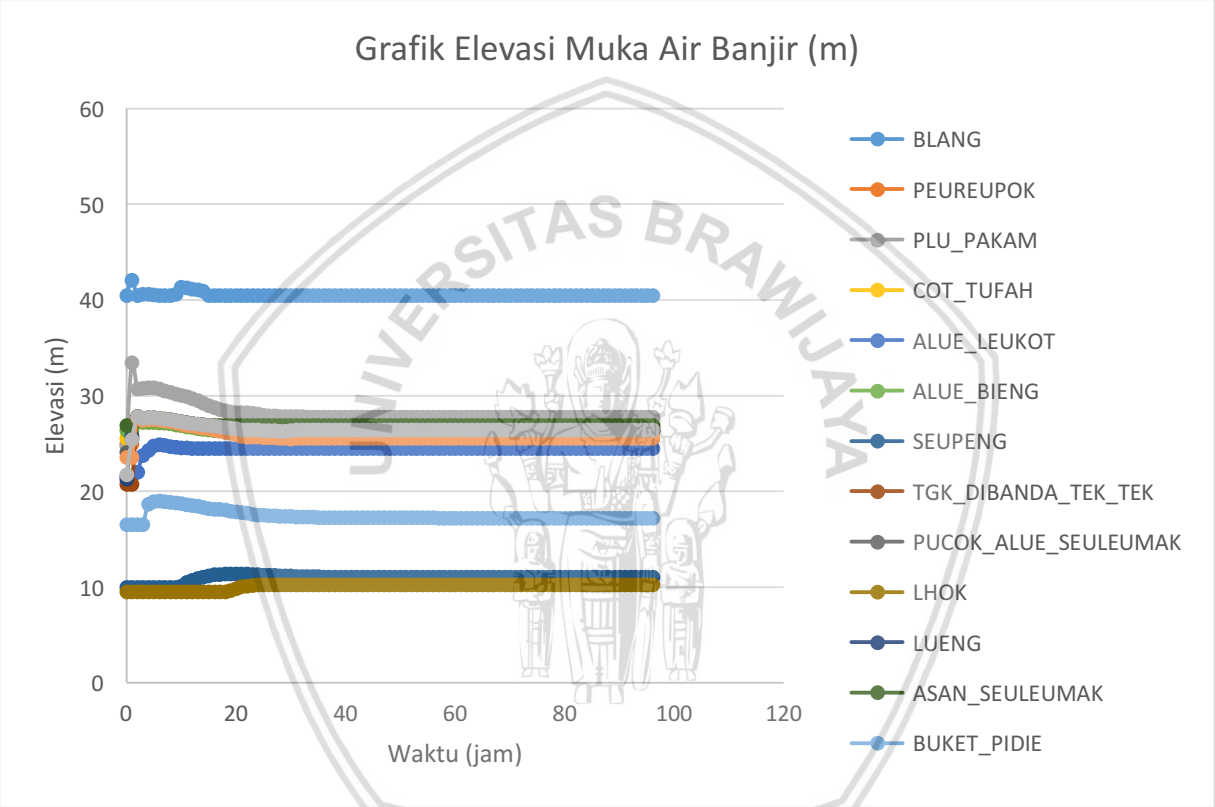
Gambar 4.60 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



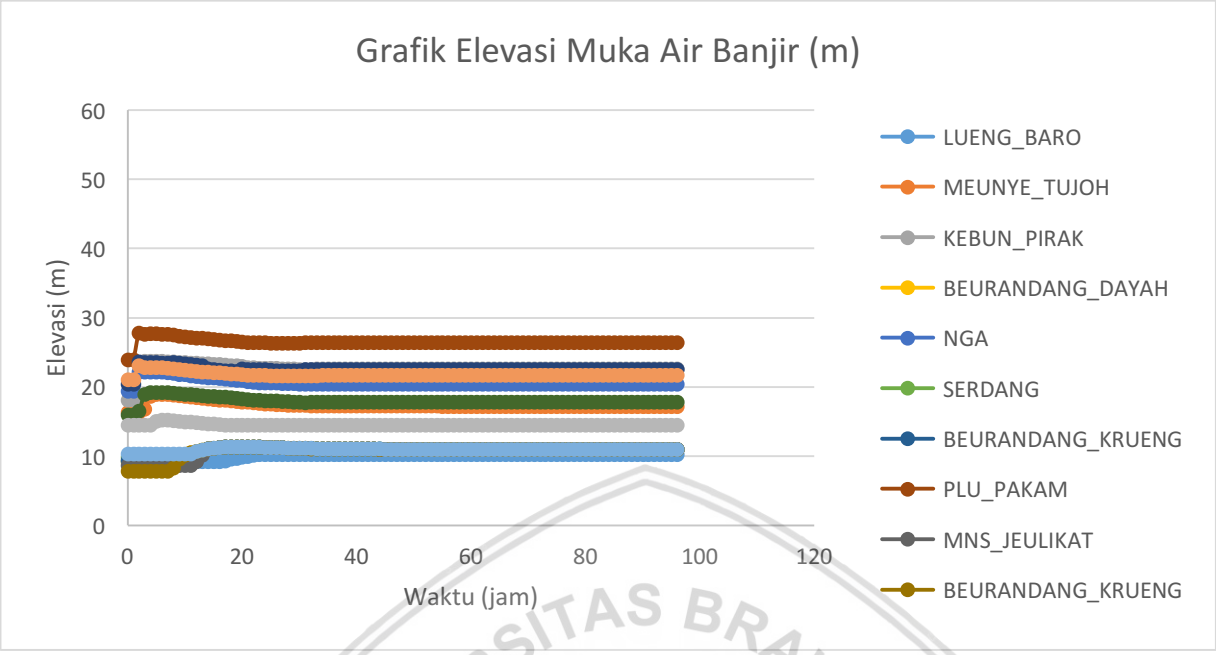
Gambar 4.61 Hidrograf Kedalaman Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.2.5 Elevasi Muka Air Banjir

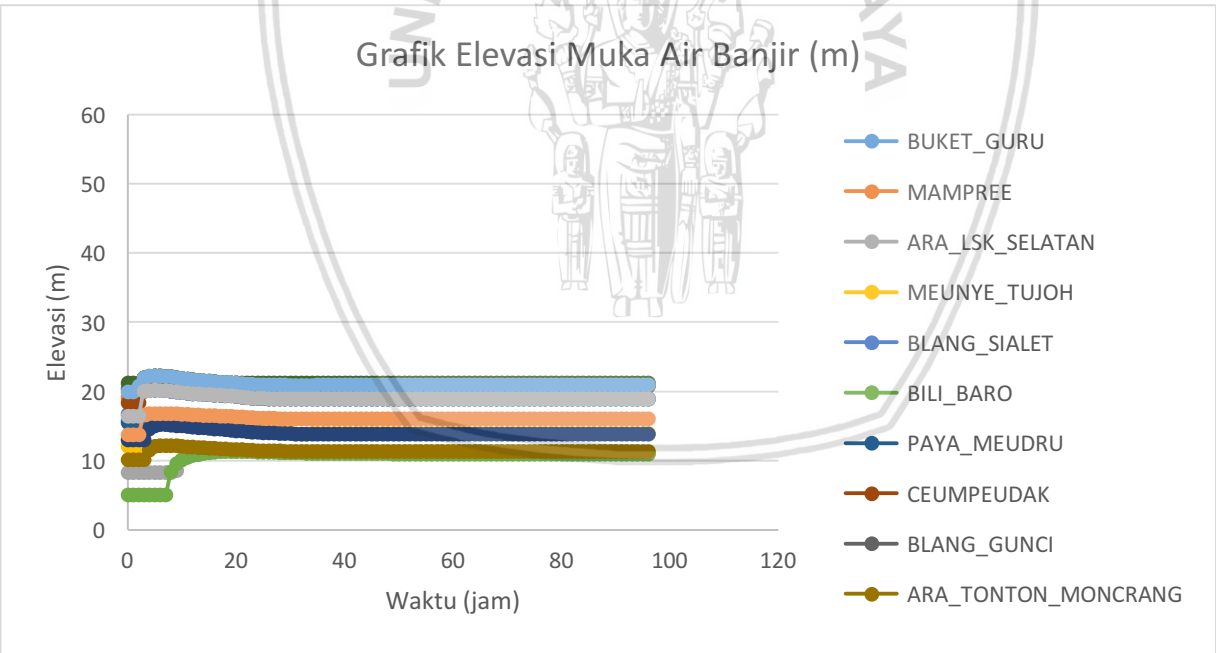
Lokasi yang memiliki elevasi muka air banjir tertinggi untuk semua skenario terletak di Desa Blang Pante Kecamatan Paya Bakong dengan elevasi +42,064 m pada skenario *overtopping*. Grafik hidrograf elevasi muka air banjir hasil dari *runniing software Zhong Zing HY21* untuk tiap skenario keruntuhan dapat dilihat pada gambar untuk masing-masing kondisi yaitu kondisi *overtopping* maupun *piping* atas.



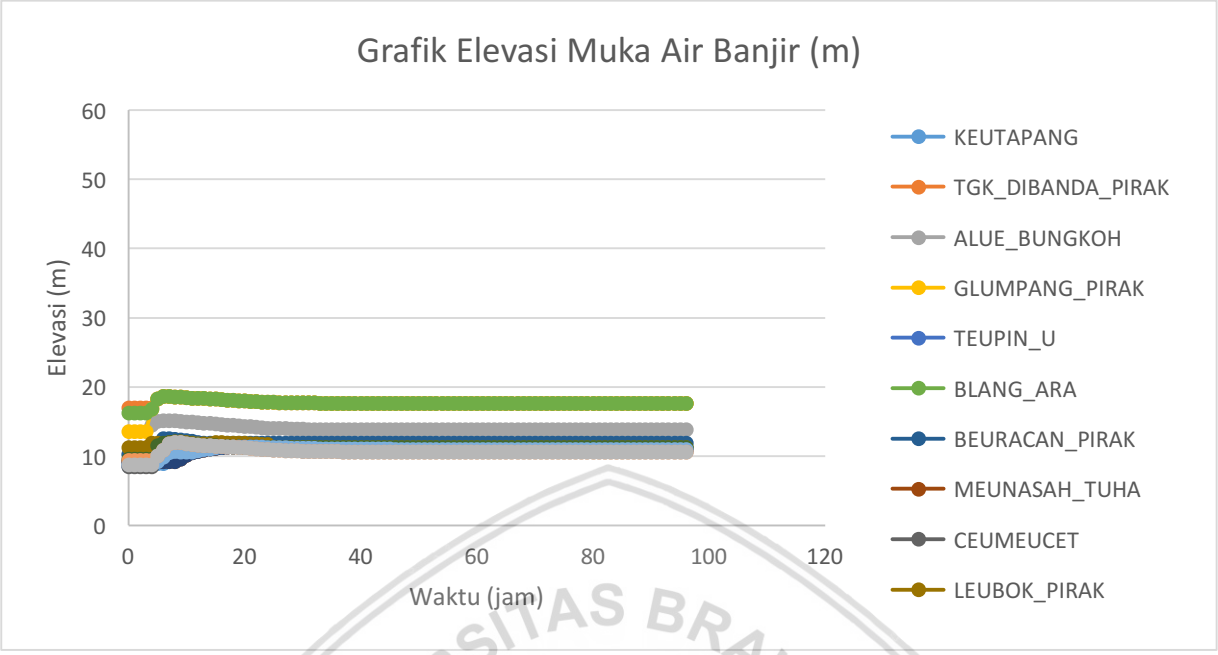
Gambar 4.62 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



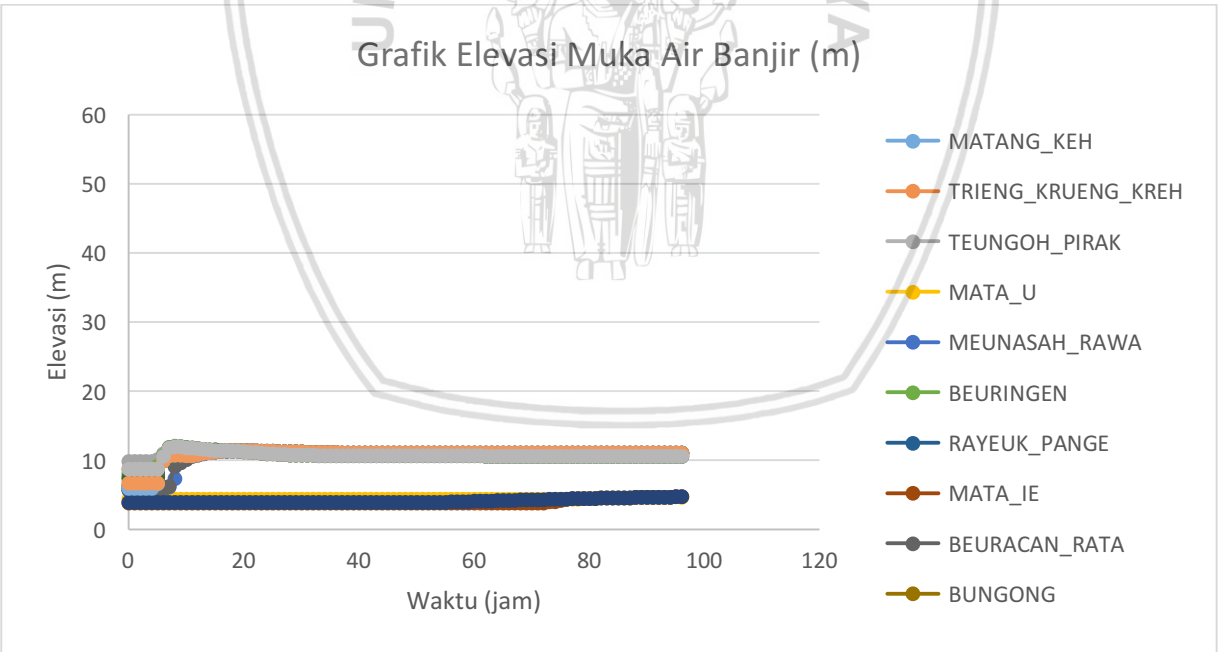
Gambar 4.63 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



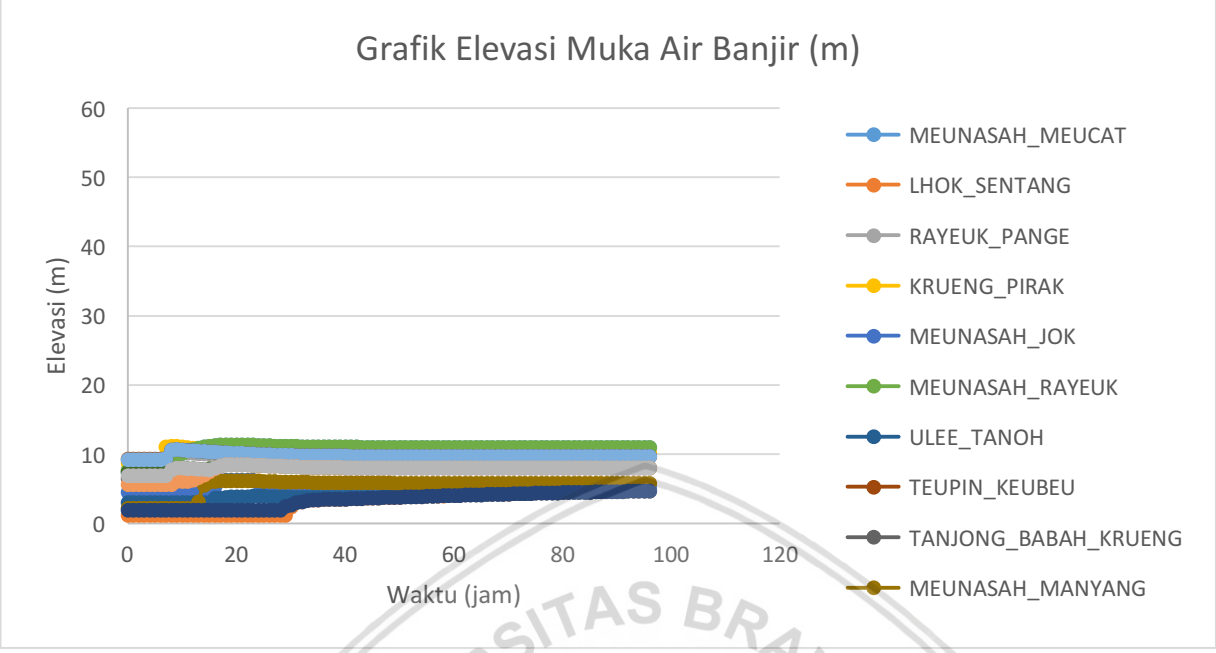
Gambar 4.64 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



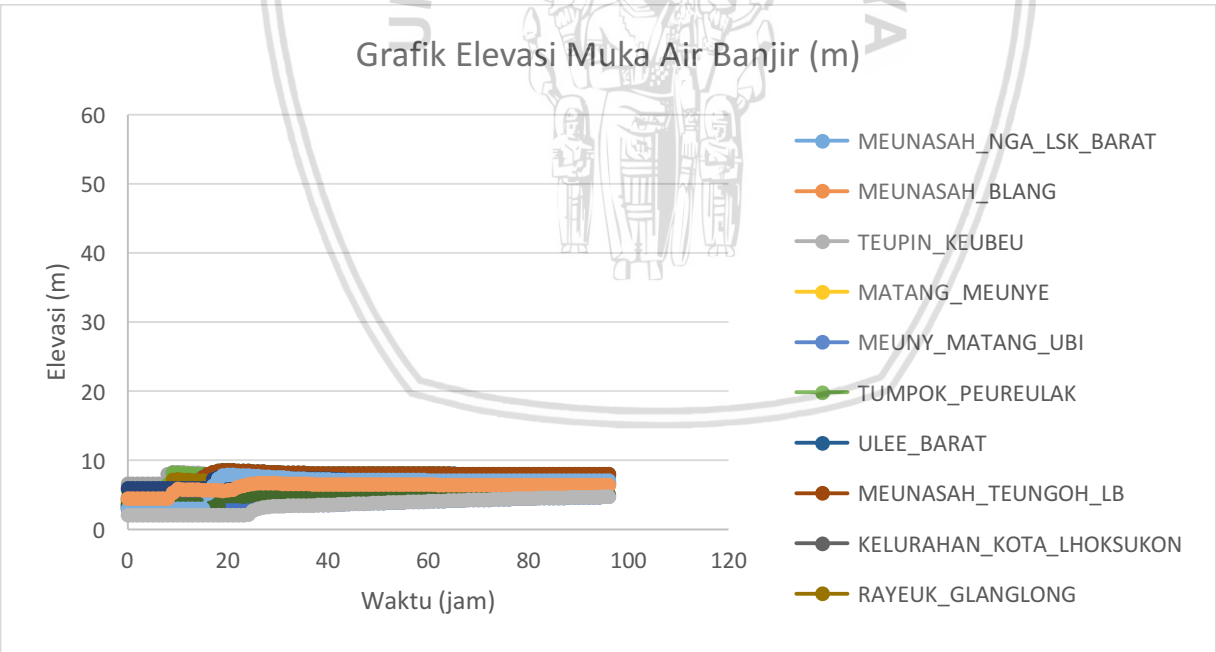
Gambar 4.65 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



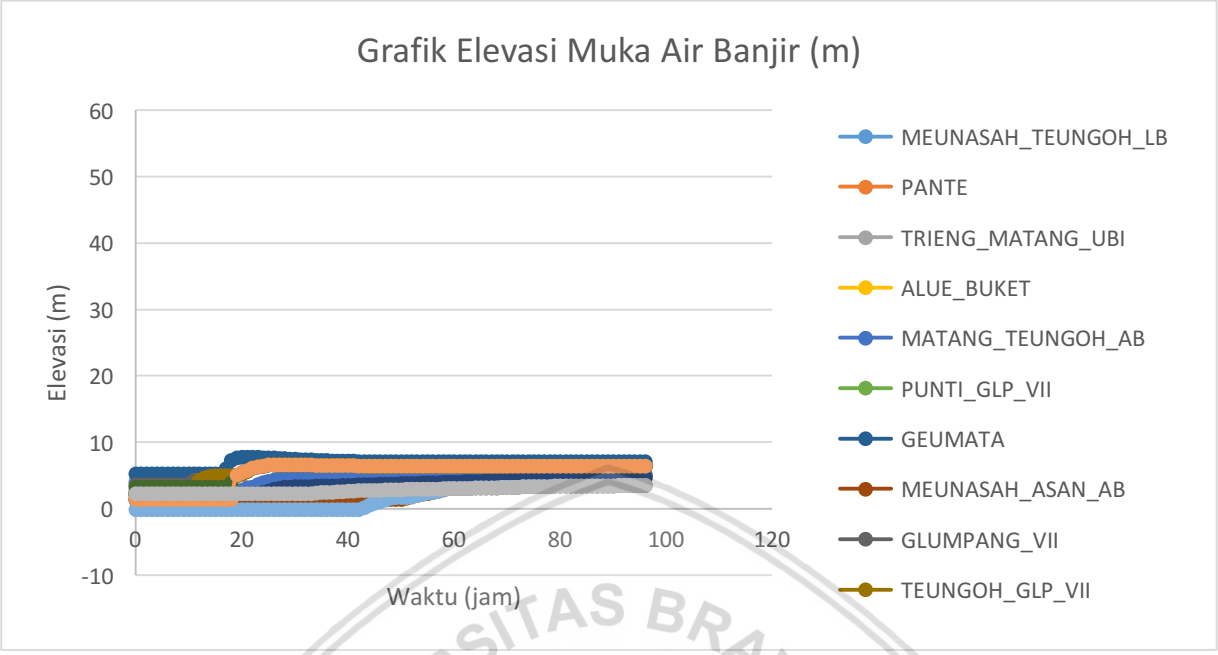
Gambar 4.66 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



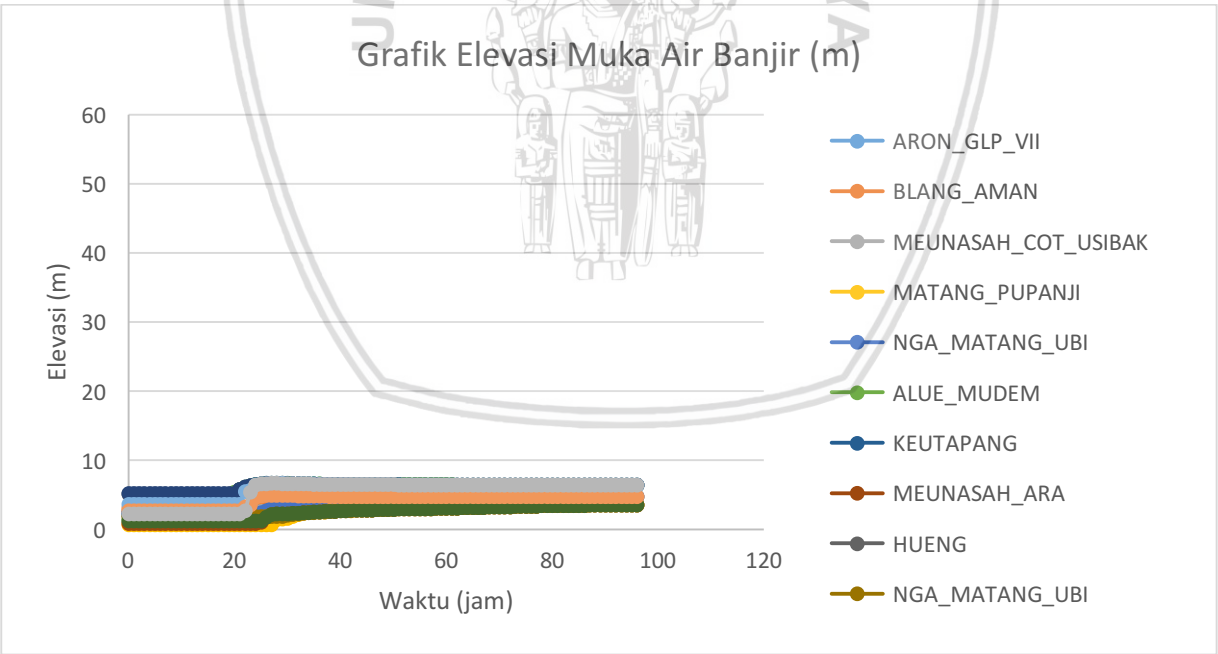
Gambar 4.67 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



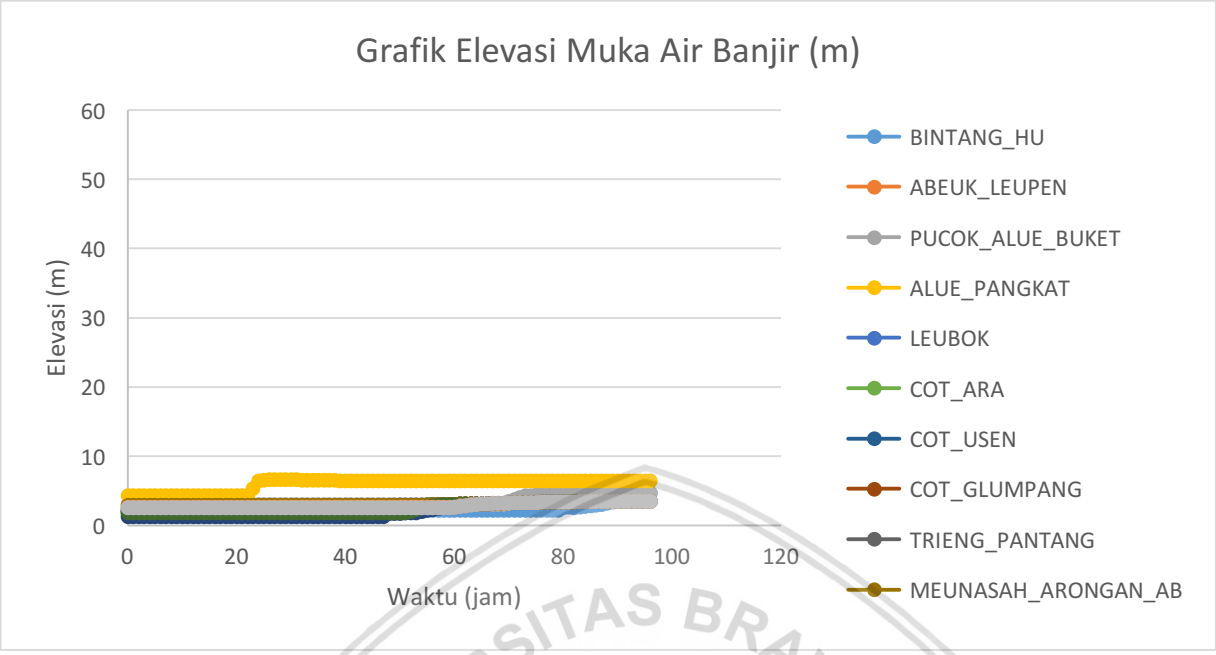
Gambar 4.68 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



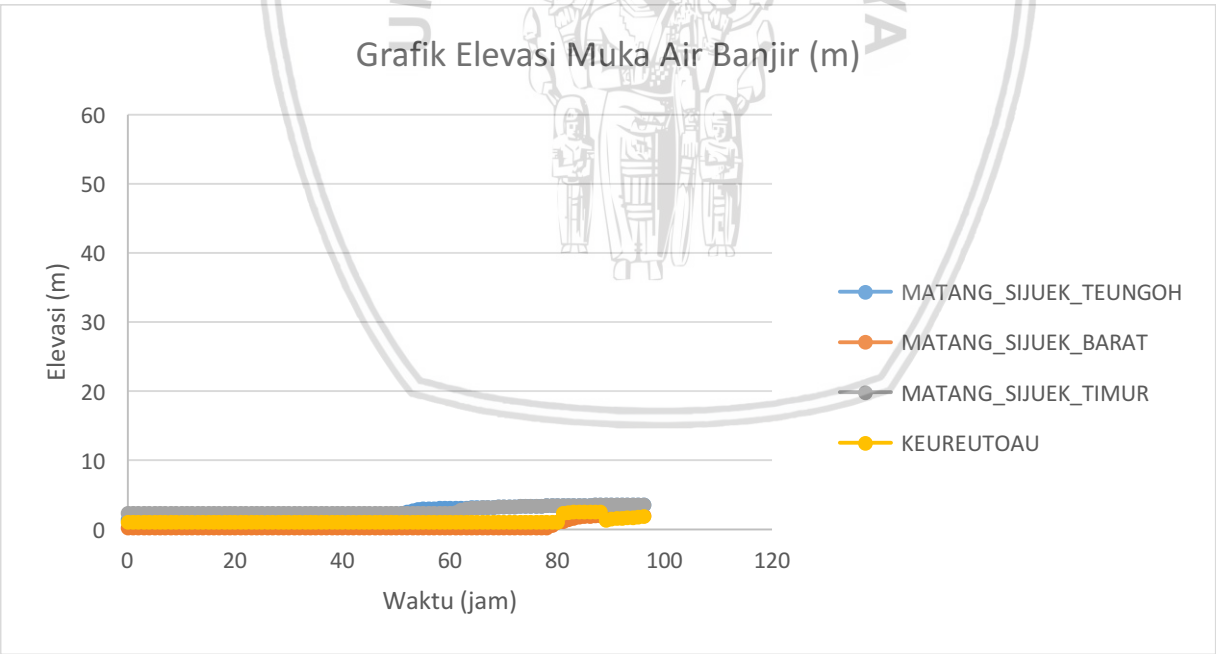
Gambar 4.69 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



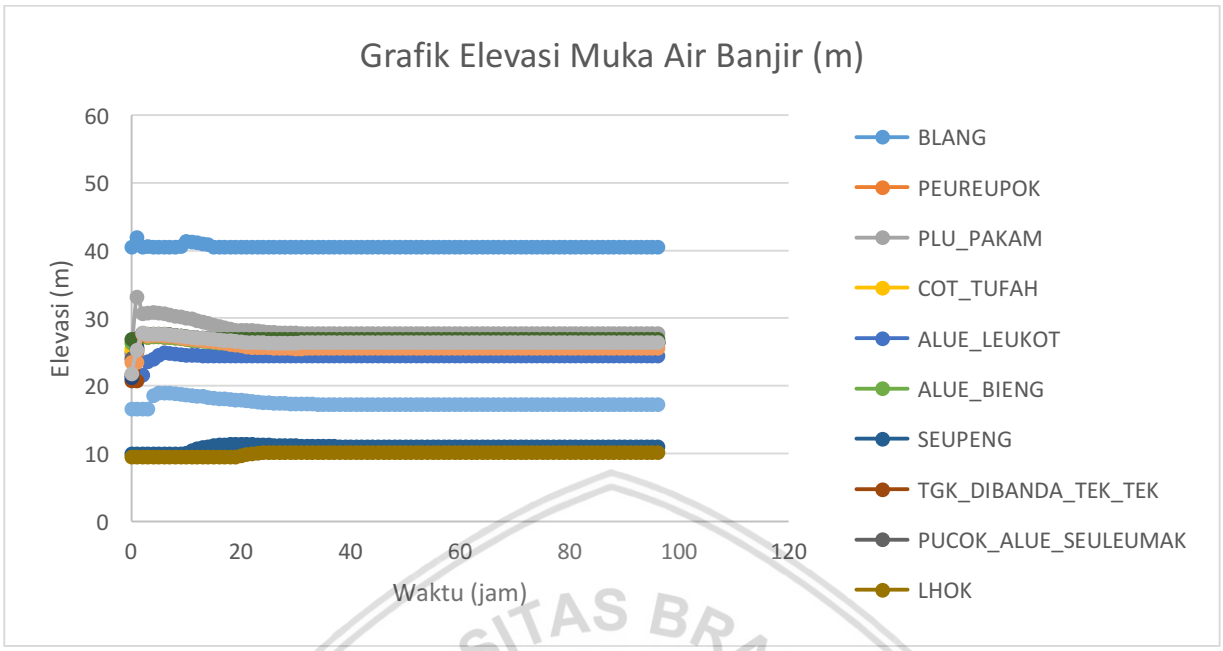
Gambar 4.70 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



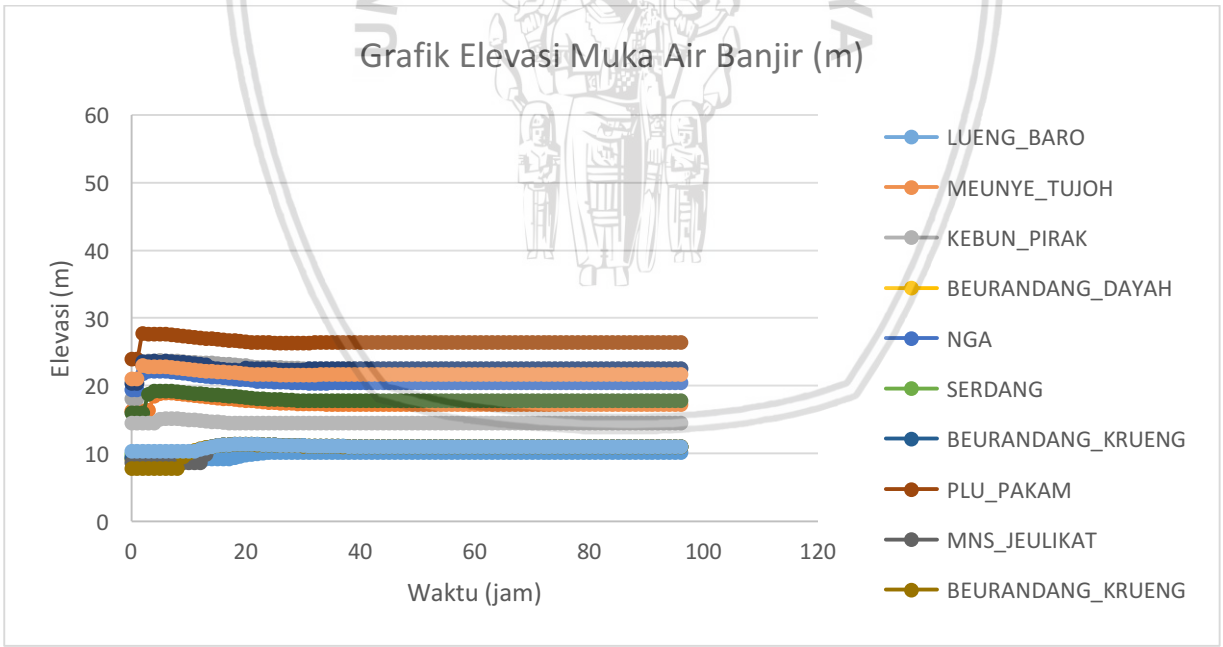
Gambar 4.71 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



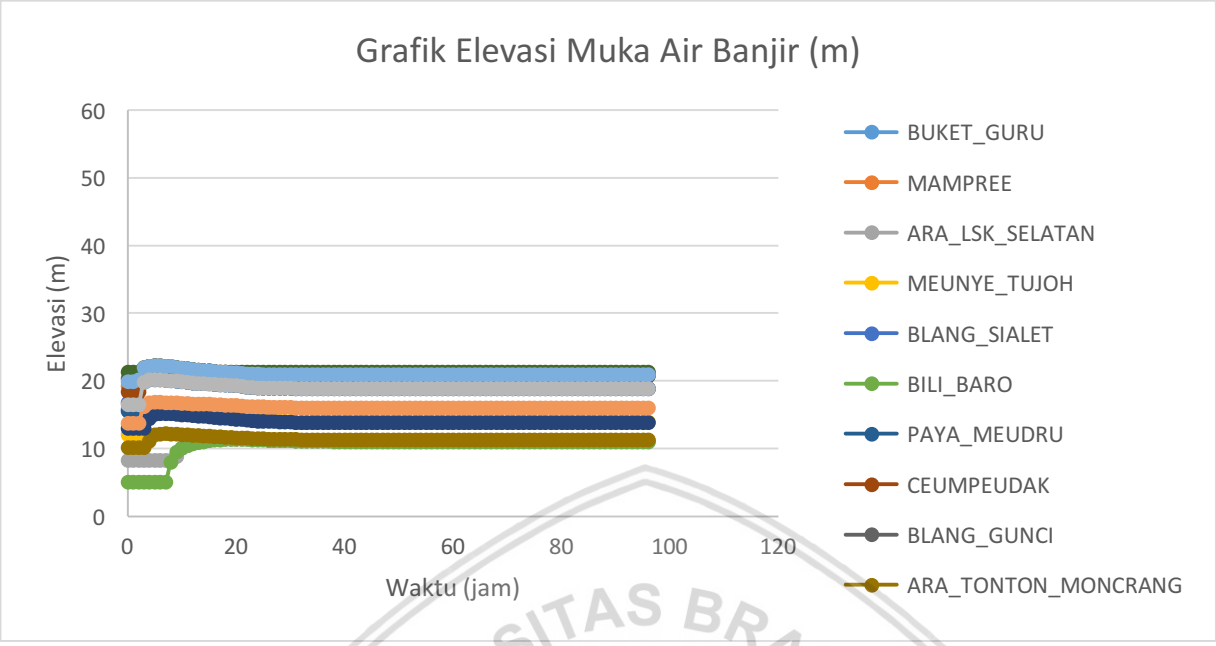
Gambar 4.72 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



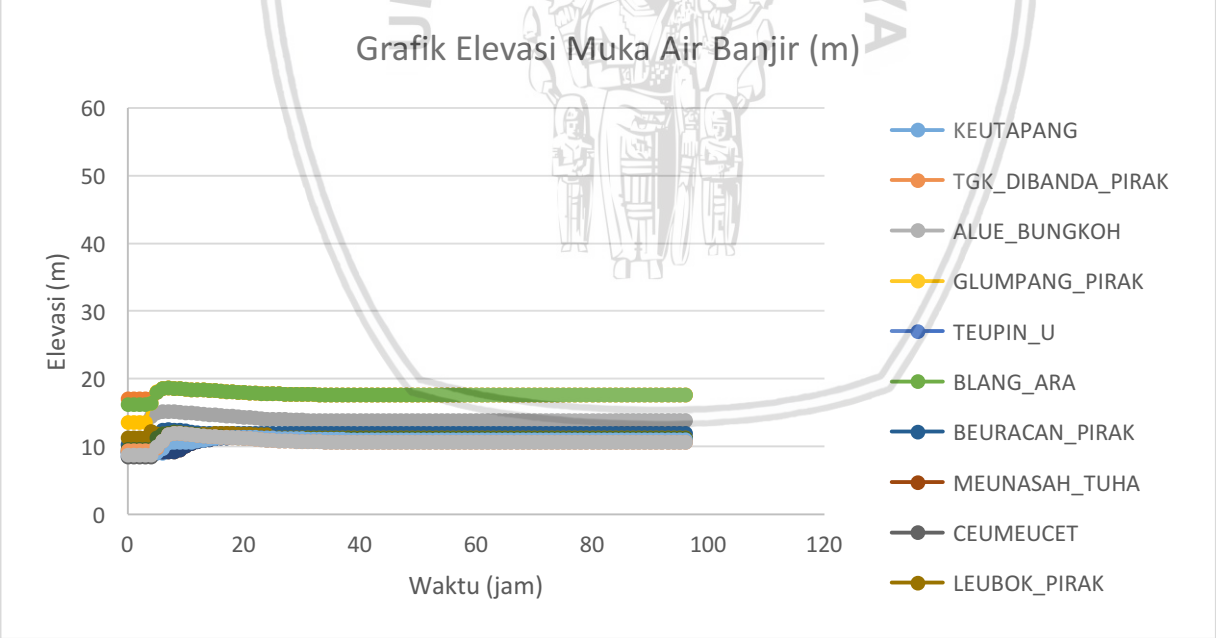
Gambar 4.73 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



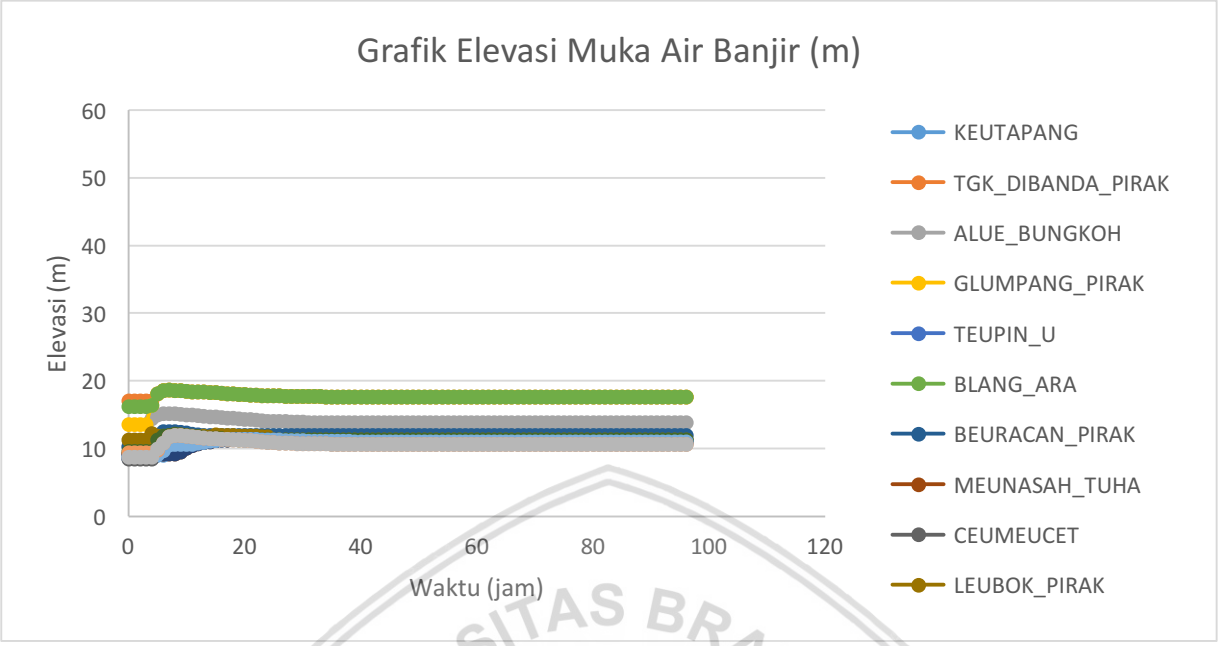
Gambar 4.74 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



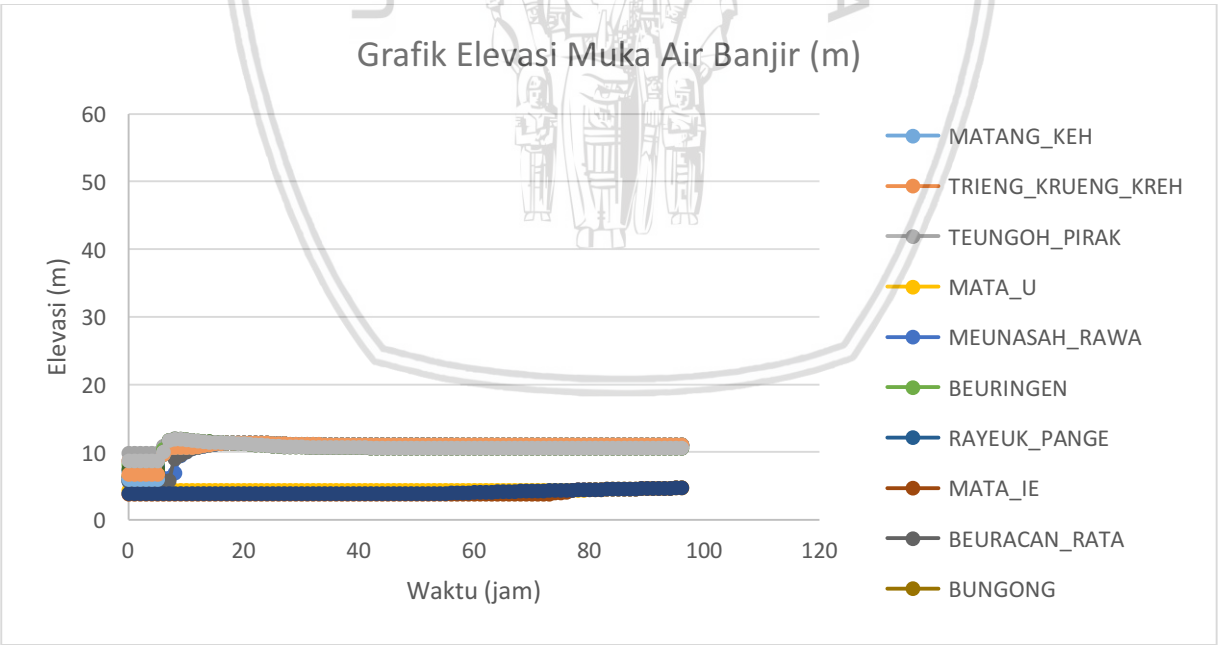
Gambar 4.75 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



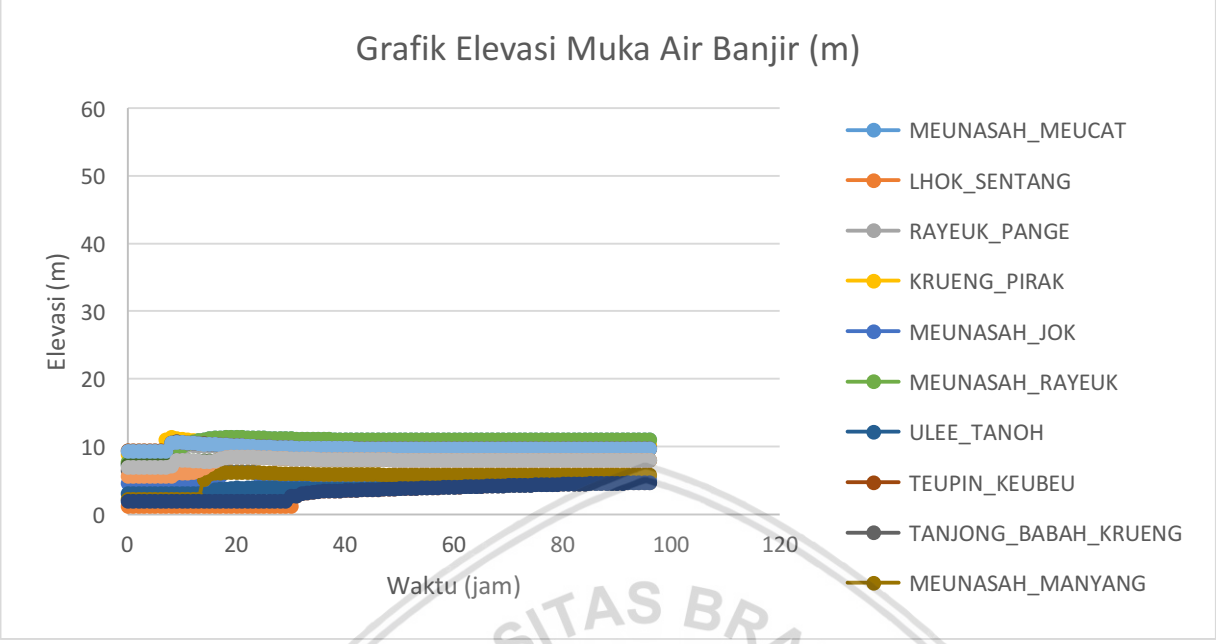
Gambar 4.76 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



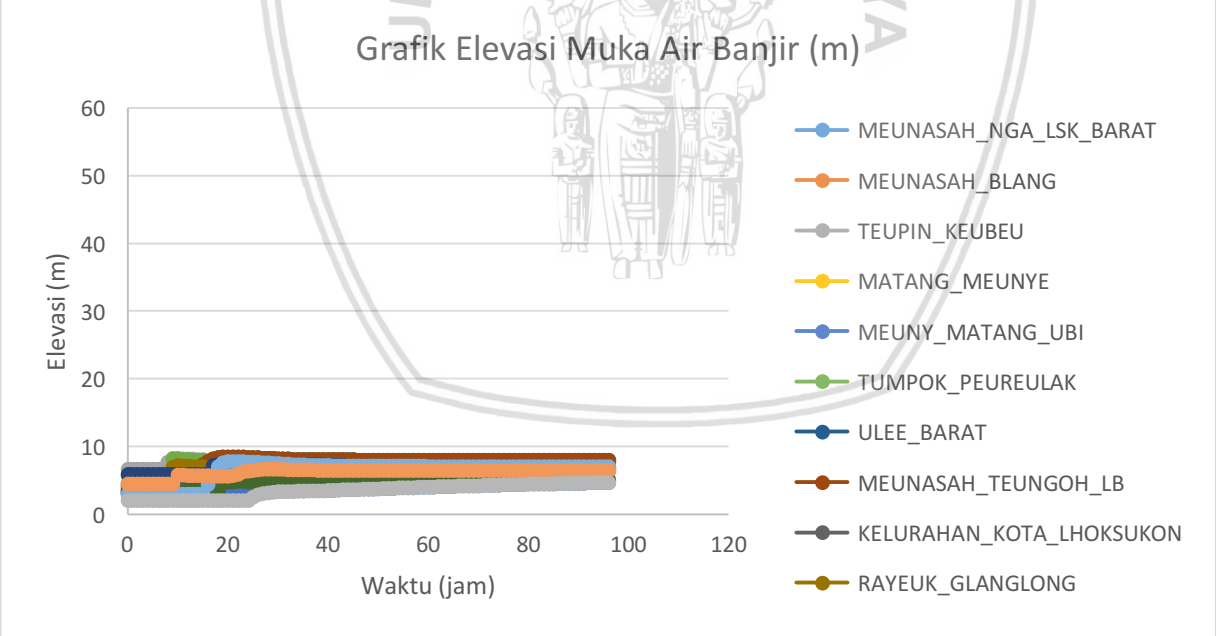
Gambar 4.77 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



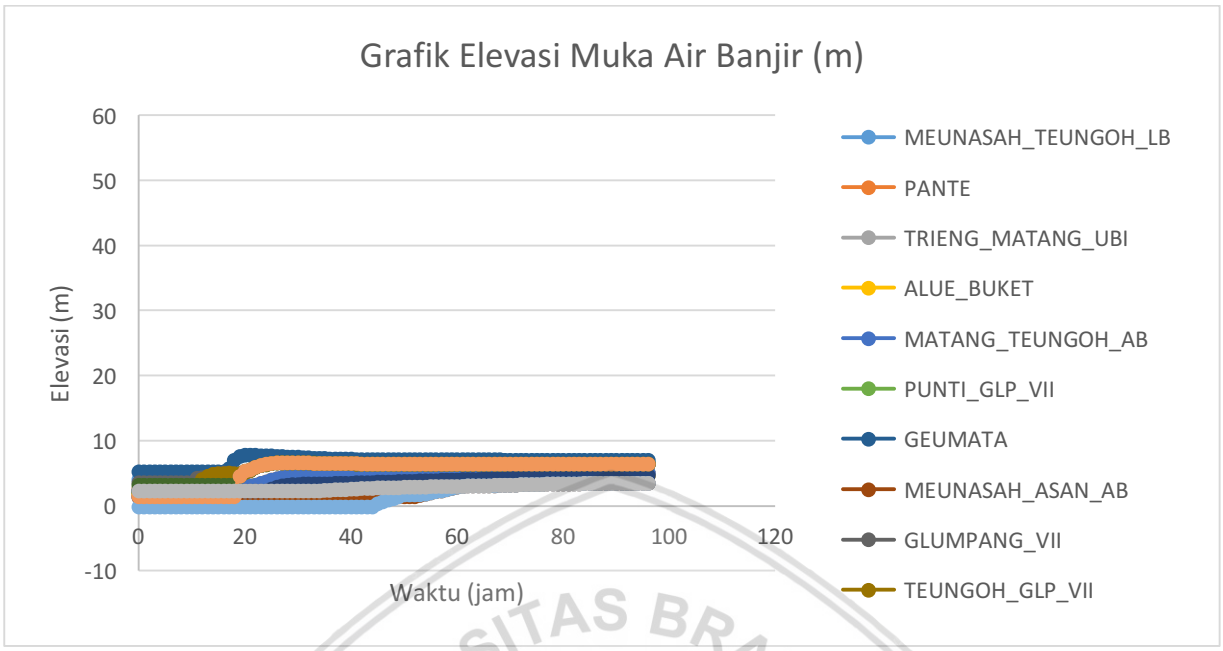
Gambar 4.78 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



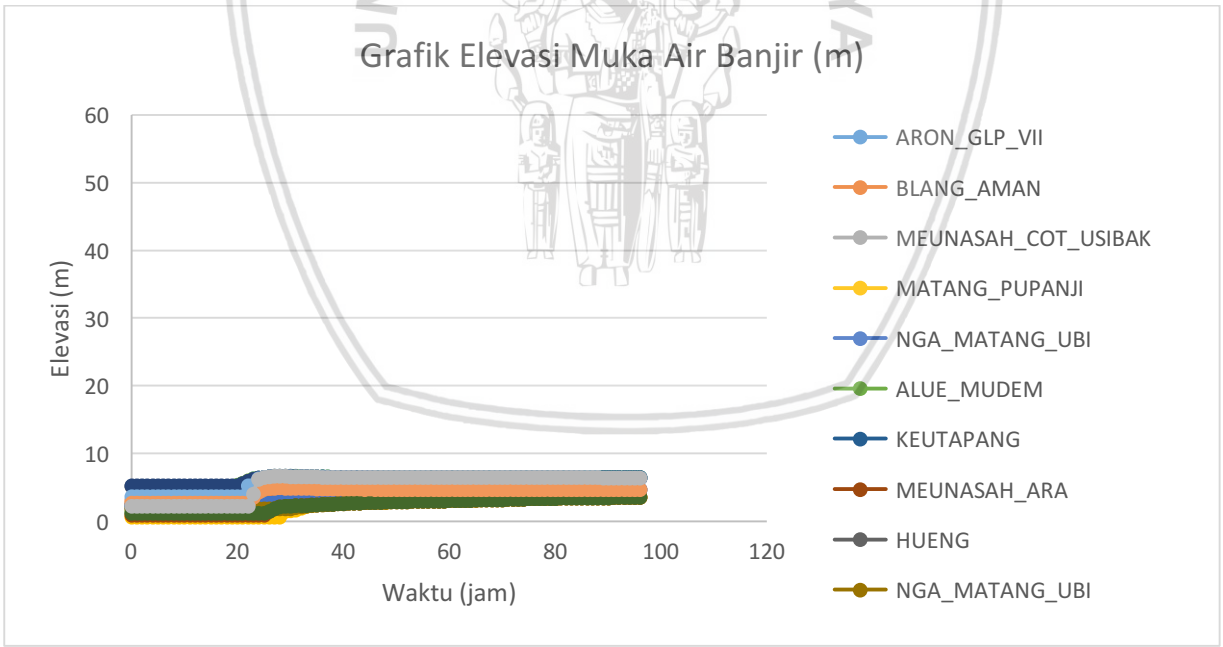
Gambar 4.79 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



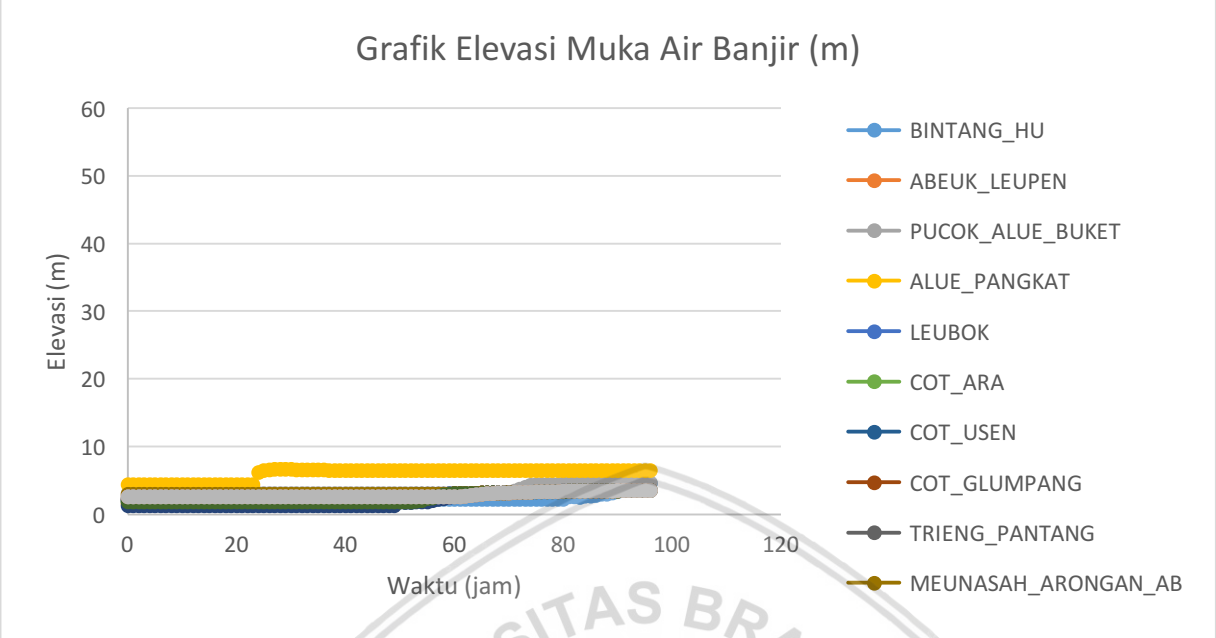
Gambar 4.80 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



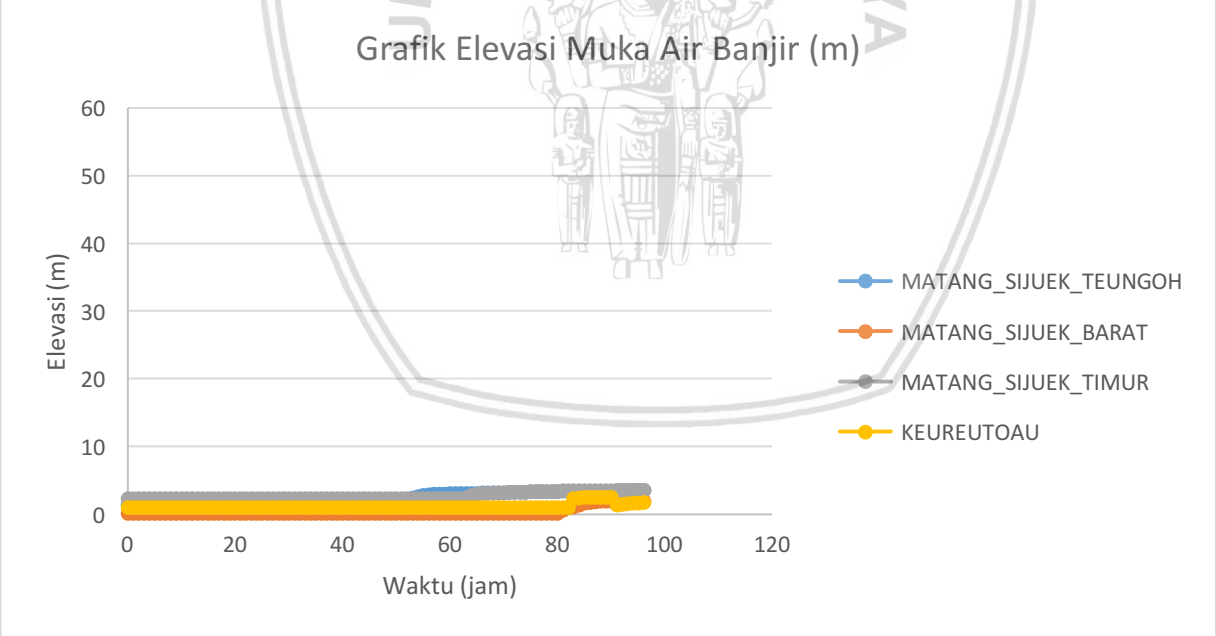
Gambar 4.81 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.82 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.83 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

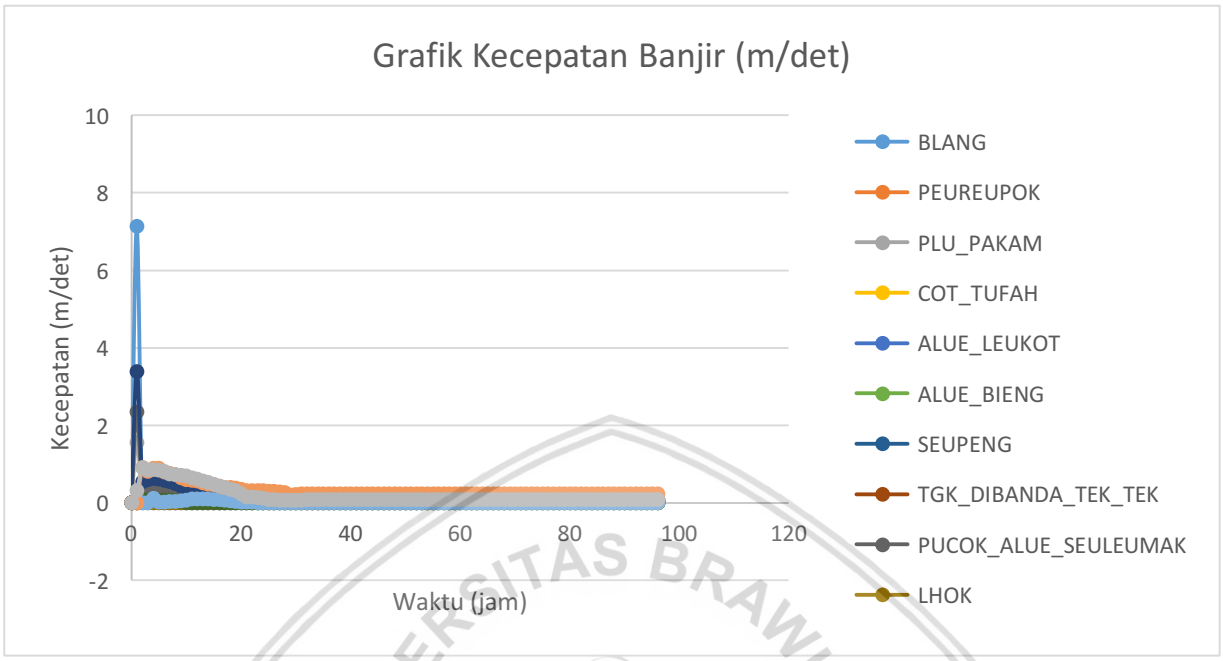


Gambar 4.84 Hidrograf Elevasi Muka Air Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

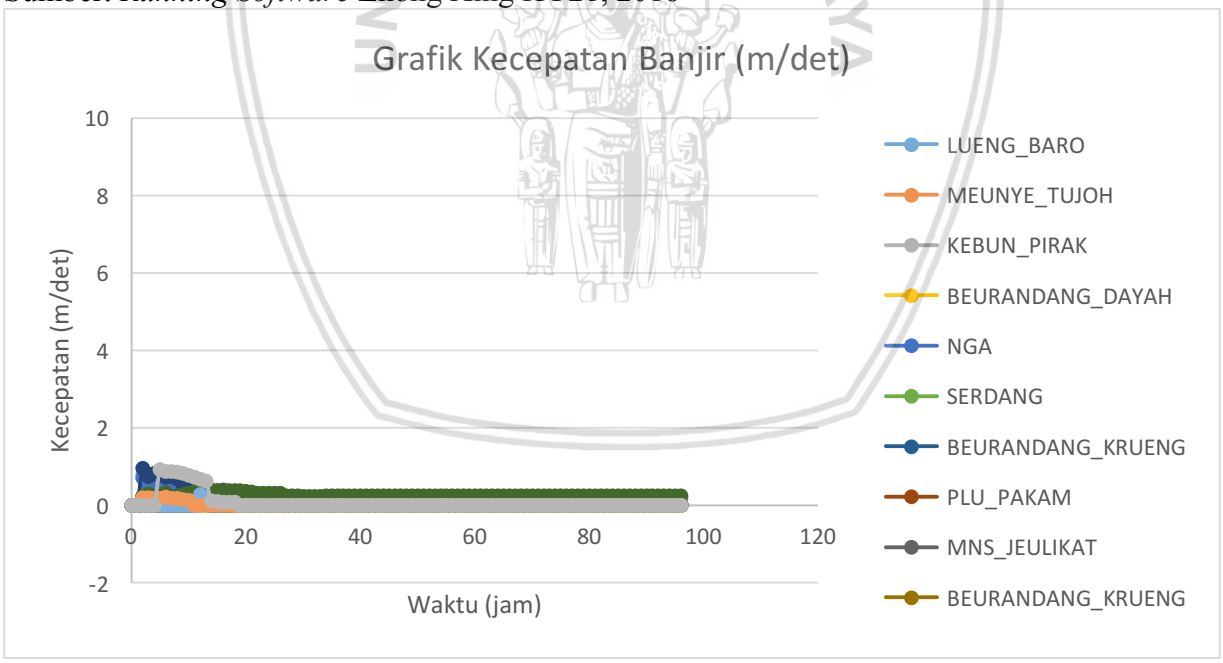
4.4.2.2.6 Kecepatan Banjir

Lokasi yang memiliki kecepatan banjir tertinggi untuk semua skenario terletak di Desa Blang Pante Kecamatan Paya Bakong sebesar 7,138 m/det pada jam ke- 1 pada skenario

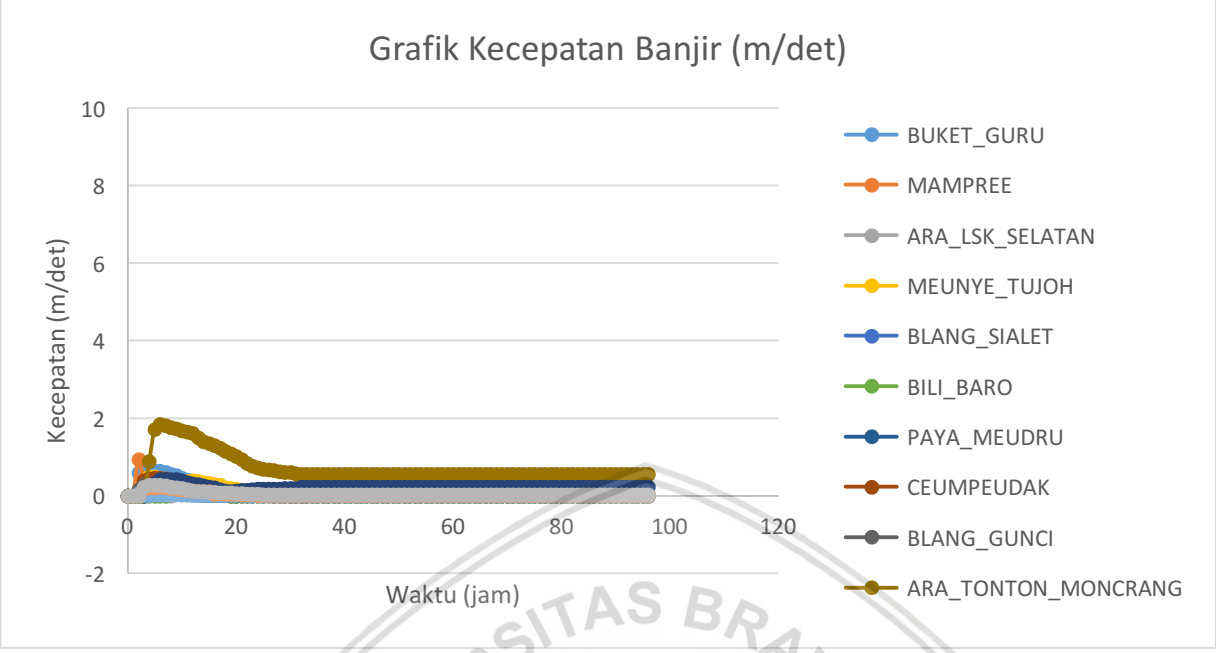
overtopping. Grafik hidrograf kecepatan banjir untuk tiap skenario keruntuhan dapat dilihat.



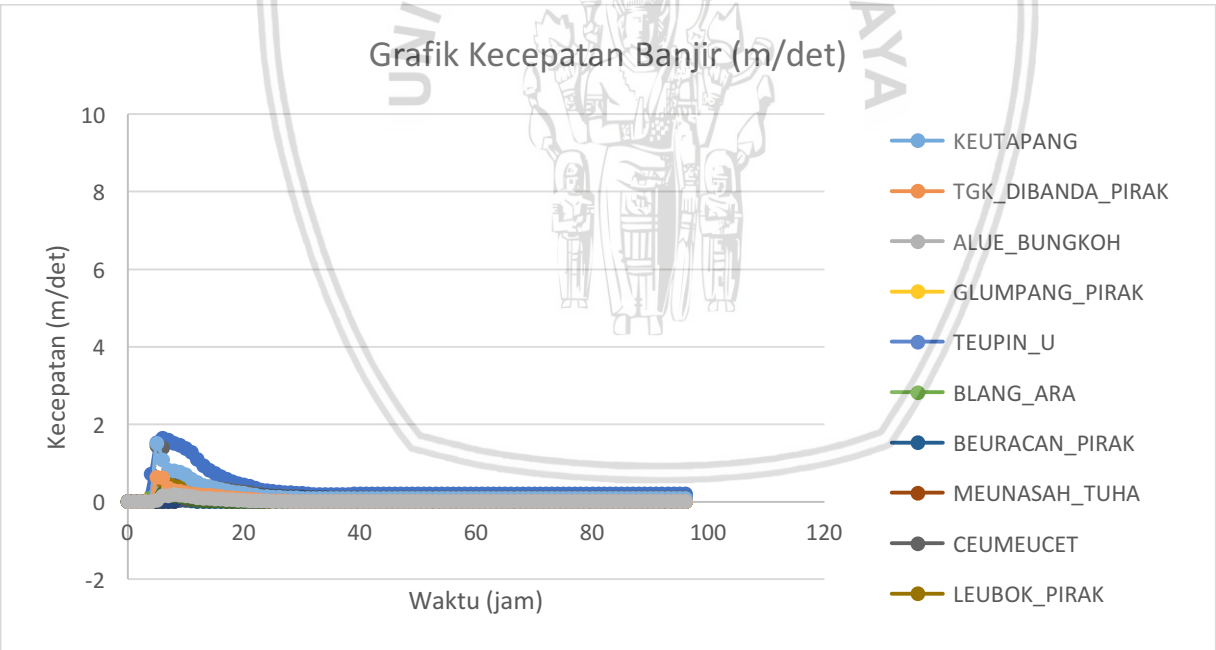
Gambar 4.85 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



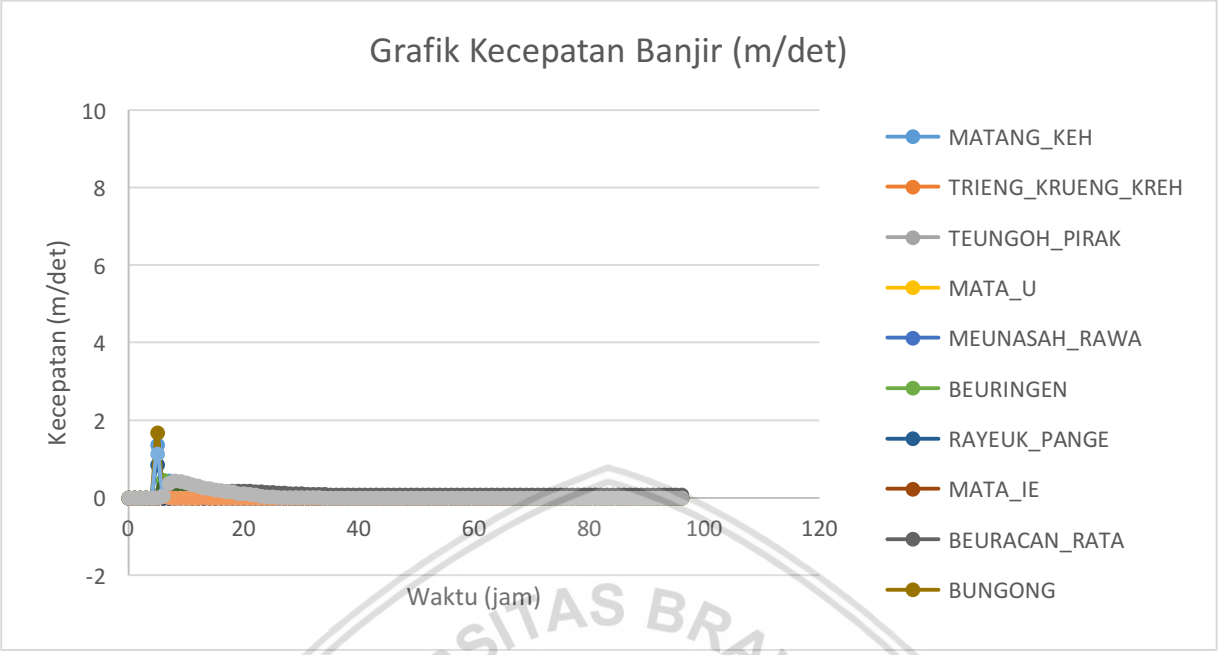
Gambar 4.86 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



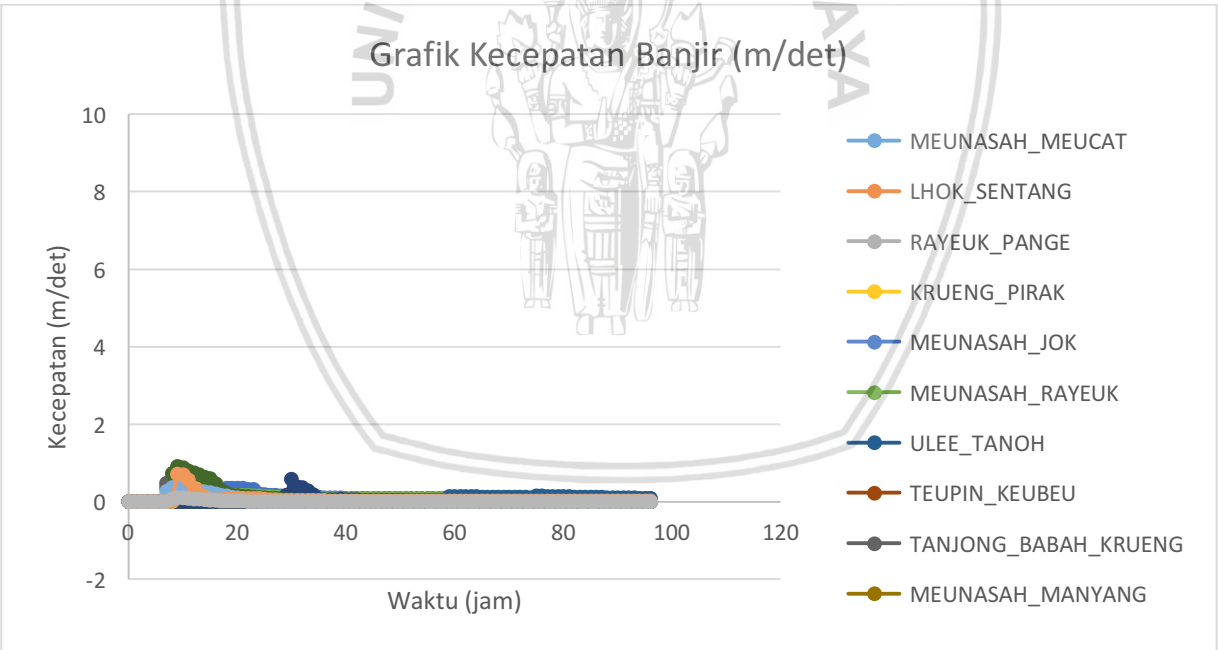
Gambar 4.87 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



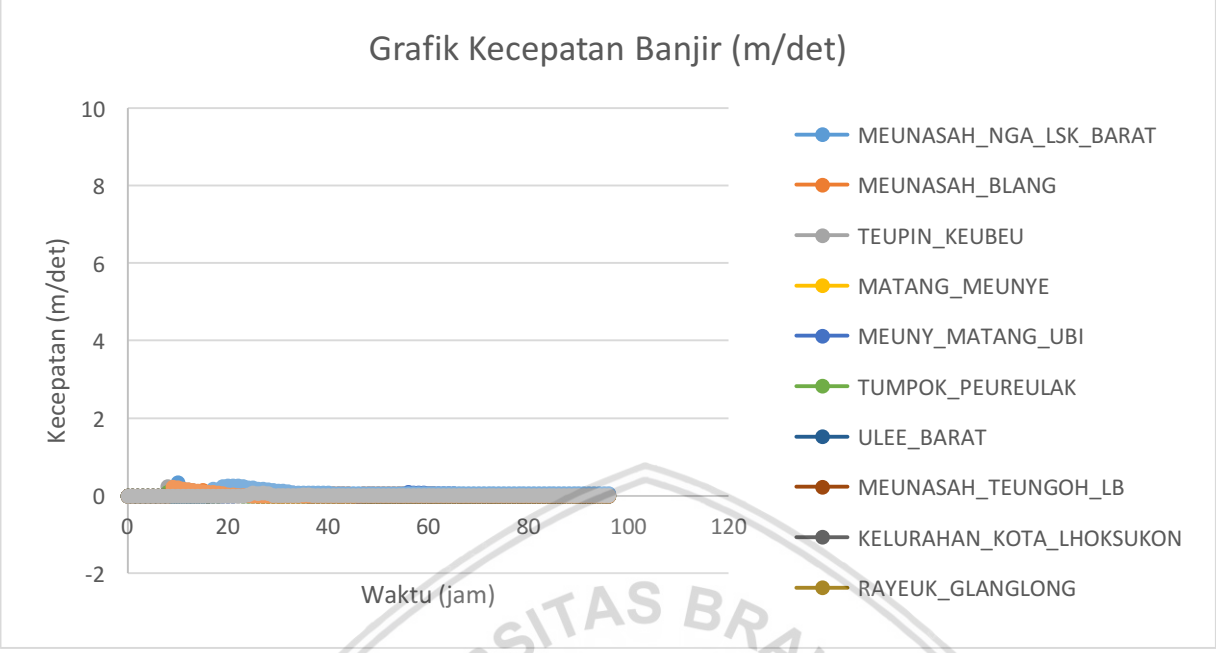
Gambar 4.88 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



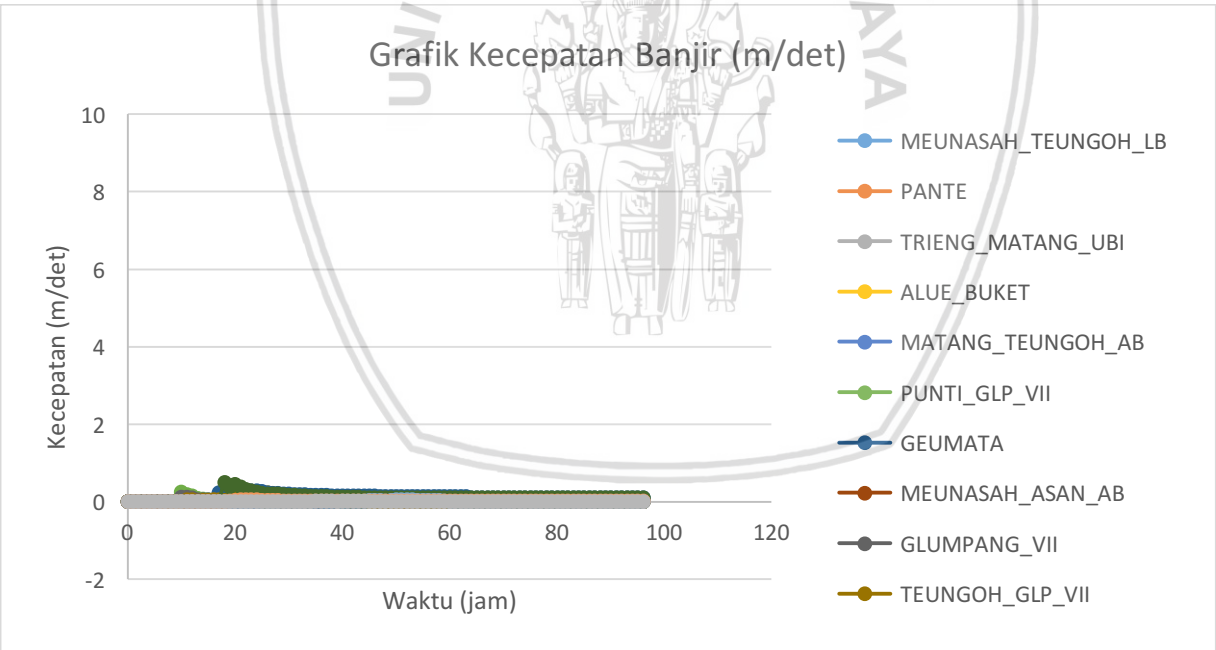
Gambar 4.89 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



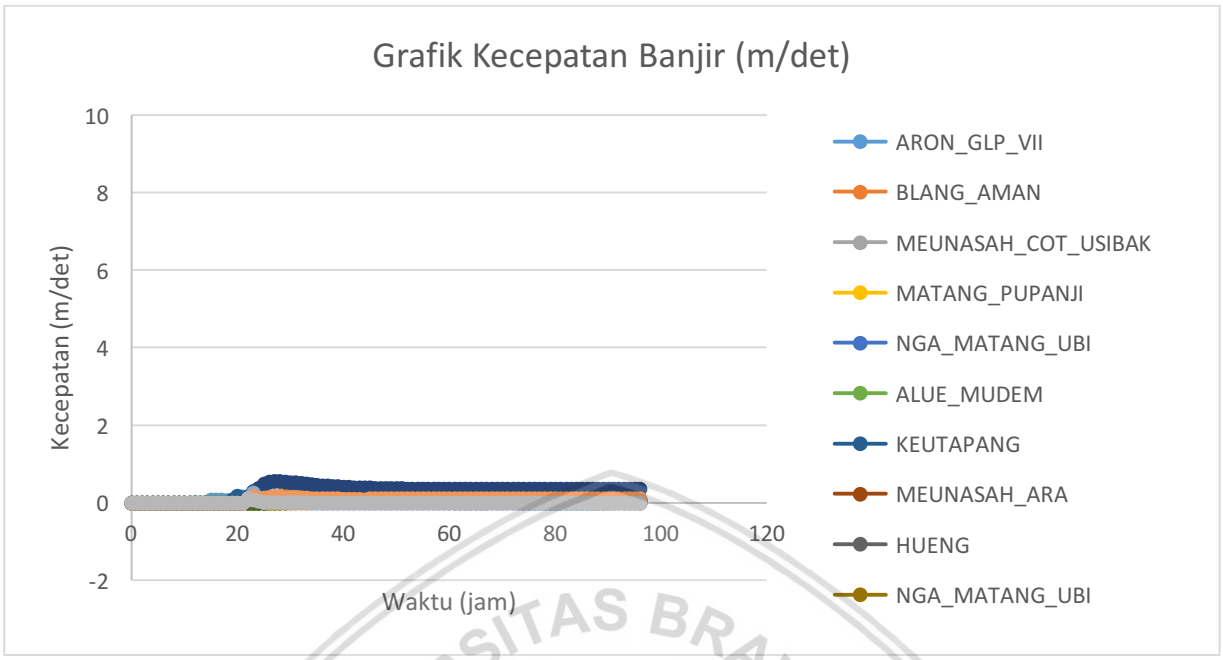
Gambar 4.90 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



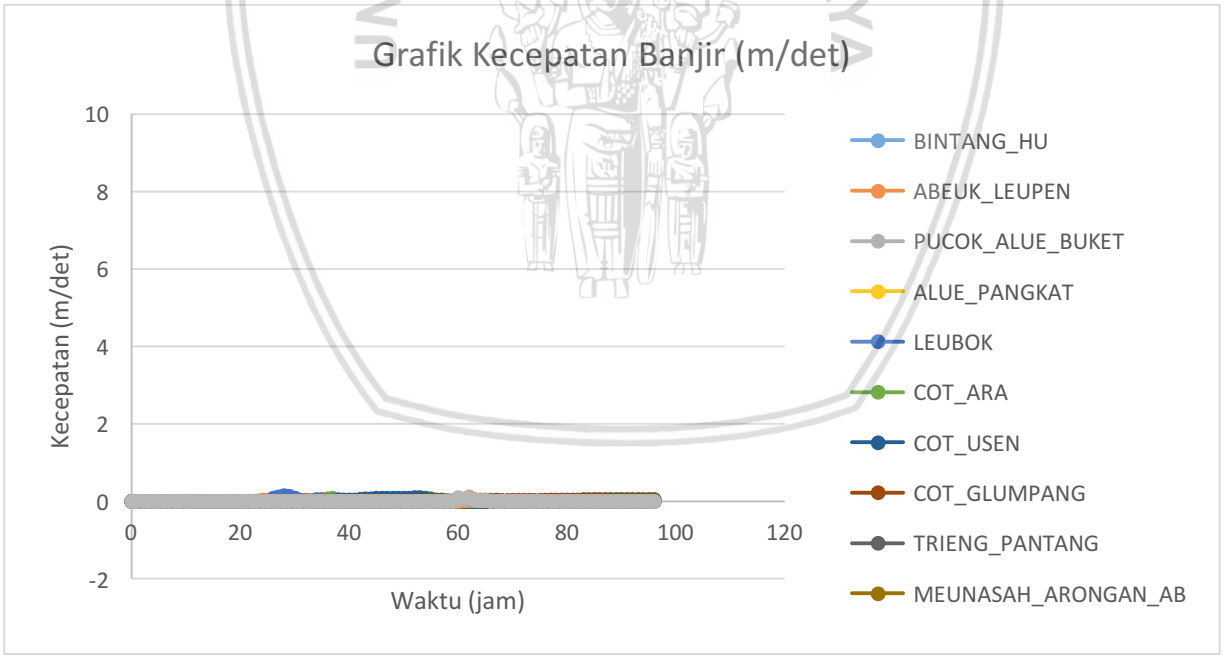
Gambar 4.91 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



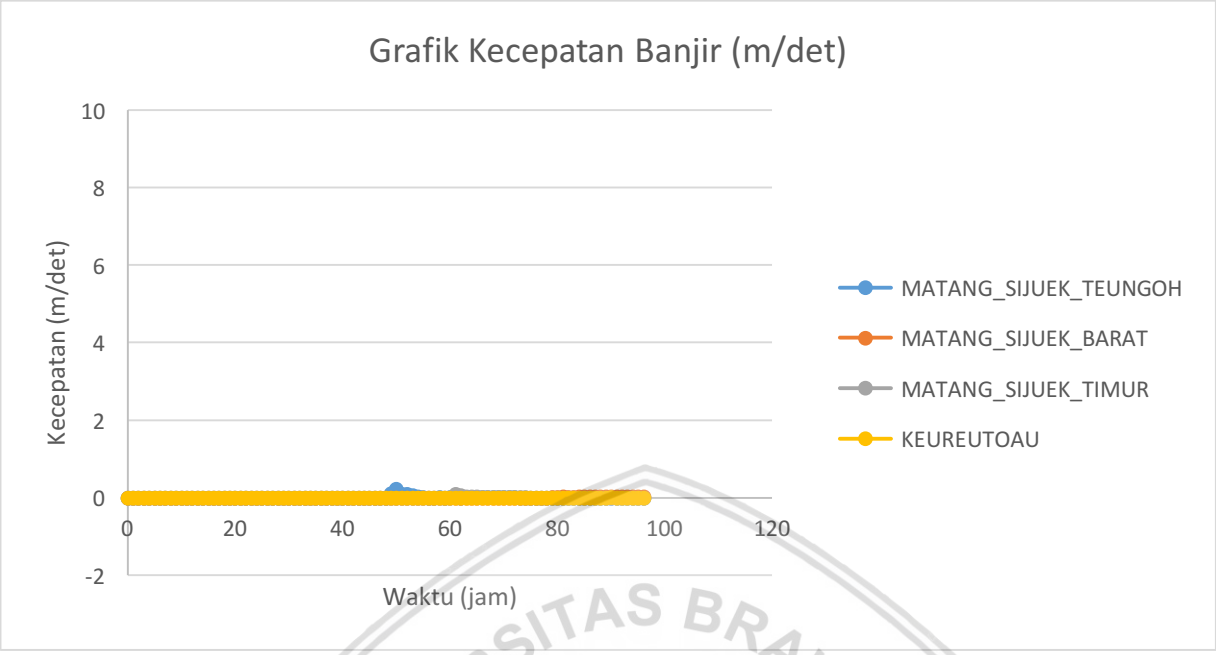
Gambar 4.92 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



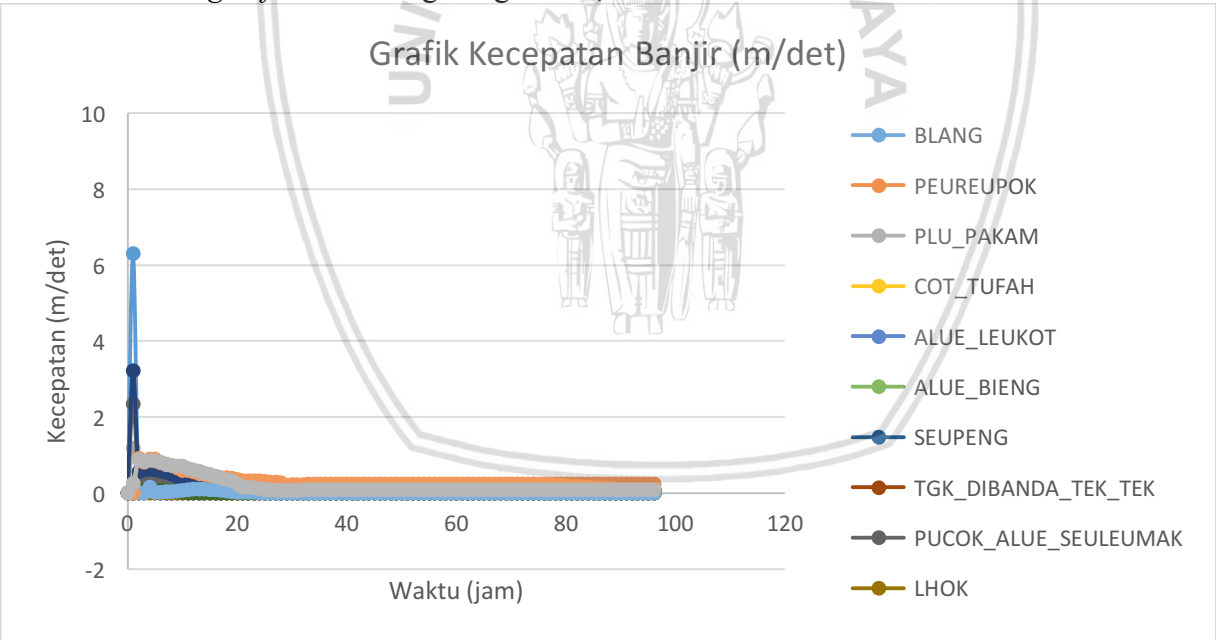
Gambar 4.93 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



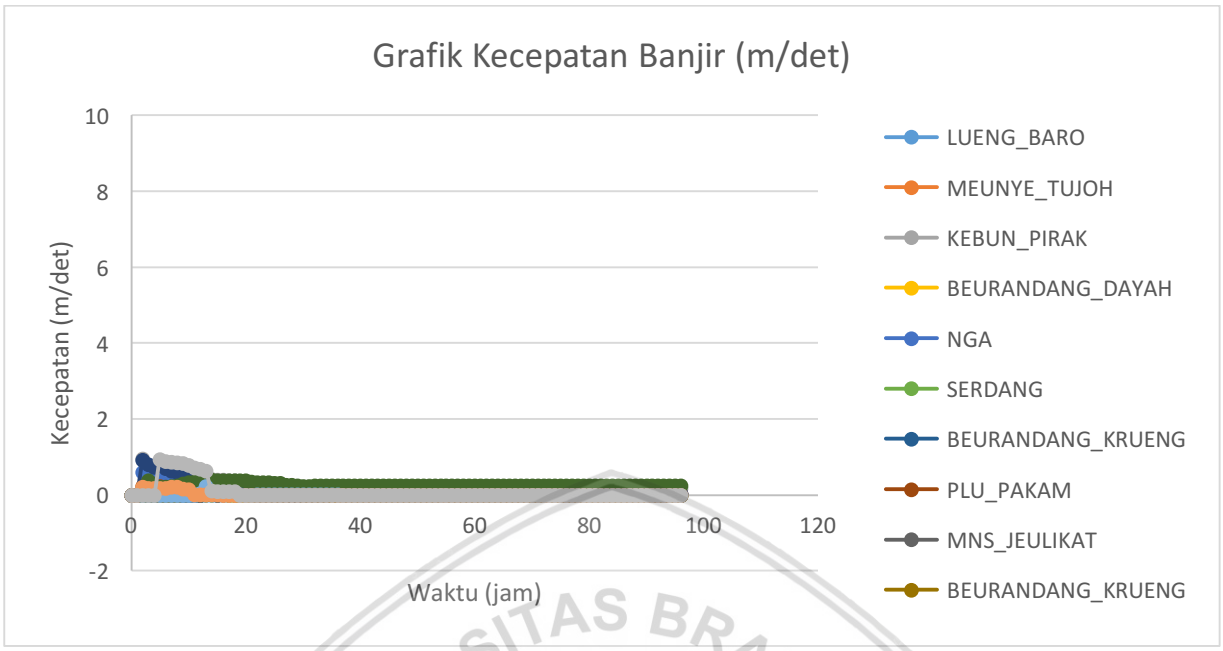
Gambar 4.94 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



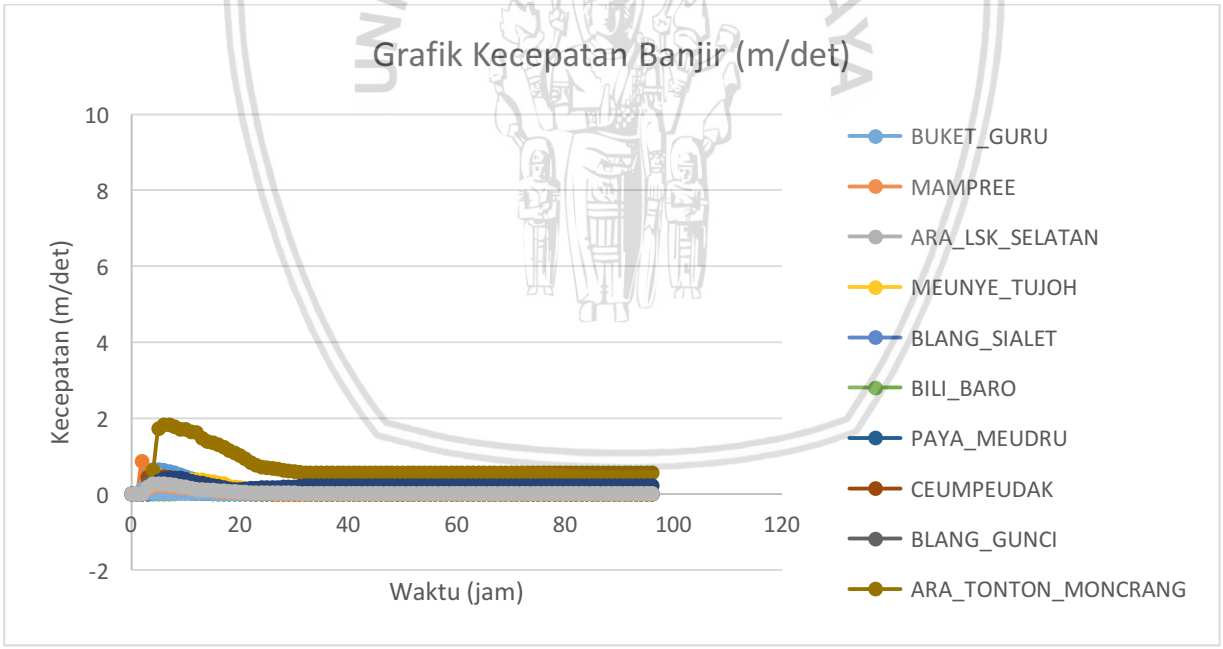
Gambar 4.95 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Overtopping*
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



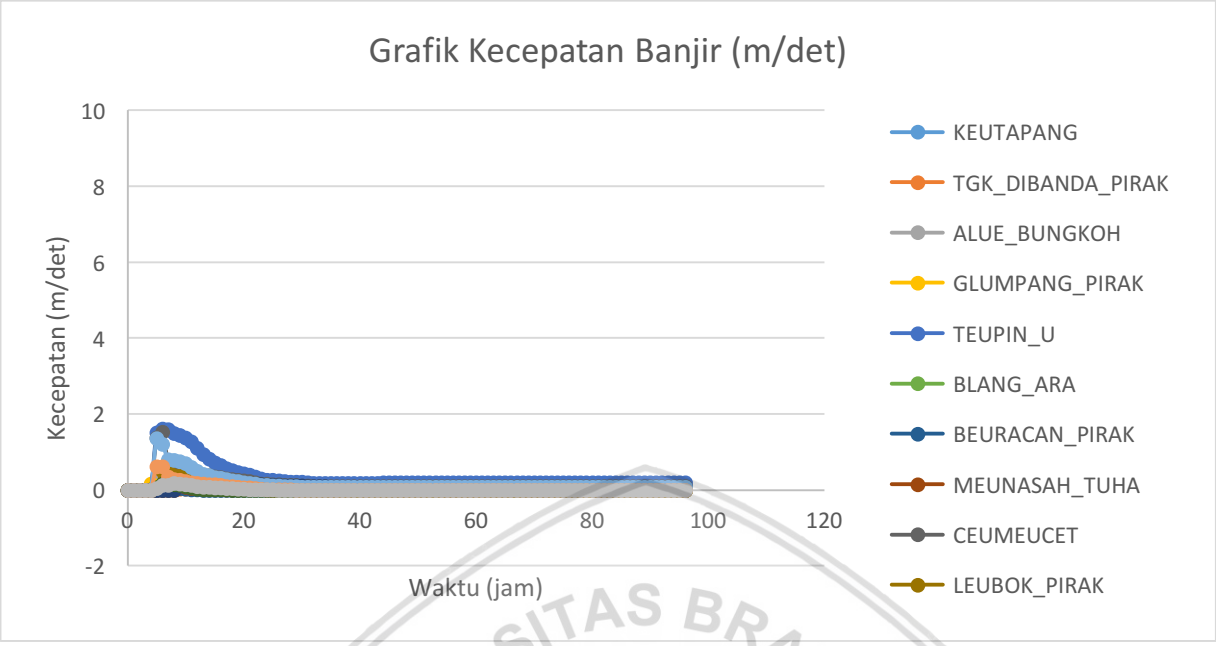
Gambar 4.96 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 1-13 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



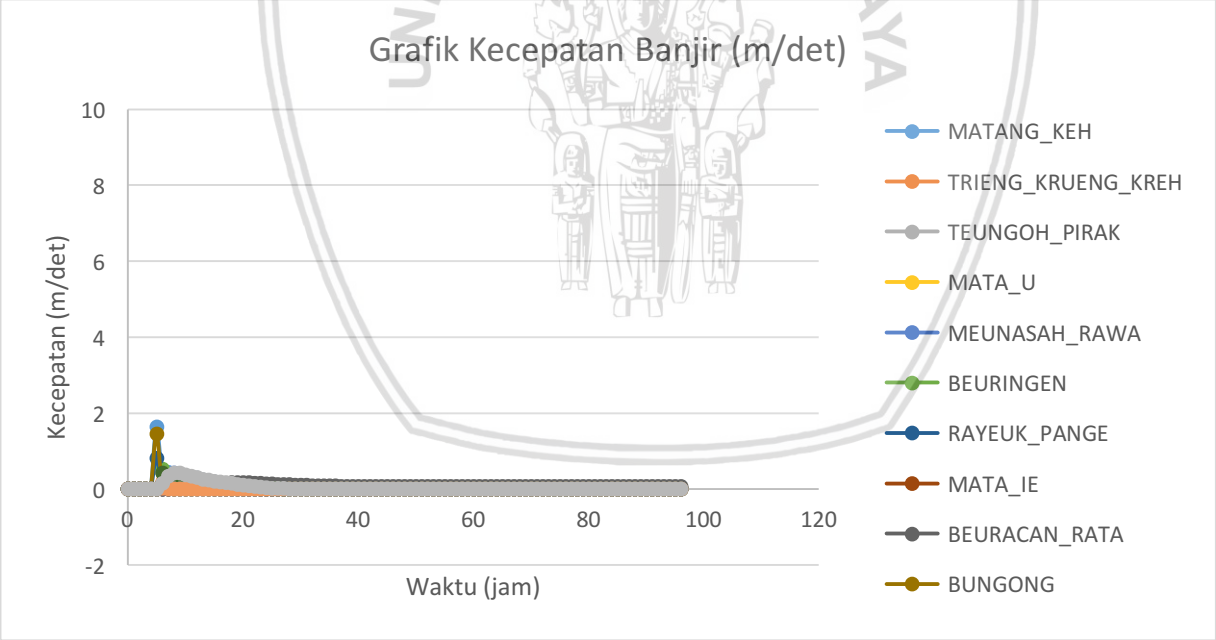
Gambar 4.97 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 14-27 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



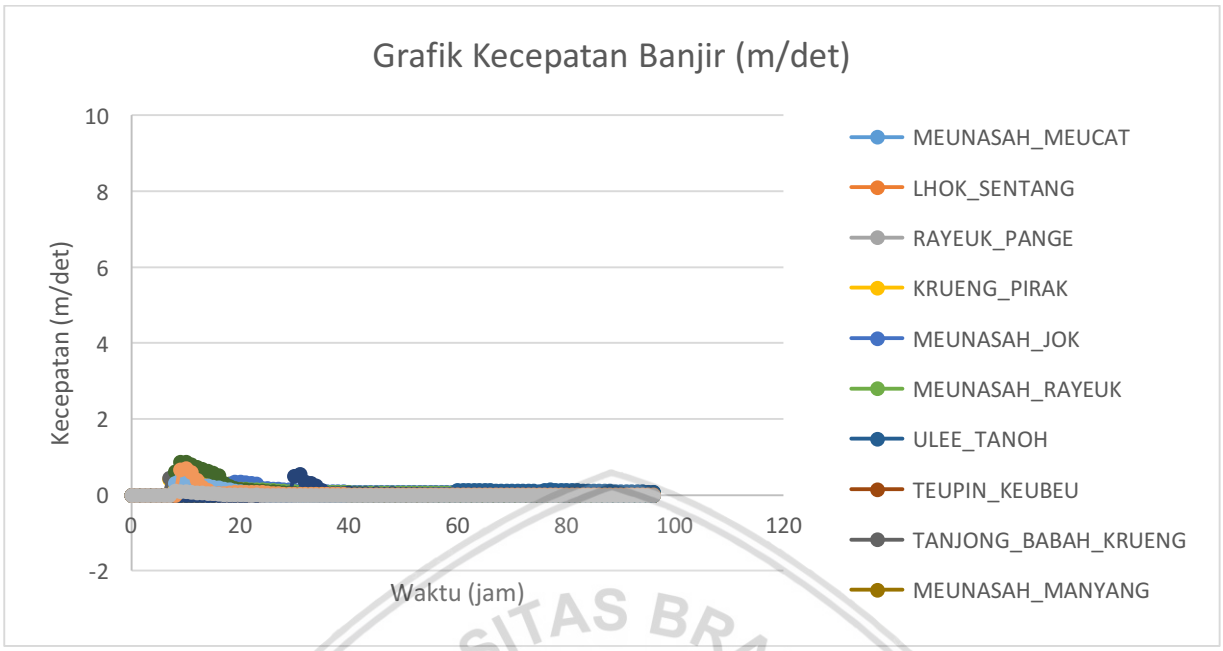
Gambar 4.98 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 28-40 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



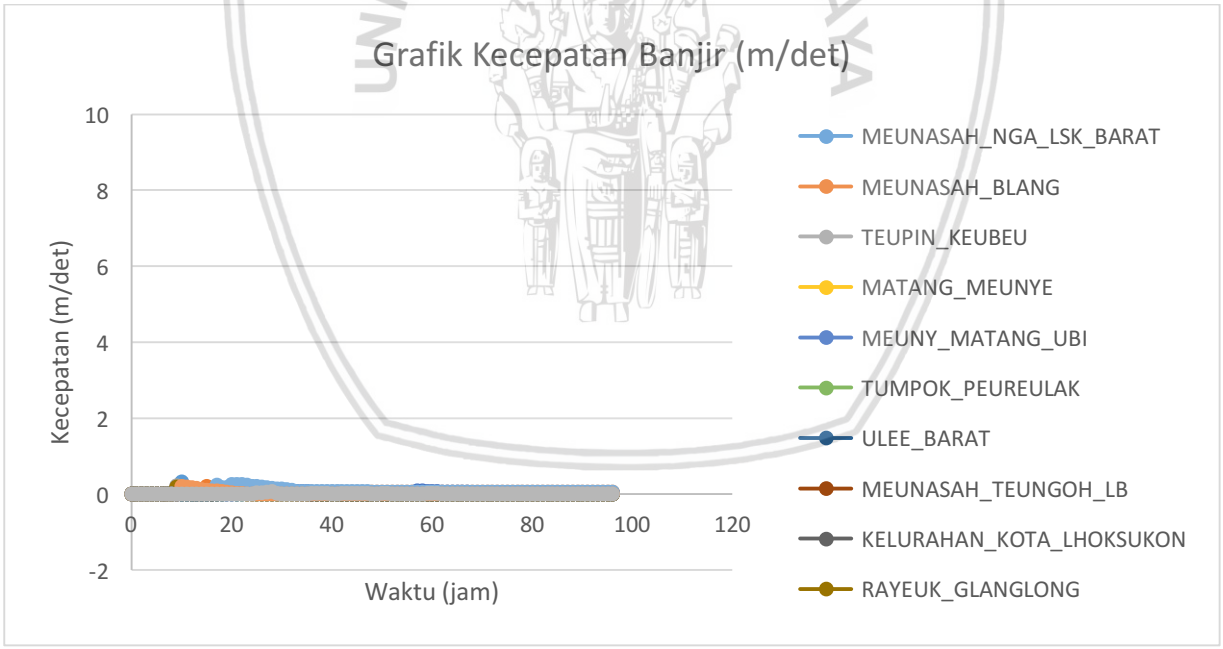
Gambar 4.99 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 41-54 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



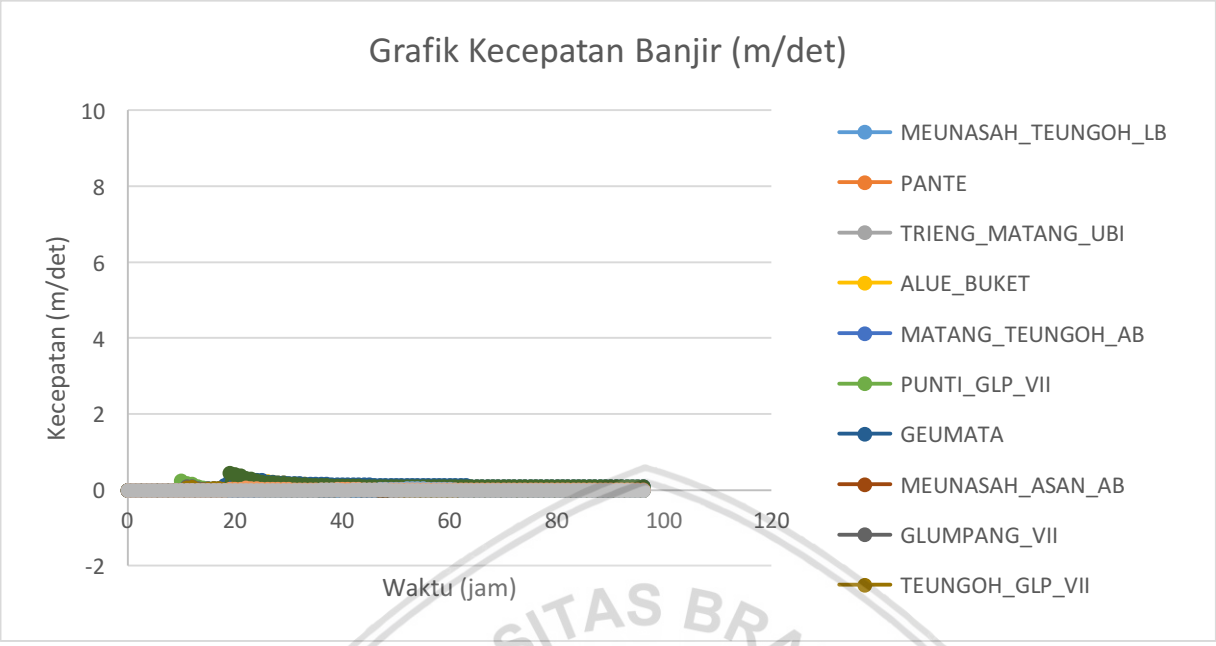
Gambar 4.100 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 55-68 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



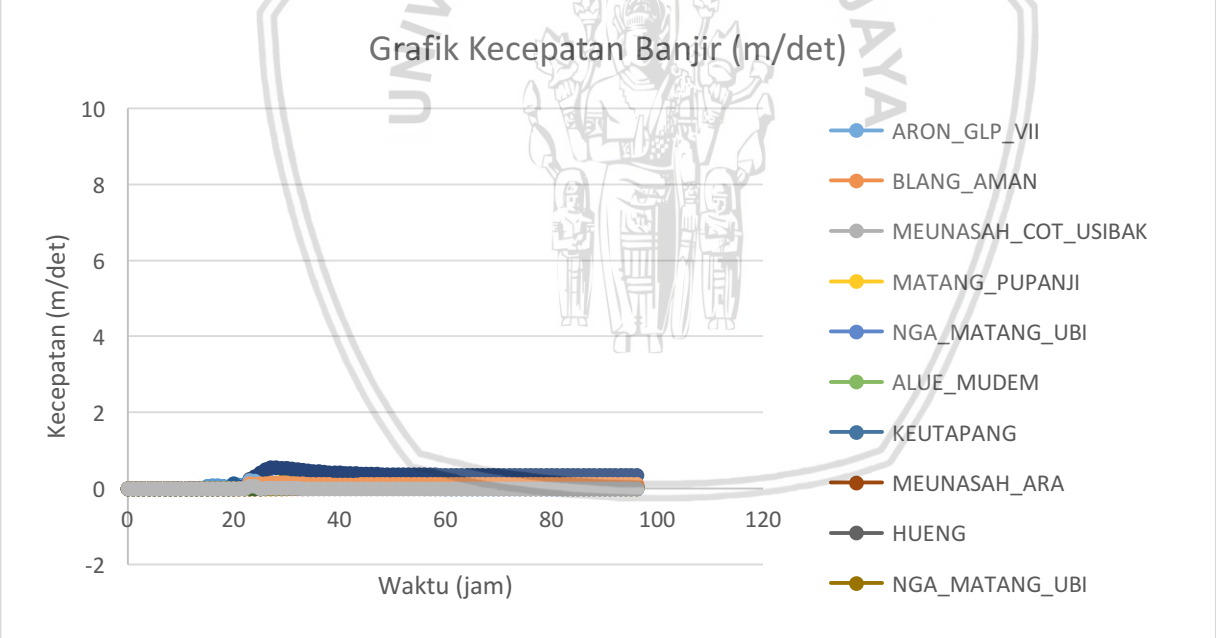
Gambar 4.101 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 69-82 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



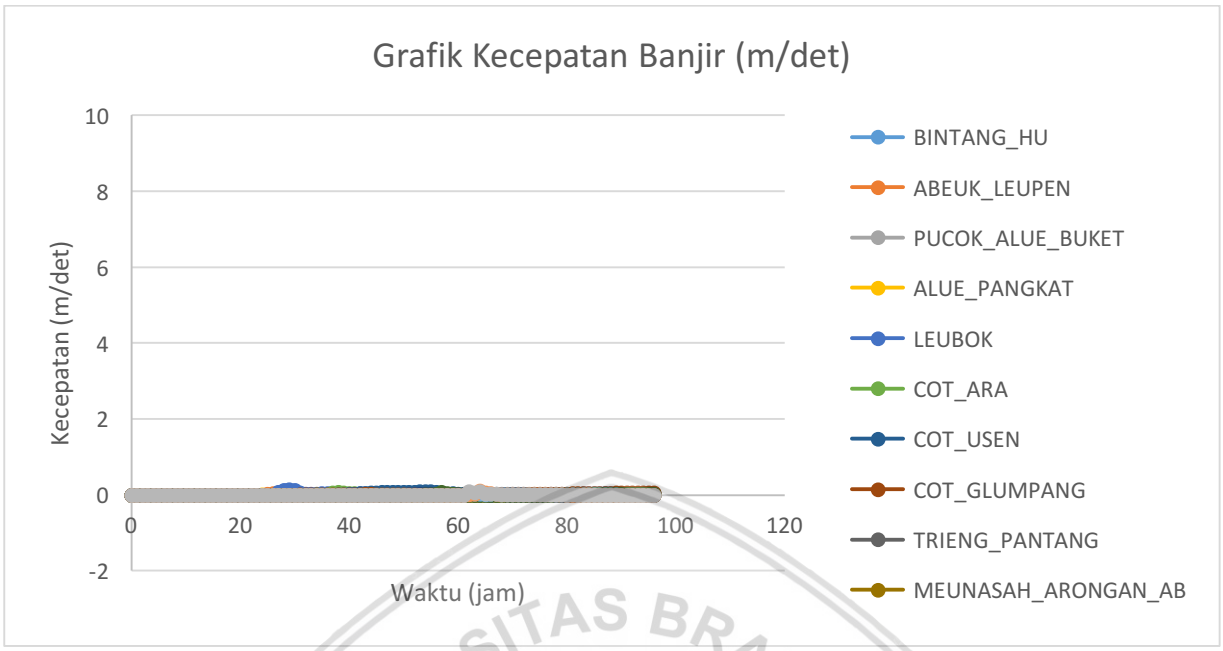
Gambar 4.102 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 83-96 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



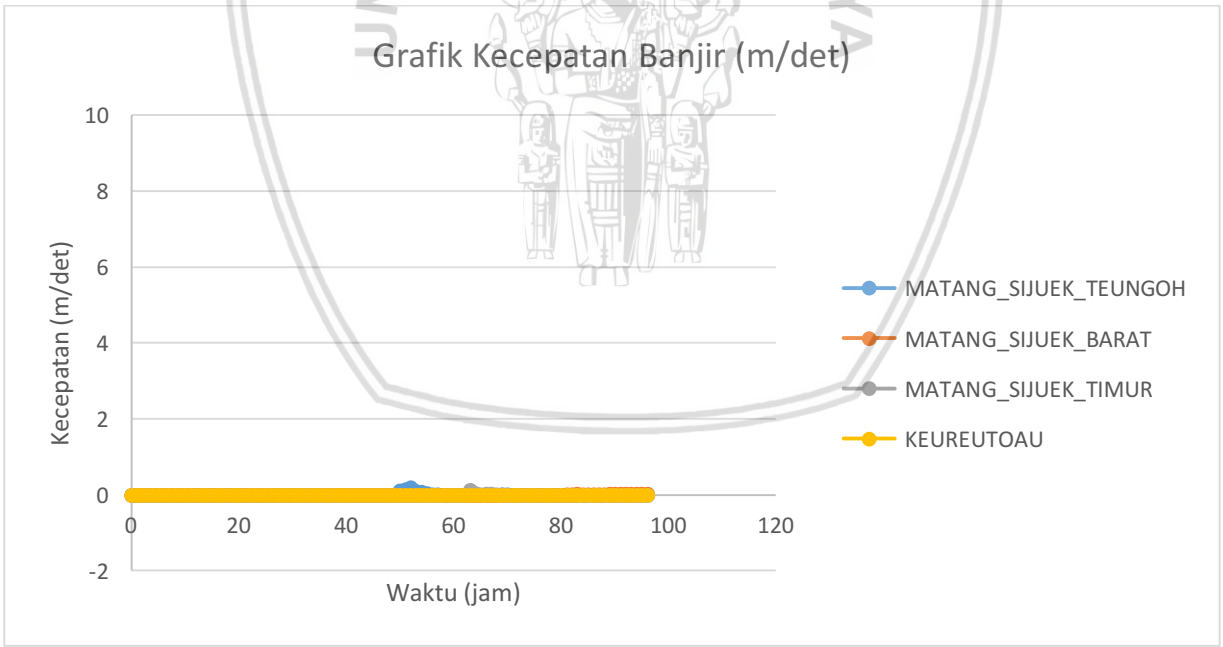
Gambar 4.103 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 97-110 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.104 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 111-124 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.105 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 125-136 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.106 Hidrograf Kecepatan Banjir di Lokasi 137-140 Terdampak Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.2.7 Waktu Datang Banjir dan Waktu Puncak Banjir

Waktu merupakan satu bagian dari suatu analisis keruntuhan bendungan karena dengan diketahuinya waktu banjir ke suatu lokasi khususnya daerah pemukimnan penduduk, diharapkan dapat menjadi acuan guna dilakukannya penyelamatan dini jika sewaktu-waktu bendungan tersebut terjadi keruntuhan.

4.4.2.2.7.1 Skenario Keruntuhan *Overtopping*

Waktu datang dan waktu puncak banjir untuk masing-masing wilayah terdampak dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.56
Waktu Tiba dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Puncak Banjir (jam)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa			
1	Aceh utara	Paya bakong	Blang pante	1.6	1.000	1.000
2	Aceh utara	Paya bakong	Peureupok	8	2.000	2.000
3	Aceh utara	Paya bakong	Matang panyang	9	2.000	2.000
4	Aceh utara	Paya bakong	Cot tufah	6.7	2.000	2.000
5	Aceh utara	Paya bakong	Alue leukot	13.8	2.000	6.000
6	Aceh utara	Paya bakong	Alue bieng	9	2.000	2.000
7	Aceh utara	Paya bakong	Mampree	10	2.000	5.000
8	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda tek-tek	7.8	2.000	2.000
9	Aceh utara	Paya bakong	Pucok alue seuleumak	6.6	1.000	2.000
10	Aceh utara	Paya bakong	Nga	11.5	2.000	5.000
11	Aceh utara	Paya bakong	Lueng	5.7	1.000	2.000
12	Aceh utara	Paya bakong	Asan seuleumak	8.2	2.000	2.000
13	Aceh utara	Paya bakong	Buket pidie	14.9	4.000	6.000
14	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong drien	8.5	2.000	2.000
15	Aceh utara	Paya bakong	Kebun pirak	13.2	2.000	5.000
16	Aceh utara	Paya bakong	Paya meudru	13.8	3.000	5.000
17	Aceh utara	Paya bakong	Blang sialet	11.9	3.000	5.000
18	Aceh utara	Paya bakong	Buket guru	12.9	2.000	5.000
19	Aceh utara	Paya bakong	Ceumpeudak	11.3	3.000	5.000
20	Aceh utara	Paya bakong	Blang gunci	10.4	2.000	5.000
21	Aceh utara	Paya bakong	Keude paya bakong	11.1	3.000	5.000
22	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong beurunyong	11.3	2.000	5.000
23	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda pirak	12	5.000	7.000
24	Aceh utara	Paya bakong	Glumpang pirak	13.1	4.000	7.000
25	Aceh utara	Paya bakong	Blang ara	12.7	4.000	7.000
26	Aceh utara	Tanah luas	Plu pakam	10.5	1.000	1.000
27	Aceh utara	Tanah luas	Tumpok aceh	19	2.000	2.000

Lanjutan Tabel 4.56 Waktu Tiba dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Puncak Banjir (jam)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa			
28	Aceh utara	Tanah luas	Hueng	24.7	21.000	27.000
29	Aceh utara	Tanah luas	Deng	25.3	22.000	27.000
30	Aceh utara	Tanah luas	Paya beurandang	26.1	22.000	27.000
31	Aceh utara	Tanah luas	Alue pangkat	26.1	23.000	27.000
32	Aceh utara	Cot girek	Beurandang dayah	23.2	10.000	19.000
33	Aceh utara	Cot girek	Seupeng	21.7	10.000	19.000
34	Aceh utara	Cot girek	Lhok reuhat	31	19.000	25.000
35	Aceh utara	Cot girek	Beurandang krueng	21.9	12.000	19.000
36	Aceh utara	Cot girek	Lueng baro	35.3	17.000	25.000
37	Aceh utara	Cot girek	Mns jeulikat	29.3	12.000	19.000
38	Aceh utara	Cot girek	Ara lsk selatan	28.2	9.000	19.000
39	Aceh utara	Pirak timu	Tanjong seurikui	14.8	2.000	6.000
40	Aceh utara	Pirak timu	Paya	19.5	12.000	19.000
41	Aceh utara	Pirak timu	Meunye tujoh	17.6	3.000	6.000
42	Aceh utara	Pirak timu	Ulee blang	18.3	5.000	6.000
43	Aceh utara	Pirak timu	Serdang	18.6	12.000	19.000
44	Aceh utara	Pirak timu	Bili baro	19.9	8.000	19.000
45	Aceh utara	Pirak timu	Ara tonton moncrang	17.6	4.000	7.000
46	Aceh utara	Pirak timu	Pucok alue pirak	17.8	4.000	6.000
47	Aceh utara	Pirak timu	Rayeuk pange	20.2	5.000	19.000
48	Aceh utara	Pirak timu	Krueng pirak	19.7	7.000	8.000
49	Aceh utara	Pirak timu	Alue bungkoh	16.4	4.000	6.000
50	Aceh utara	Pirak timu	Keutapang	24.6	7.000	19.000
51	Aceh utara	Pirak timu	Mns. Glumpang	21.6	5.000	19.000
52	Aceh utara	Pirak timu	Asan krueng kreh	23	6.000	19.000
53	Aceh utara	Pirak timu	Leupe	18.8	5.000	19.000
54	Aceh utara	Pirak timu	Teupin u	17.3	4.000	19.000
55	Aceh utara	Pirak timu	Ceumeucet	19.2	5.000	19.000
56	Aceh utara	Pirak timu	Beuracan rata	22.4	7.000	20.000
57	Aceh utara	Pirak timu	Bungong	20.8	5.000	19.000
58	Aceh utara	Pirak timu	Matang keh	19.4	5.000	19.000
59	Aceh utara	Pirak timu	Trieng krueng kreh	24	6.000	19.000
60	Aceh utara	Pirak timu	Rengkam	24.6	9.000	19.000
61	Aceh utara	Matangkuli	Matang peusangan	15.1	5.000	8.000
62	Aceh utara	Matangkuli	Pante pirak	16.9	5.000	8.000
63	Aceh utara	Matangkuli	Mesjid	16.4	5.000	8.000
64	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh pirak	19.2	5.000	8.000
65	Aceh utara	Matangkuli	Beuringen	19	5.000	8.000

Lanjutan Tabel 4.56 Waktu Tiba dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Puncak Banjir (jam)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa			
66	Aceh utara	Matangkuli	Meunye pirak	17.5	6.000	8.000
67	Aceh utara	Matangkuli	Siren	18	6.000	8.000
68	Aceh utara	Matangkuli	Leubok pirak	15.2	4.000	8.000
69	Aceh utara	Matangkuli	Beuracan pirak	14.3	6.000	7.000
70	Aceh utara	Matangkuli	Blang kuta	15.1	3.000	6.000
71	Aceh utara	Matangkuli	Blang seupeng	13.6	3.000	5.000
72	Aceh utara	Matangkuli	Aron glp vii	23.9	10.000	27.000
73	Aceh utara	Matangkuli	Teupin keubeu	20.1	7.000	9.000
74	Aceh utara	Matangkuli	Tanjong babah krueng	20	7.000	9.000
75	Aceh utara	Matangkuli	Trieng teupin keubeu	20.8	8.000	20.000
76	Aceh utara	Matangkuli	Glumpang vii	22.9	10.000	27.000
77	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh glp vii	23.5	11.000	27.000
78	Aceh utara	Matangkuli	Meunasah punti	19.7	7.000	9.000
79	Aceh utara	Matangkuli	Punti glp vii	22.2	10.000	27.000
80	Aceh utara	Matangkuli	Matang mee	21.3	1.000	20.000
81	Aceh utara	Matangkuli	Jeumpa glp vii	22.2	9.000	27.000
82	Aceh utara	Matangkuli	Rayeuk glanglong	21.6	9.000	10.000
83	Aceh utara	Matangkuli	Tumpok peureulak	20.6	8.000	9.000
84	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah tuha	25.9	9.000	19.000
85	Aceh utara	Lhoksukon	Mata u	31	79.000	95.000
86	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rawa	24.9	8.000	19.000
87	Aceh utara	Lhoksukon	Mata ie	31.4	73.000	96.000
88	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee gunong	29.2	53.000	96.000
89	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah meucat	23.6	8.000	19.000
90	Aceh utara	Lhoksukon	Lhok sentang	28.4	30.000	96.000
91	Aceh utara	Lhoksukon	Meunye matang ubi	27.1	22.000	96.000
92	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan lsb	21.8	9.000	20.000
93	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee barat	22.2	10.000	20.000
94	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah teungoh lb	22.8	9.000	20.000
95	Aceh utara	Lhoksukon	Kelurahan kota lhoksukon	25.1	17.000	20.000
96	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah dayah lb	24.2	17.000	20.000
97	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ceubrek	25.1	19.000	36.000
98	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah geulinggang	24.1	16.000	21.000
99	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah blang	25.8	15.000	24.000
100	Aceh utara	Lhoksukon	Buket sentang	31.6	24.000	96.000
101	Aceh utara	Lhoksukon	P a n t e	28.1	20.000	41.000
102	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng matang ubi	26	20.000	40.000
103	Aceh utara	Lhoksukon	Alue buket	28.2	19.000	96.000

Lanjutan Tabel 4.56 Waktu Tiba dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Puncak Banjir (jam)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa			
104	Aceh utara	Lhoksukon	Matang teungoh ab	22.8	19.000	41.000
105	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah nga lsk barat	22.4	9.000	20.000
106	Aceh utara	Lhoksukon	Geumata	25.6	17.000	21.000
107	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan ab	25.8	51.000	96.000
108	Aceh utara	Lhoksukon	Blang rubek	32.7	29.000	96.000
109	Aceh utara	Lhoksukon	Matang meunye	22.4	9.000	19.000
110	Aceh utara	Lhoksukon	Reudeup	30	24.000	96.000
111	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah pulo dolang	24.5	18.000	27.000
112	Aceh utara	Lhoksukon	R a m b o t	27.1	43.000	96.000
113	Aceh utara	Lhoksukon	Ranto	20.7	19.000	27.000
114	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah manyang	24.4	13.000	20.000
115	Aceh utara	Lhoksukon	Blang aman	36.7	34.000	96.000
116	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah cot usibak	32.5	29.000	96.000
117	Aceh utara	Lhoksukon	Matang pupanji	27	28.000	96.000
118	Aceh utara	Lhoksukon	Nga matang ubi	29.7	26.000	96.000
119	Aceh utara	Lhoksukon	Alue modem	25.5	15.000	27.000
120	Aceh utara	Lhoksukon	Keutapang	25.1	19.000	27.000
121	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ara	29.5	25.000	96.000
122	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee tanoh	26.5	16.000	96.000
123	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah alue drien lb	29.5	21.000	27.000
124	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah mancang	29.2	26.000	96.000
125	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rayeuk	23.2	8.000	19.000
126	Aceh utara	Lhoksukon	Bintang hu	31.2	80.000	96.000
127	Aceh utara	Lhoksukon	Abeuk leupen	30	24.000	96.000
128	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah arongan ab	33.4	54.000	96.000
129	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah jok	25.3	15.000	22.000
130	Aceh utara	Lhoksukon	Leubok	30.3	26.000	96.000
131	Aceh utara	Lhoksukon	Cot ara	46.1	33.000	96.000
132	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng pantang	32	43.000	96.000
133	Aceh utara	Lhoksukon	Cot glumpang	31.4	30.000	96.000
134	Aceh utara	Baktiya barat	Pucok alue buket	33.2	70.000	96.000
135	Aceh utara	Baktiya barat	Cot usen	41	37.000	96.000
136	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek timur	36.6	48.000	96.000
137	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek barat	38.7	51.000	96.000
138	Aceh utara	Baktiya barat	Matang panyang	32.4	60.000	96.000
139	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek teungoh	38	48.000	96.000
140	Aceh utara	Lapang	Keureutoau	34.1	81.000	88.000

Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

Tabel 4.57
Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
1	Aceh utara	Paya bakong	Blang pante	1.6	1.567	7.138	42.064
2	Aceh utara	Paya bakong	Peureupok	8	2.556	0.009	27.493
3	Aceh utara	Paya bakong	Matang panyang	9	3.280	0.966	23.696
4	Aceh utara	Paya bakong	Cot tufah	6.7	2.314	0.289	27.843
5	Aceh utara	Paya bakong	Alue leukot	13.8	3.288	0.115	24.918
6	Aceh utara	Paya bakong	Alue being	9	1.120	0.144	27.465
7	Aceh utara	Paya bakong	Mampree	10	3.028	0.932	22.278
8	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda tek-tek	7.8	7.051	0.424	27.812
9	Aceh utara	Paya bakong	Pucok alue seuleumak	6.6	3.793	2.338	27.854
10	Aceh utara	Paya bakong	Nga	11.5	2.785	0.723	22.203
11	Aceh utara	Paya bakong	Lueng	5.7	6.537	3.387	27.786
12	Aceh utara	Paya bakong	Asan seuleumak	8.2	0.948	0.087	27.840
13	Aceh utara	Paya bakong	Buket pidie	14.9	2.434	0.111	19.002
14	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong drien	8.5	4.143	0.915	27.681
15	Aceh utara	Paya bakong	Kebun pirak	13.2	5.597	0.797	23.750
16	Aceh utara	Paya bakong	Paya meudru	13.8	4.638	0.314	20.202
17	Aceh utara	Paya bakong	Blang sialet	11.9	3.473	0.155	20.236
18	Aceh utara	Paya bakong	Buket guru	12.9	4.383	0.645	20.241
19	Aceh utara	Paya bakong	Ceumpeudak	11.3	3.688	0.462	22.062
20	Aceh utara	Paya bakong	Blang gunci	10.4	1.820	0.293	22.240
21	Aceh utara	Paya bakong	Keude paya bakong	11.1	0.987	0.054	22.276
22	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong beurunyong	11.3	2.367	0.061	22.281
23	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda pirak	12	1.615	0.060	18.660
24	Aceh utara	Paya bakong	Glumpang pirak	13.1	5.066	0.167	18.664

Lanjutan Tabel 4.57 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko Kabupaten			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
25	Aceh utara	Paya bakong	Blang ara	12.7	2.402	0.154	18.664
26	Aceh utara	Tanah luas	Plu pakam	10.5	6.096	0.901	33.445
27	Aceh utara	Tanah luas	Tumpok aceh	19	2.030	0.223	23.121
28	Aceh utara	Tanah luas	Hueng	24.7	1.525	0.295	6.656
29	Aceh utara	Tanah luas	Deng	25.3	3.010	0.261	6.654
30	Aceh utara	Tanah luas	Paya beurandang	26.1	4.393	0.105	6.652
31	Aceh utara	Tanah luas	Alue pangkat	26.1	2.281	0.015	6.653
32	Aceh utara	Cot girek	Beurandang dayah	23.2	2.195	0.097	11.389
33	Aceh utara	Cot girek	Seupeng	21.7	1.377	0.007	11.389
34	Aceh utara	Cot girek	Lhok reuhat	31	0.736	0.004	10.278
35	Aceh utara	Cot girek	Beurandang krueng	21.9	3.581	0.218	11.397
36	Aceh utara	Cot girek	Lueng baro	35.3	1.062	0.106	10.278
37	Aceh utara	Cot girek	Mns jeulikat	29.3	2.685	0.116	11.389
38	Aceh utara	Cot girek	Ara lsk selatan	28.2	3.092	0.236	11.390
39	Aceh utara	Pirak timu	Tanjong seurikui	14.8	3.273	0.395	19.268
40	Aceh utara	Pirak timu	Paya	19.5	1.022	0.295	11.397
41	Aceh utara	Pirak timu	Meunye tujoh	17.6	3.192	0.490	18.971
42	Aceh utara	Pirak timu	Ulee blang	18.3	0.715	0.926	15.215
43	Aceh utara	Pirak timu	Serdang	18.6	1.513	0.061	11.397
44	Aceh utara	Pirak timu	Bili baro	19.9	6.281	0.324	11.389
45	Aceh utara	Pirak timu	Ara tonton moncrang	17.6	2.102	1.848	12.227
46	Aceh utara	Pirak timu	Pucok alue pirak	17.8	2.220	0.426	15.223
47	Aceh utara	Pirak timu	Rayeuk pange	20.2	2.575	0.066	11.408
48	Aceh utara	Pirak timu	Krueng pirak	19.7	2.375	0.508	11.188
49	Aceh utara	Pirak timu	Alue bungkoh	16.4	4.816	0.305	15.203

Lanjutan Tabel 4.57 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
50	Aceh utara	Pirak timu	Keutapang	24.6	2.403	0.329	11.397
51	Aceh utara	Pirak timu	Mns. Glumpang	21.6	5.444	1.134	11.409
52	Aceh utara	Pirak timu	Asan krueng kreh	23	4.698	0.027	11.409
53	Aceh utara	Pirak timu	Leupe	18.8	2.526	1.494	11.405
54	Aceh utara	Pirak timu	Teupin u	17.3	2.840	1.636	11.418
55	Aceh utara	Pirak timu	Ceumeucet	19.2	2.945	1.438	11.401
56	Aceh utara	Pirak timu	Beuracan rata	22.4	5.614	0.296	11.384
57	Aceh utara	Pirak timu	Bungong	20.8	4.988	1.680	11.409
58	Aceh utara	Pirak timu	Matang keh	19.4	4.200	1.367	11.408
59	Aceh utara	Pirak timu	Trieng krueng kreh	24	2.677	0.092	11.407
60	Aceh utara	Pirak timu	Rengkam	24.6	2.138	0.168	11.388
61	Aceh utara	Matangkuli	Matang peusangan	15.1	2.508	0.193	12.151
62	Aceh utara	Matangkuli	Pante pirak	16.9	2.595	0.621	12.011
63	Aceh utara	Matangkuli	Mesjid	16.4	3.232	0.184	12.010
64	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh pirak	19.2	2.211	0.173	12.013
65	Aceh utara	Matangkuli	Beuringen	19	3.889	0.450	11.997
66	Aceh utara	Matangkuli	Meunye pirak	17.5	4.480	0.369	11.958
67	Aceh utara	Matangkuli	Siren	18	3.237	0.433	11.947
68	Aceh utara	Matangkuli	Leubok pirak	15.2	0.887	0.518	12.152
69	Aceh utara	Matangkuli	Beuracan pirak	14.3	2.265	0.077	12.531
70	Aceh utara	Matangkuli	Blang kuta	15.1	3.107	0.227	16.856
71	Aceh utara	Matangkuli	Blang seupeng	13.6	3.732	0.278	20.195
72	Aceh utara	Matangkuli	Aron glp vii	23.9	4.252	0.163	6.683
73	Aceh utara	Matangkuli	Teupin keubeu	20.1	1.333	0.406	10.705
74	Aceh utara	Matangkuli	Tanjong babah krueng	20	4.194	0.470	10.715

Lanjutan Tabel 4.57 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
75	Aceh utara	Matangkuli	Trieng teupin keubeu	20.8	1.150	0.903	8.506
76	Aceh utara	Matangkuli	Glumpang vii	22.9	3.055	0.108	6.683
77	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh glp vii	23.5	4.607	0.146	6.683
78	Aceh utara	Matangkuli	Meunasah punti	19.7	1.401	0.406	10.684
79	Aceh utara	Matangkuli	Punti glp vii	22.2	4.503	0.251	6.683
80	Aceh utara	Matangkuli	Matang mee	21.3	1.581	0.098	8.508
81	Aceh utara	Matangkuli	Jeumpa glp vii	22.2	2.207	0.221	6.684
82	Aceh utara	Matangkuli	Rayeuk glanglong	21.6	2.885	0.199	7.221
83	Aceh utara	Matangkuli	Tumpok peureulak	20.6	2.484	0.095	8.173
84	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah tuha	25.9	2.180	0.144	11.390
85	Aceh utara	Lhoksukon	Mata u	31	0.356	0.001	4.712
86	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rawa	24.9	5.231	0.289	11.384
87	Aceh utara	Lhoksukon	Mata ie	31.4	0.905	0.023	4.728
88	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee gunong	29.2	0.862	0.002	4.728
89	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah meucat	23.6	4.026	0.217	11.381
90	Aceh utara	Lhoksukon	Lhok sentang	28.4	3.514	0.029	4.728
91	Aceh utara	Lhoksukon	Meunye matang ubi	27.1	1.530	0.106	4.729
92	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan lsb	21.8	2.893	0.711	8.506
93	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee barat	22.2	5.001	0.011	8.503
94	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah teungoh lb	22.8	2.560	0.082	8.501
95	Aceh utara	Lhoksukon	Kelurahan kota lhoksukon	25.1	2.776	0.078	7.307
96	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah dayah lb	24.2	1.632	0.174	7.584
97	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ceubrek	25.1	1.823	0.224	5.356
98	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah geulinggang	24.1	4.868	0.267	7.858
99	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah blang	25.8	3.645	0.139	6.586

Lanjutan Tabel 4.57 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
100	Aceh utara	Lhoksukon	Buket sentang	31.6	2.696	0.083	4.728
101	Aceh utara	Lhoksukon	P a n t e	28.1	2.516	0.024	5.115
102	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng matang ubi	26	2.521	0.041	5.115
103	Aceh utara	Lhoksukon	Alue buket	28.2	2.870	0.230	4.729
104	Aceh utara	Lhoksukon	Matang teungoh ab	22.8	3.730	0.109	5.115
105	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah nga lsk barat	22.4	4.436	0.339	8.499
106	Aceh utara	Lhoksukon	Geumata	25.6	2.513	0.292	7.831
107	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan ab	25.8	2.057	0.013	3.534
108	Aceh utara	Lhoksukon	Blang rubek	32.7	2.811	0.579	4.728
109	Aceh utara	Lhoksukon	Matang meunye	22.4	4.680	0.151	8.502
110	Aceh utara	Lhoksukon	Reudeup	30	2.386	0.086	4.728
111	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah pulo dolang	24.5	3.431	0.488	6.687
112	Aceh utara	Lhoksukon	R a m b o t	27.1	3.644	0.045	3.534
113	Aceh utara	Lhoksukon	Ranto	20.7	5.248	0.054	6.685
114	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah manyang	24.4	4.020	0.021	6.228
115	Aceh utara	Lhoksukon	Blang aman	36.7	1.654	0.096	4.728
116	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah cot usibak	32.5	2.139	0.085	4.728
117	Aceh utara	Lhoksukon	Matang pupanji	27	2.895	0.281	3.534
118	Aceh utara	Lhoksukon	Nga matang ubi	29.7	2.296	0.139	4.728
119	Aceh utara	Lhoksukon	Alue mudem	25.5	5.266	0.037	6.682
120	Aceh utara	Lhoksukon	Keutapang	25.1	4.636	0.178	6.663
121	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ara	29.5	2.662	0.057	3.534
122	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee tanoh	26.5	1.691	0.139	4.730
123	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah alue drien lb	29.5	1.379	0.557	6.616

Lanjutan Tabel 4.57 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Overtopping*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir (m)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
124	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah mancang	29.2	2.252	0.181	3.534
125	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rayeuk	23.2	3.697	0.166	11.381
126	Aceh utara	Lhoksukon	Bintang hu	31.2	2.495	0.036	4.721
127	Aceh utara	Lhoksukon	Abeuk leupen	30	2.011	0.058	3.531
128	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah arongan ab	33.4	0.560	0.000	3.527
129	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah jok	25.3	1.761	0.351	6.316
130	Aceh utara	Lhoksukon	Leubok	30.3	1.532	0.147	3.531
131	Aceh utara	Lhoksukon	Cot ara	46.1	1.716	0.091	3.533
132	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng pantang	32	1.216	0.029	3.527
133	Aceh utara	Lhoksukon	Cot glumpang	31.4	1.303	0.062	3.530
134	Aceh utara	Baktiya barat	Pucok alue buket	33.2	1.662	0.003	4.728
135	Aceh utara	Baktiya barat	Cot usen	41	1.497	0.100	3.530
136	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek timur	36.6	1.221	0.101	3.532
137	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek barat	38.7	1.780	0.029	1.957
138	Aceh utara	Baktiya barat	Matang panyang	32.4	0.886	0.117	3.532
139	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek teungoh	38	2.160	0.226	3.530
140	Aceh utara	Lapang	Keureutoau	34.1	1.525	0.004	2.552

Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.4.2.2.7.2 Skenario Keruntuhan *Piping* Atas

Waktu datang dan waktu puncak banjir untuk masing-masing wilayah terdampak dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.58
Waktu Datang dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Puncak Banjir (jam)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa			
1	Aceh utara	Paya bakong	Blang pante	1.6	1.000	1.000
2	Aceh utara	Paya bakong	Peureupok	8	2.000	2.000
3	Aceh utara	Paya bakong	Matang panyang	9	2.000	2.000
4	Aceh utara	Paya bakong	Cot tufah	6.7	2.000	2.000
5	Aceh utara	Paya bakong	Alue leukot	13.8	3.000	6.000
6	Aceh utara	Paya bakong	Alue bieng	9	2.000	2.000
7	Aceh utara	Paya bakong	Mampree	10	2.000	5.000
8	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda tek-tek	7.8	2.000	2.000
9	Aceh utara	Paya bakong	Pucok alue seuleumak	6.6	1.000	2.000
10	Aceh utara	Paya bakong	Nga	11.5	2.000	5.000
11	Aceh utara	Paya bakong	Lueng	5.7	1.000	2.000
12	Aceh utara	Paya bakong	Asan seuleumak	8.2	2.000	2.000
13	Aceh utara	Paya bakong	Buket pidie	14.9	4.000	6.000
14	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong drien	8.5	2.000	2.000
15	Aceh utara	Paya bakong	Kebun pirak	13.2	2.000	5.000
16	Aceh utara	Paya bakong	Paya meudru	13.8	3.000	5.000
17	Aceh utara	Paya bakong	Blang sialet	11.9	3.000	5.000
18	Aceh utara	Paya bakong	Buket guru	12.9	3.000	5.000
19	Aceh utara	Paya bakong	Ceumpeudak	11.3	3.000	5.000
20	Aceh utara	Paya bakong	Blang gunci	10.4	3.000	5.000
21	Aceh utara	Paya bakong	Keude paya bakong	11.1	3.000	5.000
22	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong beurunyong	11.3	2.000	5.000
23	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda pirak	12	5.000	7.000
24	Aceh utara	Paya bakong	Glumpang pirak	13.1	4.000	7.000
25	Aceh utara	Paya bakong	Blang ara	12.7	4.000	7.000
26	Aceh utara	Tanah luas	Plu pakam	10.5	1.000	1.000
27	Aceh utara	Tanah luas	Tumpok aceh	19	2.000	2.000
28	Aceh utara	Tanah luas	Hueng	24.7	21.000	28.000
29	Aceh utara	Tanah luas	Deng	25.3	22.000	28.000
30	Aceh utara	Tanah luas	Paya beurandang	26.1	23.000	28.000
31	Aceh utara	Tanah luas	Alue pangkat	26.1	24.000	28.000
32	Aceh utara	Cot girek	Beurandang dayah	23.2	10.000	20.000
33	Aceh utara	Cot girek	Seupeng	21.7	10.000	20.000
34	Aceh utara	Cot girek	Lhok reuhat	31	19.000	27.000

Lanjutan Tabel 4.58 Waktu Datang dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Puncak Banjir (jam)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa			
35	Aceh utara	Cot girek	Beurandang krueng	21.9	9.000	20.000
36	Aceh utara	Cot girek	Lueng baro	35.3	18.000	26.000
37	Aceh utara	Cot girek	Mns jeulikat	29.3	13.000	20.000
38	Aceh utara	Cot girek	Ara lsk selatan	28.2	9.000	20.000
39	Aceh utara	Pirak timu	Tanjong seurikui	14.8	3.000	7.000
40	Aceh utara	Pirak timu	Paya	19.5	12.000	20.000
41	Aceh utara	Pirak timu	Meunye tujoh	17.6	3.000	6.000
42	Aceh utara	Pirak timu	Ulee blang	18.3	5.000	7.000
43	Aceh utara	Pirak timu	Serdang	18.6	13.000	20.000
44	Aceh utara	Pirak timu	Bili baro	19.9	8.000	20.000
45	Aceh utara	Pirak timu	Ara tonton moncrang	17.6	4.000	7.000
46	Aceh utara	Pirak timu	Pucok alue pirak	17.8	4.000	6.000
47	Aceh utara	Pirak timu	Rayeuk pange	20.2	5.000	19.000
48	Aceh utara	Pirak timu	Krueng pirak	19.7	7.000	8.000
49	Aceh utara	Pirak timu	Alue bungkoh	16.4	4.000	7.000
50	Aceh utara	Pirak timu	Keutapang	24.6	7.000	19.000
51	Aceh utara	Pirak timu	Mns. Glumpang	21.6	6.000	20.000
52	Aceh utara	Pirak timu	Asan krueng kreh	23	6.000	19.000
53	Aceh utara	Pirak timu	Leupe	18.8	5.000	19.000
54	Aceh utara	Pirak timu	Teupin u	17.3	5.000	19.000
55	Aceh utara	Pirak timu	Ceumeucet	19.2	5.000	19.000
56	Aceh utara	Pirak timu	Beuracan rata	22.4	8.000	20.000
57	Aceh utara	Pirak timu	Bungong	20.8	5.000	19.000
58	Aceh utara	Pirak timu	Matang keh	19.4	5.000	19.000
59	Aceh utara	Pirak timu	Trieng krueng kreh	24	6.000	19.000
60	Aceh utara	Pirak timu	Rengkam	24.6	9.000	20.000
61	Aceh utara	Matangkuli	Matang peusangan	15.1	5.000	8.000
62	Aceh utara	Matangkuli	Pante pirak	16.9	5.000	8.000
63	Aceh utara	Matangkuli	Mesjid	16.4	5.000	8.000
64	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh pirak	19.2	6.000	8.000
65	Aceh utara	Matangkuli	Beuringen	19	6.000	8.000
66	Aceh utara	Matangkuli	Meunye pirak	17.5	6.000	8.000
67	Aceh utara	Matangkuli	Siren	18	6.000	8.000
68	Aceh utara	Matangkuli	Leubok pirak	15.2	4.000	4.000
69	Aceh utara	Matangkuli	Beuracan pirak	14.3	6.000	7.000
70	Aceh utara	Matangkuli	Blang kuta	15.1	3.000	6.000
71	Aceh utara	Matangkuli	Blang seupeng	13.6	3.000	5.000
72	Aceh utara	Matangkuli	Aron glp vii	23.9	12.000	28.000

Lanjutan Tabel 4.58 Waktu Datang dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Puncak Banjir (jam)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa			
73	Aceh utara	Matangkuli	Teupin keubeu	20.1	8.000	9.000
74	Aceh utara	Matangkuli	Tanjong babah krueng	20	7.000	9.000
75	Aceh utara	Matangkuli	Trieng teupin keubeu	20.8	8.000	20.000
76	Aceh utara	Matangkuli	Glumpang vii	22.9	11.000	28.000
77	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh glp vii	23.5	11.000	28.000
78	Aceh utara	Matangkuli	Meunasah punti	19.7	8.000	9.000
79	Aceh utara	Matangkuli	Punti glp vii	22.2	10.000	28.000
80	Aceh utara	Matangkuli	Matang mee	21.3	8.000	20.000
81	Aceh utara	Matangkuli	Jeumpa glp vii	22.2	10.000	28.000
82	Aceh utara	Matangkuli	Rayeuk glanglong	21.6	9.000	10.000
83	Aceh utara	Matangkuli	Tumpok peureulak	20.6	9.000	9.000
84	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah tuha	25.9	9.000	19.000
85	Aceh utara	Lhoksukon	Mata u	31	80.000	96.000
86	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rawa	24.9	8.000	20.000
87	Aceh utara	Lhoksukon	Mata ie	31.4	74.000	96.000
88	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee gunong	29.2	54.000	96.000
89	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah meucat	23.6	8.000	20.000
90	Aceh utara	Lhoksukon	Lhok sentang	28.4	31.000	96.000
91	Aceh utara	Lhoksukon	Meunye matang ubi	27.1	22.000	96.000
92	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan lsb	21.8	9.000	20.000
93	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee barat	22.2	10.000	20.000
94	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah teungoh lb	22.8	9.000	20.000
95	Aceh utara	Lhoksukon	Kelurahan kota lhoksukon	25.1	18.000	21.000
96	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah dayah lb	24.2	17.000	21.000
97	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ceubrek	25.1	19.000	42.000
98	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah geulinggang	24.1	16.000	21.000
99	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah blang	25.8	15.000	24.000
100	Aceh utara	Lhoksukon	Buket sentang	31.6	25.000	96.000
101	Aceh utara	Lhoksukon	P a n t e	28.1	21.000	51.000
102	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng matang ubi	26	20.000	50.000
103	Aceh utara	Lhoksukon	Alue buket	28.2	19.000	96.000
104	Aceh utara	Lhoksukon	Matang teungoh ab	22.8	19.000	50.000
105	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah nga lsk barat	22.4	9.000	20.000
106	Aceh utara	Lhoksukon	Geumata	25.6	17.000	21.000
107	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan ab	25.8	53.000	96.000
108	Aceh utara	Lhoksukon	Blang rubek	32.7	30.000	96.000

Lanjutan Tabel 4.58 Waktu Datang dan Puncak Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping* Atas

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Waktu Tiba Banjir (jam)	Waktu Puncak Banjir (jam)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa			
109	Aceh utara	Lhoksukon	Matang meunye	22.4	9.000	20.000
110	Aceh utara	Lhoksukon	Reudeup	30	25.000	96.000
111	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah pulo dolang	24.5	19.000	28.000
112	Aceh utara	Lhoksukon	R a m b o t	27.1	45.000	96.000
113	Aceh utara	Lhoksukon	Ranto	20.7	19.000	28.000
114	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah manyang	24.4	14.000	19.000
115	Aceh utara	Lhoksukon	Blang aman	36.7	35.000	96.000
116	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah cot usibak	32.5	30.000	96.000
117	Aceh utara	Lhoksukon	Matang pupanji	27	29.000	96.000
118	Aceh utara	Lhoksukon	Nga matang ubi	29.7	26.000	96.000
119	Aceh utara	Lhoksukon	Alue mudem	25.5	15.000	28.000
120	Aceh utara	Lhoksukon	Keutapang	25.1	20.000	28.000
121	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ara	29.5	26.000	96.000
122	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee tanoh	26.5	16.000	96.000
123	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah alue drien lb	29.5	21.000	28.000
124	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah mancang	29.2	26.000	96.000
125	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rayeuk	23.2	8.000	20.000
126	Aceh utara	Lhoksukon	Bintang hu	31.2	81.000	96.000
127	Aceh utara	Lhoksukon	Abeuk leupen	30	25.000	96.000
128	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah arongan ab	33.4	56.000	96.000
129	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah jok	25.3	15.000	22.000
130	Aceh utara	Lhoksukon	Leubok	30.3	27.000	96.000
131	Aceh utara	Lhoksukon	Cot ara	46.1	34.000	96.000
132	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng pantang	32	45.000	96.000
133	Aceh utara	Lhoksukon	Cot glumpang	31.4	31.000	96.000
134	Aceh utara	Baktiya barat	Pucok alue buket	33.2	71.000	96.000
135	Aceh utara	Baktiya barat	Cot usen	41	38.000	96.000
136	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek timur	36.6	50.000	96.000
137	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek barat	38.7	53.000	96.000
138	Aceh utara	Baktiya barat	Matang panyang	32.4	62.000	96.000
139	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek teungoh	38	50.000	96.000
140	Aceh utara	Lapang	Keureutoau	34.1	83.000	90.000

Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

Tabel 4.59
Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping Atas*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir Maksimum (m)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
1	Aceh utara	Paya bakong	Blang pante	1.6	1.459	6.294	41.956
2	Aceh utara	Paya bakong	Peureupok	8	2.432	0.013	27.369
3	Aceh utara	Paya bakong	Matang panyang	9	3.244	0.915	23.661
4	Aceh utara	Paya bakong	Cot tufah	6.7	2.258	0.259	27.786
5	Aceh utara	Paya bakong	Alue leukot	13.8	3.253	0.041	24.883
6	Aceh utara	Paya bakong	Alue being	9	1.054	0.188	27.399
7	Aceh utara	Paya bakong	Mampree	10	3.021	0.859	22.271
8	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda tek-tek	7.8	7.000	0.414	27.760
9	Aceh utara	Paya bakong	Pucok alue seuleumak	6.6	3.738	2.341	27.799
10	Aceh utara	Paya bakong	Nga	11.5	2.785	0.597	22.204
11	Aceh utara	Paya bakong	Lueng	5.7	6.481	3.213	27.730
12	Aceh utara	Paya bakong	Asan seuleumak	8.2	0.900	0.074	27.792
13	Aceh utara	Paya bakong	Buket pidie	14.9	2.426	0.146	18.994
14	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong drien	8.5	4.090	0.904	27.628
15	Aceh utara	Paya bakong	Kebun pirak	13.2	5.596	0.951	23.749
16	Aceh utara	Paya bakong	Paya meudru	13.8	4.639	0.315	20.204
17	Aceh utara	Paya bakong	Blang sialet	11.9	3.474	0.129	20.237
18	Aceh utara	Paya bakong	Buket guru	12.9	4.385	0.645	20.242
19	Aceh utara	Paya bakong	Ceumpeudak	11.3	3.687	0.462	22.060
20	Aceh utara	Paya bakong	Blang gunci	10.4	1.821	0.294	22.241
21	Aceh utara	Paya bakong	Keude paya bakong	11.1	0.987	0.054	22.275
22	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong beurunyong	11.3	2.365	0.120	22.279
23	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda pirak	12	1.612	0.073	18.657
24	Aceh utara	Paya bakong	Glumpang pirak	13.1	5.063	0.166	18.661

Lanjutan Tabel 4.59 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping Atas*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir Maksimum (m)
25	Aceh utara	Paya bakong	Blang ara	12.7	2.399	0.154	18.660
26	Aceh utara	Tanah luas	Plu pakam	10.5	3.838	0.232	27.811
27	Aceh utara	Tanah luas	Tumpok aceh	19	1.943	0.221	23.034
28	Aceh utara	Tanah luas	Hueng	24.7	1.513	0.286	6.643
29	Aceh utara	Tanah luas	Deng	25.3	2.998	0.210	6.642
30	Aceh utara	Tanah luas	Paya beurandang	26.1	4.382	0.067	6.640
31	Aceh utara	Tanah luas	Alue pangkat	26.1	2.269	0.009	6.641
32	Aceh utara	Cot girek	Beurandang dayah	23.2	2.185	0.091	11.379
33	Aceh utara	Cot girek	Seupeng	21.7	1.367	0.006	11.379
34	Aceh utara	Cot girek	Lhok reuhat	31	0.630	0.003	10.173
35	Aceh utara	Cot girek	Beurandang krueng	21.9	1.975	0.127	11.385
36	Aceh utara	Cot girek	Lueng baro	35.3	0.956	0.076	10.173
37	Aceh utara	Cot girek	Mns jeulikat	29.3	2.674	0.106	11.379
38	Aceh utara	Cot girek	Ara lsk selatan	28.2	3.081	0.060	11.379
39	Aceh utara	Pirak timu	Tanjong seurikui	14.8	3.267	0.393	19.261
40	Aceh utara	Pirak timu	Paya	19.5	1.010	0.225	11.386
41	Aceh utara	Pirak timu	Meunye tujoh	17.6	2.606	0.571	18.964
42	Aceh utara	Pirak timu	Ulee blang	18.3	0.706	0.934	15.205
43	Aceh utara	Pirak timu	Serdang	18.6	1.502	0.036	11.386
44	Aceh utara	Pirak timu	Bili baro	19.9	6.270	0.238	11.379
45	Aceh utara	Pirak timu	Ara tonton moncrang	17.6	2.106	1.830	12.232
46	Aceh utara	Pirak timu	Pucok alue pirak	17.8	2.211	0.426	15.215
47	Aceh utara	Pirak timu	Rayeuk pange	20.2	5.730	0.810	11.397
48	Aceh utara	Pirak timu	Krueng pirak	19.7	2.567	0.499	11.380
49	Aceh utara	Pirak timu	Alue bungkoh	16.4	4.807	0.304	15.194

Lanjutan Tabel 4.59 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping Atas*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir Maksimum (m)
50	Aceh utara	Pirak timu	Keutapang	24.6	2.392	0.326	11.385
51	Aceh utara	Pirak timu	Mns. Glumpang	21.6	5.433	0.045	11.398
52	Aceh utara	Pirak timu	Asan krueng kreh	23	4.687	0.015	11.398
53	Aceh utara	Pirak timu	Leupe	18.8	2.515	1.365	11.394
54	Aceh utara	Pirak timu	Teupin u	17.3	2.829	1.618	11.407
55	Aceh utara	Pirak timu	Ceumeucet	19.2	2.934	1.522	11.390
56	Aceh utara	Pirak timu	Beuracan rata	22.4	5.603	0.249	11.374
57	Aceh utara	Pirak timu	Bungong	20.8	4.977	1.456	11.397
58	Aceh utara	Pirak timu	Matang keh	19.4	4.189	1.642	11.397
59	Aceh utara	Pirak timu	Trieng krueng kreh	24	2.666	0.198	11.396
60	Aceh utara	Pirak timu	Rengkam	24.6	2.127	0.172	11.377
61	Aceh utara	Matangkuli	Matang peusangan	15.1	2.487	0.182	12.130
62	Aceh utara	Matangkuli	Pante pirak	16.9	2.569	0.620	11.986
63	Aceh utara	Matangkuli	Mesjid	16.4	3.207	0.184	11.984
64	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh pirak	19.2	2.186	0.164	11.988
65	Aceh utara	Matangkuli	Beuringen	19	3.863	0.525	11.971
66	Aceh utara	Matangkuli	Meunye pirak	17.5	4.456	0.419	11.933
67	Aceh utara	Matangkuli	Siren	18	3.212	0.426	11.923
68	Aceh utara	Matangkuli	Leubok pirak	15.2	1.002	0.501	12.267
69	Aceh utara	Matangkuli	Beuracan pirak	14.3	2.261	0.076	12.527
70	Aceh utara	Matangkuli	Blang kuta	15.1	3.102	0.222	16.851
71	Aceh utara	Matangkuli	Blang seupeng	13.6	3.733	0.279	20.197
72	Aceh utara	Matangkuli	Aron glp vii	23.9	4.239	0.104	6.669
73	Aceh utara	Matangkuli	Teupin keubeu	20.1	1.326	0.403	10.698
74	Aceh utara	Matangkuli	Tanjong babah krueng	20	4.187	0.457	10.708

Lanjutan Tabel 4.59 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping Atas*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir Maksimum (m)
75	Aceh utara	Matangkuli	Trieng teupin keubeu	20.8	1.138	0.870	8.494
76	Aceh utara	Matangkuli	Glumpang vii	22.9	3.041	0.104	6.670
77	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh glp vii	23.5	4.594	0.082	6.669
78	Aceh utara	Matangkuli	Meunasah punti	19.7	1.394	0.402	10.677
79	Aceh utara	Matangkuli	Punti glp vii	22.2	4.490	0.252	6.670
80	Aceh utara	Matangkuli	Matang mee	21.3	1.569	0.115	8.496
81	Aceh utara	Matangkuli	Jeumpa glp vii	22.2	2.193	0.204	6.670
82	Aceh utara	Matangkuli	Rayeuk glanglong	21.6	2.883	0.191	7.218
83	Aceh utara	Matangkuli	Tumpok peureulak	20.6	2.476	0.080	8.165
84	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah tuha	25.9	2.169	0.163	11.379
85	Aceh utara	Lhoksukon	Mata u	31	0.354	0.000	4.709
86	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rawa	24.9	5.221	0.432	11.373
87	Aceh utara	Lhoksukon	Mata ie	31.4	0.887	0.030	4.709
88	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee gunong	29.2	0.843	0.002	4.709
89	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah meucat	23.6	4.016	0.077	11.371
90	Aceh utara	Lhoksukon	Lhok sentang	28.4	3.495	0.025	4.709
91	Aceh utara	Lhoksukon	Meunye matang ubi	27.1	1.511	0.107	4.710
92	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan lsb	21.8	2.881	0.696	8.494
93	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee barat	22.2	4.989	0.010	8.491
94	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah teungoh lb	22.8	5.282	0.059	8.490
95	Aceh utara	Lhoksukon	Kelurahan kota lhoksukon	25.1	2.762	0.075	7.294
96	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah dayah lb	24.2	1.620	0.168	7.572
97	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ceubrek	25.1	1.758	0.194	5.291
98	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah geulinggang	24.1	4.853	0.258	7.843
99	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah blang	25.8	3.637	0.204	6.577

Lanjutan Tabel 4.59 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping Atas*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir Maksimum (m)
100	Aceh utara	Lhoksukon	Buket sentang	31.6	2.677	0.079	4.709
101	Aceh utara	Lhoksukon	P a n t e	28.1	2.474	0.038	5.073
102	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng matang ubi	26	2.479	0.047	5.073
103	Aceh utara	Lhoksukon	Alue buket	28.2	2.851	0.229	4.710
104	Aceh utara	Lhoksukon	Matang teungoh ab	22.8	3.687	0.061	5.073
105	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah nga lsk barat	22.4	4.425	0.324	8.487
106	Aceh utara	Lhoksukon	Geumata	25.6	2.499	0.289	7.817
107	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan ab	25.8	2.052	0.013	3.529
108	Aceh utara	Lhoksukon	Blang rubek	32.7	2.792	0.546	4.709
109	Aceh utara	Lhoksukon	Matang meunye	22.4	4.669	0.061	8.490
110	Aceh utara	Lhoksukon	Reudeup	30	2.367	0.084	4.709
111	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah pulo dolang	24.5	3.417	0.444	6.673
112	Aceh utara	Lhoksukon	R a m b o t	27.1	3.639	0.045	3.529
113	Aceh utara	Lhoksukon	Ranto	20.7	5.234	0.058	6.671
114	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah manyang	24.4	4.015	0.020	6.223
115	Aceh utara	Lhoksukon	Blang aman	36.7	1.635	0.087	4.709
116	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah cot usibak	32.5	2.119	0.080	4.709
117	Aceh utara	Lhoksukon	Matang pupanji	27	2.890	0.269	3.529
118	Aceh utara	Lhoksukon	Nga matang ubi	29.7	2.277	0.132	4.709
119	Aceh utara	Lhoksukon	Alue modem	25.5	5.252	0.031	6.668
120	Aceh utara	Lhoksukon	Keutapang	25.1	4.624	0.161	6.650
121	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ara	29.5	2.657	0.053	3.529
122	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee tanoh	26.5	1.673	0.139	4.712
123	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah alue drien lb	29.5	1.368	0.545	6.604
124	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah mancang	29.2	2.304	0.137	3.529

Lanjutan Tabel 4.59 Kedalaman Banjir, Elevasi Muka Air Banjir, Kecepatan Banjir Untuk Skenario Keruntuhan *Piping Atas*

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Elevasi Muka Air Banjir Maksimum (m)
125	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rayeuk	23.2	3.686	0.163	11.370
126	Aceh utara	Lhoksukon	Bintang hu	31.2	2.332	0.038	4.557
127	Aceh utara	Lhoksukon	Abeuk leupen	30	2.006	0.057	3.526
128	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah arongan ab	33.4	0.555	0.000	3.522
129	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah jok	25.3	1.751	0.344	6.307
130	Aceh utara	Lhoksukon	Leubok	30.3	1.527	0.143	3.526
131	Aceh utara	Lhoksukon	Cot ara	46.1	1.711	0.081	3.528
132	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng pantang	32	1.212	0.014	3.522
133	Aceh utara	Lhoksukon	Cot glumpang	31.4	1.298	0.061	3.525
134	Aceh utara	Baktiya barat	Pucok alue buket	33.2	1.642	0.006	4.709
135	Aceh utara	Baktiya barat	Cot usen	41	1.492	0.098	3.525
136	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek timur	36.6	2.210	0.024	3.527
137	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek barat	38.7	1.701	0.078	3.521
138	Aceh utara	Baktiya barat	Matang panyang	32.4	0.881	0.116	3.527
139	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek teungoh	38	2.155	0.202	3.525
140	Aceh utara	Lapang	Keureutoau	34.1	1.525	0.004	2.551

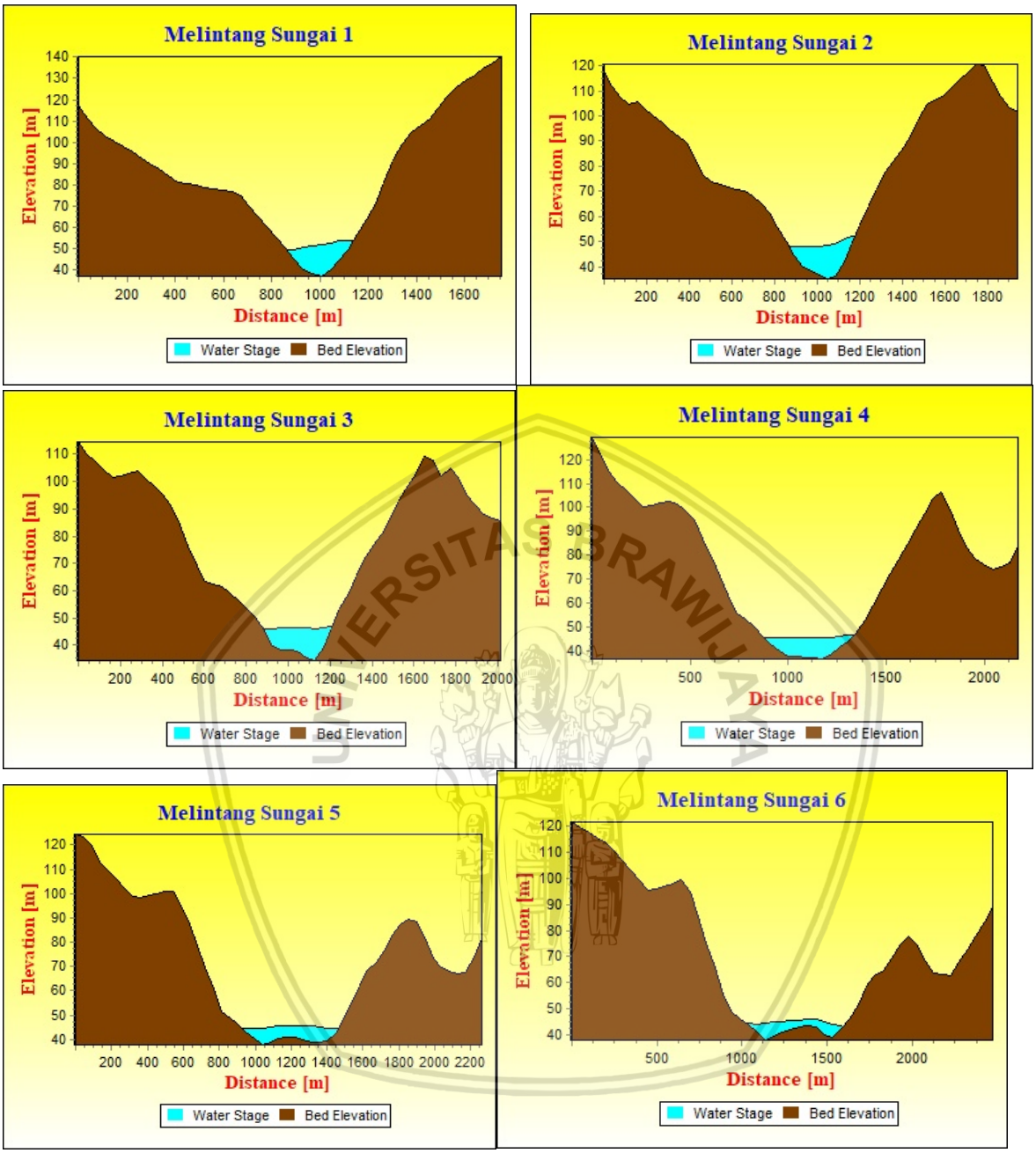
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

Dari hasil rekapitulasi pada tabel di atas waktu tiba banjir tercepat adalah 1 jam pada keruntuhan bendungan skenario *overtopping* yang terjadi di Desa Blang Pante dikarenakan jarak Desa Blang Pante dengan bendungan adalah yang paling dekat yaitu 1,6 km. Untuk kedalaman banjir maksimum dari semua skenario keruntuhan bendungan terjadi di Desa TGK Dibanda Tek-tek pada skenario keruntuhan bendungan akibat *overtopping* dengan tinggi 7,051 m. Kecepatan perambatan banjir paling maksimum dari semua skenario keruntuhan bendungan terjadi di Desa Blang Pante pada skenario keruntuhan bendungan akibat *overtopping* sebesar 7,138 m^2/det. Luas genangan banjir paling maksimum yang dihasilkan dari simulasi seluruh skenario keruntuhan Bendungan Keureuto ini adalah skenario keruntuhan bendungan akibat *overtopping* dengan luas sebesar 125,0187 km^2.

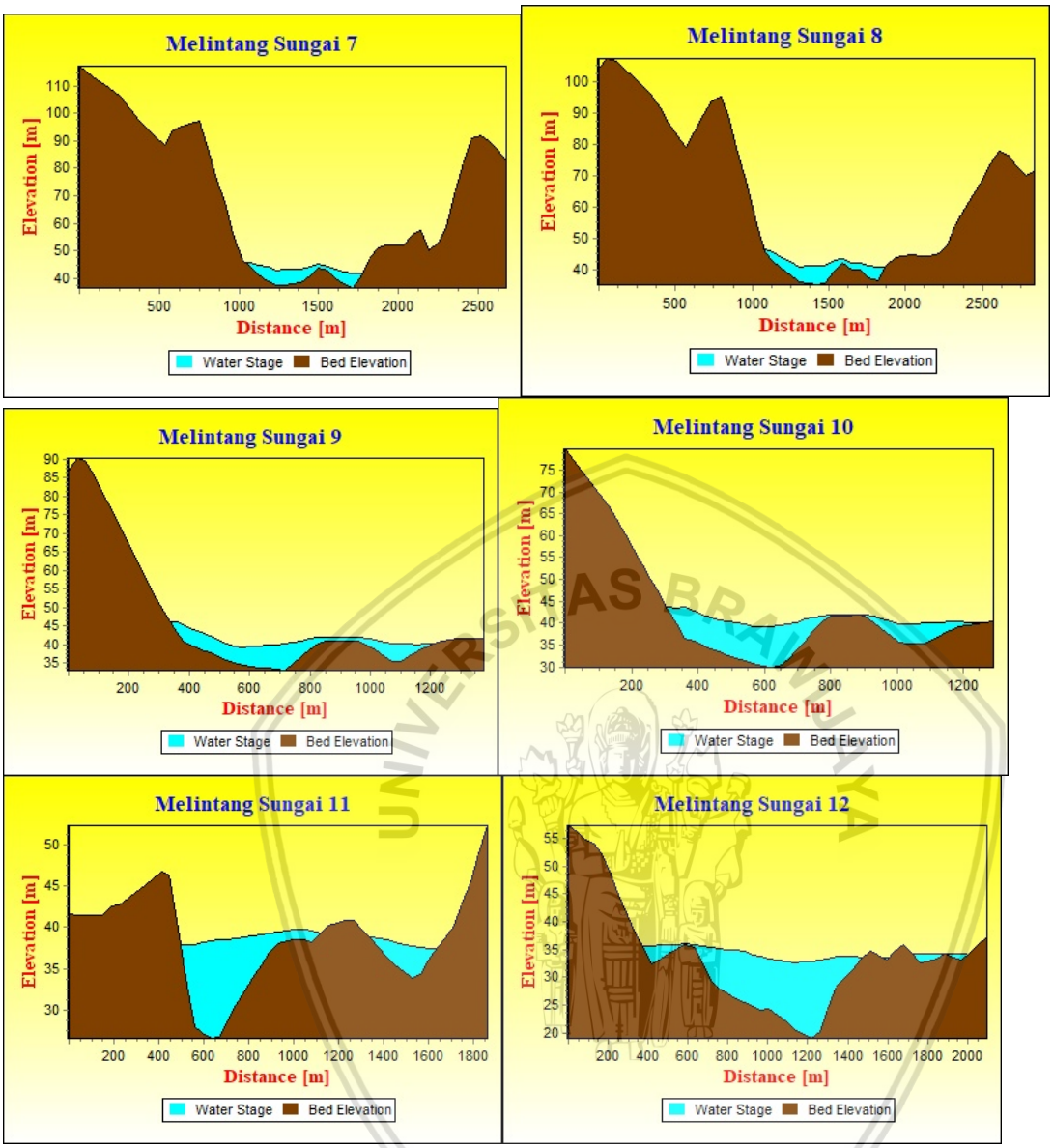
4.4.3 Data Banjir Untuk Pedoman Rencana Tindak Darurat

Dalam Undang-Undang Nomor 37 Tahun 2010 tentang Bendungan, disebutkan bahwa setiap bendungan di Indonesia wajib memiliki dokumen Rencana Tindak Darurat (RTD). Dari hasil seluruh simulasi keruntuhan yang dilakukan, skenario simulasi keruntuhan yang paling parah bila terjadi adalah skenario *overtopping* pada saat muka air waduk setinggi banjir desain dimana inflow hidrograf sama dengan banjir rencana.

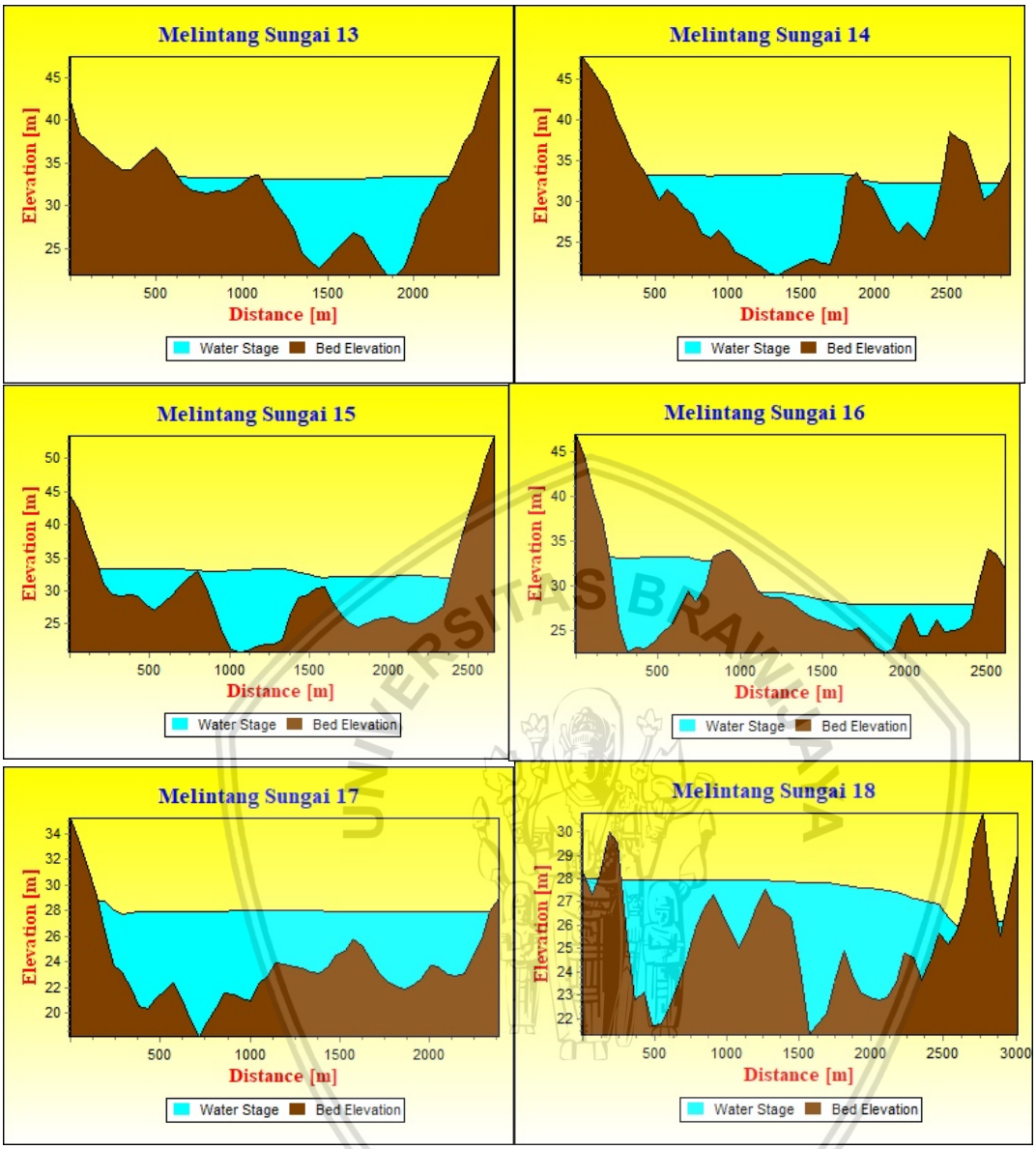
Untuk gambar profil banjir potongan melintang as sungai skenario *piping* atas dapat dilihat di bawah ini.



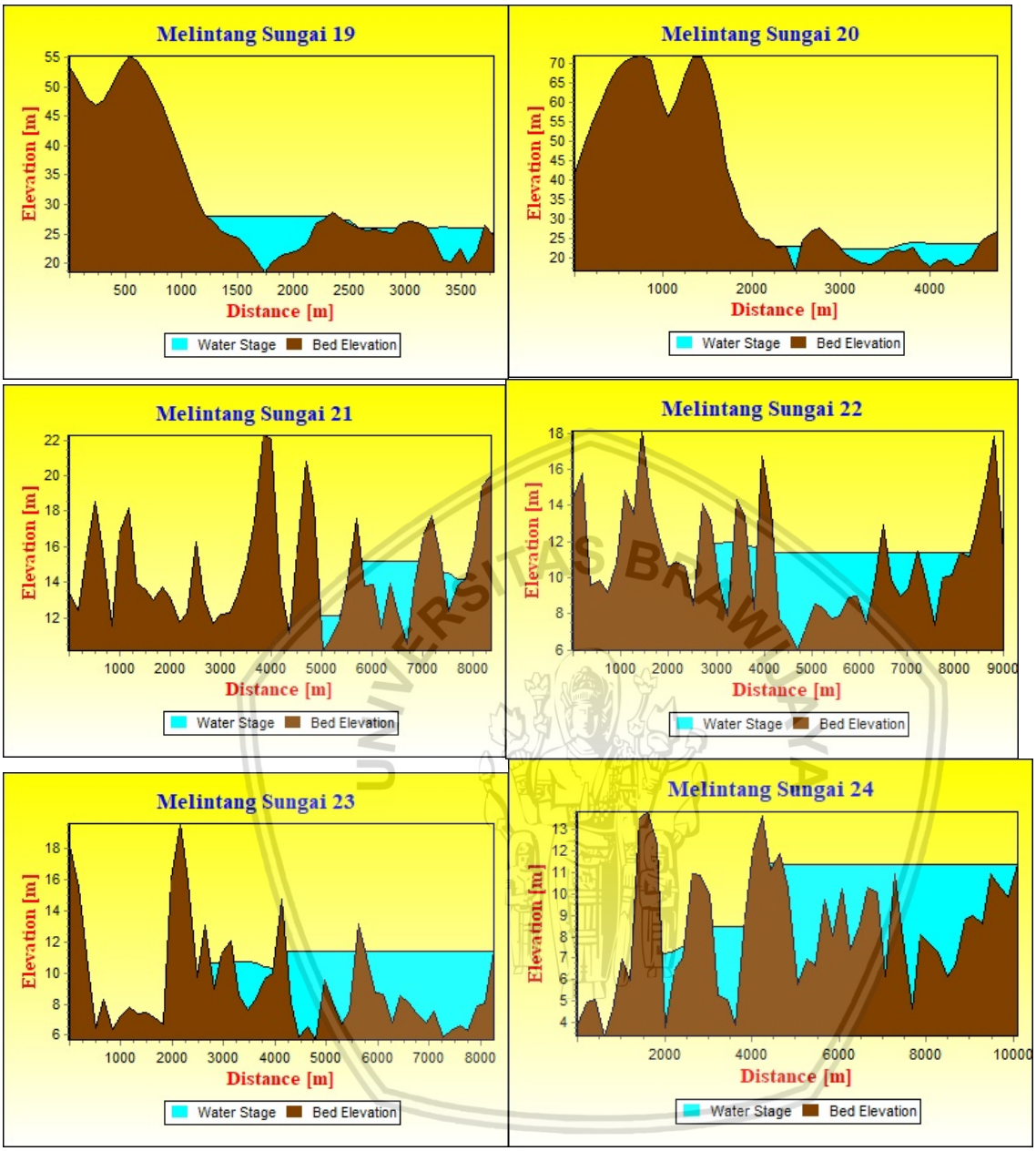
Gambar 4.107 Profil Banjir Potongan Melintang 1-6 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



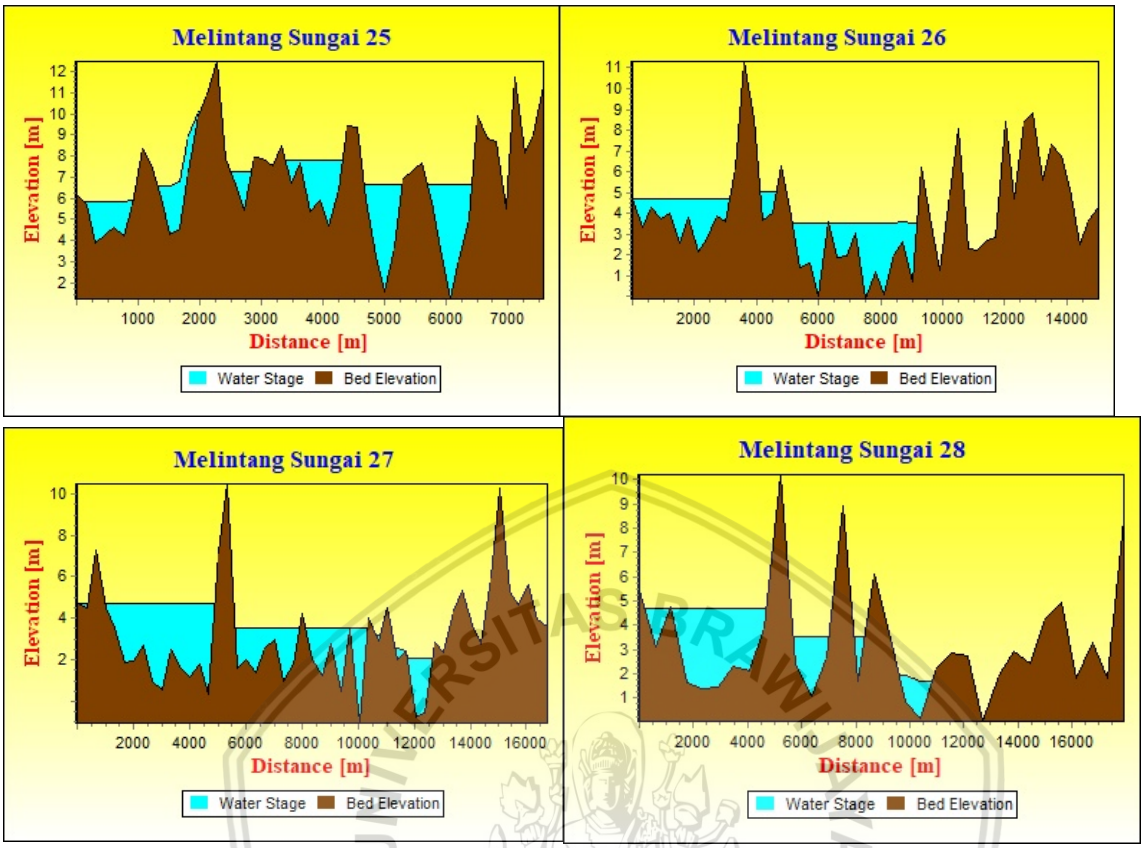
Gambar 4.108 Profil Banjir Potongan Melintang 7-12 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.109 Profil Banjir Potongan Melintang 13-18 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.110 Profil Banjir Potongan Melintang 19-24 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018



Gambar 4.111 Profil Banjir Potongan Melintang 25-28 As Sungai Keruntuhan Bendungan Keureuto Skenario *Piping* Atas
Sumber: *Running Software* Zhong Xing HY21, 2018

4.5 Rencana Tindak Darurat Keruntuhan Bendungan Keureuto

Dalam Peraturan Pemerintah No. 37 Tahun 2010 tentang Bendungan menyatakan bahwa setiap bendungan yang terdapat di Indonesia harus memiliki Dokumen Rencana Tindak Darurat (RTD). Dokumen Rencana Tindak Darurat (RTD) berfungsi untuk mencegah terjadinya hal – hal yang tidak diinginkan, yang ditimbulkan akibat keruntuhan bendungan. Serta dapat mempercepat tindakan yang efektif dan efisien untuk menangulangi keruntuhan bendungan, berdasarkan analisa yang telah dilaksanakan bahwa kondisi *overtopping* memiliki potensi paling besar apabila Bendungan Keureuto akan mengalami keruntuhan.

4.5.1 Deteksi Keadaan Darurat

4.5.1.1 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 dibawah, perlu dilakukan tindakan-tindakan pengamanan bendungan, antara lain sebagai berikut:

- **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.
- **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.
- **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.
- **Sabotase:** Apabila telah ada ancaman perusakan bendungan atau telah terjadi perusakan bendungan, tindakan yang harus dilakukan adalah segera mengamankan bendungan dan melaporkan kepada kepolisian.

4.5.1.2 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 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.

- **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 di ambil 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.
- **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.
- **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.
- **Kegagalan karena peluapan (*overtopping*):** Peluapan pada bendungan urugan akan menimbulkan erosi pada puncak bendungan. Setelah erosi mulai terjadi, sulit untuk dihentikan.

4.5.1.3 Evaluasi Dan Klasifikasi Keadaan Darurat

Seperti penjelasan diawal, tingkat respon tindak darurat bendungan diklasifikasi menjadi tiga tingkat kondisi atau status, yaitu:

a. Kondisi waspada
b. Kondisi siaga

c. Kondisi awas

Dibawah akan dijelaskan mengenai tingkat kondisi bendungan dan indikasi ancamannya terhadap keamanan bendungan. Sebelum problem 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.

4.5.1.3.1 Kondisi Abnormal

Secara umum kondisi abnormal adalah suatu keadaan dimana perilaku bendungan menyimpang dari perilaku normal atau perilaku yang direncanakan. Kondisi abnormal belum termasuk dalam keadaan darurat, namun apabila kondisi ini dibiarkan terus menerus dapat berkembang menjadi problem yang berpotensi menjadi ancaman keamanan bendungan. Dibawah disajikan deteksi kondisi abnormal berdasar adanya anomali data hasil pembacaan instrumentasi bendungan.

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

Apabila salah satu dari indikasi tersebut di atas terdeteksi di lapangan, petugas lapangan harus segera meningkatkan metode pemantauan bendungan dari pemanatuan normal menjadi pemantauan intensif. Disamping itu harus segera mengundang Ahli bendungan dari kantor pemilik/pengelola bendungan untuk melakukan pemeriksaan, mendokumentasikan, dan mengevaluasi untuk menetapkan perlutidaknya perbaikan atau tindak lanjut lainnya. Untuk setiap bendungan, indikasi tersebut mungkin dapat berbeda tergantung pada tipe dan kondisi bendungan yang bersangkutan. Termasuk dalam kedaan abnormal adalah kejadian luar biasa seperti terjadinya : gempa bumi, hujan badai, dan angin puting beliung.

4.5.1.3.2 Kondisi Waspada

Kondisi waspada mulai diberlakukan apabila di bendungan telah terdeteksi adanya problem yang memerlukan tindakan lanjutan berupa pemantauan secara terus menerus (*constant*) atau tindakan perbaikan segera. Penanganan problem dilakukan oleh staf pengelola bendungan. Pada kondisi ini problem yang muncul masih berkembang lambat dan

diperkirakan belum akan terjadi keruntuhan bendungan. Berdasar hasil pemeriksaan dan evaluasi Ahli bendungan, problem yang muncul diyakini dapat di atasi. Setelah bendungan memasuki kondisi waspada:

- Lakukan pemantauan intensif terhadap situasi yang terjadi,
- Segera lakukan tindakan koreksi/perbaikan.
- Kepala Pengelola bendungan sebagai Pemimpin pelaksanaan RTD
- Harus melaksanakan prosedur laporan dan pemberitahuan Harus mengusahakan dengan segala cara untuk memobilisasi personil untuk mengendalikan situasi ini.
- Memimpin langsung pelaksanaan pemantauan dan perbaikan yang perlu dilakukan secara cepat.

Kondisi waspada dapat dideteksi dari munculnya indikasi ancaman keamanan bendungan sebagai berikut:

1. Didih pasir kecil dengan aliran agak keruh atau kotor (*cloudy or dirty*) di lereng hilir tubuh bendungan atau di hilir kaki tubuh bendungan, atau aliran lumpur di hilir tubuh bendungan, munculnya aliran buluh (*piping*) atau daerah basah.
2. Adanya peningkatan debit rembesan atau debit bocoran yang cukup signifikan, rembesan yang keruh, munculnya didih pasir.
3. Rembesan di sekeliling konduit.
4. Lubang benam (*sink hole*) dengan aliran rembesan yang muncul di tubuh bendungan atau di hilir kaki bendungan.
5. Longsoran yang berakibat penurunan puncak bendungan, atau longsoran yang berkembang membesar.
6. Retakan dan pergeseran struktur beton.
7. Terjadinya limpasan air lewat pelimpah darurat (pelimpah darurat berfungsi untuk peningkatan keamanan bendungan, misal : untuk antisipasi bila pintu pelimpah macet,datangnya banjir yang melampaui banjir desain).
8. Keluaran air waduk yang besar yang diperkirakan akan melampaui kapasitas palungsungai di hilir/menimbulkan banjir di pemukiman.

4.5.1.3.3 Kondisi Siaga

Kondisi siaga diberlakukan apabila problem yang terdeteksi pada kondisi waspada berkembang terus (*progresif*) menjadi lebih memburuk atau berdasar evaluasi Ahli bendungan, problem yang ada sulit diatasi (keberhasilan penanganan sekitar 50%). Pada

kondisi ini belum ada bahaya langsung, tetapi apabila problem berkembang terus, diperkirakan dapat terjadi keruntuhan bendungan. Kepala Pengelola bendungan sebagai Pemimpin pelaksanaan RTD:

- Harus terus melakukan upaya-upaya perbaikan.
- Menurunkan muka air waduk (bila mungkin).
- Bertanggung jawab terhadap pelaksanaan perbaikan dan tindakan darurat tertentu, seperti pembukaan dan penutupan pintu pelimpah, pintu intake, pintu darurat, perbaikan terhadap kerusakan yang terjadi, penurunan muka air waduk dan tindakan lain yang diperlukan.
- Segera melapor / menyampaikan pemberitahuan mengenai kondisi bendungan kepada Dirjen SDA, KKB/Balai Bendungan, Direktur Bina OP SDA, Kepala Pengelola Wilayah Sungai yang bersangkutan, Pengelola bendungan lain yang berada dalam satu sungai yang sama.
- Segera melapor / menyampaikan pemberitahuan kepada Walikota Sabang yang bersangkutan, BPBD, Kepolisian, dan pihak-pihak terkait lain sesuai dengan bagan alir laporan dan pemberitahuan dalam RTD untuk menyampaikan peringatan dini dan melakukan persiapan evakuasi.

Instansi dan lembaga yang terlibat dalam pelaksanaan RTD/penanggulangan bencana, dibawah pengkoordinasian BPBD :

- Mulai menyampaikan peringatan dini kepada penduduk.
- Melakukan persiapan evakuasi;
- Bila perlu, mulai melakukan evakuasi terhadap sebagian penduduk (*partial evacuation*) yang berisiko sangat tinggi, yaitu penduduk yang tinggal di dataran banjir di dekat bendungan dan penduduk yang memiliki tingkat kerentanan tinggi.

Kondisi siaga dapat di deteksi dari munculnya indikasi ancaman keamanan Bendungan, sebagai berikut:

1. Didih pasir besar, bertambahnya ukuran dan laju alirannya, khususnya bila alirannya mengandung lumpur.
2. Perkembangan rembesan yang cukup besar, khususnya dengan aliran mengandung lumpur.
3. Longsoran dengan massa material besar yang merusak puncak bendungan dan terus berkembang.
4. Lubang benam disertai keluaran air yang mengandung lumpur.

5. Retakan besar, pergeseran atau kegagalan pada struktur beton utama yang merupakan bagian yang terpisahkan dengan tubuh bendungan.
6. Naiknya muka air waduk mendekati puncak bendungan.
7. Luapan pada bagian bendungan di luar pelimpah.

4.5.1.3.4. Kondisi Awas

Sebutan "Kondisi Awas" adalah suatu keadaan yang diperkiran bendungan akan segera runtuh dan air waduk akan keluar tanpa dapat dikendalikan, atau telah terjadi keruntuhan atau terjadi ancaman banjir di bendungan (kemungkinan overtopping). Apabila upaya-upaya perbaikan yang dilakukan pada keadaan siaga tidak berhasil atau dinilai tidak akan berhasil dan diperkirakan bendungan akan segera runtuh, atau terjadi ancaman banjir di bendungan, tindakan pertama yang harus segera dilakukan oleh Pemimpin pelaksanaan RTD adalah :

- Segera menyampaikan laporan/pemberitahuan kepada Walikota, BPBD, Kepolisian dan pihak-pihak terkait lain sesuai dengan bagan alir dalam RTD untuk memberi peringatan dini kepada penduduk dan melaksanakan evakuasi penduduk di daerah potensi genangan banjir.
- Segera melapor / menyampaikan pemberitahuan mengenai kondisi bendungan kepada Dirjen SDA, KKB/Balai Bendungan, Direktur Bina OP SDA, Kepala Pengelola WilayahSungai yang bersangkutan, Pengelola bendungan lain yang berada dalam satu sungai yang sama.

Instansi dan lembaga yang terlibat dalam pelaksanaan RTD/penanggulangan bencana, dibawah pengkoordinasian BPBD:

- Menyampaikan peringatan dini kepada penduduk;
- Melakukan evakuasi penduduk yang tinggal di daerah genangan banjir potensi keruntuhan bendungan.

Kondisi awas dapat dideteksi dari munculnya indikasi ancaman keamanan bendungan sebagai berikut:

1. Berkembangnya didih pasir secara cepat (ukuran/laju aliran), munculnya didih pasir baru di dekat didih pasir sebelumnya khususnya bila ukurannya cukup besar, alirannya mengandung lumpur.
2. Berkembangnya rembesan secara cepat, khususnya dengan aliran mengandung lumpur.

3. Longsoran dengan massa material besar yang berakibat turunnya puncak bendunganhingga mendekati elevasi permukaan air waduk, atau rembesan yang cukup besar pada daerah longsoran.
4. Penurunan (*settlement*) yang diperkirakan telah mengakibatkan turunnya muka air waduk.
5. Retakan yang berkembang hingga mencapai elevasi muka air waduk.
6. Pergerakan yang cukup besar atau kegagalan/kerusakan struktur beton yang menyatu dengan tubuh bendungan.
7. Luapan air waduk lewat (*overtopping*) pada bendungan urugan.
8. Keluaran air dari waduk yang tak terkendali.

4.5.2. Klasifikasi Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan

Kelas bahaya bendungan atau kelas bahaya daerah hilir bendungan adalah peringkat bahaya bendungan yang ditentukan berdasarkan jumlah Penduduk terkena Resiko (PenRis) akibat banjir yang terjadi karena kegagalan struktur bendungan, baik sebagian maupun seluruhnya. Berdasarkan peraturan yang mengikat ketentuan tentang bahaya banjir akibat keruntuhan bendungan di Indonesia, yaitu terhadap Surat Keputusan Dirjen SDA Nomor 257/KPTS/D/2011, tentang Pedoman Klasifikasi Bahaya Bendungan, maka penentuan tingkat klasifikasi bahaya banjir direlatifkan pada setiap daerah terdampaknya, yaitu dengan mempertimbangkan parameter jarak terhadap bendungan dan jumlah jiwa yang terdapat di dalam wilayah tersebut yang mana dalam hal ini diklasifikasikan sebagai Penduduk terkena Resiko.

Seperti yang dijelaskan pada Bab II tentang penetapan tingkat klasifikasi bahaya bendungan PenRis dapat diidentifikasi dari peta genangan banjir keruntuhan hasil *running software* Zhong Xing HY21. Berikut hasil ketentuan penentuan tingkat klasifikasi bahaya banjir terhadap daerah terdampak akibat kerutuhan Bendungan Keureuto hasil *running* skenario keruntuhan.

Tabel 4.60
Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah Penduduk Terkena Resiko (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				
1	Aceh utara	Paya bakong	Blang pante	1.6	263	4	Bahaya Sangat Tinggi
2	Aceh utara	Paya bakong	Peureupok	8	292	4	Bahaya Sangat Tinggi
3	Aceh utara	Paya bakong	Matang panyang	9	632	4	Bahaya Sangat Tinggi
4	Aceh utara	Paya bakong	Cot tufah	6.7	370	4	Bahaya Sangat Tinggi
5	Aceh utara	Paya bakong	Alue leukot	13.8	632	4	Bahaya Sangat Tinggi
6	Aceh utara	Paya bakong	Alue being	9	239	4	Bahaya Sangat Tinggi
7	Aceh utara	Paya bakong	Mampree	10	163	4	Bahaya Sangat Tinggi
8	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda tek-tek	7.8	470	4	Bahaya Sangat Tinggi
9	Aceh utara	Paya bakong	Pucok alue seuleumak	6.6	416	4	Bahaya Sangat Tinggi
10	Aceh utara	Paya bakong	Nga	11.5	242	4	Bahaya Sangat Tinggi
11	Aceh utara	Paya bakong	Lueng	5.7	287	4	Bahaya Sangat Tinggi
12	Aceh utara	Paya bakong	Asan seuleumak	8.2	672	4	Bahaya Sangat Tinggi
13	Aceh utara	Paya bakong	Buket pidie	14.9	534	4	Bahaya Sangat Tinggi
14	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong drien	8.5	299	4	Bahaya Sangat Tinggi
15	Aceh utara	Paya bakong	Kebun pirak	13.2	193	4	Bahaya Sangat Tinggi
16	Aceh utara	Paya bakong	Paya meudru	13.8	170	4	Bahaya Sangat Tinggi
17	Aceh utara	Paya bakong	Blang sialet	11.9	656	4	Bahaya Sangat Tinggi
18	Aceh utara	Paya bakong	Buket guru	12.9	224	4	Bahaya Sangat Tinggi
19	Aceh utara	Paya bakong	Ceumpeudak	11.3	287	4	Bahaya Sangat Tinggi
20	Aceh utara	Paya bakong	Blang gunci	10.4	319	4	Bahaya Sangat Tinggi
21	Aceh utara	Paya bakong	Keude paya bakong	11.1	169	4	Bahaya Sangat Tinggi
22	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong beurunyong	11.3	301	4	Bahaya Sangat Tinggi
23	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda pirak	12	392	4	Bahaya Sangat Tinggi
24	Aceh utara	Paya bakong	Glumpang pirak	13.1	272	4	Bahaya Sangat Tinggi

257

Lanjutan Tabel 4.60 Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah Penduduk Terkena Resiko (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
25	Aceh utara	Paya bakong	Blang ara	12.7	293	4	Bahaya Sangat Tinggi
26	Aceh utara	Tanah luas	Plu pakam	10.5	226	4	Bahaya Sangat Tinggi
27	Aceh utara	Tanah luas	Tumpok aceh	19	114	4	Bahaya Sangat Tinggi
28	Aceh utara	Tanah luas	Hueng	24.7	326	3	Bahaya Tinggi
29	Aceh utara	Tanah luas	Deng	25.3	330	3	Bahaya Tinggi
30	Aceh utara	Tanah luas	Paya beurandang	26.1	376	3	Bahaya Tinggi
31	Aceh utara	Tanah luas	Alue pangkat	26.1	109	3	Bahaya Tinggi
32	Aceh utara	Cot girek	Beurandang dayah	23.2	372	3	Bahaya Tinggi
33	Aceh utara	Cot girek	Seupeng	21.7	191	3	Bahaya Tinggi
34	Aceh utara	Cot girek	Lhok reuhat	31	353	3	Bahaya Tinggi
35	Aceh utara	Cot girek	Beurandang krueng	21.9	434	3	Bahaya Tinggi
36	Aceh utara	Cot girek	Lueng baro	35.3	228	3	Bahaya Tinggi
37	Aceh utara	Cot girek	Mns jeulikat	29.3	190	3	Bahaya Tinggi
38	Aceh utara	Cot girek	Ara lsk selatan	28.2	353	3	Bahaya Tinggi
39	Aceh utara	Pirak timu	Tanjong seurikui	14.8	215	4	Bahaya Sangat Tinggi
40	Aceh utara	Pirak timu	Paya	19.5	345	4	Bahaya Sangat Tinggi
41	Aceh utara	Pirak timu	Meunye tujoh	17.6	741	4	Bahaya Sangat Tinggi
42	Aceh utara	Pirak timu	Ulee blang	18.3	702	4	Bahaya Sangat Tinggi
43	Aceh utara	Pirak timu	Serdang	18.6	426	4	Bahaya Sangat Tinggi
44	Aceh utara	Pirak timu	Bili baro	19.9	266	4	Bahaya Sangat Tinggi
45	Aceh utara	Pirak timu	Ara tonton moncrang	17.6	266	4	Bahaya Sangat Tinggi
46	Aceh utara	Pirak timu	Pucok alue pirak	17.8	306	4	Bahaya Sangat Tinggi
47	Aceh utara	Pirak timu	Rayeuk pange	20.2	531	3	Bahaya Tinggi
48	Aceh utara	Pirak timu	Krueng pirak	19.7	253	4	Bahaya Sangat Tinggi
49	Aceh utara	Pirak timu	Alue bungkoh	16.4	786	4	Bahaya Sangat Tinggi

Lanjutan Tabel 4.60 Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah Penduduk Terkena Resiko (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
50	Aceh utara	Pirak timu	Keutapang	24.6	153	3	Bahaya Tinggi
51	Aceh utara	Pirak timu	Mns. Glumpang	21.6	198	3	Bahaya Tinggi
52	Aceh utara	Pirak timu	Asan krueng kreh	23	294	3	Bahaya Tinggi
53	Aceh utara	Pirak timu	Leupe	18.8	394	4	Bahaya Sangat Tinggi
54	Aceh utara	Pirak timu	Teupin u	17.3	459	4	Bahaya Sangat Tinggi
55	Aceh utara	Pirak timu	Ceumeucet	19.2	255	4	Bahaya Sangat Tinggi
56	Aceh utara	Pirak timu	Beuracan rata	22.4	59	2	Bahaya Sedang
57	Aceh utara	Pirak timu	Bungong	20.8	249	3	Bahaya Tinggi
58	Aceh utara	Pirak timu	Matang keh	19.4	341	4	Bahaya Sangat Tinggi
59	Aceh utara	Pirak timu	Trieng krueng kreh	24	111	3	Bahaya Tinggi
60	Aceh utara	Pirak timu	Rengkam	24.6	205	3	Bahaya Tinggi
61	Aceh utara	Matangkuli	Matang peusangan	15.1	240	4	Bahaya Sangat Tinggi
62	Aceh utara	Matangkuli	Pante pirak	16.9	146	4	Bahaya Sangat Tinggi
63	Aceh utara	Matangkuli	Mesjid	16.4	417	4	Bahaya Sangat Tinggi
64	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh pirak	19.2	225	4	Bahaya Sangat Tinggi
65	Aceh utara	Matangkuli	Beuringen	19	293	4	Bahaya Sangat Tinggi
66	Aceh utara	Matangkuli	Meunye pirak	17.5	113	4	Bahaya Sangat Tinggi
67	Aceh utara	Matangkuli	Siren	18	215	4	Bahaya Sangat Tinggi
68	Aceh utara	Matangkuli	Leubok pirak	15.2	167	4	Bahaya Sangat Tinggi
69	Aceh utara	Matangkuli	Beuracan pirak	14.3	238	4	Bahaya Sangat Tinggi
70	Aceh utara	Matangkuli	Blang kuta	15.1	244	4	Bahaya Sangat Tinggi
71	Aceh utara	Matangkuli	Blang seupeng	13.6	178	4	Bahaya Sangat Tinggi
72	Aceh utara	Matangkuli	Aron glp vii	23.9	288	3	Bahaya Tinggi
73	Aceh utara	Matangkuli	Teupin keubeu	20.1	461	3	Bahaya Tinggi
74	Aceh utara	Matangkuli	Tanjong babah krueng	20	244	4	Bahaya Sangat Tinggi

Lanjutan Tabel 4.60 Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah Penduduk Terkena Resiko (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
75	Aceh utara	Matangkuli	Trieng teupin keubeu	20.8	461	3	Bahaya Tinggi
76	Aceh utara	Matangkuli	Glumpang vii	22.9	418	3	Bahaya Tinggi
77	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh glp vii	23.5	272	3	Bahaya Tinggi
78	Aceh utara	Matangkuli	Meunasah punti	19.7	706	4	Bahaya Sangat Tinggi
79	Aceh utara	Matangkuli	Punti glp vii	22.2	229	3	Bahaya Tinggi
80	Aceh utara	Matangkuli	Matang mee	21.3	155	3	Bahaya Tinggi
81	Aceh utara	Matangkuli	Jeumpa glp vii	22.2	527	3	Bahaya Tinggi
82	Aceh utara	Matangkuli	Rayeuk glanglong	21.6	550	3	Bahaya Tinggi
83	Aceh utara	Matangkuli	Tumpok peureulak	20.6	426	3	Bahaya Tinggi
84	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah tuha	25.9	340	3	Bahaya Tinggi
85	Aceh utara	Lhoksukon	Mata u	31	172	3	Bahaya Tinggi
86	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rawa	24.9	232	3	Bahaya Tinggi
87	Aceh utara	Lhoksukon	Mata ie	31.4	260	3	Bahaya Tinggi
88	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee gunong	29.2	351	3	Bahaya Tinggi
89	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah meucat	23.6	166	3	Bahaya Tinggi
90	Aceh utara	Lhoksukon	Lhok sentang	28.4	353	3	Bahaya Tinggi
91	Aceh utara	Lhoksukon	Meunye matang ubi	27.1	1086	4	Bahaya Sangat Tinggi
92	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan lsb	21.8	711	3	Bahaya Tinggi
93	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee barat	22.2	333	3	Bahaya Tinggi
94	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah teungoh lb	22.8	918	3	Bahaya Tinggi
95	Aceh utara	Lhoksukon	Kelurahan kota lhoksukon	25.1	2582	4	Bahaya Sangat Tinggi
96	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah dayah lb	24.2	1663	3	Bahaya Tinggi
97	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ceubrek	25.1	1160	4	Bahaya Sangat Tinggi
98	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah geulinggang	24.1	607	3	Bahaya Tinggi
99	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah blang	25.8	1240	4	Bahaya Sangat Tinggi

Lanjutan Tabel 4.60 Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah Penduduk Terkena Resiko (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
100	Aceh utara	Lhoksukon	Buket sentang	31.6	128	3	Bahaya Tinggi
101	Aceh utara	Lhoksukon	P a n t e	28.1	628	3	Bahaya Tinggi
102	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng matang ubi	26	978	3	Bahaya Tinggi
103	Aceh utara	Lhoksukon	Alue buket	28.2	1420	4	Bahaya Sangat Tinggi
104	Aceh utara	Lhoksukon	Matang teungoh ab	22.8	629	3	Bahaya Tinggi
105	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah nga lsk barat	22.4	473	3	Bahaya Tinggi
106	Aceh utara	Lhoksukon	Geumata	25.6	876	3	Bahaya Tinggi
107	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan ab	25.8	1022	4	Bahaya Sangat Tinggi
108	Aceh utara	Lhoksukon	Blang rubek	32.7	391	3	Bahaya Tinggi
109	Aceh utara	Lhoksukon	Matang meunye	22.4	229	3	Bahaya Tinggi
110	Aceh utara	Lhoksukon	Reudeup	30	1576	4	Bahaya Sangat Tinggi
111	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah pulo dolang	24.5	181	3	Bahaya Tinggi
112	Aceh utara	Lhoksukon	R a m b o t	27.1	901	3	Bahaya Tinggi
113	Aceh utara	Lhoksukon	Ranto	20.7	686	3	Bahaya Tinggi
114	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah manyang	24.4	656	3	Bahaya Tinggi
115	Aceh utara	Lhoksukon	Blang aman	36.7	335	3	Bahaya Tinggi
116	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah cot usibak	32.5	478	3	Bahaya Tinggi
117	Aceh utara	Lhoksukon	Matang pupanji	27	222	3	Bahaya Tinggi
118	Aceh utara	Lhoksukon	Nga matang ubi	29.7	1614	4	Bahaya Sangat Tinggi
119	Aceh utara	Lhoksukon	Alue mudem	25.5	545	3	Bahaya Tinggi
120	Aceh utara	Lhoksukon	Keutapang	25.1	456	3	Bahaya Tinggi
121	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ara	29.5	621	3	Bahaya Tinggi
122	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee tanoh	26.5	728	3	Bahaya Tinggi
123	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah alue drien lb	29.5	678	3	Bahaya Tinggi
124	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah mancang	29.2	683	3	Bahaya Tinggi

Lanjutan Tabel 4.60 Klasifikasi Daerah Bahaya Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Keureuto

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Jumlah Penduduk Terkena Resiko (jiwa)	Tingkat Bahaya	Keterangan
125	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rayeuk	23.2	211	3	Bahaya Tinggi
126	Aceh utara	Lhoksukon	Bintang hu	31.2	1298	4	Bahaya Sangat Tinggi
127	Aceh utara	Lhoksukon	Abeuk leupen	30	183	3	Bahaya Tinggi
128	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah arongan ab	33.4	215	3	Bahaya Tinggi
129	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah jok	25.3	632	3	Bahaya Tinggi
130	Aceh utara	Lhoksukon	Leubok	30.3	467	3	Bahaya Tinggi
131	Aceh utara	Lhoksukon	Cot ara	46.1	274	3	Bahaya Tinggi
132	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng pantang	32	810	3	Bahaya Tinggi
133	Aceh utara	Lhoksukon	Cot glumpang	31.4	174	3	Bahaya Tinggi
134	Aceh utara	Baktiya barat	Pucok alue buket	33.2	211	3	Bahaya Tinggi
135	Aceh utara	Baktiya barat	Cot usen	41	160	3	Bahaya Tinggi
136	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek timur	36.6	1582	4	Bahaya Sangat Tinggi
137	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek barat	38.7	1035	4	Bahaya Sangat Tinggi
138	Aceh utara	Baktiya barat	Matang panyang	32.4	1114	4	Bahaya Sangat Tinggi
139	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek teungoh	38	344	3	Bahaya Tinggi
140	Aceh utara	Lapang	Keureutoau	34.1	440	3	Bahaya Tinggi

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Penentuan kriteria klasifikasi tingkat bahaya bendungan dapa dilihat pada Tabel Matriks Jumlah Penduduk (Orang) Terkena Risiko Keruntuhan Bendungan Untuk Masing-masing Kelas Bahaya Bendungan. Perlvu diketahui bahwa acuan klasifikasi tingkat bahaya banjir tersebut hanya berhubungan dengan jiwa manusia yang terancam bahaya, bukan perkiraan korban jiwa. Berdasarkan Tabel 4.65 semua desa di dalam berbagai kecamatan terklarifikasi sebagai daerah dengan 3 tingkat bahaya yaitu sedang, tinggi dan sangat tinggi.

4.5.3 Jalur Evakuasi dan Titik Aman Evakuasi

Berdasarkan hasil simulasi di atas, maka dapat dapat disimpulkan bahwa skenario yang terburuk akibat keruntuhan Bendungan Kuningan adalah skenario *piping* dasar muka air banjir. Dengan demikian, yang di gunakan sebagai peta banjir sebagai panduan penyusunan peta evakuasi dalam Pedoman Rencana Tindak Darurat Bendungan Keureuto adalah peta banjir dengan skenario *piping* dasar muka air banjir. Adapun Tabel 4.66 dan gambar terdapat pada lampiran.

Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
	Kabupaten	Kecamatan	Desa				Kabupaten	Desa	Kecamatan	
1	Aceh utara	Paya bakong	Blang pante	1.6	1.567	7.138	Aceh Utara	Pucok Alue Seuleumak	Paya Bakong	4.9
2	Aceh utara	Paya bakong	Peureupok	8	2.556	0.009	Aceh Utara	Blang Mane	Paya Bakong	4.3
3	Aceh utara	Paya bakong	Matang panyang	9	3.280	0.966	Aceh Utara	Blang Dalam	Paya Bakong	3.2
4	Aceh utara	Paya bakong	Cot tufah	6.7	2.314	0.289	Aceh Utara	Blang Mane	Paya Bakong	7
5	Aceh utara	Paya bakong	Alue leukot	13.8	3.288	0.115	Aceh Utara	Blang Mane	Paya Bakong	1.9
6	Aceh utara	Paya bakong	Alue bieng	9	1.120	0.144	Aceh Utara	Pucok Alue Seuleumak	Paya Bakong	3.6
7	Aceh utara	Paya bakong	Mampree	10	3.028	0.932	Aceh Utara	Tunong Krueng	Paya Bakong	4.5
8	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda tek-tek	7.8	7.051	0.424	Aceh Utara	Leuhong	Paya Bakong	5.5
9	Aceh utara	Paya bakong	Pucok alue seuleumak	6.6	3.793	2.338	Aceh Utara	Leuhong	Paya Bakong	6.9
10	Aceh utara	Paya bakong	Nga	11.5	2.785	0.723	Aceh Utara	Alue Leukot	Paya Bakong	2.1
11	Aceh utara	Paya bakong	Lueng	5.7	6.537	3.387	Aceh Utara	Blang Mane	Paya Bakong	6.6
12	Aceh utara	Paya bakong	Asan seuleumak	8.2	0.948	0.087	Aceh Utara	Leuhong	Paya Bakong	5.1
13	Aceh utara	Paya bakong	Buket pidie	14.9	2.434	0.111	Aceh Utara	Blang Mane	Paya Bakong	5.5
14	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong drien	8.5	4.143	0.915	Aceh Utara	Blang Paku	Paya Bakong	4.2

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
15	Aceh utara	Paya bakong	Kebun pirak	13.2	5.597	0.797	Aceh Utara	Alue Leukot	Paya Bakong	2.8
16	Aceh utara	Paya bakong	Paya meudru	13.8	4.638	0.314	Aceh Utara	Tumpok Mesjid	Paya Bakong	2.9
17	Aceh utara	Paya bakong	Blang sialet	11.9	3.473	0.155	Aceh Utara	Tumpok Mesjid	Paya Bakong	3.5
18	Aceh utara	Paya bakong	Buket guru	12.9	4.383	0.645	Aceh Utara	Tumpok Mesjid	Paya Bakong	4.1
19	Aceh utara	Paya bakong	Ceumpeudak	11.3	3.688	0.462	Aceh Utara	Tunong Krueng	Paya Bakong	3.7
20	Aceh utara	Paya bakong	Blang gunci	10.4	1.820	0.293	Aceh Utara	Alue Leukot	Paya Bakong	3.3
21	Aceh utara	Paya bakong	Keude paya bakong	11.1	0.987	0.054	Aceh Utara	Jok	Paya Bakong	4
22	Aceh utara	Paya bakong	Tanjong beurunyong	11.3	2.367	0.061	Aceh Utara	Jok	Paya Bakong	3.5
23	Aceh utara	Paya bakong	Tgk dibanda pirak	12	1.615	0.060	Aceh Utara	Leuhong	Paya Bakong	3
24	Aceh utara	Paya bakong	Glumpang pirak	13.1	5.066	0.167	Aceh Utara	Tunong Krueng	Paya Bakong	3.4
25	Aceh utara	Paya bakong	Blang ara	12.7	2.402	0.154	Aceh Utara	Tumpok Mesjid	Paya Bakong	2.1
26	Aceh utara	Tanah luas	Plu pakam	10.5	6.096	0.901	Aceh Utara	Ulee Buket	Tanah Luas	4.3
27	Aceh utara	Tanah luas	Tumpok aceh	19	2.030	0.223	Aceh Utara	Ulee Buket	Tanah Luas	7.8
28	Aceh utara	Tanah luas	Hueng	24.7	1.525	0.295	Aceh Utara	Paya	Tanah Luas	4.8

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
29	Aceh utara	Tanah luas	Deng	25.3	3.010	0.261	Aceh Utara	Paya	Tanah Luas	5.2
30	Aceh utara	Tanah luas	Paya beurandang	26.1	4.393	0.105	Aceh Utara	Paya	Tanah Luas	6.1
31	Aceh utara	Tanah luas	Alue pangkat	26.1	2.281	0.015	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	5.3
32	Aceh utara	Cot girek	Beurandang dayah	23.2	2.195	0.097	Aceh Utara	Trieng LSK Selatan	Cot Girek	2.2
33	Aceh utara	Cot girek	Seupeng	21.7	1.377	0.007	Aceh Utara	Drien II	Cot Girek	1.6
34	Aceh utara	Cot girek	Lhok reuhat	31	0.736	0.004	Aceh Utara	Alue Drien	Cot Girek	4.1
35	Aceh utara	Cot girek	Beurandang krueng	21.9	3.581	0.218	Aceh Utara	Drien II	Cot Girek	3.3
36	Aceh utara	Cot girek	Lueng baro	35.3	1.062	0.106	Aceh Utara	MNS U Baro	Cot Girek	8
37	Aceh utara	Cot girek	Mns jeulikat	29.3	2.685	0.116	Aceh Utara	Batu XII	Cot Girek	8.1
38	Aceh utara	Cot girek	Ara lsk selatan	28.2	3.092	0.236	Aceh Utara	MNS U Baro	Cot Girek	6.4
39	Aceh utara	Pirak timu	Tanjong seurikui	14.8	3.273	0.395	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	4.2
40	Aceh utara	Pirak timu	Paya	19.5	1.022	0.295	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	6.9
41	Aceh utara	Pirak timu	Meunye tujoh	17.6	3.192	0.490	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	5.6
42	Aceh utara	Pirak timu	Ulee blang	18.3	0.715	0.926	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	4.9

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
43	Aceh utara	Pirak timu	Serdang	18.6	1.513	0.061	Aceh Utara	Ceubrek Pirak	Matangkuli	9.2
44	Aceh utara	Pirak timu	Bili baro	19.9	6.281	0.324	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	6.5
45	Aceh utara	Pirak timu	Ara tonton moncrang	17.6	2.102	1.848	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	4.2
46	Aceh utara	Pirak timu	Pucok alue pirak	17.8	2.220	0.426	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	4.4
47	Aceh utara	Pirak timu	Rayeuk pange	20.2	2.575	0.066	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	5.3
48	Aceh utara	Pirak timu	Krueng pirak	19.7	2.375	0.508	Aceh Utara	Rayeuk Pirak	Matangkuli	6.8
49	Aceh utara	Pirak timu	Alue bungkoh	16.4	4.816	0.305	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	3
50	Aceh utara	Pirak timu	Keutapang	24.6	2.403	0.329	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	5.8
51	Aceh utara	Pirak timu	Mns. Glumpang	21.6	5.444	1.134	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	2.8
52	Aceh utara	Pirak timu	Asan krueng kreh	23	4.698	0.027	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	2.9
53	Aceh utara	Pirak timu	Leupe	18.8	2.526	1.494	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	5.4
54	Aceh utara	Pirak timu	Teupin u	17.3	2.840	1.636	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	3.9
55	Aceh utara	Pirak timu	Ceumeucet	19.2	2.945	1.438	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	6.4
56	Aceh utara	Pirak timu	Beuracan rata	22.4	5.614	0.296	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	2.4

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
57	Aceh utara	Pirak timu	Bungong	20.8	4.988	1.680	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	3.5
58	Aceh utara	Pirak timu	Matang keh	19.4	4.200	1.367	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	6
59	Aceh utara	Pirak timu	Trieng krueng kreh	24	2.677	0.092	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	3.9
60	Aceh utara	Pirak timu	Rengkam	24.6	2.138	0.168	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	4.7
61	Aceh utara	Matangkuli	Matang peusangan	15.1	2.508	0.193	Aceh Utara	Rayeuk Pirak	Matangkuli	2.3
62	Aceh utara	Matangkuli	Pante pirak	16.9	2.595	0.621	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	3.5
63	Aceh utara	Matangkuli	Mesjid	16.4	3.232	0.184	Aceh Utara	Kunyet Mule	Matangkuli	2.1
64	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh pirak	19.2	2.211	0.173	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	2.5
65	Aceh utara	Matangkuli	Beuringen	19	3.889	0.450	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	2.6
66	Aceh utara	Matangkuli	Meunye pirak	17.5	4.480	0.369	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	3.1
67	Aceh utara	Matangkuli	Siren	18	3.237	0.433	Aceh Utara	Rayeuk Pirak	Matangkuli	2.3
68	Aceh utara	Matangkuli	Leubok pirak	15.2	0.887	0.518	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	1.7
69	Aceh utara	Matangkuli	Beuracan pirak	14.3	2.265	0.077	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	1
70	Aceh utara	Matangkuli	Blang kuta	15.1	3.107	0.227	Aceh Utara	Aron Pirak	Matangkuli	2.1

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
71	Aceh utara	Matangkuli	Blang seupeng	13.6	3.732	0.278	Aceh Utara	Rayeuk Pirak	Matangkuli	3.4
72	Aceh utara	Matangkuli	Aron glp vii	23.9	4.252	0.163	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	3.5
73	Aceh utara	Matangkuli	Teupin keubeu	20.1	1.333	0.406	Aceh Utara	Kunyet Mule	Matangkuli	5.6
74	Aceh utara	Matangkuli	Tanjong babah krueng	20	4.194	0.470	Aceh Utara	Rayeuk Pirak	Matangkuli	4.3
75	Aceh utara	Matangkuli	Trieng teupin keubeu	20.8	1.150	0.903	Aceh Utara	Kunyet Mule	Matangkuli	6.3
76	Aceh utara	Matangkuli	Glumpang vii	22.9	3.055	0.108	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	3.1
77	Aceh utara	Matangkuli	Teungoh glp vii	23.5	4.607	0.146	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	4.1
78	Aceh utara	Matangkuli	Meunasah punti	19.7	1.401	0.406	Aceh Utara	Rayeuk Pirak	Matangkuli	4
79	Aceh utara	Matangkuli	Punti glp vii	22.2	4.503	0.251	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	3.1
80	Aceh utara	Matangkuli	Matang mee	21.3	1.581	0.098	Aceh Utara	Rayeuk Pirak	Matangkuli	5.6
81	Aceh utara	Matangkuli	Jeumpa glp vii	22.2	2.207	0.221	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	3.1
82	Aceh utara	Matangkuli	Rayeuk glanglong	21.6	2.885	0.199	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	4
83	Aceh utara	Matangkuli	Tumpok peureulak	20.6	2.484	0.095	Aceh Utara	Rayeuk Pirak	Matangkuli	4.8
84	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah tuha	25.9	2.180	0.144	Aceh Utara	Alue Itam Baroh	Lhoksukon	3.4

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
85	Aceh utara	Lhoksukon	Mata u	31	0.356	0.001	Aceh Utara	Alue Itam Baroh	Lhoksukon	4.1
86	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rawa	24.9	5.231	0.289	Aceh Utara	Meunasah Kumbang	Lhoksukon	3.9
87	Aceh utara	Lhoksukon	Mata ie	31.4	0.905	0.023	Aceh Utara	Lhok Kareung	Lhoksukon	4.3
88	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee gunong	29.2	0.862	0.002	Aceh Utara	Lhok Kareung	Lhoksukon	4.6
89	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah meucat	23.6	4.026	0.217	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	3.5
90	Aceh utara	Lhoksukon	Lhok sentang	28.4	3.514	0.029	Aceh Utara	Seuneubok Dalam	Lhoksukon	4.4
91	Aceh utara	Lhoksukon	Meunye matang ubi	27.1	1.530	0.106	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	3.7
92	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan lsb	21.8	2.893	0.711	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	2.5
93	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee barat	22.2	5.001	0.011	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	2.5
94	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah teungoh lb	22.8	2.560	0.082	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	2.3
95	Aceh utara	Lhoksukon	Kelurahan kota lhoksukon	25.1	2.776	0.078	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	2.8
96	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah dayah lb	24.2	1.632	0.174	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	1.7
97	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ceubrek	25.1	1.823	0.224	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	2
98	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah geulinggang	24.1	4.868	0.267	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	2.2

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
99	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah blang	25.8	3.645	0.139	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	4.5
100	Aceh utara	Lhoksukon	Buket sentang	31.6	2.696	0.083	Aceh Utara	Arongan LT	Lhoksukon	7.7
101	Aceh utara	Lhoksukon	P a n t e	28.1	2.516	0.024	Aceh Utara	Dayah LT	Lhoksukon	6.6
102	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng matang ubi	26	2.521	0.041	Aceh Utara	Dayah LT	Lhoksukon	6.6
103	Aceh utara	Lhoksukon	Alue buket	28.2	2.870	0.230	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	4.6
104	Aceh utara	Lhoksukon	Matang teungoh ab	22.8	3.730	0.109	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	3.2
105	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah nga lsk barat	22.4	4.436	0.339	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	1.2
106	Aceh utara	Lhoksukon	Geumata	25.6	2.513	0.292	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	1.1
107	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah asan ab	25.8	2.057	0.013	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	2.4
108	Aceh utara	Lhoksukon	Blang rubek	32.7	2.811	0.579	Aceh Utara	Lhok Kareung	Lhoksukon	5.6
109	Aceh utara	Lhoksukon	Matang meunye	22.4	4.680	0.151	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	4
110	Aceh utara	Lhoksukon	Reudeup	30	2.386	0.086	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	5.2
111	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah pulo dolang	24.5	3.431	0.488	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	4.8
112	Aceh utara	Lhoksukon	R a m b o t	27.1	3.644	0.045	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	4.8

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
113	Aceh utara	Lhoksukon	Ranto	20.7	5.248	0.054	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	1
114	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah manyang	24.4	4.020	0.021	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	3.5
115	Aceh utara	Lhoksukon	Blang aman	36.7	1.654	0.096	Aceh Utara	Seuneubok Dalam	Lhoksukon	8.1
116	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah cot usibak	32.5	2.139	0.085	Aceh Utara	Seuneubok Dalam	Lhoksukon	10.9
117	Aceh utara	Lhoksukon	Matang pupanji	27	2.895	0.281	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	4.5
118	Aceh utara	Lhoksukon	Nga matang ubi	29.7	2.296	0.139	Aceh Utara	Babah Geudubang	Lhoksukon	9.6
119	Aceh utara	Lhoksukon	Alue mudem	25.5	5.266	0.037	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	2.4
120	Aceh utara	Lhoksukon	Keutapang	25.1	4.636	0.178	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	2.9
121	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah ara	29.5	2.662	0.057	Aceh Utara	Babah Geudubang	Lhoksukon	9.6
122	Aceh utara	Lhoksukon	Ulee tanoh	26.5	1.691	0.139	Aceh Utara	Alue Itam Baroh	Lhoksukon	5.2
123	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah alue drien lb	29.5	1.379	0.557	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	6.1
124	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah mancang	29.2	2.252	0.181	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	5.9
125	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah rayeuk	23.2	3.697	0.166	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	3
126	Aceh utara	Lhoksukon	Bintang hu	31.2	2.495	0.036	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	7.9

Lanjutan Tabel 4.61 Daerah Jalur Evakuasi Daerah Pengungsian

No	Daerah Terkena Resiko			Jarak dari Bendungan (Km)	Ketinggian Muka Air Maksimum (m)	Kecepatan Air Maksimum (m/det)	Daerah Tujuan Pengungsian			Jarak dari Desa Terdampak (Km)
127	Aceh utara	Lhoksukon	Abeuk leupen	30	2.011	0.058	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	7.7
128	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah arongan ab	33.4	0.560	0.000	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	10
129	Aceh utara	Lhoksukon	Meunasah jok	25.3	1.761	0.351	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	4.3
130	Aceh utara	Lhoksukon	Leubok	30.3	1.532	0.147	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	6.9
131	Aceh utara	Lhoksukon	Cot ara	46.1	1.716	0.091	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	8.8
132	Aceh utara	Lhoksukon	Trieng pantang	32	1.216	0.029	Aceh Utara	Meunasah Beuringen	Lhoksukon	8.5
133	Aceh utara	Lhoksukon	Cot glumpang	31.4	1.303	0.062	Aceh Utara	Meunasah Tutong	Lhoksukon	9.1
134	Aceh utara	Baktiya barat	Pucok alue buket	33.2	1.662	0.003	Aceh Utara	Cot Paya	Baktiya Barat	1.8
135	Aceh utara	Baktiya barat	Cot usen	41	1.497	0.100	Aceh Utara	Lang Nibong	Baktiya Barat	7.8
136	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek timur	36.6	1.221	0.101	Aceh Utara	Singgah Mata	Baktiya Barat	3.2
137	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek barat	38.7	1.780	0.029	Aceh Utara	Lang Nibong	Baktiya Barat	5.4
138	Aceh utara	Baktiya barat	Matang panyang	32.4	0.886	0.117	Aceh Utara	Lang Nibong	Baktiya Barat	3.5
139	Aceh utara	Baktiya barat	Matang sijuek teungoh	38	2.160	0.226	Aceh Utara	Singgah Mata	Baktiya Barat	4.4
140	Aceh utara	Lapang	Keureutoau	34.1	1.525	0.004	Aceh Utara	Lueng Baro	Lapang	1.7

Sumber: Hasil Analisis, 2018

Tabel 4.62
Indikasi Untuk Masing-masing kondisi serta Statusnya

Kondisi	No	Indikasi	Instrument	Keadaan
Piping	1	Adanya peningkatan debit rembesan atau debit bocoran yang cukup signifikan	Alat pengukur rembesan *(V-Notch)*	Waspada
	2	Munculnya didih pasir kecil dengan aliran agak keruh	Alat pengukur rembesan *(V-Notch)*	
	3	Adanya rembesan di sekeliling konduit	Alat pengukur rembesan (V-Notch)	
	4	Tekanan air pori naik secara tiba-tiba	Piezometer	
	5	Lubang benam dengan aliran rembesan yang muncul di tubuh bendungan	Alat pengukur rembesan (V-Notch)	
	6	Longsoran yang berakibat penurunan puncak bendungan atau longsoran yang berkembang membesar	Patok Geser	
	1	Perkembangan rembesan yang cukup besar, khususnya aliran yang mengandung lumpur	Alat pengukur rembesan (V-Notch)	Siaga
	2	Didih pasir yang mulai besar, bertambahnya ukuran dan laju alirannya khususnya yang mengandung lumpur	Alat pengukur rembesan *(V-Notch)*	
	3	Longsoran dengan massa material besar	Patok Geser	
	4	Lubang benam disertai air yang mengandung lumpur	Alat pengukur rembesan (V-Notch)	
	1	Berkembangnya rembesan secara cepat yang mengandung aliran lumpur	Alat pengukur rembesan (V-Notch)	Awas
	2	Berkembangnya didih pasir secara cepat yang mengandung lumpur	Alat pengukur rembesan *(V-Notch)*	
	3	Longsoran dengan massa material besar yang berakibat turunnya puncak bendungan	Patok Geser	
	4	Terjadinya penurunan (*settlement*) yang diperkirakan telah menyebabkan turunnya muka air waduk	Observation Well (OW)	

Lanjutan Tabel 4.62 Indikasi Untuk Masing-masing kondisi serta Statusnya

Kondisi	No	Indikasi	Instrument	Keadaan
Overtopping	1	Terjadinya limpasan air lewat pelimpah darurat	-	Waspada
	2	Keluaran air waduk yang besar yang diperkirakan akan menimbulkan banjir di pemukiman	-	
	3	Tidak berfungsinya pintu pada bangunan pengambilan irigasi dengan baik pada saat air masuk ke dalam waduk	-	
	4	Terjadinya hujan deras dengan total intensitas hujan lebih dari 200mm selama 6 jam terus menerus	Stasiun Hujan	
	1	Luapan pada bagian bendungan di luar pelimpah	-	Siaga
	2	Naiknya muka air waduk mendekati elevasi puncak bendungan	-	
	3	Tidak berfungsinya pelimpah secara optimal	-	
	1	Luapan air waduk lewat (*Overtopping)* pada bendungan	-	Awas
	2	Keluaran air waduk yang tak terkendali	-	
	3	Terjadinya kemacetan pada pintu pelimpah, pintu pelimpah gagal beroperasi	-	

Sumber : Hasil Analisis 2018

4.6 Kajian Sosial Ekonomi

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 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 Keureuto di Kabupaten Aceh Utara",** 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 Keureuto. Dengan mengetahui nilai kerugian yang harus ditanggung, upaya antisipasi yang akan dilakukan diharapkan lebih dapat dimaksimalkan.

4.6.1 Khaidah Perhitungan Kerugian

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.

4.6.1.1 Kerugian Materil

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

4.6.1.2 Kerugian Materil Langsung

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" + Parabola + Dekoder, telepon, sandang, alat dapur, dan tempat tidur.
   - Untuk rumah semi permanen kerugian yang diperhitungkan adalah luas bangunan 50 m2 , TV 14" + Parabola + Dekoder, 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 :

1. Standar Harga Satuan Bahan Bangunan dan upah Kerja Kabupaten Aceh Utara
2. Survai harga pasar Kabupaten Aceh Utara.

Sedangkan data kuantitas kerugian/kerusakan berdasarkan data dari:

1. Kecamatan Dalam Angka dan Kabupaten Aceh Utara Dalam Angka 2016.

4.6.1.2 Kerugian Materil Tak Langsung

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.

4.6.2 Kerugian Fungsional

Dengan data sekunder yang ada, sangat sulit untuk mengestimasi kerugian secara detail, sehingga dalam studi ini tidak diperhitungkan. Untuk beberapa kerusakan akibat keruntuhan Bendungan Keureuto 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 kampung yang tergenang atau masyarakat lain yang memerlukan hasil produksi tersebut, yang akan berdampak juga pada hilangnya pekerjaan karyawan industri tersebut.

4.6.3 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 Keureuto 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 Keureuto adalah sebagai berikut :

1. Mengoverlaykan peta banjir dengan peta topografi atau peta administrasi berdasarkan hasil analisis banjir keruntuhan bendungan sehingga dapat diketahui kedalaman banjir di setiap lokasi terpilih serta luas area yang tergenang.
2. Dengan menggunakan peta banjir tersebut selanjutnya dilakukan identifikasi dan inventarisasi di lapangan dengan acuan data sekunder dari BPS Kecamatan Dalam Angka tahun 2016 dan Kabupaten Aceh Utara Dalam Angka tahun 2016 yang meliputi data :

- Rumah dan gedung bukan tempat tinggal (permanen, semi permanen dan non permanen)
- 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

3. Menetapkan luas daerah yang tergenang berdasarkan ketinggian banjir yang dibedakan dalam 3 (tiga) kategori, sebagai berikut :
   - Ketinggian banjir < 0,6 m
   - Ketinggian banjir antara 0,6 – 1,5 m
   - Ketinggian banjir > 1,5 m
4. Memperkirakan volume kerusakan berdasarkan inventaris kerusakan (point 2) dan kategori tinggi banjir (point 3) dengan mempertimbangkan kealitas konstruksi.
5. Menetapkan tingkat kerusakan
   - Membuat prakiraan harga satuan kerusakan berdasarkan harga dasar dari Kabupaten Aceh Utara n Tahun Anggaran 2015 dan survai harga pasar yang berlaku.
   - Menghitung kerugian banjir dengan pendekatan persamaan sebagai berikut :

Kerugian banjir = Vol RSK x Tingkat RSK x Harga RSK

Dimana :

- Vol RSK = volume kerusakan (point 4)
- Tingkat RSK = tingkat kerusakan (point 5)
- Harga RSK = harga satuan kerusakan

4.6.4 Nilai Kerugian

Berdasarkan pada analisis Sosial Ekonomi Wilayah Terkena Risiko diperkirakan sebanyak 140 desa, yang secara administrasi masuk dalam 8 wilayah kecamatan di Kabupaten Aceh Utara diperkirakan akan terkena dampak banjir yang disebabkan oleh keruntuhan Bendungan Kuningan. Dengan demikian perhitungan terhadap nilai kerugian dilakukan terhadap Wilayah Terkena Risiko tersebut, pada masing-masing kondisi keruntuhan seperti yang telah dijelaskan sebelumnya.

4.6.4.1 Analisa Harga Satuan

Perhitungan terhadap nilai harga satuan kerugian di dasarkan pada harga satuan bahan dan upah tenaga yang berlaku di Kabupaten Aceh Utara serta didasarkan pada survey harga satuan pasar di wilayah Kabupaten Aceh Utara, yang rekapitulasi hasilnya ditunjukkan oleh tabel berikut di bawah ini.

Tabel 4.63
Rekapitulasi Harga Satuan Material Kerugian Bendungan Keureuto

NO.	URAIAN	UNIT	HARGA SATUAN (Rp.)
1	Bangunan Rumah Permanen	unit	23,667,000
2	Bangunan Rumah Semi Permanen	unit	13,389,450
3	Bangunan Rumah Non Permanen	unit	8,888,925
4	Kantor	buah	42,975,500
5	Puskesmas	unit	31,681,084
6	Pustu	unit	9,504,325
7	Gedung Sekolah TK	unit	18,827,800
8	Gedung Sekolah Dasar	unit	102,850,940
9	Gedung Sekolah Sekolah Lanjutan	unit	230,701,730
10	Tempat Ibadah	buah	21,735,000
11	Pasar	buah	120,000,000
12	Ayam	ekor	69,000
13	Ayam Petelor/Pedaging	ekor	57,500
14	Itik	ekor	80,000
15	Sapi/kerbau	ekor	20,000,000
16	Kambing/domba	ekor	3,000,000
17	Bloirer Finisher	ekor	57,500
18	Toko Besar	buah	6,768,900
19	Toko Kecil	buah	2,757,700
20	Industri Kecil	buah	8,763,920
21	Industri Sedang	buah	113,850,000
22	Industri Besar	buah	442,750,000
23	Pengerukan dgn Dradging	m^3	30,000

Lanjutan Tabel 4.63 Rekapitulasi Harga Satuan Material Kerugian Bendungan Keureuto

NO.	URAIAN	UNIT	HARGA SATUAN (Rp.)
24	Jalan Aspalt/Beton	km	11,000,000
25	Jalan Makadam	km	24,750,000
26	Jalan Tanah	km	13,750,000
27	Padi lading	ton	3,795,000
28	Padi sawah	ton	5,060,000
29	Jagung	ton	4,150,000
30	Kedelai	ton	3,850,000
31	Kacang hijau	ton	3,850,000
32	Ketela	ton	2,500,000
33	Bangunan Irigasi	buah	290,950,000
34	Jembatan	buah	320,045,000

Sumber : Hasil Analisa,2018

4.6.4.2 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 4.64
Nilai Kerugian Tempat Tinggal di Wilayah Terdampak

No	**Desa Terdampak**			
	Kecamatan	**Jumlah Kerugian Rumah (Rp)**	**Jumlah Kerugian Alat Elektronik dan Rumah Tangga (Rp)**	**Jumlah Kerugian Total (Rp)**
		Nilai Kerugian		
1	Kecamatan Paya Bakong : 25 desa	18,275,040,000	6,704,460,000	24,979,500,000
2	Kecamatan Tanah Luas : 6 desa	1,856,316,000	1,213,866,500	3,070,182,500

Lanjutan Tabel 4.64 Nilai Kerugian Tempat Tinggal di Wilayah Terdampak

No	Desa Terdampak			
	Kecamatan	Jumlah Kerugian Rumah (Rp)	Jumlah Kerugian Alat Elektronik dan Rumah Tangga (Rp)	Jumlah Kerugian Total (Rp)
3	Kecamatan Cot Girek : 7 desa	2,449,020,000	1,601,442,500	4,050,462,500
4	Kecamatan Pirak Timu : 22 desa	6,894,300,000	4,508,262,500	11,402,562,500
5	Kecamatan Matangkuli : 23 desa	7,186,536,000	4,699,359,000	11,885,895,000
6	Kecamatan Lhoksukon : 50 desa	34,171,032,000	22,344,833,000	56,515,865,000
7	Kecamatan Baktiya Barat : 6 desa	4,276,524,000	2,796,468,500	7,072,992,500
8	Kecamatan Lapang : 1 desa	473,340,000	309,522,500	782,862,500
	Total Kerugian	**75,582,108,000**	**44,178,214,500**	**119,760,322,500**

Kecamatan Lhoksukon merupakan kecamatan yang mengalami kerugian paling besar atau sebesar Rp 56,515,865,000,-.

4.6.4.3 Fasilitas Umum

Yang termasuk fasilitas umum di dalam perhitungan nilai kerugian adalah gedung sekolah TK, SD, sekolah lanjutan (SMP dan SMA), Puskesmas, Pustu, Pasar, Kios dan Kantor. Perhitungan terhadap harga satuan kerugian bangunan sekolah diasumsikan mencakup beberapa hal berikut, yaitu :

Bangunan Sekolah TK:

1. Bangunan Kepala Sekolah
2. Bangunan Tata Usaha Sekolah
3. Bangunan Perpustakaan
4. Bangunan Kelas
5. Meja dan Bangku TK
6. Alat Peraga TK
7. Alat Bermain TK
8. Fasilitas Kantor TK

Bangunan Sekolah SD/SMP/SMA:

1. Bangunan Kepala Sekolah
2. Bangunan Tata Usaha Sekolah

3. Bangunan Perpustakaan
4. Bangunan Kelas
5. Meja dan Bangku
6. Buku Perpustakaan
7. Fasilitas Kantor

Dengan asumsi bahwa kerusakan yang ditimbulkan oleh banjir keruntuhan Bendungan Keureuto diperkirakan mencapai 10%, maka harga satuan kerugian bangunan gedung sekolah TK, SD dan sekolah lanjutan masing-masing diperkirakan Rp 18,827,800,-, Rp 102,850,940 ,- dan Rp 230,701,730,- per unit sekolah. Sedangkan untuk bangunan Puskesmas diasumsikan terdiri dari bangunan gedung, perlengkapan kesehatan dan tempat tidur rawat inap. Sementara untuk bangunan kantor disamping bangunan gedung juga terdapat perlengkapan kantor yang diprediksi senilai 10% dari bangunannya.

Dengan asumsi prosentase kerusakan 15% dan 10%, maka harga satuan kerugian bangunan Puskesmas dan bangunan kantor masing-masing diperkirakan Rp 31,681,084,- per unit dan Rp 42,975,500,- per unit.

Tabel 4.65
Nilai Kerugian Fasilitas Umum di Wilayah Terdampak

No	Kecamatan	Wilayah Terdampak									Total Kerugian (Rp)
		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)	
	Nilai Kerugian										
1	Kecamatan Paya Bakong : 25 desa	661,500,000	16,372,000	447,178,000	187,743,600	18,365,846	4,796,000	0	237,402,000	0	1,573,357,446
2	Kecamatan Tanah Luas : 6 desa	113,400,000	16,372,000	0	0	0	0	0	23,980,000	0	153,752,000
3	Kecamatan Cot Girek : 7 desa	189,000,000	16,372,000	89,435,600	0	0	0	0	52,756,000	0	347,563,600
4	Kecamatan Pirak Timu : 22 desa	585,900,000	49,116,000	447,178,000	93,871,800	18,365,846	0	0	237,402,000	0	1,431,833,646
5	Kecamatan Matangkuli : 23 desa	548,100,000	49,116,000	268,306,800	93,871,800	36,731,692	0	0	0	0	996,126,292
6	Kecamatan Lhoksukon : 50 desa	1,266,300,000	327,440,000	1,788,712,000	1,501,948,800	55,097,538	6,600,000	0	218,218,000	0	5,164,316,338
7	Kecamatan Baktiya Barat : 6 desa	189,000,000	49,116,000	357,742,400	0	18,365,846	0	0	0	0	614,224,246
8	Kecamatan Lapang : 1 desa	18,900,000	0	0	0	0	0	0	7,194,000	0	26,094,000
	Total Kerugian :	**3,572,100,000**	**523,904,000**	**3,398,552,800**	**1,877,436,000**	**146,926,768**	**11,396,000**	**0**	**776,952,000**	**0**	**10,307,267,568**

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.6.4.4 Pertanian

Nilai kerugian sektor pertanian yang disebabkan banjir akibat keruntuhan Bendungan Kuningan dihitung berdasarkan asumsi sebagai berikut.

1. Untuk tanaman pangan di Wilayah Terkena Risiko seperti padi, jagung, kacang hijau dan kedelai serta ubi kayu diasumsikan akan mengalami kerusakan 100%. Hal terebut dikarenakan kedalaman banjir rata-rata pada daerah tersebut melebihi 15 cm.
2. Perhitungan luas tanam yang masuk di dalam Wilayah Terkena Risiko belum tentu berhubungan dengan luas daerah layanan Waduk Keureuto. Hal tersebut dikarenakan tidak semua lahan pertanian di Wilayah Terkena Risiko dilayani oleh Waduk Keureuto, dan demikian juga sebaliknya, daerah layanan Waduk Keureuto tersebar di Kabupaten Aceh Utara.

Berdasarkan survey harga pasar, harga satuan komoditi padi, jagung dan kedelai per kilogram masing-masing adalah Rp 5,060,-/kg, Rp 4,577,-/kg dan Rp 4,428,-/kg. Dengan mengikuti asumsi di atas, maka nilai kerugian bidang pertanian diperkirakan sebagai berikut.

Tabel 4.66
Nilai Kerugian Pertanian di Wilayah Terdampak

No	Kecamatan	Wilayah Terdampak					Total Kerugian (Rp)
		Padi (Rp)	Jagung (Rp)	Kedelai (Rp)	Kacang Hijau (Rp)	Ketela (Rp)	
	Nilai Kerugian						
1	Kecamatan Paya Bakong : 25 desa	193,123,333	88,160,897	38,870,192	0	0	320,154,423
2	Kecamatan Tanah Luas : 6 desa	9,875,559,389	94,669,937	212,935,453	2,913,495	84,826,905	10,270,905,179
3	Kecamatan Cot Girek : 7 desa	6,439,060,833	204,948,975	11,526,258	2,656,500	32,276,475	6,690,469,042
4	Kecamatan Pirak Timu : 22 desa	15,468,453,000	0	611,826,600	0	415,615,200	16,495,894,800
5	Kecamatan Matangkuli : 23 desa	22,028,348,571	4,987,714	3,252,857	1,734,857	35,347,714	22,073,671,714
6	Kecamatan Lhoksukon : 50 desa	38,100,934,474	1,732,417,500	2,291,980,263	0	755,404,737	42,880,736,974
7	Kecamatan Baktiya Barat : 6 desa	23,444,553,154	0	0	0	520,649,206	23,965,202,360
8	Kecamatan Lapang : 1 desa	1,371,720,000	0	0	0	0	1,371,720,000
	Total Kerugian :	**116,921,752,755**	**2,125,185,024**	**3,170,391,624**	**7,304,852**	**1,844,120,237**	**124,068,754,492**

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.6.4.5 Peternakan

Peternakan sebagai usaha sampingan diperkirakan juga terkena dampak keruntuhan Bendungan Kuningan dengan asumsi kerugian bervariasi tergantung dari beberapa pertimbangan, yaitu .

1. 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 penggembalaan dan makanannya.

2. Dengan alasan yang hampir sama dengan ternak sapi di atas, ternak ayam kampung dan itik juga lebih tahan terhadap penyakit namun tidak mempunyai masalah dengan makanan atau padang penggembalaan serta cenderung diupayakan untuk dapat diselamatkan. Sehingga diperkirakan 50% populasinya dapat dipertahankan.
3. 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.

Dengan harga satuan pasar Rp 20,000,000,-/ ekor sapi, Rp 3,000,000,-/ ekor kambing, Rp 57,500,- / ekor ayam dan Rp Rp 80,000,- / ekor itik, maka nilai kerugian ternak sebagai hasil sampingan penduduk yang diakibatkan oleh banjir keruntuhan Bendungan Kuningan adalah Rp 15.484.981.195,-

Tingginya tingkat kerugian sektor peternakan mengharuskan pemangku kepentingan untuk lebih waspada dalam mensikapi bahaya banjir yang datang dengan mengkoordinasikan sistim penyelamatan hewan ternak serta sistim pengelolaannya semasa kondisi belum normal sepenuhnya, agar ternak yang menjadi korban tidak bertambah banyak.

Tabel 4.67
Nilai Kerugian Peternakan di Wilayah Terdampak

No	Wilayah Terdampak							Total Kerugian (Rp)
	Kecamatan	Sapi (Rp)	Kerbau (Rp)	Kambing/Domba (Rp)	Ayam Buras (Rp)	Ayam Ras (Rp)	Itik (Rp)	
	Nilai Kerugian							
1	Kecamatan Paya Bakong : 25 desa	4,792,307,692	151,923,077	756,634,615	7,987,179,487	70,107,692	24,519,231	13,782,671,795
2	Kecamatan Tanah Luas : 6 desa	1,483,894,737	29,368,421	247,500,000	2,473,157,895	20,866,737	24,965,789	4,279,753,579
3	Kecamatan Cot Girek : 7 desa	6,568,625,000	567,875,000	737,100,000	10,947,708,333	75,132,750	0	18,896,441,083
4	Kecamatan Pirak Timu : 22 desa	9,115,826,087	703,956,522	944,589,130	15,193,043,478	439,712,609	111,756,522	26,508,884,348
5	Kecamatan Matangkuli : 23 desa	3,517,714,286	348,428,571	707,785,714	5,862,857,143	710,755,714	180,450,000	11,327,991,429
6	Kecamatan Lhoksukon : 50 desa	7,914,473,684	1,115,131,579	2,224,539,474	13,190,789,474	1,563,761,842	283,700,658	26,292,396,711
7	Kecamatan Baktiya Barat : 6 desa	2,949,750,000	141,450,000	1,309,896,000	4,916,250,000	16,576,560	175,967,250	9,509,889,810
8	Kecamatan Lapang : 1 desa	1,128,818,182	9,000,000	296,018,182	1,881,363,636	20,366,182	231,818	3,335,798,000
	Total Kerugian :	**37,471,409,668**	**3,067,133,170**	**7,224,063,116**	**62,452,349,446**	**2,917,280,086**	**801,591,268**	**113,933,826,754**

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.6.4.6 Industri

Berdasarkan data Kecamatan dalam Angka tahun 2016 di wilayah Penris di 140 desa, terdapat industri kecil dan menengah yang berkembang di wilayah Penris umumnya hanya

mengalami kerusakan 10% dikarenakan cukup bagusnya kualitas konstruksi bangunan serta tidak terdapat di alur banjir, walaupun kenyataannya tetap tergenang.

Tabel 4.68
Nilai Kerugian Prasarana Jalan dan Industri di Wilayah Terdampak

No	Wilayah Terdampak			Total Kerugian (Rp)
	Kecamatan	Industri Kain, Kayu dan Keramik (Rp)	Industri Makanan dan Minuman (Rp)	
	Nilai Kerugian			
1	Kecamatan Paya Bakong : 25 desa	38,104,000	38,104,000	76,208,000
2	Kecamatan Tanah Luas : 6 desa	7,620,800	0	7,620,800
3	Kecamatan Cot Girek : 7 desa	0	91,449,600	91,449,600
4	Kecamatan Pirak Timu : 22 desa	0	121,932,800	121,932,800
5	Kecamatan Matangkuli : 23 desa	0	0	0
6	Kecamatan Lhoksukon : 50 desa	0	22,862,400	22,862,400
7	Kecamatan Baktiya Barat : 6 desa	137,174,400	7,620,800	144,795,200
8	Kecamatan Lapang : 1 desa	0	0	0
	Total Kerugian :	**182,899,200**	**281,969,600**	**464,868,800**

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.6.4.7 Total Kerugian

Berdasarkan analisis terhadap nilai kerugian komponen sosial ekonomi di atas, maka total nilai kerugian yang harus ditanggung penduduk maupun pemerintah akibat keruntuhan Bendungan Keureuto adalah Rp 383,489,464,728 atau secara rinci dapat dilihat pada tabel berikut di bawah ini. Dimana Kecamatan Lhoksukon merupakan kecamatan yang menanggung dampak kerugian terbesar.

Tabel 4.69
Total Kerugian di Wilayah Terdampak

No	Wilayah Terdampak Kecamatan	Bangunan Rumah Tinggal (Rp)	Fasilitas Umum (Rp)	Prasarana Industri (Rp)	Budidaya Pertanian (Rp)	Budidaya Peternakan (Rp)	Total Kerugian (Rp)
			NILAI KERUGIAN				
1	Kecamatan Paya Bakong : 25 desa	24,979,500,000	15,733,574,460	762,080,000	320,154,423	13,782,671,795	55,577,980,678
2	Kecamatan Tanah Luas : 6 desa	3,070,182,500	153,752,000	7,620,800	10,270,905,179	4,279,753,579	17,782,214,058
3	Kecamatan Cot Girek : 7 desa	4,050,462,500	347,563,600	91,449,600	6,690,469,042	18,896,441,083	30,076,385,825
4	Kecamatan Pirak Timu : 22 desa	11,402,562,500	1,431,833,646	121,932,800	16,495,894,800	26,508,884,348	55,961,108,094
5	Kecamatan Matangkuli : 23 desa	11,885,895,000	996,126,292	0	22,073,671,714	11,327,991,429	46,283,684,435
6	Kecamatan Lhoksukon : 50 desa	56,515,865,000	5,272,651,938	22,862,400	42,880,736,974	26,292,396,711	130,984,513,022
7	Kecamatan Baktiya Barat : 6 desa	7,072,992,500	614,224,246	144,795,200	23,965,202,360	9,509,889,810	41,307,104,116
8	Kecamatan Lapang : 1 desa	782,862,500	26,094,000	0	1,371,720,000	3,335,798,000	5,516,474,500
	Total Kerugian :	**119,760,322,500**	**24,575,820,182**	**1,150,740,800**	**124,068,754,492**	**113,933,826,754**	**383,489,464,728**

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

BAB V
PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari analisis yang telah dilakukan pada pembahasan sebelumnya maka didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Besar curah hujan maksimum boleh jadi daerah (*Probability Maximum Precipitation Basin Rainfall*) untuk Daerah Tangkapan Air Waduk Keureuto seluas 235,611 km^2 adalah 544,686 mm yang diperoleh dari curah hujan maksimum boleh jadi titik di tiga stasiun hujan (*Probability Maximum Precipitation Point Rainfall*) yaitu Stasiun Hujan Malikulsaleh sebesar 378,892 mm, Stasiun Hujan Takengon sebesar 442,589 mm dan Stasiun Hujan Cot Girek sebesar 611,285 mm. Sedangkan untuk besarnya debit banjir maksimum boleh jadi (*Probability Maximum Flood*) adalah sebesar 2530,454 m^3/det dengan waktu puncak pada jam ke-6.
2. Pada perhitungan penelusuran banjir menggunakan 2 kondisi yaitu kondisi ketika kedua pintu ditutup serta ketika 2 pintu beroperasi. Hasil yang didapat pada kondisi 2 pintu beroperasi adalah *Outflow* sebesar 389,15 m^3/det pada elevasi 103,92 m ketika menggunakan Q100. *Outflow* sebesar 605,60 m^3/det pada elevasi 104,63 m ketika menggunakan Q1000. *Outflow* sebesar 887,496 m^3/det pada elevasi 106,72 m ketika menggunakan QPMF.
3. Pada semua skenario keruntuhan bendungan (*overtopping*, *piping* atas, *piping* tengah, *piping* bawah) didapatkan peta genangan banjir dengan luas maksimal sebesar 125,2187 km^2 yang terjadi akibat skenario keruntuhan *overtopping* dan luas genangan minimal sebesar 124,2162 km^2 yang terjadi akibat skenario *piping* tengah. Berdasarkan pemetaan genangan banjir pada wilayah terdampak akibat skenario keruntuhan Bendungan Keureuto terpilih yang didapatkan dari *software* Zhong Xing HY21 dan telah di-*overlay*-kan terhadap peta administrasi wilayah Kabupaten Aceh Utara, terdapat 8 kecamatan serta 140 desa yang tergenang banjir akibat keruntuhan Bendungan Keureuto.
4. Pada *software Zhong Xing HY21* ini dilakukan analisa keruntuhan yang disimulasikan menggunakan 3600 detik waktu rata2 bendungan runtuh dan selama 4 hari banjirnya. Dari hasil tersebut terdapat 140 titik ekstrak banjir akibat keruntuhan Bendungan Keureuto didapat waktu datang banjir tercepat adalah 1 jam pada Desa Blang Pante

Kecamatan Paya Bakong dengan jarak dari as bendungan sejauh 1,6 km dan yang terlama adalah 81 jam pada Desa Keureutou Kecamatan Lapang dengan jarak sejauh 34,1 km. Untuk waktu puncak banjir yang tercepat adalah 1 jam pada Desa Blang Pante Kecamatan Paya Bakong dengan jarak dari as bendungan sejauh 1,6 km sedangkan untuk waktu puncak banjir terlama adalah 96 jam pada beberapa desa.

5. Untuk kecepatan air maksimum yaitu 7,138 m/det pada Desa Blang Pante Kecamatan Paya Bakong dan kedalaman air maksimum yaitu 7,051 m pada Desa Tgk Dibanda Tek-tek Kecamatan Paya Bakong.
6. Dalam analisa kerugian dihitung berapa kerugian yang ditimbulkan akibat runtuhnya Bendungan Keureuto, dan hasilnya adalah untuk masing-masing kelompok yaitu Rp 70,642,908,000 untuk rumah warga, Rp 10,415,603,168 untuk fasilitas umum, Rp 464,868,800 untuk prasarana industry, Rp 124,068,754,492 untuk budidaya pertanian, Rp 113,933,826,754 untuk budidaya peternakan, sehingga total krugian keseluruhan yaitu sebesar Rp 383,489,826,728.

5.2 Saran

Seperti yang diketahui bersama bahwa bendungan disamping membawa manfaat sangat banyak juga merupakan bangunan air yang berisiko tinggi terutama saat terjadi keruntuhan. Studi tentang *dam break analysis* pada laporan ini sangat penting, guna mengetahui sedini mungkin bencana banjir yang akan terjadi jika bendungan mengalami keruntuhan. Penulis berpendapat bahwa *software* Zhong Xing HY21 ini masih ada kekurangan seperti tidak bisanya menampilkan waktu surut banjir, pembuatan animasi banjir yang tidak bisa dilakukan karena hasil banjir yang dihasilkan terlalu mendetail.

Perlu banyak pertimbangan bagi akademisi yang akan menggunakan *software* Zhong Xing HY21 ini dikarenakan akses untuk penggunaan *software* yang sulit karena perlu *dongle* (Hardware dengan bentuk USB *interface* yang berfungsi untuk membuat kode enkripsi) untuk bisa menjalankan *software* tersebut. Penulis juga berharap dimassa yang akan datang adanya lisensi khusus untuk program-program *dam break analysis* bagi keperluan akademik sehingga pengetahuan tentang *dam break analysis* lebih mudah untuk dipelajari.

repository.ub.ac.id

DAFTAR PUSTAKA

Al-Riffai, M. (2005). Adopting Unsaturated Flow Properties in the Design of Earthen Dams: An Integrated Desing Approach Taking Into Account Hydrologic and Geotechnical Events. *Tesis*. Tidak dipublikasikan. Otawa: University of Ottawa.

Asdak, C. (2004). *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Cetakan Ketiga (revisi). Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Badan Standarisasi Nasional. 2004. *Tata Cara Perhitungan Hujan Maksimum Bolehjadi dengan Metode Hersfield*. RSNI T-02-2004. Jakaera: Badan Standarisasi Nasional.

Fread, D.L. (1999). Program Methodology. Dalam U.S. Army Corps of Engineers. *User's Manual BOSS DAMBRK*: Chapter 6. Madison: BOSS International.

Harto, S. (1983). *Mengenal Dasar Hidrologi Terapan*. Cetakan Kedua. Yogyakarta: Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada.

Harto, S. (1993). *Analisis Hidrologi*. Yogyakarta: Pusat Antar Universitas Ilmu Teknik Universitas Gadjah Mada.

Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Sumber Daya Air. (2011). *Klasifikasi Bahaya Bendungan*. Pedoman Teknis Konstruksi dan Bangunan Sipil. Jakarta: Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Sumber Daya Air

Limantara, L.M. (2010). *Hidrologi Terapan*. Cetakan Pertama. Malang:CV. Lubuk Agung.

Singh, V.P. (1996). Dam Breach Modeling Tecnology. Edisi Pertama. Baton Rouge: Springer Science Business Media, B.V.

Sinotech Engineering Group. (2011). *Zhong Xing HY21 Step By Step Manual*. Taipe: Sinotech Engineering Group.

Soewarno. (1995). *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Jilid I. Bandung: Nova.

Soewarno. (1995). *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Jilid II. Bandung: Nova.

Sosrodarsono, S. & Kensaku, T. (1983). *Hidrologi untuk Pengairan*. Cetakan Keempat. Jakarta: PT. Prima Karsa Utama.

Sosrodarsono, S. & Kensaku, T. (1989). *Bendungan Tipe Urugan*. Cetakan Keempat. Bandung: Idea Dharma

Triatmodjo, B. (2013). *Hidrologi Terapan*. Cetakan Pertama. Yogyakarta: Beta Offset

UNIVERSITAS BRAWIJAYA