



**DESAIN HIDROLIS TEROWONGAN PENGELAK  
(STUDI KASUS PEMBANGUNAN BENDUNG SIDAN DI  
KAB. BADUNG BALI)**

**SKRIPSI**

oleh :

**SAREIYANG ADAM JANNATAA**

**161910301131**

**PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS JEMBER  
2021**



**DESAIN HIDROLIS TEROWONGAN PENGELAK  
(STUDI KASUS PEMBANGUNAN BENDUNG SIDAN DI  
KAB. BADUNG BALI)**

***HYDRAULIC DESIGN CIRCUMVENTION TUNNEL  
(CASE STUDY CONSTRUCTION OF THE SIDAN DAM  
IN BADUNG REGENCY OF BALI)***

diajukan guna melengkapi dan memenuhi salah  
satu syarat untuk menyelesaikan Program Studi  
Teknik Sipil (S1)  
dan mencapai gelar Sarjana  
Teknik

oleh :

**SAREIYANG ADAM JANNATAA**

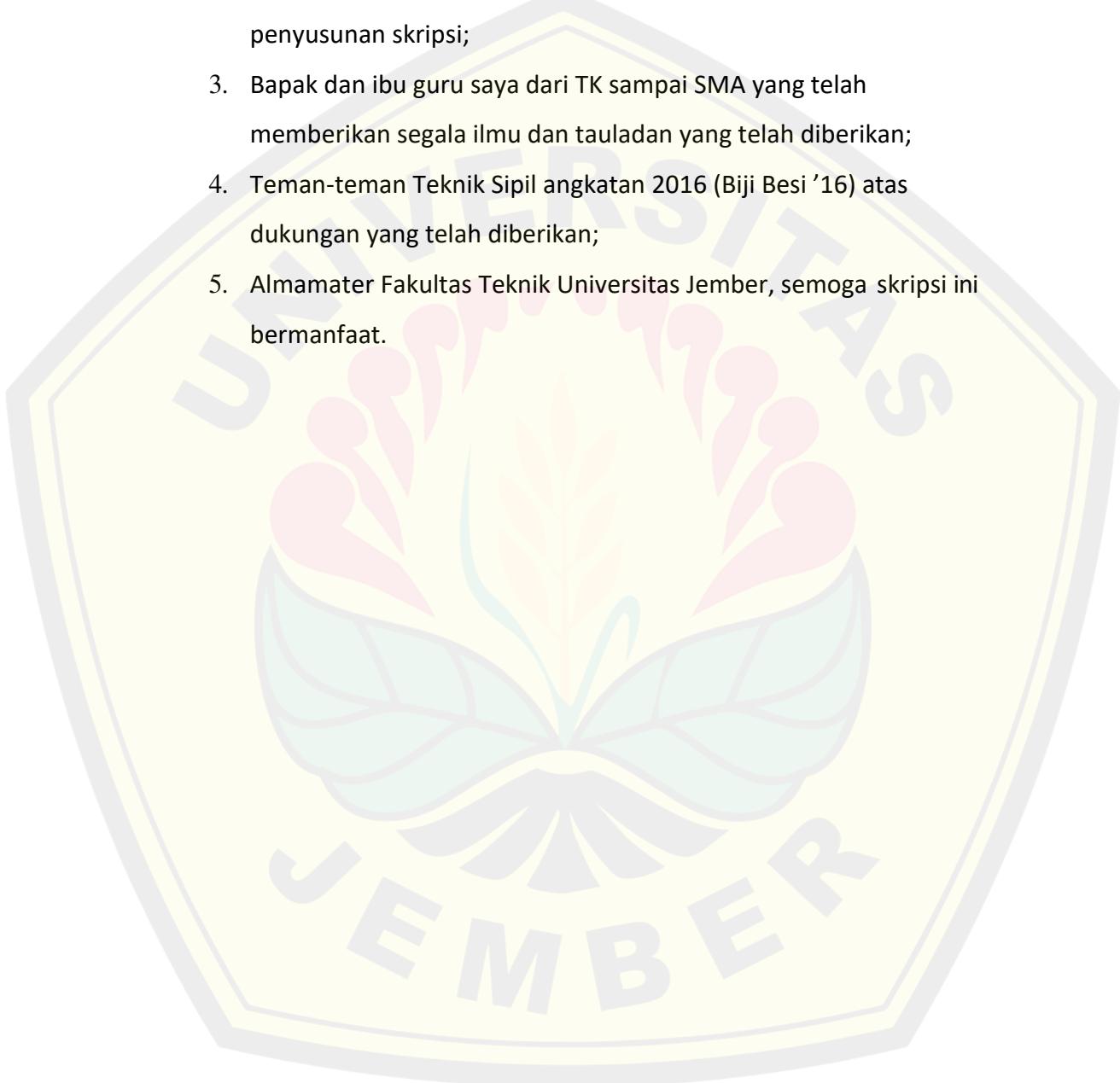
**161910301131**

**PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS JEMBER  
2021**

**PERSEMBAHAN**

Skripsi ini saya persembahkan untuk:

1. Orang tua saya, doa dan dukungannya serta jerih payahnya, segala hal yang tak ternilai yang telah dicurahkan;
2. Ibu dan bapak dosen yang telah membimbing saya dalam proses penyusunan skripsi;
3. Bapak dan ibu guru saya dari TK sampai SMA yang telah memberikan segala ilmu dan tauladan yang telah diberikan;
4. Teman-teman Teknik Sipil angkatan 2016 (Biji Besi '16) atas dukungan yang telah diberikan;
5. Almamater Fakultas Teknik Universitas Jember, semoga skripsi ini bermanfaat.



**MOTTO**

*“Maka sesungguhnya bersama kesulitan itu ada  
kemudahan”*

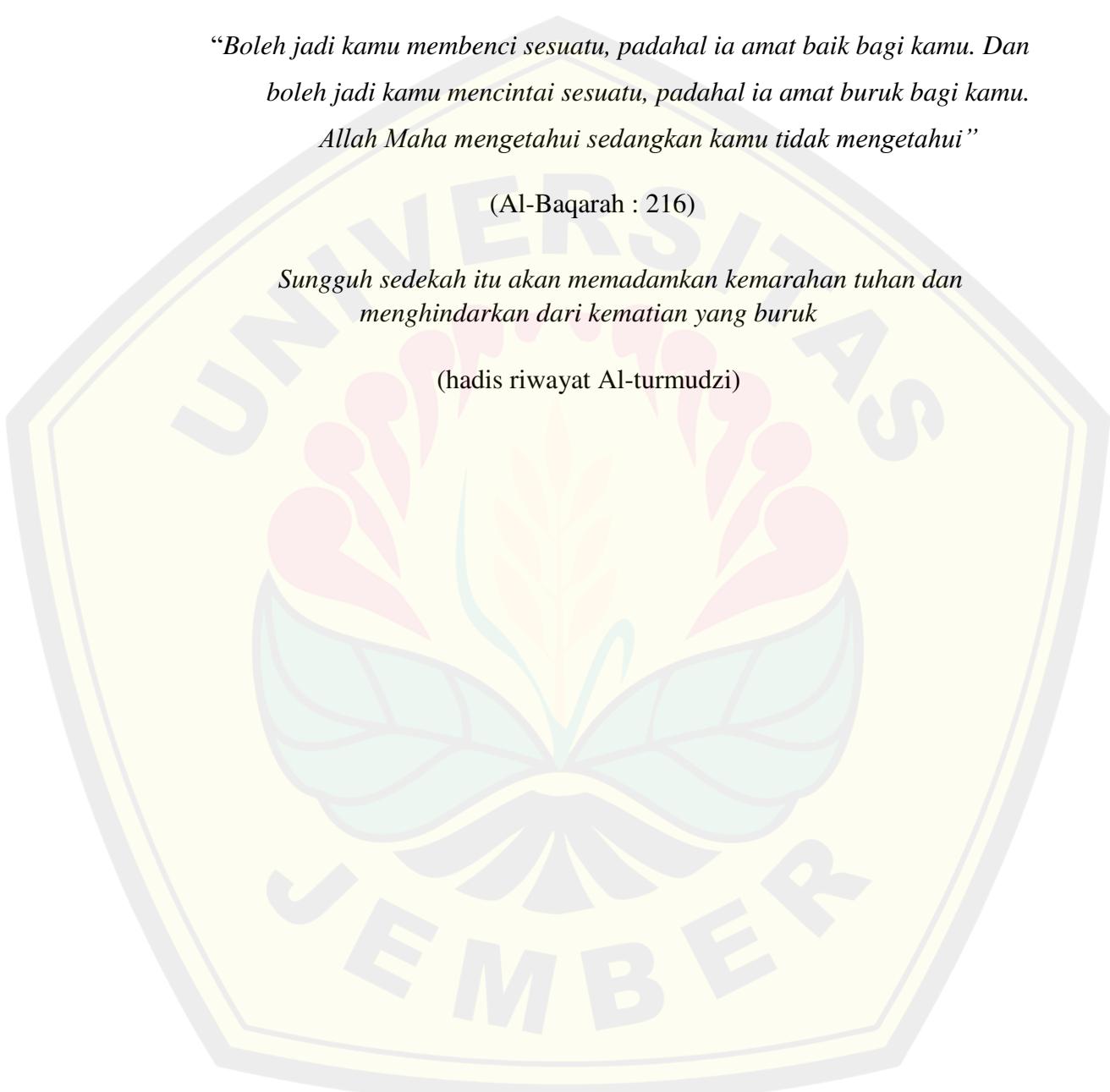
(QS. Al-Insyirah : 5)

*“Boleh jadi kamu membenci sesuatu, padahal ia amat baik bagi kamu. Dan  
boleh jadi kamu mencintai sesuatu, padahal ia amat buruk bagi kamu.  
Allah Maha mengetahui sedangkan kamu tidak mengetahui”*

(Al-Baqarah : 216)

*Sungguh sedekah itu akan memadamkan kemarahan tuhan dan  
menghindarkan dari kematian yang buruk*

(hadis riwayat Al-turmudzi)



**PERNYATAAN**

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Sareiyang Adam Jannataa

NIM : 161910301131

menyatakan dengan sesungguhnya bahwa karya ilmiah yang berjudul ” DESAIN HIDROLIS TEROWONGAN PENGELAK, STUDI KASUS PEMBANGUNAN BENDUNGAN SIDAN DI KAB.BADUNG BALI (HYDRAULIC DESAIN CIRCUMVENTION TUNNEL, CASE STUDY CONSTRUCTION OF THE SIDAN DAM IN BADUNG REGENCY OF BALI) ” adalah benar-benar hasil karya sendiri, kecuali kutipan yang sudah saya sebutkan sumbernya, belum pernah diajukan pada institusi mana pun, dan bukan karya jiplakan. Saya bertanggung jawab atas keabsahan dan kebenaran isinya sesuai dengan sikap ilmiah yang harus dijunjung tinggi.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya, tanpa ada tekanan dan paksaan dari pihak mana pun serta bersedia mendapat sanksi akademik jika ternyata di kemudian hari pernyataan ini tidak benar.

Jember, 2021

Yang menyatakan



(Sareiyang Adam Jannataa)

NIM 161910301131

**SKRIPSI**

**DESAIN HIDROLIS TEROWONGAN PENGELAK  
(STUDI KASUS PEMBANGUNAN BENDUNG SIDAN DI  
KAB. BADUNG BALI)**

***HYDRAULIC DESIGN CIRCUMVENTION TUNNEL  
(CASE STUDY CONSTRUCTION OF THE SIDAN DAM  
IN BADUNG REGENCY OF BALI)***

Oleh :

Sareiyang Adam Jannataa

161910301131

Dosen Pembimbing :

Dosen pembimbing utama: Dr. Ir. Entin Hidayah, M.UM

Dosen pembimbing anggota : Wiwik Yunarni W, S.T., M.T

## PENGESAHAN

Skripsi yang berjudul "Desain Hidrolis Terowongan Pengelak, Studi Kasus Pembangunan Bendungan Sidan Di Kab.Badung Bali" karya Sareiyang Adam Jannataa NIM 161910301131, telah diuji dan disahkan pada:

Tanggal : 11 Januari 2021

Tempat : Kabupaten Jember (via Zoom Meeting)

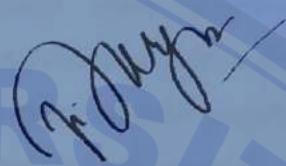
Tim Pembimbing:

Dosen Pembimbing Utama

Dosen Pembimbing Anggota



Dr. Ir. Entin Hidayah, M.UM..  
NIP. 196612151995032001

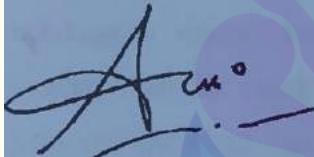


Ir. Wiwik Yunarni W, S.T., M.T.  
NIP. 197006131998022001

Tim Penguji:

Dosen Penguji Utama

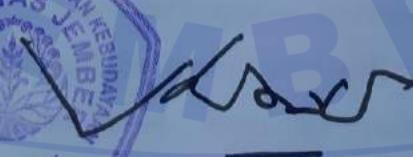
Dosen Penguji Anggota

  
Retno Utami A. W., S.T., M.Eng., Ph.D  
NRP. 760017219  
Dr. Ir. Gusfan Halik, S.T., M.T.  
NIP. 197108041998031002

Mengesahkan,

Dekan Fakultas Teknik

Universitas Jember

  
Dr. Ir. Triwahju Hardianto, S.T., M.T.  
NIP. 197008261997021001

## RINGKASAN

**Desain Hirodrolis Terowongan Pengelak (Studi Kasus Pembangunan Bendungan Sidan di Kab. Badung Bali);** Sareiyang Adam Jannataa; 161910301131; 2021; 70 halaman; Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember

Pada Kabupaten Badung Bali terdapat suatu pembangunan untuk fasilitas masyarakat terutama untuk masyarakat sekitar Badung, pembangunan tersebut lebih tepatnya adalah pembangunan bendungan untuk kebutuhan kegiatan warga seperti perairan sawah, kegiatan mck, dan kebutuhan listrik. Pada pembangunan bendungan ini sendiri terdapat beberapa permasalahan seperti saluran air dan obyek wisata arung jeram pada saat pembangunan peroyek berlangsung, cara untuk mengantisipasi permasalahan tersebut adalah dengan membangun terwongan pengelak.

Selama proses pembangunan bendungan berlangsung air yang lewat dapat dialihkan melewati terowongan tersebut, kemudian setelah pembangunan bendungan selesai terowongan pengelak dimanfaatkan sebagai *intake* atau pengambilan air untuk PDAM, irigasi dan dalam kondisi khusus, terowongan pengelak ini dapat digunakan lagi misalnya untuk keperluan penurunan muka air waduk secara cepat dengan cara mengangkat pintu darurat. Pada penelitian ini ditemukan diameter terowongan pengelak sebesar 5.5 meter, kemudian untuk kemiringan terowongan sendiri yaitu 0.009 meter, dan untuk tinggi *cofferdam* ditemukan pada ketinggian elevasi +791 meter diatas permukaan air laut.

Kemudian untuk panjang terowongan sendiri yaitu direncanakan pada panjang 550 meter, panjang tersebut diperoleh dengan melakukan pengukuran di lokasi lapangan yang akan dilakukan pembangunan terowongan, pada pembangunan terowongan pengelak ini kondisi tanah yaitu soft rock, sehingga dipilihlah terowongan dengan model bulat, kemudian pada penelitian ini hanya merencanakan desain hidrolik saja, tidak menghitung rencana anggaran biaya.

## SUMMARY

**Hydraulic Desain Circumvention Tunnel (Case Study Construction of The Sidan Dam in Badung Regency of Bali)** Sareiyang Adam Jannataa; 161910301131; Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Jember.

In Badung Bali district, there is a development for community facilities, especially for the people around Badung, this development is more precisely the construction of a dam for the needs of community activities such as rice fields, mck activities, and electricity needs, in the construction of this dam itself there are several problems such as water channels when project development is taking place, the way to anticipate these problems is to build an evading tunnel.

During the dam construction process the water that passes can be diverted through the tunnel, then after the dam construction is complete the circumvention tunnel is used for irrigation intake and in special conditions, this circumvention tunnel can be used again, for example for the purpose of quickly lowering the reservoir water level by lifting the emergency door . In this study, it was found that the circumference tunnel diameter was 5.5 meters, then for the slope of the tunnel itself, it was 0.009 meters, and for the cofferdam height it was found a height of +791 meters above sea level.

Then for the length of the tunnel itself, which is planned at a length of 550 meters, the length is carried out by measuring the field conditions where the tunnel construction will be carried out, in this circumvention tunnel construction the soil conditions are soft rock, so a round tunnel is chosen, then in this study only plan hydraulic designs only, not with structural rigidity.

## PRAKATA

Puji syukur kehadirat Allah SWT atas segala rahmat dan karunia-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul “Desain Hirodrolis Terowongan Pengelak (Studi Kasus Pembangunan Bendungan Sidan di Kab. Badung Bali)”. Skripsi ini disusun guna memenuhi tugas akhir dan salah satu syarat untuk menyelesaikan pendidikan Strata Satu (S1) pada Fakultas Teknik Universitas Jember.

Penyusunan skripsi ini tidak lepas dari bantuan berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada:

1. Allah SWT, atas izin-Nya penulis dapat menyelesaikan tugas akhir untuk mencapai gelar Sarjana Teknik;
2. Ibu Dr. Ir. Entin Hidayah, M.U.M. selaku Dosen Pembimbing Utama yang telah membimbing dan memberikan saran serta masukan dalam proses pengerjaan skripsi ini;
3. Ibu Wiwik Yunarni W, S.T., M.T. selaku Dosen Pembimbing Anggota yang telah memberikan saran dan masukan serta meluangkan waktu dan pikiran dalam proses penyusunan skripsi ini;
4. Ibu Retno Utami Agung Wiyono, S.T., M.Eng., Ph.D dan Bapak Dr. Gusfan Halik, S.T.,M.T. selaku dosen penguji yang telah memberikan kritik, saran dan perhatiannya dalam penulisan skripsi ini;
5. Keluarga besar Fakultas Teknik Universitas Jember, yakni Bapak dan Ibu dosen beserta staf karyawan yang telah memberikan ilmu yang bermanfaat kepada penulis;
6. Kedua orang tua tercinta, Ibu Ririn Itawati, SPd dan Ayah Fudailiy, ST yang tiada henti membimbing dan memberikan dukungan, kasih sayang, beserta doa untuk penulis hingga dapat mencapai titik ini;

7. Keluarga besar yang telah memberikan pelajaran hidup berharga bagi penulis sehingga menjadi motivasi untuk mencapai titik ini;
8. Keluarga baru yang senantiasa memberiku semangat dan motivasi Mohammad Dwi Prayugo, Rizky Andika, Wildan Abror Alhasimy, Ahmad Maulidi, Dhaniar Muklis, Men Ilham, Eksanti Anindya, Sulfiyatun dan kawan-kawanku yang tidak bisa saya sebutkan semua;
9. Kekasihku Lugiana Nur Fitria Romadhani yang selalu memberiku motivasi, semangat, dan dorongan spiritual;
10. Keluarga besar angkatan 2016 atas kekeluargaan dan kebersamaan selama ini;
11. Teman-teman kontrakan yang selalu memberi arahan kepada penulis;
12. Serta untuk setiap nama yang tidak tertulis satu persatu, dan seluruh doa yang terucap tanpa sepengertahuan penulis.

Penulis menyadari masih banyak kekurangan dalam proses penyusunan skripsi ini. Oleh karena itu, berbagai kritik dan saran yang membangun dibutuhkan untuk memperbaiki dan menjadikan skripsi ini bermanfaat.

Jember, 11 Januari 2021



Sareiyang Adam Jannataa

DAFTAR ISI

	Halaman
<b>HALAMAN COVER .....</b>	<b>i</b>
<b>PERSEMAHAN.....</b>	<b>iii</b>
<b>MOTTO.....</b>	<b>iv</b>
<b>PERNYATAAN.....</b>	<b>v</b>
<b>PENGESAHAN.....</b>	<b>vii</b>
<b>RINGKASAN.....</b>	<b>viii</b>
<b>PRAKATA.....</b>	<b>x</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>xii</b>
<b>DAFTAR TABEL.....</b>	<b>xv</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>xvii</b>
<b>BAB 1. PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Latar Belakang .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Rumusan Masalah .....</b>	<b>2</b>
<b>1.3 Tujuan .....</b>	<b>3</b>
<b>1.4 Manfaat Penelitian .....</b>	<b>3</b>
<b>1.5 Batasan Masalah.....</b>	<b>3</b>
<b>BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA.....</b>	<b>4</b>
<b>2.1 Pengertian Terowongan Pengelak.....</b>	<b>4</b>
<b>2.2 Pemakaian Terowongan.....</b>	<b>4</b>
<b>2.3 Debit Rencana .....</b>	<b>4</b>
<b>2.3.1 Perhitungan Curah Hujan Harian Maksimum.....</b>	<b>5</b>
<b>2.3.1.1 Metode Rerata Al jabar.....</b>	<b>5</b>
<b>2.3.1.2 Metode Polygon Thiessen.....</b>	<b>5</b>
<b>2.3.2 Curah Hujan Rancangan.....</b>	<b>5</b>
<b>2.3.2.1 Curah Hujan Rancangan Kala Ulang Metode Gumbel.....</b>	<b>5</b>
<b>2.3.2.2 Curah Hujan Rancangan Kala Ulang Log Person.....</b>	<b>6</b>
<b>2.3.2.3 Curah Hujan Rancangan Kala Ulang Metode Normal.....</b>	<b>7</b>
<b>2.3.2.4 Curah Hujan Rancangan Kala Ulang Log Normal.....</b>	<b>7</b>
<b>2.4 Perencanaan Terowongan Pengelak .....</b>	<b>8</b>

2.4.1 Perhitungan Derajat Resiko .....	8
2.4.2 Perhitungan Tinggi Bendungan Pengelak .....	8
2.4.3 Perhitungan Diameter Terowongan .....	9
2.4.4 Perhitungan Kondisi Aliran Bebas .....	9
2.4.5 Perhitungan Kondisi Aliran Tekan .....	10
<b>2.5 Gambar Desain Terowongan Pengelak .....</b>	<b>12</b>
<b>2.6 Penelitian Terdahulu .....</b>	<b>12</b>
<b>BAB 3. METODE PENELITIAN.....</b>	<b>15</b>
<b>3.1 Umum.....</b>	<b>15</b>
<b>3.2 Lokasi Proyek .....</b>	<b>15</b>
<b>3.3 Tahapan Penelitian.....</b>	<b>17</b>
3.3.1 Tinjauan Pustaka .....	17
3.3.2 Pengumpulan Data.....	18
3.3.3 Menghitung Hujan Rencana .....	18
3.3.4 Hidrograf Satuan Sintetik.....	18
3.3.5 Perencanaan Terowongan Pengelak .....	18
3.3.5 Gambar Desain Terowongan .....	18
<b>3.4 Waktu Pengerjaan Tugas Akhir .....</b>	<b>19</b>
<b>BAB 4. PEMBAHASAN .....</b>	<b>20</b>
<b>4.1 Data Perencanaan.....</b>	<b>20</b>
4.1.1 Data Curah Hujan.....	20
4.1.2 Peta Topografi.....	22
4.1.3 Peta DAS.....	23
<b>4.2 Menghitung Hujan Rencana.....</b>	<b>24</b>
4.2.1 Hujan Wilayah.....	27
4.2.2 Curah Hujan Rancangan.....	34
4.2.2.1 Uji Kesesuaian Distribusi.....	35
4.2.2.2 Distribusi Curah Hujan Jam-jaman.....	38
4.2.2.3 Nisbah Hujan Jam-jaman.....	39
4.2.2.4 Menghitung Hujan Netto Jam-jaman.....	40

<b>4.3 Debit Banjir Rancangan.....</b>	<b>41</b>
4.3.1 HSS Nakayasu.....	41
<b>4.4 Perencanaan Terowongan Pengelak.....</b>	<b>54</b>
4.4.1 Menghitung Drajat Resiko.....	54
4.4.2 Perhitungan Kemiringan Terowongan Pengelak.....	54
4.4.3 Perhitungan Diameter Terowongan Pengelak.....	54
4.4.4 Perhitungan Kondisi Aliran.....	55
4.4.4.1 Kondisi Aliran Bebas .....	55
4.4.4.2 Kondisi Aliran Tekan .....	58
4.4.5 Menghitung Penelusuran Banjir.....	60
4.4.6 Perhitungan Tinggi Bendugan Pengelak.....	65
<b>4.5 Gambar Desain Terowongan .....</b>	<b>65</b>
<b>BAB 5. PENUTUP.....</b>	<b>70</b>
<b>5.1 Kesimpulan .....</b>	<b>70</b>
<b>5.2 Saran .....</b>	<b>70</b>
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>71</b>

**DAFTAR TABEL**

	<b>Halaman</b>
2.1 Nilai Koefisien Kekerasan Manning.....	11
2.2 Penelitian Terdahulu.....	12
4.1 Data Curah Hujan Tahunan.....	20
4.2 Data Curah Hujan Tahunan.....	24
4.3 Menghitung Curah Hujan Rerata Daerah.....	28
4.4 Perhitungan Abnormalitas Data Curah Hujan Untuk Harga <b>Max</b> Dengan Cara Aljabar.....	29
4.5 Perhitungan Abnormalitas Data Curah Hujan Untuk Harga <b>Min</b> Dengan Cara Aljabar.....	30
4.6 Luas Daerah Pengaruh Stasiun Hujan.....	30
4.7 Perhitungan Abnormalitas Data Curah Hujan Untuk Harga <b>Max</b> Dengan Cara Polygon Thiessen.....	32
4.8 Perhitungan Abnormalitas Data Curah Hujan Untuk Harga <b>Min</b> Dengan Cara Polygon Thiessen.....	33
4.9 Curah Hujan Metode Normal.....	35
4.10 Uji Smirnov-Kolmogorof.....	36
4.11 Uji Chi-Square D istribudi Normal .....	37
4.12 Uji Chi-Square D istribudi Log-Normal .....	37
4.13 Uji Chi-Square D istribudi Gumbel .....	38
4.14 Uji Chi-Square D istribudi Log-Person.....	38
4.15 Hasil Perhitungan Distribusi Curah Hujan Jam-jaman Dengan Metdoe Monobobe.....	39
4.16 Hasil Perhitungan Nisbah Hujan Jam-jaman.....	40
4.17 Hasil Perhitungan Hujan Netto.....	40
4.18 Hasil Perhitungan Netto nisbah Jam-aman.....	40
4.19 Parameter HSS Nakayasu.....	41
4.20 Tabel Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 20 Tahun Dengan Alfa Berbeda Metode Nakayasu.....	44
4.21 Rekapitulasi Hidrograf Kala Ulang Metode Nakayasu.....	49
4.22 Nilai Koefisien Manning.....	56

4.23 Kondisi Aliran Bebas .....	57
4.24 Kondisi Aliran Tekan.....	59
4.25 Hubungan H-S-Q .....	63
4.26 Penelusuran Banjir Terowongan Pengelak .....	64
4.27 Standart Ruang Bebas Menurut JANCOLD.....	65



## DAFTAR GAMBAR

	<b>Halaman</b>
3.1 Lokasi Pembangunan Bendungan Sidan.....	16
3.2 Tahapan Penelitian.....	17
4.1 Peta Topografi Bendungan Sidan.....	22
4.2 Peta DAS Waduk Sidan.....	23
4.3 Uji Konsistensi Data Pada Sta. Gitgit Terhadap Sta. Yang Lainnya .....	26
4.4 Uji Konsistensi Data Pada Sta. Kedisan Terhadap Sta. Yang Lainnya .....	26
4.5 Uji Konsistensi data pada sta. Pengotan terhadap sta. Yang lainnya.....	27
4.6 Grafik Nilai Alfa 1,5 Motede Nakayasu.....	46
4.7 Grafik Nilai Alfa 2,0 Motede Nakayasu.....	46
4.8 Grafik Nilai Alfa 2,5 Motede Nakayasu.....	47
4.9 Grafik Nilai Alfa 3,0 Motede Nakayasu.....	47
4.10 Grafik Nilai Alfa Motede Nakayasu.....	48
4.11 Grafik Kala Ulang 20 Tahun Motede Nakayasu.....	53
4.12 Grafik Kala Ulang 25 Tahun Motede Nakayasu.....	53
4.13 Hubungan Antara Tinggi Muka Air Dan Debit .....	58
4.14 Hubungan Antara Qinflow Dan Qoutflow .....	64
4.15 Tampak Depan Terowongan Pengelak .....	66
4.16 Tampak Samping .....	67
4.17 Potongan.....	68
4.18 Tampak Atas .....	69

## BAB 1. PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Pada saat ini Indonesia merupakan negara berkembang terdapat banyak pembangunan pada beberapa daerah di Indonesia salah satunya pembangunan pada bidang konstruksi. Di dalam pembangunan konstruksi terdapat bangunan bendungan, bangunan bendungan dapat memberi manfaat sebagai pemasok air kebutuhan warga, pemenuhan air irigasi, pembangkit listrik, perlindungan banjir dan konservasi lingkungan serta obyek rekreasi lokal. Pada pembangunan bendungan sendiri terdapat beberapa permasalahan yaitu aliran air ketika proyek bendungan berlangsung, cara mengatasi permasalahan tersebut dapat dilakukan dengan mengalihkan jalur air pada terowongan pengelak agar mempermudah pada saat pembangunan tubuh bendungan.

Bendungan merupakan bangunan yang dibangun melintang sungai untuk meninggikan muka air dan membuat tampungan air yang lazim disebut waduk. Dalam pembangunan bendungan salah satunya harus mengelakkan air sungai agar mempermudah pada saat pembangunan tubuh bendungan (Chandra dkk, 2011) lokasi pembangunan bendungan terletak ±60 km dari Kota Denpasar atau kurang lebih 2,5 jam perjalanan ke arah utara, pada kawasan ini menyimpan potensi pertumbuhan dengan daya tarik yang sangat tinggi. Kota Denpasar merupakan pusat pemerintahan, pusat pendidikan, pusat perekonomian dan perkembangan budaya, sedangkan daerah tujuan wisata Kuta dan Nusa Dua merupakan lokasi berbagai fasilitas utama pariwisata di Bali. Tingkat pertumbuhan sektoral yang didorong oleh aktivitas pariwisata yang berbasis kepada budaya pertanian bergerak sedekimian cepat pada kawasan ini. Akibatnya secara nyata adalah tingginya tingkat migrasi menuju kawasan ini. Lebih jauh laju pertumbuhan ini telah melahirkan ketidak seimbangan *supply* dan *demand* terutama pada prasarana-prasarana dasar seperti air baku, energi listrik, dan ruang publik. Untuk pemenuhan air baku, pada bulan-bulan tertentu telah terjadi pergiliran pengaliran air antar wilayah di dalam kawasan. Pergiliran ini cenderung mengorbankan kepentingan masyarakat umum demi mendukung citra kepariwisataan yang sangat

peka terhadap berbagai isu. Demikian pula dalam hal pemenuhan energi listrik, pergiliran pemadaman merupakan jadwal keseharian yang cukup menganggu kegiatan produksi baik masyarakat pelayanan umum maupun dunia usaha. Sementara dalam penyediaan ruang publik untuk aktivitas rekreasi dan wisata lokal terus mengalami desakan akibat alih fungsi lahan menjadi ruang *private* dan usaha yang bernilai tinggi. Oleh karena itu, sudah saatnya rekayasa teknologi lebih dikedepankan guna memenuhi berbagai kebutuhan prasarana masyarakat. Rekayasa teknologi ini tetap berbasis kepada pemanfaatan potensi sumber air permukaan (sungai) dalam teknologi bendungan serbaguna yang dapat memberi manfaat.

Perencanaan terowongan pengelak ini dimaksudkan untuk memanfaatkan potensi yang ada didaerah itu. Bangunan pengelak dibangun pada awal konstruksi bendungan. Bangunan pengelak berfungsi untuk mengalihkan aliran sungai selama priode pelaksanaan berlangsung (Chandra dkk, 2011). Pada proyek pembangunan bendungan sidan sebelum melakukan pembangunan konstruksi bendungan utama aliran sungai dialihkan menuju terowongan pengelak. Pada saat akhir konstruksi, terowongan pengelak ditutup dengan menggunakan *stoplog*, yang selanjutnya dimanfaatkan untuk intake irigasi dan dalam kondisi khusus, terowongan pengelak ini dapat digunakan lagi misalnya untuk keperluan penurunan muka air waduk secara cepat dengan cara mengangkat pintu darurat.

## 1.2 Rumusan masalah

Rumusan masalah dalam penelitian ini adalah:

1. Bagaimana debit banjir rancangan pada proyek pembangunan bendungan Sidan?
2. Bagaimana dimensi terowongan pengelak pada pembangunan bendungan Sidan?
3. Bagaimana gambar desain terowongan yang mengacu pada hasil perhitungan dimensi yang diperlukan?

### 1.3 Tujuan

Manfaat dari penelitian adalah sebagai berikut:

1. Menentukan debit banjir rancangan pada proyek pembangunan bendungan Sidan,
2. Menentukan diameter terowongan, kemiringan terowongan, dan ketinggian *cofferdam* pada pembangunan bendungan Sidan,
3. Menyiapkan gambar desain terowongan yang mengacu pada hasil uji model hidrolis yang diperlukan.

### 1.4 Manfaat

Manfaat dari penelitian adalah sebagai berikut:

1. Sebagai acuan untuk mendesain terowongan pengelak sesuai standart perencanaan

### 1.5 Batasan Masalah

Mengingat banyaknya perkembangan yang dapat ditemukan pada penelitian ini, maka dibutuhkan adanya batasan-batasan masalah, mengenai apa yang diselesaikan pada penelitian ini.

1. Penelitian tidak mendesain kekuatan structural,
2. Penelitian tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya pada pembangunan Terowongan

## BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Pengertian Terowongan Pengelak

Terowongan pengelak dibangun pada awal konstruksi bendungan. Fungsi terowongan pengelak adalah untuk mengalirkan/mengelakkan aliran air sungai selama pekerjaan konstruksi timbunan tubuh bendungan berlangsung.

Setelah terowongan pengelak selesai, aliran sungai dialihkan menuju terowongan dengan pembuatan bendung pengelak (*cofferdam*) sehingga pekerjaan konstruksi bendungan utama dan bendungan pelimpah dapat dilaksanakan, pada saat akhir konstruksi, terowongan pengelak ditutup dengan *stoplog* dan *plugging* (ditutup dengan beton), yang selanjutnya dimanfaatkan untuk *intake* irigasi melalui *tower intake*. Dalam kondisi khusus, terowongan pengelak ini dapat digunakan lagi misalnya untuk keperluan penurunan muka air waduk secara cepat dengan cara mengangkat pintu darurat. (Chandra dkk, 2011)

### 2.2 Pemakaian Terowongan

Menurut I Made Kamiana pemakaian terowongan dianjurkan apabila trase saluran akan mengakibatkan potongan melintang berada jauh didalam galian. Saluran tertutup (juga disebut saluran gali-timbun) merupakan pemecahan yang dianjurkan pada bahan tanah dimana penggalian talut yang dalam sangat mungkin menyebabkan terjadinya longsoran. Saluran tertutup disepanjang tepi sungai dengan tinggi muka air saluran dibawah tinggi muka banjir sering dijumpai pembuang silang kebawah saluran bawah tanah juga membutuhkan sebuah saluran tertutup (KP 03-Saluran, 2013)

### 2.3 Debit Rencana

Debit dengan periode ulang tertentu (T) yang diperkirakan akan melalui suatu sungai atau bangunan air. Periode ulang sendiri adalah waktu hipotetik dimana suatu kejadian dengan nilai tertentu, debit rencana misalnya, akan disamai atau dilampaui 1 kali dalam jangka waktu hipotetik tersebut. (Kamiana, 2001)

### 2.3.1 Perhitungan Curah Hujan Daerah Harian Maksimum

#### 2.3.1.1 Metode Rerata Al-jabar

Cara ini adalah perhitungan rata-rata dengan menggunakan Metode Al-jabar curah hujan di dalam dan sekitar daerah yang bersangkutan, berikut adalah rumus Metode Al-jabar

$$R = 1/n (R_1 + R_2 + \dots + R_n)$$

Dimana:

$R$  = Curah hujan daerah (mm)

$n$  = Jumlah titik – titik (pos pengamatan)

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = Curah hujan pada setiap titik pengamatan

(sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002)

#### 2.3.1.2 Metode Polygon Thiessen

Cara ini berdasarkan rata-rata timbang, masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang di balik dengan menggambarkan garis-garis tengah sumbu tegak lurus terhadap penghubung di antara dua pos penakar, berikut adalah rumus Metode Polygon Thiessen

$$K = \frac{A}{\Sigma A} \times 100\%$$

Dimana:

$K$  = Koefisien thiessen

$A$  = Luas daerah pengaruh stasiun

$\Sigma A$  = Jumlah luas daerah pengaruh sungai

(sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002)

### 2.3.2 Curah Hujan Rancangan

#### 2.3.2.1 Curah Hujan Rancangan Kala Ulang Metode Gumbel

Distribusi gumbel banyak digunakan untuk analisis data maksimum seperti untuk analisis frekuensi banjir, berikut adalah rumus-rumus metode gumbel.

- 1) Harga rata-rata

$$X = \frac{\sum xi}{n}$$

- 2) Standar deviasi

$$SD = \sqrt{\frac{\sum (xi - x)}{n-1}}$$

3) Menentukan  $\alpha$

$$\alpha = \frac{\sqrt{G SD}}{\pi}$$

4) Menentukan  $u$

$$U = x - 0,5572 \alpha$$

5) Menentukan debit menggunakan metode gumbel

$$X_t = b + \left(\frac{SD}{SN}\right) yt$$

(sumber: Bambang Triadmojo, 2014)

### 2.3.2.2 Curah Hujan Rancangan Kala Ulang Log Person

Log Pearson telah mengembangkan banyak model termasuk matematika fungsi distribusi untuk membuat persamaan empiris dari suatu ditribusi, penggunaan Log Person dilakukan dengan menggunakan langkah-langkah sebagai berikut.

- 1) Data tabel debit banjir maksimum,
- 2) Hitung nilai logaritma dari dari data debit banjir tersebut dengan transformasi,  
 $y_1 = \ln x_1$  atau  $\log x_i$ ,
- 3) Hitung nilai rerata deviasi standar  $S_d$  koefisien kemencengan  $C_s$  dari nilai logaritma,

- 4) Hitung nilai  $y_i$  untuk berbagai priode ulang yang dikehendaki menggunakan rumus:  $y_t = y = k \cdot S_d$ ,

dimana :

$Y_t = \text{Nilai } \ln \pi \text{ dengan priode ulang } T$

$Y = \text{Nilai rerata dari } y_i$

$S_d = \text{Standar deviasi}$

$K = \text{Faktor frekuensi}$

- 5) Hitung debit banjir  $X_r$  untuk setiap priode ulang dengan menghitung nilai ulangnya

$X_r = \text{arc } \ln y$  atau  $X_r = \text{arc } \log y$

(sumber: Bambang Triadmojo, 2014)

### 2.3.2.3 Curah Hujan Rancangan Kala Ulang Metode Normal

Dipakai untuk analisis frekuensi hujan harian maksimum, dimana distribusinya mempunyai fungsi kecepatan kemungkinan

$$P(x) = \frac{1}{T\sqrt{2\pi}} \frac{e^{-1}}{e^2} \left(\frac{x-u}{T}\right)^2$$

dengan:

$P(x)$  = Fungsi kecepatan peluang normal

$\Pi = 3,14$

$e = 2,71028$

$u$  = Nilai rata-rata  $x$

$T$  = 50 nilai  $x$

Distribusi normal mempunyai sifat khusus bahwa besarnya koefisien asimetris  $C_s = 0$  dengan koefisien ketorsi  $C_k = 3$  dengan

$$K_t = x + k.T_x$$

dimana:

$X_t$  = Banjir dengan nilai probabilitas tertentu

$X$  = Rata-rata rangkaian banjir

$T_x = sd$

$k$  = Frekuensi distribusi

(sumber: Hidayah, 2012)

### 2.3.2.4 Curah Hujan Rancangan Kala Ulang Metode Log Normal

Distribusi Log Normal digunakan apabila nilai-nilai dan variabel *random* tidak mengikuti distribusi normal, tetapi nilai logaritmanya memenuhi distribusi normal, berikut adalah persamaan distribusi Log Normal :

$$y = \ln x \text{ atau } y = \log x$$

kemudian mencari standart deviasi dengan rumus:

$$sd = \sqrt{\frac{\sum (\ln x_i - \bar{\ln x})^2}{n-1}} \text{ atau } sd = \sqrt{\frac{\sum (\ln x_i - \bar{\ln x})^2}{n-1}}$$

cara mencari nilai  $C_s$  dengan rumus:

$$C_s = \frac{\sum (\log x_i - \bar{\log x})^3}{(n-1)(n-2)sd^3}$$

kemudian mencari kala ulang dengan rumus:

$$Y_t = \ln x \cdot k \cdot sd$$

lalu  $xt = \text{arc. Ln . Yt}$

Dimana:

$Yt$  = Debit kala ulang

$\text{Ln } x$  = Rata-rata  $y_i$

$k$  = Faktor frekuensi

$sd$  = Standar deviasi

(sumber: Bambang Triadmojo, 2014)

## 2.4 Perencanaan Terowongan Pengelak

### 2.4.1 Perhitungan Derajat Resiko

Untuk menentukan tinggi *cofferdam* dilakukan penelusuran banjir dengan periode ulang. Penentuan periode ulang banjir didasarkan pada besarnya risiko yang masih bisa ditanggulangi, perhitungan rumus derajat resiko dapat digunakan sebagai berikut:

$$J = 1 - (1-P)^N$$

Dimana:

$J$ = Besarnya resiko yang dipilih

$P$ = Kemungkinan tidak akan terjadi (probability of non occurrence)

$N$ = Umur *cofferdam*

$T$ = Frekuensi banjir yang diperhitungkan

(sumber: Desain Bangunan Pelengkap, 2017)

### 2.4.2 Perhitungan Tinggi Bendungan Pengelak

Ujung bendungan pengelak (*cofferdam*) ditempatkan setinggi kapasitas jagaan diatas muka air paling tinggi di depan saluran terowongan pengelak, maka perhitungan tinggi bendungan pengelak dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$H = HWL + Hf$$

Dimana,

$H$  = Elevasi minimal bendungan pengelak

$HWL$ = Muka air banjir

$H_f$  = Tinggi jagaan

(sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002)

#### 2.4.3 Perhitungan Diameter Terowongan Pengelak

Untuk menentukan dimensi terowongan pengelak digunakan rumus pendekatan yang digunakan sebagai rumus dasar penentuan diameter adalah sebagai berikut:

$$Q_D = A \times V$$

Dimana,

$Q_D$  = Debit rencana ( $m^3/dt$ )

$A$  = Luas penampang terowongan ( $m^2$ )

$V$  = Kecepatan aliran maksimum yang diijinkan (20.00 m/dt)

Dari rumus diatas dapat diturunkan persamaan sebagai berikut :

$$Q_D = \pi/4 D^2 \times V$$

$$D = 0.252 Q_D^{0.5}$$

(sumber: Design of Small Dam, 1971)

#### 2.4.4 Perhitungan Kondisi Aliran Bebas

Digunakan dua jenis aliran pada perhitungan penelusuran banjir, yaitu kondisi bebas dan kondisi tertekan.

Berikut adalah rumus perhitungan kondisi aliran bebas

- Menghitung sudut ( $\Theta$ )
 
$$\Theta = \text{arc cos} \left( \frac{r-h}{r} \right)$$
- Menghitung luas penampang basah (A)
 
$$A = (\Theta \cdot \Pi \cdot r^2) / 180 - r^2 \cdot \sin\Theta \cdot \cos\Theta$$
- Menghitung keliling basah (P)
 
$$P = (2\Theta/360) \cdot 2\pi r$$
- Menghitung jari-jari hidrolis (R)
 
$$R = A/P$$

- Menghitung lebar terowongan (B)

$$B = 2 \cdot r \cdot \sin\Theta$$

- Menghitung kecepatan (V)

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

- Menghitung debit (Q)

$$Q = A \cdot V$$

- Menghitung debit kritis (Qc)

$$Qc = \sqrt{(\pi \cdot A^3) / B}$$

- Menghitung froude (F)

$$F = Q/Qc$$

Dimana:

$\Theta$  = Sudut dalam lingkaran ( $^{\circ}$ )

A = Luas penampang basah ( $m^2$ )

R = Jari-jari hidrolis (m)

r = Jari-jari terowongan (m)

h = Tinggi muka air (m)

P = Keliling basah (m)

B = Lebar basah (m)

V = Kecepatan aliran (m/dtk)

S = Kemiringan saluran (%)

Q = Debit air ( $m^3/dtk$ )

Qc = Debit kritis ( $m^3/dtk$ )

F = Nilai froude

(sumber: Chandra Yoga, 2018)

#### 2.4.5 Perhitungan Kondisi Aliran Tekan

Berikut adalah rumus perhitungan kondisi aliran tertekan

- Menghitung sudut ( $\Theta$ )

$$\Theta = \text{arc tan } h$$

- Menghitung luas penampang

$$A = \pi \cdot (R^2)$$

- Menghitung kecepatan (V)

$$V = \sqrt{\frac{2.g (el\ muka\ air - \left(\frac{D}{2}\right) + panjang\ saluran.\sin\theta)}{\Sigma HL}}$$

- Menghitung debit (Q)

$$Q = V \cdot A$$

dimana:

$\Theta$  = Sudut dalam lingkaran ( $^{\circ}$ )

h = Tinggi muka air (m)

A = Luas penampang basah ( $m^2$ )

R = Jari-jari hidrolis

V = Kecepatan aliran

Q = Debit air

Cf = Koefisien kehilangan energi akibat adanya gesekan

$$= (8.g / (\sqrt{\frac{R^1}{6}} / n)) \cdot L/R$$

HL = Koefisien kehilangan energi

(sumber: Chandra Yoga, 2018)

Tabel 2.1 Nilai Koefisien Kekasarhan Manning

Bahan Saluran	max	min
Pipa beton jadi atau dicor di tempat	0,014	0,008
Pipa baja dengan sambungan dilas	0,012	0,008
Terowongan batuan alami	0,035	0,020

(Sumber: Design of Small Dam, 1979)

## 2.5 Gambar Desain Terowongan

Apabila proses pengolahan data atau perhitungan desain terowongan pengelak selesai, dan dari hasil perhitungan ditemukan dimensi terowongan, maka proses selanjutnya yang dilakukan yaitu menggambar terowongan yang mengacu pada hasil perhitungan yang dibantu dengan Software Autocad

## 2.6 Penelitian Terdahulu

Tabel 2.2 Penelitian Terdahulu

NO.	Nama peneliti	Chandra Yoga wicaksana	Asri Wulan	Afan Allail Rofikha
1	Judul	Studi Perencanaan Terowongan Pengelak Bendungan Lubuk Ambacang Kecamatan Hulu Kuantan Kabupaten Kuantan Singing Provinsi Riau	Analisa Pembangunan Terwongan air Sebagai Bangunan Pengelak Waduk Jati Gede, Sumedang, Jawa Barat	Analisis Struktur Terowongan Pengelak pada Bendungan Kuau Kabupaten Toba Samosir Provinsi Sumatra Utara

2	Tujuan	Perencanaan terowongan ini bertujuan untuk memanfaatkan potensi alam untuk pariwisata dan kebutuhan penduduk sekitar	Meningkatkan produksi padi dengan memanfaatkan semaksimal mungkin jaringan irigasi yang telah ada (sistem jaringan irigasi rentang) diselatan cirebon dan indramayu	Mengaihkan airan sungai selama proses pembangunan bendungan sungai berlangsung
3	Metodologi	Pelaksanaan studi terowongan pengelak ini perlu menganalisis semua data untuk perecanaan desain .lokasi penelitian ini berada pada elevasi +80 dari dasar sungai di AS dam hamper mencapai 12000 HA	Dengan mempertimbangkan kondisi topografi di lapangan, kemiringan conduit dipilih agak landai untuk mendapatkan kondisi aliran subkritis. Kondisi aliran dalam conduit ditentukan oleh ratio dari kedalaman air pada dasar conduit terhadap penampang conduit pada outletnya atau diameter ekivalen conduit	Lokasi bendungan terletak pada koordinat UTM zona 47. 543.773m T dan 252.296m U di kecamatan nassau, kab. Toba samosir, sumu. Dan data yang dibutuhkan yaitu, debit bajir rancangan, peta kntur dan denah bendungan

4	Output	Menentukan tinggi coverdam dan untuk menentukan berapa diameter terowongan pengelak	Memanfaatkan sumber daya air yang besar dan melimpah, agar tidak terbuang percuma dan belum termanfaatkan dengan baik. Untuk mengembangkan potensi sumber daya air wilayah sungai (WS) cimanuk-cisanggarung, sukabumi. Yang memiliki fluktuasi debit yang tercatat sangat besar	Mengetahui jenis struktur terowongan terowongan yang akan dibangun agar kuat menahan beban yang ada dan dapat bekerja sesuai dengan fungsinya
---	--------	---	---	---

## BAB 3. METODOLOGI

### 3.1 Umum

Dalam penggerjaan Tugas Akhir ini dibutuhkan tahap penggerjaan yang teratur dan sistematis agar mendapatkan hasil yang sesuai. Tahap penggerjaan ini akan diuraikan dan dijelaskan secara rinci dalam penyelesaian penelitian pada diagram alir.

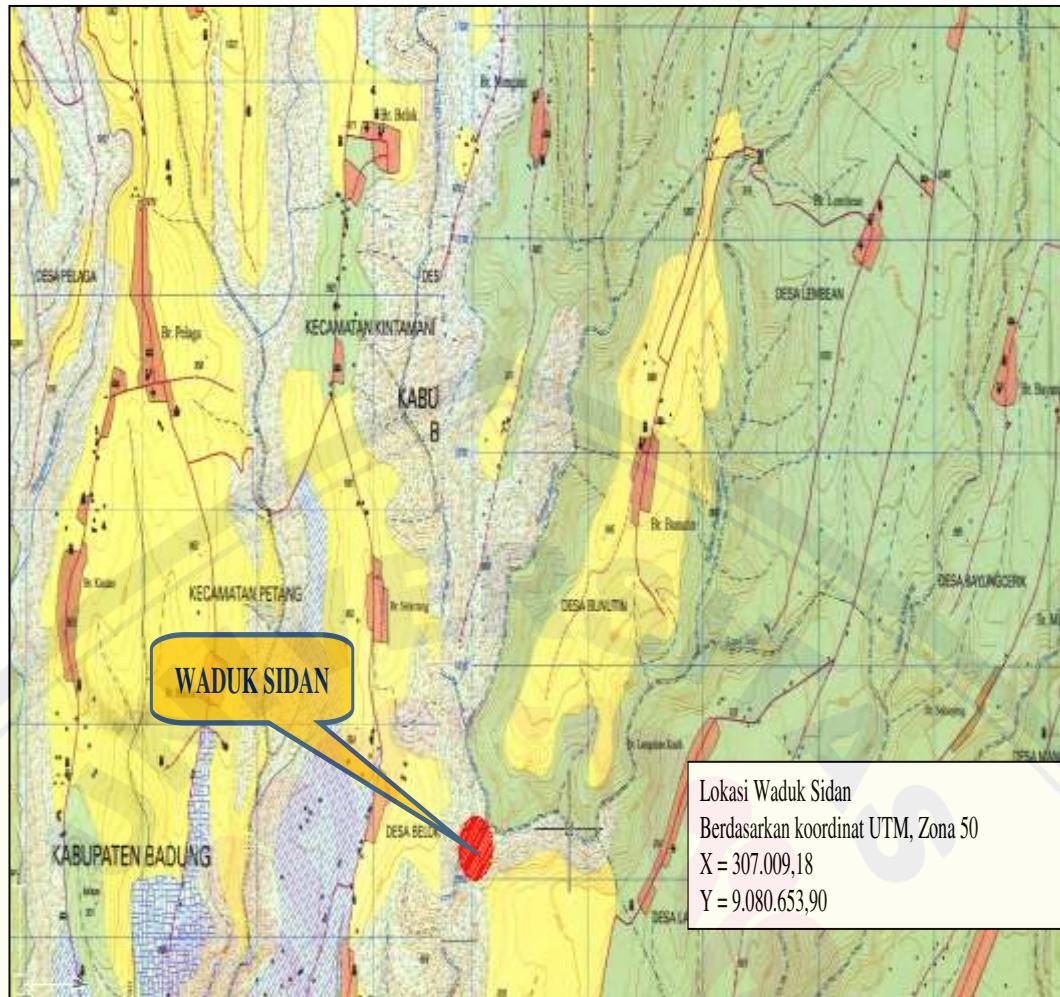
### 3.2 Lokasi proyek

Proyek Pembangunan Bendungan Sidan terletak ±60 km dari Kota Denpasar atau kurang lebih 2,5 jam perjalanan ke arah utara. Lokasi as bendungan terletak di Desa Sidan, Kec. Petang, Kabupaten Badung. Bendungan Sidan diusulkan pada Sungai Ayung.

Secara administrasi lokasi kegiatan terletak pada beberapa desa, kecamatan serta kabupaten. Secara rinci lokasi site rencana bendungan Sidan adalah sebagai berikut : gambar 3.1

*(Gambar peta lokasi bendungan sidan dapat dilihat pada lembar selanjutnya)*

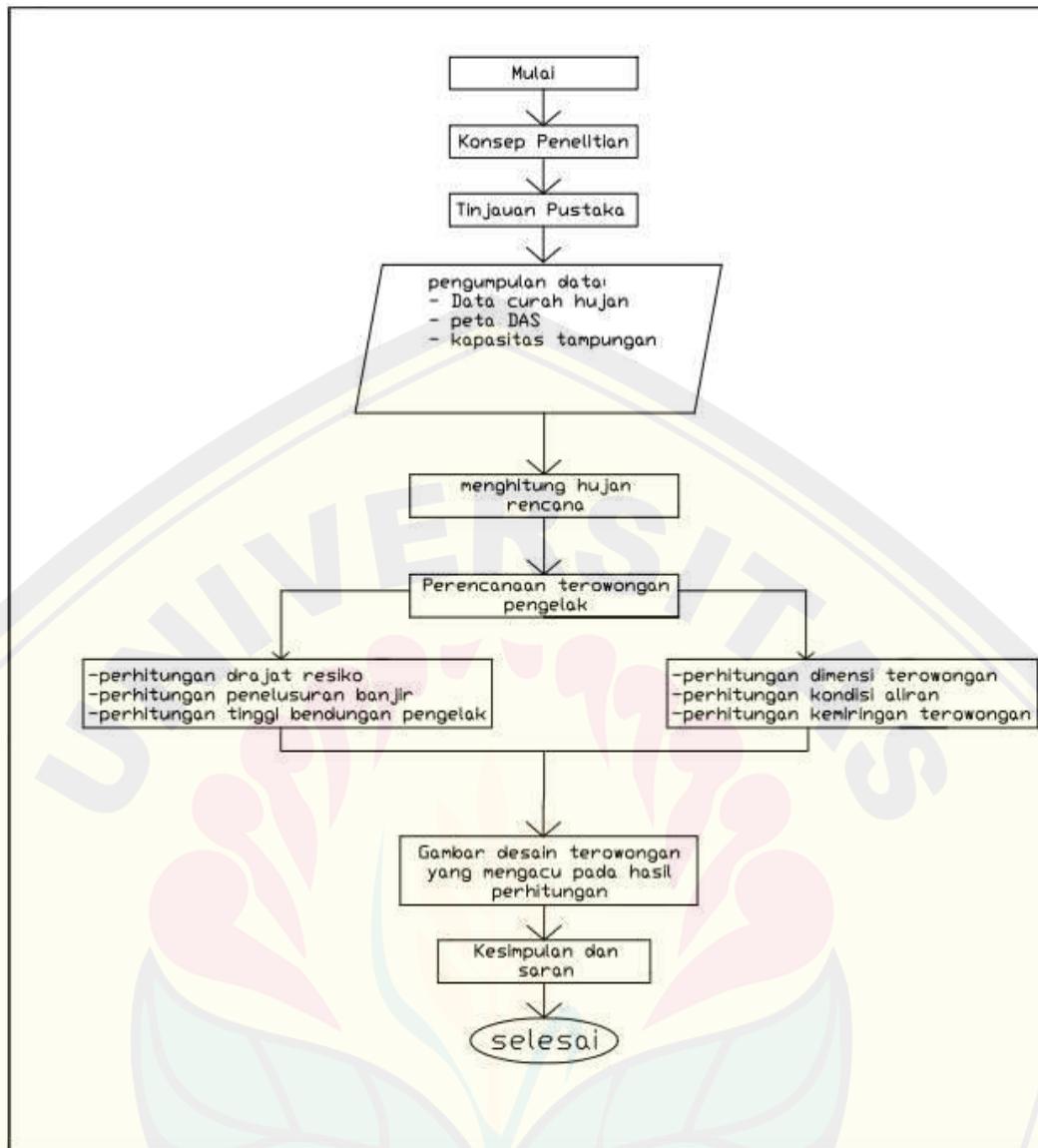
1. Ruas sungai : Sungai Ayung
2. Tubuh Dam, terbagi atas 2 (dua) wilayah administrasi
  - a) Kiri : Ds. Buahan Kaja, Kec. Payangan, Kab. Gianyar
  - b) Kanan : Ds. Sidan, Kec. Petang, Kab. Badung
3. Areal Genangan, lokasi areal genangan terbagi atas 3 (tiga) wilayah administratif sebagai berikut
  - a) Ds. Bunutin, Kec. Kintamani, Kab. Bangli
  - b) Ds. Buahan, Kec. Payangan, Kab. Gianyar
  - c) Ds. Sidan, Kec. Petang, Kab. Badung



Gambar 3.1 Lokasi pembangunan bendungan sidan

(sumber:google maps)

### 3.3 Tahapan penelitian



Gambar 3.2 tahapan penelitian

#### 3.3.1 Tinjauan Pustaka

Pada tahap ini dilakukan pengumpulan bahan atau literatur dan tinjauan pustaka tentang cara desain hidrologis terowongan pengelak. Persiapan literatur dilakukan untuk menyiapkan dan mempelajari literatur yang sesuai dengan kasus yang akan didesain serta dianalisis

### **3.3.2 Pengumpulan Data**

Pada tahap ini akan dilakukan pengumpulan data di lapangan pada proyek pembangunan bendungan sidan di kab. Badung Bali berupa data seperti:

1. Data curah hujan
2. Peta DAS
3. Kapasitas tampungan

### **3.3.3 Menghitung Hujan Rencana**

Pada tahap ini dilakukan perhitungan besarnya curah hujan yang akan direncanakan pada waktu tertentu, dan tahapan ini dilakukan sebelum perencanaan terowongan

### **3.3.4 Hidrograf Satuan Sintetik**

Pada tahap ini dilakukan perhitungan hujan kala ulang, kemudian diambil debit maksimal pada kala ulang tertentu, dan berpengaruh pada diameter terowongan

### **3.3.5 Perencanaan Terowongan Pengelak**

Pada tahap ini mulai melakukan perhitungan analisa hidrologi dan dimensi terowongan pengelak. Tahap-tahap perhitungan analisa hidrologi dan dimensi dilakukan secara manual, perhitungan yang dilakukan antara lain:

- a) Perhitungan drajat resiko
- b) Perhitungan dimensi terowongan
- c) Menghitung kemiringan terowongan
- d) Menghitung kondisi aliran
- e) Menghitung penelusuran banjir
- f) Perhitungan tinggi bendungan pengelak

### **3.3.6 Gambar Desain Terowongan Yang Mengacu Pada Hasil Perhitungan**

Gambar desain disini menggunakan software *AUTOCAD* dan gambar desain mengacu pada hasil perhitungan yang telah dilakukan

### 3.3 Waktu Pengerjaan Tugas Akhir

Jenis Pekerjaan	Bulan Pelaksanaan															
	Bulan ke 1				Bulan ke 2				Bulan ke 3				Bulan ke 4			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Pengerjaan Proposal																
Seminar Proposal																
Pengumpulan Data																
Pengerjaan BAB 3,4																
Seminar Hasil																
Revisi																
Sidang Skripsi																



**BAB 4. PEMBAHASAN****4.1 Data Perencanaan**

Pada tahap ini dilakukan pengumpulan data skunder untuk melakukan perhitungan hidrologi. Data primer yang diperoleh dari penyidikan di lapangan berupa hasil pengukuran hidrometri sungai ayung pada bendungan buangga yang terletak di bagian hilir dari rencana waduk-waduk. Berikut ini adalah data perencanaan terowongan pengelak:

- a) Elevasi inlet = EL. +771.00 m
- b) Elevasi outlet = EL. +766.00 m
- c) Panjang Terowongan = 550.00 m
- d) Kondisi tanah soft rock

**4.1.1 Data Curah Hujan**

Jumlah penggunaan stasiun hujan telah mencakupi untuk ketersedian data pada luas DTA 65,92 km<sup>2</sup>, kemudian aliran dasar yang didapat adalah 16,2 m<sup>3</sup>/dt, berikut adalah data curah hujan tahunan di daerah tropik yang didapat melalui tiga stasiun

Tabel 4.1 Data Curah Hujan Tahunan (dalam mm/th)

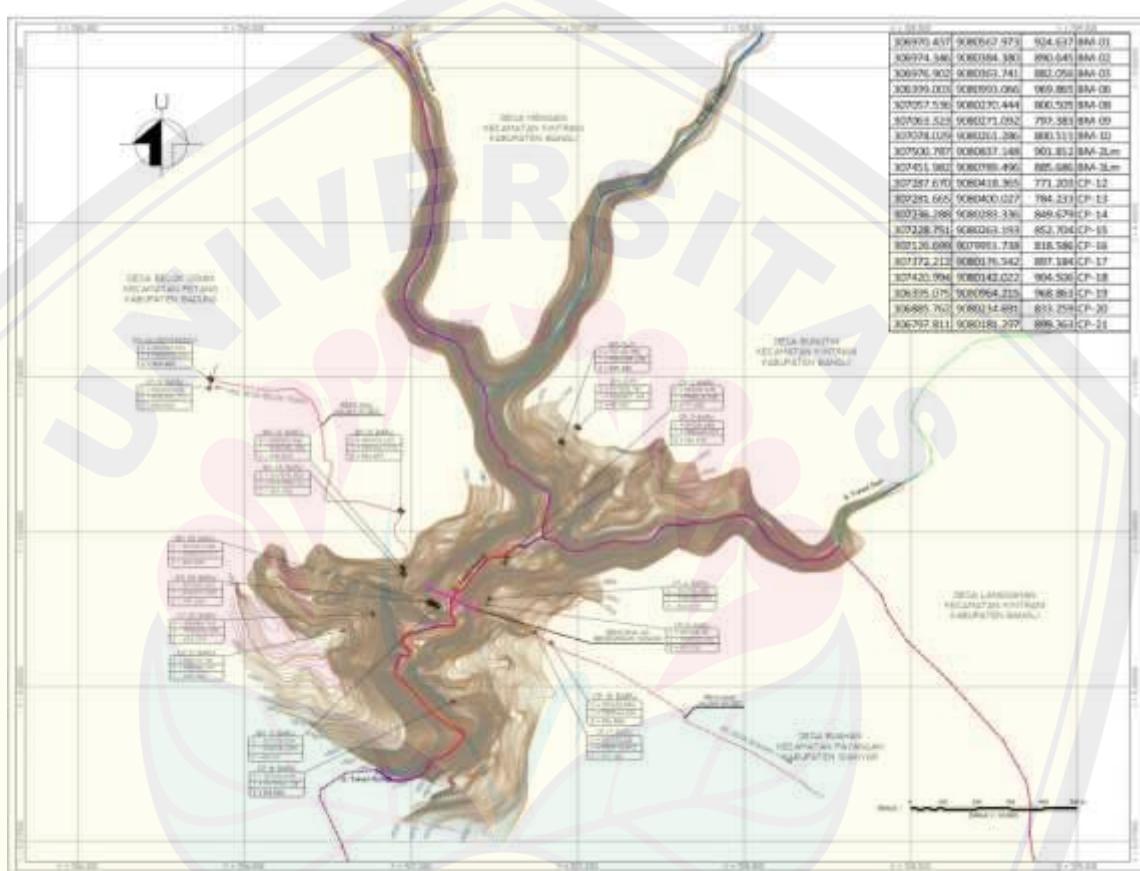
No.	Tahun	Gitgit	Kedisan	Pengotan
1	1992	98,2583	92,0000	95,1000
2	1993	193,5333	131,4580	107,9667
3	1994	192,9467	155,4620	139,2400
4	1995	172,0000	121,5289	166,4000
5	1996	198,3333	134,4672	128,5533
6	1997	0	41,6854	33,1333
7	1998	218,3333	158,0000	142,0133

8	1999	312,6000	299,9909	249,8759
9	2000	165,2667	177,0000	143,1867
10	2001	212,8000	98,7684	86,9800
11	2002	35,9067	70,8763	0
12	2003	242,6933	159,7683	135,1867
13	2004	238,6667	160,4639	90,4000
14	2005	186,3667	196,4538	128,2000
15	2006	290,7561	269,9245	285,8764
16	2007	249,0667	235,7864	211,7653
17	2008	208,4572	267,5381	247,8450
18	2009	172,8667	169,6940	118,1333
19	2010	266,5000	197,4581	217,0678
20	2011	259,7667	241,6589	161,8667
Rerata		190,8461	155,5029	132,0473

Sumber : data proyek

#### **4.1.2 Peta Topografi**

Peta topografi digunakan untuk mengetahui letak atau lokasi as bendungan, maka pengukuran ini bersifat updateting peta, pada peta topografi yang berada pada gambar 4.1 tersebut diambil pada tahun 2019, kegiatan pengukuran topografi dilaksanakan pada awal bulan ke-2 setelah pelaksanaan kegiatan diskusi pendahuluan pada akhir bulan pertama



Gambar 4.1 Peta Topografi Bendungan Sidan

#### 4.1.3 Peta DAS

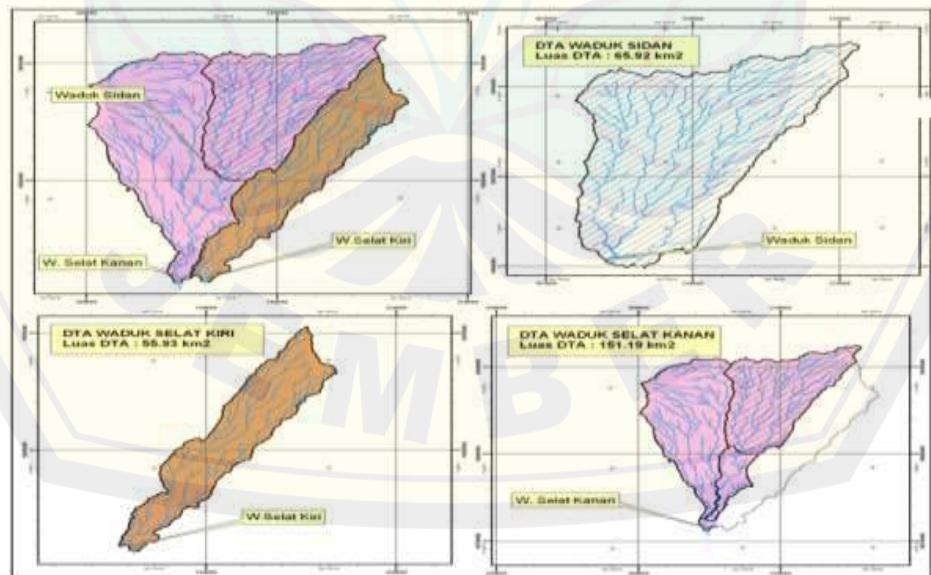
Secara spasial, daerah aliran sungai (DAS) untuk Waduk Sidan merupakan salah suatu bagian dari DAS Waduk Selat kanan. Sedangkan untuk Waduk Selat kiri adalah merupakan sistem tersendiri, yang dibatasi oleh perbukitan. Dimana DAS Waduk Selat Kanan adalah bersebelah dengan DAS Waduk Selat Kiri.

Luas DAS masing-masing rencana Waduk adalah sebagai berikut :

- 1 DTA Waduk Sidan  $65.25 \text{ km}^2$ , panjang sungai utama  $17.36 \text{ km}$
- 2 DTA Waduk Selat Kanan  $150.14 \text{ km}^2$ , panjang sungai utama  $30.56 \text{ km}$
- 3 DTA Waduk Selat Kiri  $55.45 \text{ km}^2$ , panjang sungai utama  $24.60 \text{ km}$

Secara garis besar kondisi topografi DAS masing-masing waduk merupakan dataran tinggi yang terletak pada bagian hulu, daerahnya bergelombang dan bergunung-gunung, dengan kemiringannya lereng sedang serta curam. Penggunaan lahan pada daerah tangkapan air berupa tegalan, sawah, belukar, hutan, pemukiman, dan perkebunan. Dominasi luasan jenis penggunaan berupa perkebunan dengan vegetasi yang tidak rapat dapat berpengaruh terhadap pengaliran debit sungai dengan kemungkinan erosi lahan yang tinggi.

Berikut adalah peta DTA waduk Sidan dan sistem DTA di daerah sekitarnya.



Gambar 4.2 Peta DAS Waduk Sidan

#### 4.2 Menghitung Hujan Rencana

Dalam suatu deretan pengamat hujan biasa terdapat ketidak-sesuaian. Uji konsistensi biasa dilakukan terhadap data curah hujan tahunan yang dimaksud untuk mengetahui adanya penyimpangan data hujan, sehingga dapat disimpulkan apakah data tersebut layak dipakai dalam perhitungan analisis hidrologi atau tidak. Adapun ketidak-sesuaian tersebut disebabkan oleh beberapa hal, misalnya disebabkan oleh beberapa hal, misalnya adanya perubahan mendadak pada sistem lingkungan hidrologis, misalnya karena.

- a) Pembangunan gedung atau tumbuhnya pepohonan
- b) Karena gempa bumi, meletusnya gunung berapi
- c) Pemindahan alat ukur
- d) Perubahan iklim
- e) Perubahan letak stasiun

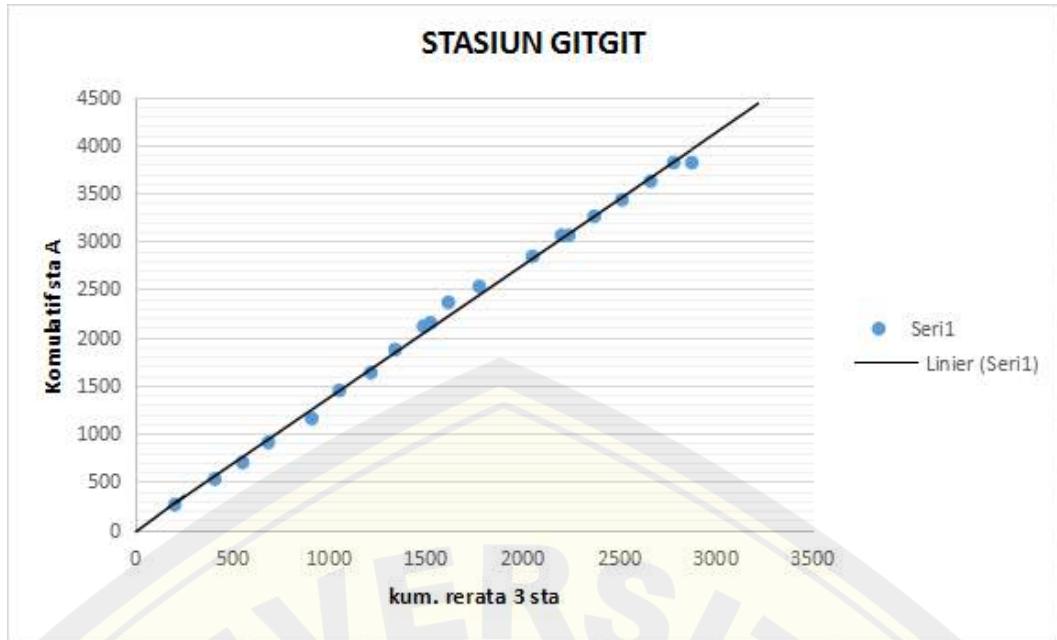
Adanya penyimpangan terhadap *trend* semula tersebut dapat diselidiki menggunakan teknik garis massa ganda (*double mass curve*) yaitu dengan cara menguji konsistensi hasil-hasil pengukuran pada suatu stasiun dan membandingkan akumulasi tahunannya atau hujan musimnya dengan nilai terakumulasi dari hujan yang bersamaan untuk suatu kumpulan stasiun yang mengelilinginya. Konsistensi dari catatan bagi masing-masing stasiun dasar harus diuji, dan yang menunjukkan catatan yang tidak konsisten harus dibuang sebelum stasiun-stasiun lainnya diuji atau disesuaikan (*Linsley et all, 1989:76*).

**Tabel 4.2** Data Curah Hujan Tahunan (dlm mm/th)

No.	Tahun	Gitgit	Kedisan	Pengotan
1	1992	98,2583	92,0000	95,1000
2	1993	193,5333	131,4580	107,9667
3	1994	192,9467	155,4620	139,2400

4	1995	172,0000	121,5289	166,4000
5	1996	198,3333	134,4672	128,5533
6	1997	34,5464	41,6854	33,1333
7	1998	218,3333	158,0000	142.0133
8	1999	312,6000	299,9909	249,8759
9	2000	165,2667	177,0000	143,1867
10	2001	212,8000	98,7684	86,9800
11	2002	35,9067	70,8763	66,8829
12	2003	242,6933	159,7683	135,1867
13	2004	238,6667	160,4639	90,4000
14	2005	186,3667	196,4538	128,2000
15	2006	290,7561	269,9245	285,8764
16	2007	249,0667	235,7864	211,7653
17	2008	208,4572	267,5381	247,8450
18	2009	172,8667	169,6940	118,1333
19	2010	266,5000	197,4581	217,0678
20	2011	259,7667	241,6589	161,8667
Rerata		190,8461	155,5029	132,0473

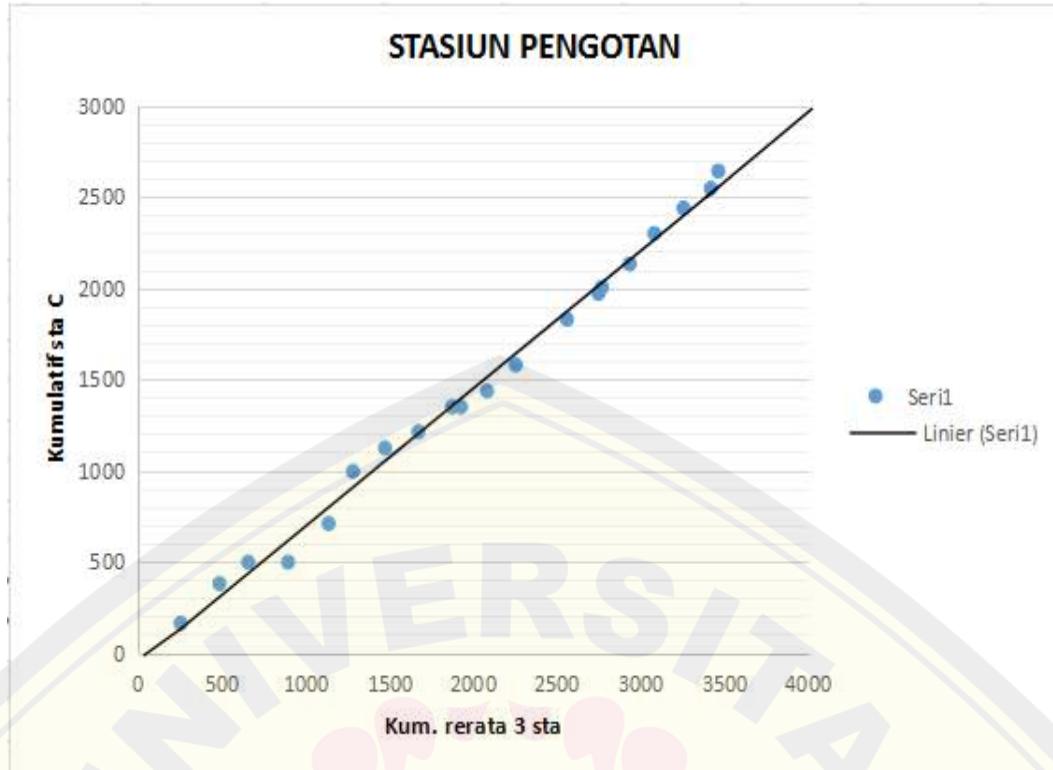
Sumber : data proyek



Gambar 4.3 Uji konsistensi data pada sta. Gitgit terhadap sta. Yang lainnya



Gambar 4.4 Uji konsistensi data pada sta. Kedisan terhadap sta. Yang lainnya



**Gambar 4.5** Uji konsistensi data pada sta. Pengotan terhadap sta. Yang lainnya

#### 4.2.1 Hujan wilayah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan rancangan pemanfaatan air adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Stasiun-stasiun pengamatan yang tersebar pada satu daerah aliran dapat dianggap sebagai titik (*point*). Tujuan mencari hujan rata-rata adalah mengubah hujan titik (*point rainfall*) menjadi hujan wilayah (*regional rainfall*) atau mencari suatu nilai yang dapat mewakili suatu daerah aliran, yaitu:

- Cara rata-rata aljabar
- Cara poligon thissen

Berikut adalah rekapitulasi hasil perhitungan curah hujan wilayah dengan cara rata-rata aljabar dan polygon thiessen.

a) Cara rerata aljabar

Cara yang pertama dilakukan yaitu dengan cara rerata aljabar, berikut adalah hasil dari perhitungan dengan cara rerata aljabar.

**Tabel 4.3** Menghitung Curah Hujan Rerata Daerah

NO	Tahun	GITGIT	KEDISAN	PENGOTAN	Curah hujan	urutan
1,0000	1992,0000	98,2583	92,0000	95,1000	95,1194	24,9396
2,0000	1993,0000	193,5333	131,4580	107,9667	144,3193	35,5943
3,0000	1994,0000	192,9467	155,4620	139,2400	162,5496	62,3667
4,0000	1995,0000	172,0000	121,5289	166,4000	153,3096	132,8495
5,0000	1996,0000	198,3920	134,4672	128,5533	153,8042	144,3193
6,0000	1997,0000	0,0000	41,6854	33,1333	24,9396	153,3096
7,0000	1998,0000	218,3333	158,0000	142,0133	172,7822	158,6651
8,0000	1999,0000	312,6000	299,9909	249,8759	287,4889	160,4513
9,0000	2000,0000	165,2667	177,0000	143,1867	161,8178	161,8178
10,0000	2001,0000	212,8000	98,7684	86,9800	132,8495	163,1769
11,0000	2002,0000	35,9067	70,8763	0,0000	35,5943	172,7822
12,0000	2003,0000	242,6933	159,7683	135,1867	179,2161	174,8829
13,0000	2004,0000	238,6667	160,4639	90,4000	163,1769	179,2161
14,0000	2005,0000	186,3667	196,4538	128,2000	170,3402	181,8980
15,0000	2006,0000	290,7591	269,9245	285,8764	282,1867	187,4144
16,0000	2007,0000	249,0667	235,7864	211,7653	232,2061	200,3402
17,0000	2008,0000	208,4572	267,5381	247,8450	241,2801	215,0974
18,0000	2009,0000	172,8667	169,6940	118,1333	153,5647	227,0083
19,0000	2010,0000	266,5000	197,4581	217,0678	227,0086	232,2061
20,0000	2011,0000	259,7667	241,6589	161,8667	221,0974	287,4889
					rerata	169,7326
					jumlah	3394,6511

Sumber ; analisa data

**Tabel 4.4** Perhitungan Abnormalitas Data Curah Hujan untuk Harga Max dengan Cara Aljabar

NO	xi	log xi	xi+b	log(xi+b)	(log(xi+b))^2
1,0000	24,9396	1,3969	3,0149	0,4793	0,2297
2,0000	35,5943	1,5514	13,6697	1,1358	1,2899
3,0000	62,3667	1,7950	40,4420	1,6068	2,5819
4,0000	132,8495	2,1234	110,9248	2,0450	4,1821
5,0000	144,3193	2,1593	122,3947	2,0878	4,3588
6,0000	153,3096	2,1856	131,3850	2,1185	4,4882
7,0000	158,6651	2,2005	136,7405	2,1359	4,5621
8,0000	160,4513	2,2053	138,5267	2,1415	4,5862
9,0000	161,8178	2,2090	139,8931	2,1458	4,6044
10,0000	163,1769	2,2127	141,2522	2,1500	4,6225
11,0000	172,7822	2,2375	150,8576	2,1786	4,7462
12,0000	174,8829	2,2427	152,9583	2,1846	4,7724
13,0000	179,2161	2,2534	157,2915	2,1967	4,8255
14,0000	181,8980	2,2598	159,9734	2,2040	4,8578
15,0000	187,4144	2,2728	165,4897	2,2188	4,9229
16,0000	200,3402	2,3018	178,4155	2,2514	5,0689
17,0000	215,0974	2,3326	193,1728	2,2859	5,2255
18,0000	227,0083	2,3560	205,0836	2,3119	5,3450
19,0000	232,2061	2,3659	210,2815	2,3228	5,3954
20,0000	287,4889	2,4586	265,5643	2,4242	5,8766
jumlah	3255,8245	43,1202	2817,3318	40,6254	86,5422
rerata	162,7912	2,1560	140,8666	2,0313	4,3271

sumber : analisa data

**Tabel 4.5** Perhitungan Abnormalitas Data Curah Hujan Untuk Harga Min dengan Cara Aljabar

NO	xi	log xi	xi+b	log(xi+b)	(log(xi+b))^2
1,0000	24,9396	1,3969	93,9429	1,9729	3,8922
2,0000	35,5943	1,5514	104,5976	2,0195	4,0785
3,0000	62,3667	1,7950	131,3700	2,1185	4,4880
4,0000	132,8495	2,1234	201,8528	2,3050	5,3132
5,0000	144,3193	2,1593	213,3227	2,3290	5,4244
6,0000	153,3096	2,1856	222,3130	2,3470	5,5082
7,0000	158,6651	2,2005	227,6684	2,3573	5,5569
8,0000	160,4513	2,2053	229,4546	2,3607	5,5729
9,0000	161,8178	2,2090	230,8211	2,3633	5,5851
10,0000	163,1769	2,2127	232,1802	2,3658	5,5971
11,0000	172,7822	2,2375	241,7855	2,3834	5,6807
12,0000	174,8829	2,2427	243,8862	2,3872	5,6987
13,0000	179,2161	2,2534	248,2194	2,3948	5,7352
14,0000	181,8980	2,2598	250,9013	2,3995	5,7576
15,0000	187,4144	2,2728	256,4177	2,4089	5,8030
16,0000	200,3402	2,3018	269,3435	2,4303	5,9064
17,0000	215,0974	2,3326	284,1007	2,4535	6,0195
18,0000	227,0083	2,3560	296,0116	2,4713	6,1074
19,0000	232,2061	2,3659	301,2094	2,4789	6,1448
jumlah	2968,3355	40,6616	4279,3986	44,3469	103,8699
rerata	156,2282	2,1401	225,2315	2,3340	5,4668

sumber : analisa data

b) Cara rerata polygon thiessen

Cara yang pertama dilakukan yaitu dengan cara rerata polygon thiessen, berikut adalah hasil dari perhitungan dengan cara rerata polygon thiessen.

**Tabel 4.6** Luas Daerah Pengaruh Stasiun Hujan

stasiun	luas	koefisien thiesen
GITGIT	65,25	0,2409
KEDISAN	150,14	0,5543
PENGOTAN	55,45	0,2047
jumlah	270,84	1,0000

NO	Tahun	GITGIT	KEDISAN	PENGOTAN	curah hujan	urutan
1	1992	23,67211	51,00015	19,4701484	94,1424054	29,89178
2	1993	46,6255	72,87367	22,1043851	141,603551	47,94077
3	1994	46,48416	86,18027	28,5070817	161,171513	94,14241
4	1995	41,43775	67,36948	34,0676414	142,874867	123,8271
5	1996	47,79603	74,54182	26,3191638	148,657014	141,6036
6	1997	0	23,10828	6,78350071	29,8917785	142,8749
7	1998	52,60024	87,58721	29,0748757	169,26233	148,657
8	1999	75,3107	166,2998	51,1579481	292,768433	159,9022
9	2000	39,81557	98,11985	29,3150962	167,250519	161,1715
10	2001	51,26717	54,75221	17,807713	123,827088	164,9599
11	2002	8,650532	39,29024	0	47,9407683	167,2505
12	2003	58,46899	88,56747	27,6772289	174,713681	169,2623
13	2004	57,49889	88,95307	18,5079013	164,959865	174,7137
14	2005	44,89893	108,9041	26,2468247	180,049803	180,0498
15	2006	70,04885	149,6325	58,5284536	278,209799	218,1062
16	2007	60,00443	130,7081	43,3554345	234,067922	229,6852
17	2008	50,22091	148,3096	50,742155	249,272662	234,0679
18	2009	41,64654	94,06977	24,1858416	159,902158	249,2727
19	2010	64,20442	109,4608	44,4410335	218,106239	278,2098
20	2011	62,58224	133,9635	33,1395166	229,685235	292,7684
				jumlah	3408,35763	
				rata-rata	170,417882	

sumber : analisa data

**Tabel 4.7** Perhitungan Abnormalitas Data Curah Hujan untuk Harga Max dengan Cara Polygon Thiessen

no	xi	log xi	xi+b	log(xi+b)	(log(xi+b))^2
1	29,89178	1,47555176	104,508659	2,019152	4,076975902
2	47,94077	1,68070499	122,557648	2,08834	4,361165705
3	94,14241	1,97378529	168,759285	2,227268	4,960721308
4	123,8271	2,09281566	198,443968	2,297638	5,279139933
5	141,6036	2,15107414	216,220431	2,334897	5,451742735
6	142,8749	2,15495584	217,491747	2,337443	5,46363876
7	148,657	2,17218541	223,273894	2,348838	5,517039702
8	159,9022	2,20385433	234,519038	2,370178	5,617744246
9	161,1715	2,20728828	235,788393	2,372522	5,628862649
10	164,9599	2,21737829	239,576745	2,379445	5,661756894
11	167,2505	2,22336748	241,867399	2,383577	5,681440912
12	169,2623	2,22856031	243,87921	2,387175	5,698603424
13	174,7137	2,24232691	249,330561	2,396776	5,744532861
14	180,0498	2,25539265	254,666683	2,405972	5,788701895
15	218,1062	2,33866809	292,723119	2,466457	6,083410248
16	229,6852	2,36113308	304,302115	2,483305	6,166803575
17	234,0679	2,3693419	308,684802	2,489515	6,197686168
18	249,2727	2,39667465	323,889542	2,510397	6,302092726
19	278,2098	2,44437242	352,826679	2,547561	6,490069176
20	292,7684	2,46652425	367,385313	2,565122	6,5798498
jumlah	3408,358	43,6559557	4900,69523	47,41158	112,7519786
rerata	170,4179	2,18279779	245,034762	2,370579	5,637598931

sumber : analisa data

**Tabel 4.8** Perhitungan Abnormalitas Data Curah Hujan untuk Harga Min dengan Cara Polygon Thiessen

no	xi	log xi	xi+b	log(xi+b)	(log(xi+b))^2
1	47,94077	1,68070499	136,966648	2,136615	4,565122924
2	94,14241	1,97378529	183,168285	2,26285	5,12049139
3	123,8271	2,09281566	212,852968	2,32808	5,41995514
4	141,6036	2,15107414	230,629431	2,362915	5,583366011
5	142,8749	2,15495584	231,900747	2,365302	5,594654252
6	148,657	2,17218541	237,682894	2,375998	5,64536615
7	159,9022	2,20385433	248,928038	2,396074	5,741169733
8	161,1715	2,20728828	250,197393	2,398283	5,751760297
9	164,9599	2,21737829	253,985745	2,404809	5,783107977
10	167,2505	2,22336748	256,276399	2,408709	5,801877185
11	169,2623	2,22856031	258,28821	2,412105	5,818248513
12	174,7137	2,24232691	263,739561	2,421175	5,862089728
13	180,0498	2,25539265	269,075683	2,429874	5,904289846
14	218,1062	2,33866809	307,132119	2,487325	6,186786827
15	229,6852	2,36113308	318,711115	2,503397	6,266997586
16	234,0679	2,3693419	323,093802	2,509329	6,296730157
17	249,2727	2,39667465	338,298542	2,5293	6,39735913
18	278,2098	2,44437242	367,235679	2,564945	6,578942182
19	292,7684	2,46652425	381,794313	2,581829	6,665843335
jumlah	3378,466	42,180404	5069,95757	43,7423	106,4190354
rerata	177,814	2,22002126	266,839872	2,430128	5,601001865

sumber : analisa data

Analisa perbandingan:

Secara matematis		
	$\Sigma CH$ Max	
Metode R.Aljabar	169,7326	
Metode Thiessen	170,4179	
Data yg akan digunakan		
<b>Thiessen</b>		
karna rata-rata CH max terbesar		

Dari data diatas terlihat jeals bahwa data yang digunakan untuk perhitungan selanjutnya menggunakan metode **thiessen**, karena curah hujan maksimum yang terbesar terdapat pada metode tersebut. Secara teoritis metode thiessen didasarkan atas cara rata-rata timbang masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambarkan garis sumbu tegak lurus dari penghubung garis antara 2 pos penakar, hasil dari perhitungan ini lebih teliti dari pada perhitungan dengan metode aljabar (Ir. CD. Soemarto, 1986)

#### 4.2.2 Curah Hujan Rancangan

Analisa frekunesi dapat dilakukan terhadap seri data hujan. Jenis analisa distibusi frekuensi yang umum digunakan diantaranya adalah:

- a) Distribusi normal
- b) Distribusi gumbel
- c) Distribusi log normal
- d) Distribusi log person

Jenis distribusi frekuensi yang digunakan dalam analisis hidrologi ini adalah distribusi NORMAL. Pemilihan ini mengacu pada hasil perhitungan yang terdapat pada tabel 4.13 dimana chi-kuadrat lebih kecil dari chi-kritik

Berikut adalah rekapitulasi curah hujan rancangan

**Tabel 4.9** Curah Hujan Metode Normal

NO	X <sub>i</sub>	X <sub>i</sub> - X̄	(X <sub>i</sub> - X̄) <sup>2</sup>	(X <sub>i</sub> - X̄) <sup>3</sup>	(X <sub>i</sub> - X̄) <sup>4</sup>
1	29,8917785	-140,5261031	19747,58565	-2775051,256	389967138,9
2	47,9407683	-122,4771133	15000,64328	-1837235,487	225019298,9
3	94,1424054	-76,2754762	5817,948269	-443766,7747	33848522,06
4	123,827088	-46,59079335	2170,702025	-101134,7295	4711947,283
5	141,603551	-28,81433046	830,2656398	-23923,54851	689341,0326
6	142,874867	-27,54301433	758,6176386	-20894,61649	575500,7216
7	148,657014	-21,76086733	473,5353468	-10304,53986	224235,7247
8	159,902158	-10,51572351	110,5804409	-1162,833342	12228,03391
9	161,171513	-9,246368218	85,49532523	-790,521258	7309,450635
10	164,959865	-5,45801618	29,78994062	-162,5939779	887,4405622
11	167,250519	-3,167362212	10,03218338	-31,77555855	100,6447034
12	169,26233	-1,155552041	1,33530052	-1,543009242	1,783027479
13	174,713681	4,295798924	18,45388839	79,27419389	340,5459968
14	180,049803	9,631921001	92,77390216	893,5908965	8606,996922
15	218,106239	47,68835695	2274,179388	108451,8784	5171891,891
16	229,685235	59,26735292	3512,619122	208183,6372	12338493,1
17	234,067922	63,65004037	4051,327639	257867,1677	16413255,64
18	249,272662	78,85478081	6218,076457	490325,0561	38664474,83
19	278,209799	107,7919179	11619,09756	1252444,81	135003428,1
20	292,768433	122,3505514	14969,65742	1831545,839	224090643,3
jumlah	3408,35763	0	87792,71642	-1064668,966	1086747646
rerata	170,417882	0	4389,635821	-53233,44829	54337382,32

Sumber: analisa data

#### 4.2.2.1 Uji Kesesuaian Distribusi

Dalam penelitian ini digunakan uji kesesuaian menggunakan dua metode yaitu smirnov-kolmogorov (uji secara horizontal) dan chi square (uji secara vertikal) sebagai berikut.

##### A) Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan horizotal yaitu selisih atau simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan impiris ( $\Delta$  maks) dimana dihitung dengan persamaan:

$$D_{\max} = |P_{(x)} - P'_{(x)}|,$$

Syarat=  $D_{\max} \leq D_0 \rightarrow$  distribusi bisa diterapkan pada semua data yang Ada

**Tabel 4.10 UJI SMIRNOV-KOLMOGOROF debit maksimum**

Debit (m <sup>3</sup> /dt)	m	P = m/(N+1)	NORMAL		LOG-NORMAL		GUMBEL		LOG-PEARSON III	
			P(x >= Xm)	Do	P(x >= Xm)	Do	P(x >= Xm)	Do	P(x >= Xm)	Do
292,768	1	0,048	0,026	0,022	0,107	0,059	0,045	0,003	0,000	0,048
249,273	2	0,095	0,100	0,004	0,171	0,076	0,103	0,007	0,106	0,011
234,068	3	0,143	0,147	0,004	0,202	0,059	0,136	0,007	0,178	0,035
229,685	4	0,190	0,163	0,028	0,212	0,022	0,147	0,043	0,199	0,009
227,714	5	0,238	0,170	0,068	0,217	0,021	0,152	0,086	0,209	0,029
218,106	6	0,286	0,210	0,076	0,241	0,045	0,181	0,105	0,258	0,027
180,050	7	0,333	0,412	0,079	0,362	0,029	0,345	0,011	0,458	0,125
169,262	8	0,381	0,478	0,097	0,405	0,024	0,407	0,026	0,513	0,132
167,251	9	0,429	0,490	0,061	0,414	0,015	0,419	0,009	0,523	0,095
164,960	10	0,476	0,504	0,028	0,424	0,052	0,434	0,043	0,535	0,059
161,172	11	0,524	0,527	0,003	0,440	0,083	0,458	0,066	0,554	0,030
159,902	12	0,571	0,535	0,037	0,446	0,125	0,466	0,105	0,560	0,012
148,657	13	0,619	0,602	0,017	0,499	0,120	0,543	0,076	0,614	0,005
142,875	14	0,667	0,636	0,030	0,528	0,138	0,584	0,082	0,641	0,026
141,604	15	0,714	0,644	0,071	0,535	0,179	0,593	0,121	0,647	0,067
128,577	16	0,762	0,715	0,047	0,604	0,158	0,687	0,074	0,705	0,057
123,827	17	0,810	0,739	0,070	0,630	0,179	0,721	0,088	0,725	0,085
94,142	18	0,857	0,863	0,006	0,798	0,059	0,899	0,042	0,836	0,021
47,941	19	0,905	0,964	0,060	0,981	0,076	0,997	0,092	0,956	0,051
29,892	20	0,952	0,981	0,029	0,998	0,046	1,000	0,047	0,982	0,030
D <sub>Kritik</sub> =	0,290			0,097		0,179		0,121		0,132
				Diterima		Diterima		Diterima		Diterima

Ket. : m = Peringkat

P = Peluang di lapangan

Do = Selisih peluang lapangan dengan peluang teoritis

*Sumber: analisa data*

Kesimpulan yang didapat dari hasil pengujian smirnov-kolmogorov adalah

- Uji smirnov-kolmogorov menggunakan delta kritis 0,000
- Menurut uji smirnov-kolmogorov, distribusi terbaik adalah normal
- Dengan nilai delta maksimum adalah 0,000

**B) Uji Chi-Square**

Uji Chi Kuadrat digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi frekuensi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis.

Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$(xh^2) = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Dimana:

$$G = 1+3,22 \cdot \log n$$

$$Dk = G - (p+1)$$

dengan:

$Xh^2$  = Parameter chi kuadrat terhitung

$O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

$E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

G = Jumlah sub kelompok

n = Banyaknya data

Dk = Derajat kebebasan

P = Banyaknya parameter sebaran chi square

**Tabel 4.11** Uji Chi-square distribusi Normal

	P(x >= Xm)	Ef	Debit (m)	Of	Ef - Of	(Ef-Of)^2 / Ef
,200	0 < P <= ,200	4	220,4436	5	1	0,25
,400	,200 < P <= ,400	4	182,0996	1	3	2,25
,600	,400 < P <= ,600	4	149,0729	6	2	1
,800	,600 < P <= ,800	4	110,7289	5	1	0,25
0,999	,800 < P <= 0,999	4	-35,8369	3	1	0,25
		20		20	Chi-Kuadrat =	4
					DK =	2
Distribusi NORMAL Diterima					Chi-Kritik =	5,991464547
Ket. :	Chi-Kuadrat =	Harga Chi-Kuadrat				
	Ef =	Frekuensi sesuai pembagian kelasnya				
	Of =	Frekuensi dengan aplikasi distribusi frekuensi				
	DK =	Derajat Kebebasan				

**Tabel 4.12** Uji Chi-square distribusi Log-normal

	P(x >= Xm)	Ef	Debit (m)	Of	Ef - Of	(Ef-Of)^2 / Ef
,200	0 < P <= ,200	4	235,1331	2	2	1
,400	,200 < P <= ,400	4	170,5499	5	1	0,25
,600	,400 < P <= ,600	4	129,339	8	4	4
,800	,600 < P <= ,800	4	93,81393	3	1	0,25
0,999	,800 < P <= 0,999	4	27,4909	2	2	1
		20		20	Chi-Kuadrat =	6,5
					DK =	2
Distribusi LOG-NORMAL Ditolak					Chi-Kritik =	5,991464547
Ket. :	Chi-Kuadrat =	Harga Chi-Kuadrat				
	Ef =	Frekuensi sesuai pembagian kelasnya				
	Of =	Frekuensi dengan aplikasi distribusi frekuensi				
	DK =	Derajat Kebebasan				

**Tabel 4.13 Uji Chi-square distribusi Gumbel**

P(x >= Xm)		Ef	Debit (m)	Of	Ef - Of	( Ef-Of )2 / Ef
,200	0 < P <= ,200	4	212,4811	6	2	1
,400	,200 < P <= ,400	4	170,3902	1	3	2,25
,600	,400 < P <= ,600	4	140,6951	8	4	4
,800	,600 < P <= ,800	4	112,0671	2	2	1
0,999	,800 < P <= 0,999	4	38,03265	2	2	1
		20		19	Chi-Kuadrat =	9,25
					DK =	2
Distribusi GUMBEL Ditolak					Chi-Kritik =	5,991464547
Ket. :	Chi-Kuadrat =	Harga Chi-Kuadrat				
Ef =		Frekuensi sesuai pembagian kelasnya				
Of =		Frekuensi dengan aplikasi distribusi frekuensi				
DK =		Derajat Kebebasan				

**Tabel 4.14 Uji Chi-square distribusi Log-person**

P(x >= Xm)		Ef	Debit (m)	Of	Ef - Of	( Ef-Of )2 / Ef
,200	0 < P <= ,200	4	229,5562	4	0	0
,400	,200 < P <= ,400	4	191,1468	2	2	1
,600	,400 < P <= ,600	4	151,6328	6	2	1
,800	,600 < P <= ,800	4	104,5719	5	1	0,25
0,999	,800 < P <= 0,999	4	6,543941	3	1	0,25
		20		20	Chi-Kuadrat =	2,5
					DK =	1
Distribusi LOG-PEARSON III Diterima					Chi-Kritik =	3,841459149
Ket. :	Chi-Kuadrat =	Harga Chi-Kuadrat				
Ef =		Frekuensi sesuai pembagian kelasnya				
Of =		Frekuensi dengan aplikasi distribusi frekuensi				
DK =		Derajat Kebebasan				

Dari hasil uji chi-square pada empat distribusi, yang terbaik adalah distribusi Normal, dengan nilai Chi-kritik 5.9914, dan Chi-kuadrat 4.0

#### 4.2.2.2 Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Berdasarkan pengamatan di indonesia, hujan terpusat tidak lebih dari 7jam, maka dalam perhitungan ini diasumsikan hujan terpusat 6 jam

Menghitung distribusi hujan jam-jaman digunakan metode “monobobe” dengan rumus

$$RT = \left( \frac{R24}{t} \right) \left( \frac{t}{T} \right)^{2/3}$$

Dimana:

$RT$  = Rerata intensitas hujan dari awal sampai jarak  $T$

$R_{24}$  = Curah hujan efektif dalam 1 hari (mm)

$T$  = Waktu dari awal hujan sampai ke  $T$  (jam)

$t$  = Lamanya hujan terpusat (diindonesia diasumsikan 6 jam sehari)

(sumber ; hidrologi,2000)

Berikut adalah hasil perhitungan hujan jam-jaman.

**Tabel 4.15** Hasil Perhitungan Distribusi Curah Hujan Jam-jaman dengan Metode Monobobe

$t=$	1 jam	$RT\ 1=$	0,5503 * $R_{24}$
$t=$	2 jam	$RT\ 2=$	0,3467 * $R_{24}$
$t=$	3 jam	$RT\ 3=$	0,2646 * $R_{24}$
$t=$	4 jam	$RT\ 4=$	0,2184 * $R_{24}$
$t=$	5 jam	$RT\ 5=$	0,1882 * $R_{24}$
$t=$	6 jam	$RT\ 6=$	0,1667 * $R_{24}$

#### 4.2.2.3 Nisbah Hujan Jam-jaman

Sedangkan untuk hasil perhitungan nisbah hujan jam-jaman dapat digunakan rumus sebagai berikut:

$$R_t = T R_T - (T-1) (R_{T-1})$$

Dimana;

$R_t$  = Presentase intensitas hujan rata-rata dalam  $t$  jam

$R_{T-1}$  = Nilai intensitas hujan dalam  $T$  jam

$T$  = Nilai  $RT$  sebelumnya

(sumber ; hidrologi,2000)

Berikut adalah hasil perhitungan nisbah hujan jam-jaman

**Tabel 4.16** Hasil Perhitungan Nisbah Hujan Jam-jaman

$t=$	1	jam	$RT\ 1=$	0,5503	$*R_{24}$
$t=$	2	jam	$RT\ 2=$	0,1430	$*R_{24}$
$t=$	3	jam	$RT\ 3=$	0,1003	$*R_{24}$
$t=$	4	jam	$RT\ 4=$	0,0799	$*R_{24}$
$t=$	5	jam	$RT\ 5=$	0,0675	$*R_{24}$
$t=$	6	jam	$RT\ 6=$	0,0590	$*R_{24}$

**4.2.2.4 Menghitung Hujan Netto Jam-Jaman**

Hujan netto adalah bagian hujan total yang menghasilkan limpasan langsung untuk menghitung hujan netto menggunakan rumus  $R_n = C \times R$

dimana:

$R_n$  = Hujan netto (mm)

C = Koefisien pengaliran

R = Curah Hujan Rancangan (mm)

(sumber ; hidrologi,2000)

**Tabel 4.17** Hasil Perhitungan Hujan Netto

	20	25
Hujan Rancangan (R)	281,8977	285,9830
Koef. Pengaliran (C)	0,70	0,70
Hujan Netto (Rn)	197,3284	200,1881

**Tabel 4.18** Hasil Perhitungan Netto Nisbah Jam-jaman

Periode		20	25
No	RT	197,3284	200,1881
1	0,5503	108,5940	110,1678
2	0,1430	28,2259	28,6349
3	0,1003	19,7998	20,0867
4	0,0799	15,7626	15,9910
5	0,0675	13,3109	13,5038
6	0,0590	11,6353	11,8039

### 4.3 DEBIT BANJIR RANCANGAN

Hirograf satuan sintetik merupakan hidrograf yang didasarkan atas sintetis dari parameter-parameter daerah aliran sungai.

#### 4.3.1 HSS Nakayasu

pada penelitian ini, salah satu metode hidrograf satuan aliran sungai yang dipergunakan adalah Metode Nakayasu. Penggunaan metode ini, memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah aliran, seperti:

- a) Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (time to peak)
- b) Panjang alur sungai utama
- c) Tenggang waktu dari titik awal hujan sampai titik berat hidrograp (time lag)
- d) Tenggang waktu hidrograf (time base of hydrograph)
- e) Luas daerah aliran sungai
- f) Koefisien pengaliran

Berikut rumus dari hidrograf satuan nakayasu:

$$Q_p = \frac{C A R_0}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})}$$

Dimana:

$Q_p$  = Debit puncak banjir ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

$R_0$  = Hujan satuan (mm)

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

$T_{0.3}$  = Waktu yang diperlukan oleh penerusan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

$A$  = Luas daerah pengaliran sampai outlet

$C$  = Koefisien pengaliran

(sumber ; hidrologi,2000)

Untuk menentukan  $T_p$  dan  $T_{0.3}$  = digunakan pendekatan rumus sebagai berikut:

$$T_p = t_g + 0,8 \cdot t_r$$

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

$$t_r = 0,5 \cdot t_g \text{ sampai}$$

Tg yang dimaksud adalah time lag yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). Tg dapat dihitung dengan ketentuan sebagai berikut:

- Sungai dengan panjang alur  $L > 15 \text{ km}$  :  $t_g = 0,4 + 0,058 \cdot L$
- Sungai dengan panjang alur  $L > 15 \text{ km}$  :  $t_g = 0,21 \cdot L^{0,7}$

Dimana:

$t_r$  = satuan waktu hujan (jam)

$\alpha$  = parameter hidrograf, untuk:

$\alpha = 2$  untuk daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5$  untuk bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat

$\alpha = 3$  untuk bagian naik hidrograf cepat dan turun lambat

Dari hubungan q dan t dapat dilihat:

1. Pada waktu naik:

$$0 < t < t_p : Q(t) = Q_p \cdot (t/t_p)^{2,4}$$

Dimana,

$Q(t)$  = Limbasan sebelum mencari debit puncak (m<sup>3</sup>)

$t$  = waktu (jam)

2. Pada waktu naik

a. Selang nilai :  $0 \leq t \leq (t_p + T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot [(t - t_p + T_{0,3})]^{2,4}$$

b. Selang nilai :  $0 \leq t \leq (t_p + T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot [(t - t_p + T_{0,3})/1,5]^{2,4}$$

c. Selang nilai :  $0 \leq t \leq (t_p + T_{0,3})$

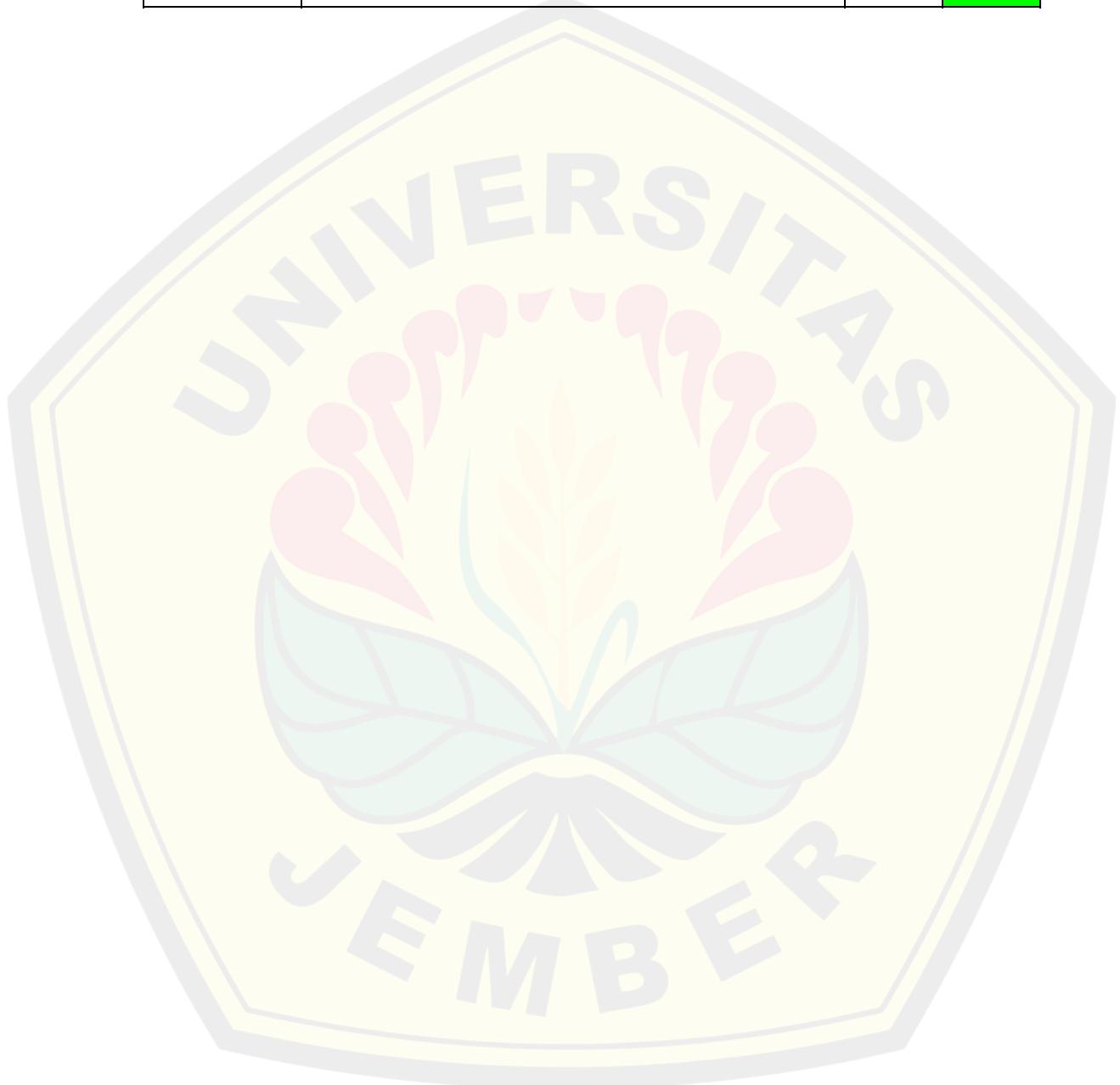
$$Q(t) = Q_p \cdot [0,3 \cdot ((t - t_p + T_{0,3})/1,5)]^{2,4}$$

(sumber ; hidrologi, 2000)

berikut adalah hasil analisa HSS Nakayasu

**Tabel 4.19** Parameter HSS Nakayasu

No	Parameter	Simbol	Nilai
1	Luas DAS	A	65,25
2	Panjang Alur Sungai Utama	L	17,36
3	Panjang Alur Sungai ke titik berat DAS	Lc	6,41
4	Koefisian Pengaliran	C	0,7
5	Hujan satuan		1,0 jam
6	$\alpha$		3



**Tabel 4.20** Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 20 tahun dengan Alfa berbeda Metode Nakayasu

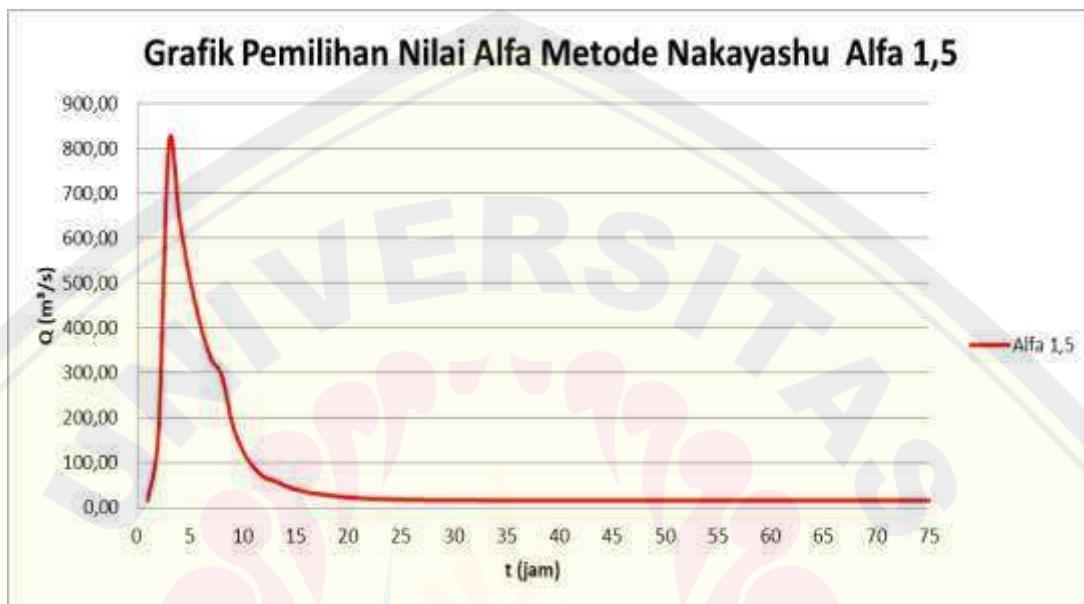
t (jam)	$\alpha = 1,5$	$\alpha = 2$	$\alpha = 2,5$	$\alpha = 3$
	Q 20 th	Q 20 th	Q 20 th	Q 20 th
0	16,2000	16,2000	16,2000	16,2000
1	159,4192	129,8285	110,3716	96,6038
2	809,3413	645,4692	537,7176	461,4723
3	643,5806	564,7980	499,2792	446,0600
4	508,8271	481,2307	447,1265	413,7224
5	406,0776	406,1179	393,2335	375,1639
6	331,3876	344,2369	344,4017	337,2443
7	294,5959	284,0399	293,3641	294,8249
8	187,6477	214,2624	211,2815	224,1590
9	126,7441	158,8641	176,0257	172,5477
10	90,1884	120,8540	140,7650	151,8169
11	67,8394	94,6519	114,3825	127,3165
12	60,0063	76,3802	94,6726	107,8812
13	48,8964	63,4569	79,8438	92,5713
14	40,8380	57,0839	68,5801	80,4655
15	35,0215	49,3223	57,8925	70,8296
16	30,8040	43,1382	49,3855	61,3687
17	27,7231	38,2667	47,0539	53,5462
18	24,8633	34,4278	42,6053	47,0785
19	22,7132	31,3917	38,7910	41,7309
20	21,0968	28,4657	35,5960	41,1006
21	19,8815	26,1032	32,9322	38,2837
22	18,9678	24,1958	30,7104	35,7253
23	18,2809	22,6558	28,4278	33,4856
24	17,7645	21,4123	26,5042	31,5436
25	17,3762	20,4084	24,8833	29,8640
26	17,0843	19,5978	23,5173	28,0477
27	16,8648	18,9434	22,3663	26,4728
28	16,6998	18,4150	21,3962	25,1073
29	16,5758	17,9884	20,5788	23,9233
30	16,4825	17,6439	19,8900	22,8967
31	16,4124	17,3658	19,3095	22,0065
32	16,3597	17,1413	18,8204	21,2347
33	16,3201	16,9600	18,4082	20,5655
34	16,2903	16,8136	18,0608	19,9852
35	16,2679	16,6954	17,7681	19,4821

sumber : analisa data

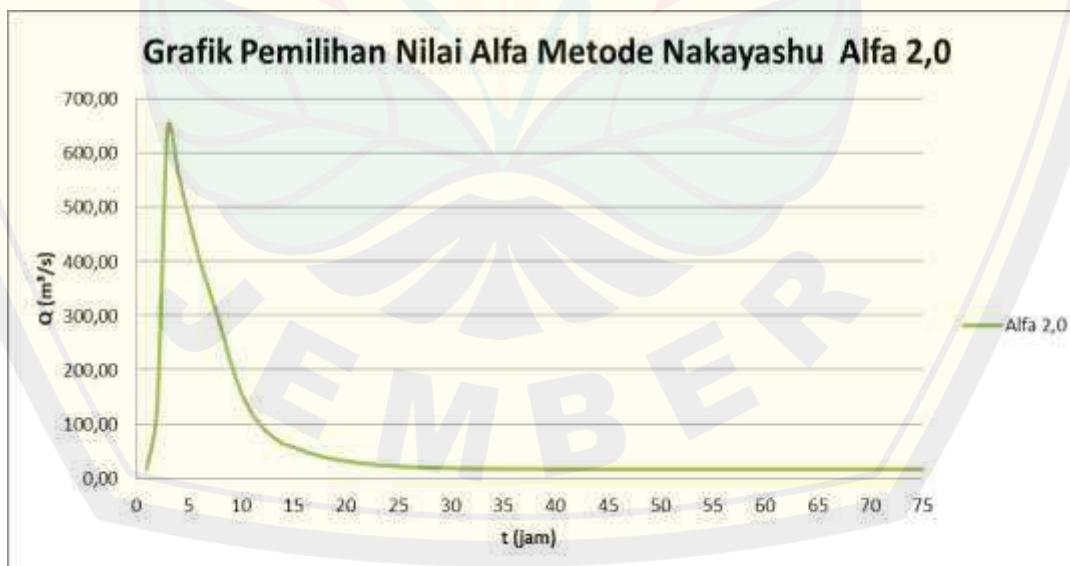
36	16,2510	16,6000	17,5214	19,0458
37	16,2384	16,5230	17,3135	18,6675
38	16,2288	16,4608	17,1384	18,3395
39	16,2217	16,4105	16,9908	18,0551
40	16,2163	16,3700	16,8664	17,8085
41	16,2123	16,3372	16,7615	17,5947
42	16,2092	16,3108	16,6732	17,4093
43	16,2069	16,2895	16,5988	17,2486
44	16,2052	16,2722	16,5360	17,1092
45	16,2039	16,2583	16,4832	16,9883
46	16,2029	16,2471	16,4386	16,8836
47	16,2022	16,2380	16,4011	16,7927
48	16,2017	16,2307	16,3695	16,7139
49	16,2013	16,2248	16,3428	16,6456
50	16,2009	16,2200	16,3203	16,5864
51	16,2007	16,2162	16,3014	16,5350
52	16,2005	16,2130	16,2855	16,4905
53	16,2004	16,2105	16,2720	16,4519
54	16,2003	16,2085	16,2607	16,4184
55	16,2002	16,2069	16,2511	16,3894
56	16,2002	16,2055	16,2431	16,3642
57	16,2001	16,2045	16,2363	16,3424
58	16,2001	16,2036	16,2306	16,3234
59	16,2001	16,2029	16,2258	16,3070
60	16,2001	16,2024	16,2217	16,2928
61	16,2000	16,2019	16,2183	16,2805
62	16,2000	16,2015	16,2154	16,2698
63	16,2000	16,2012	16,2130	16,2605
64	16,2000	16,2010	16,2110	16,2525
65	16,2000	16,2008	16,2092	16,2455
66	16,2000	16,2007	16,2078	16,2394
67	16,2000	16,2005	16,2066	16,2342
68	16,2000	16,2004	16,2055	16,2296
69	16,2000	16,2003	16,2047	16,2257
70	16,2000	16,2003	16,2039	16,2223
71	16,2000	16,2002	16,2033	16,2193
72	16,2000	16,2002	16,2028	16,2168
73	16,2000	16,2001	16,2023	16,2145
74	16,2000	16,2001	16,2020	16,2126
75	16,2000	16,2001	16,2017	16,2109
Cs	2,9344	2,5434	2,2793	2,0834
Ck	8,5867	5,8629	4,2822	3,2592
max	809,3413	645,4692	537,7176	461,4723

Jadi yang digunakan adalah nilai  $\alpha=3$  karena:

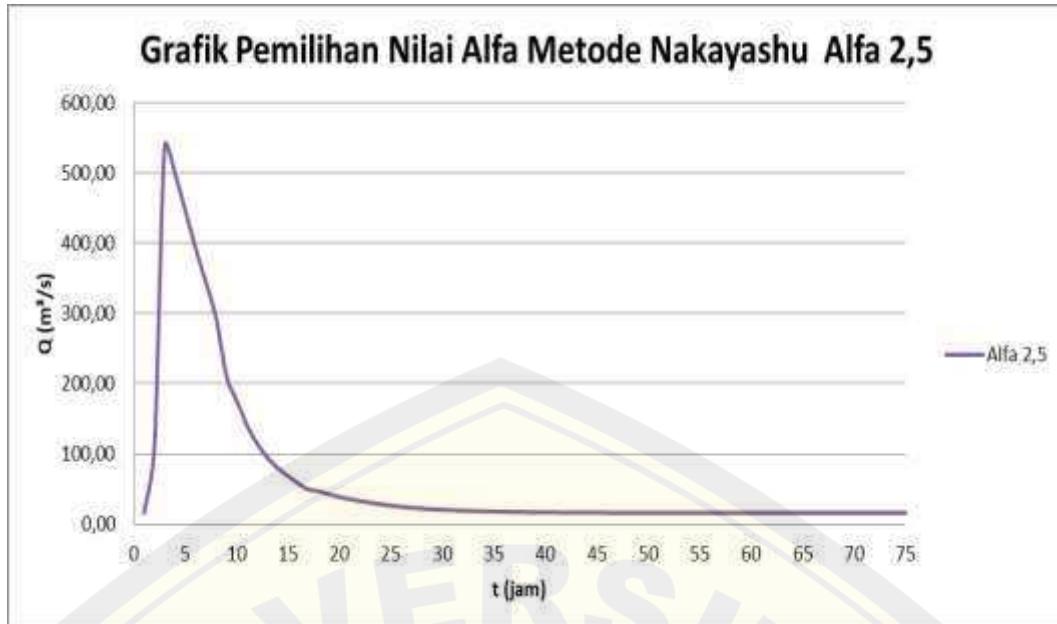
- 1) Debit banjir turun lambat, tapi jika dibandingkan dengan tiga grafik lain grafik  $\alpha=3$  lebih cepat mengalami penurunan,
  - 2) Dibandingkan dengan tiga grafik lain, grafik  $\alpha=3$  memiliki puncak tertajam.
- dapat disimpulkan nilai alpha yang digunakan adalah  $\alpha=3$



**Gambar 4.6** Grafik Nilai Alfa 1,5 Metode Nakayasu



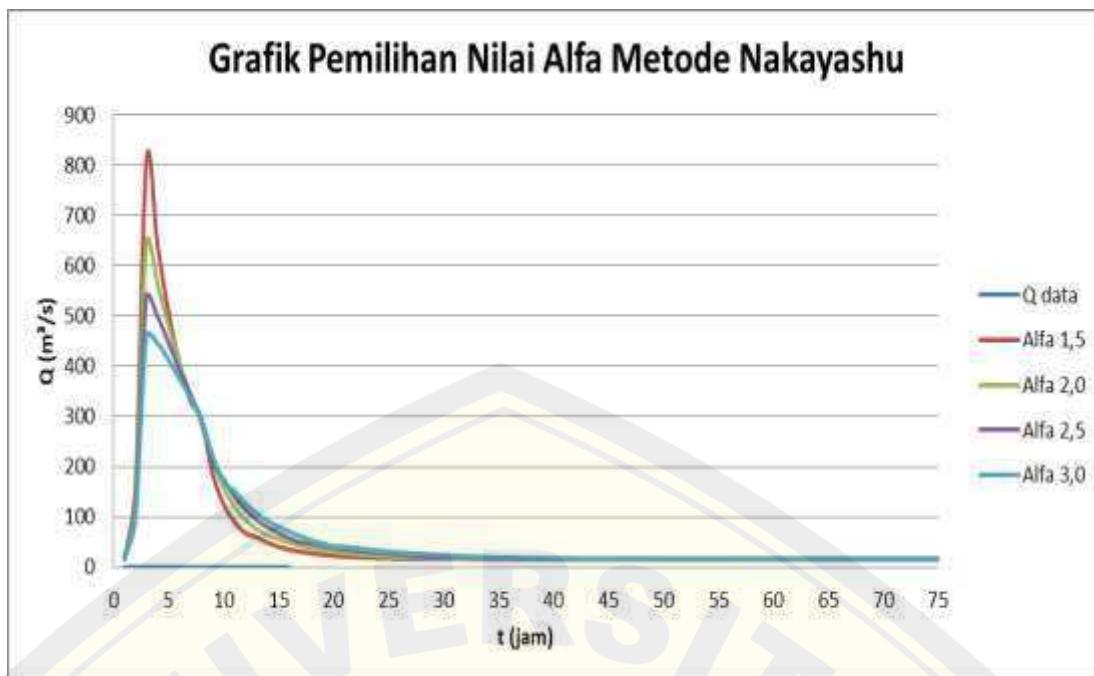
**Gambar 4.7** Grafik Nilai Alfa 2,0 Metode Nakayasu



**Gambar 4.8** Grafik Nilai Alfa 2,5 Metode Nakayasu



**Gambar 4.9** Grafik Nilai Alfa 3,0 Metode Nakayasu



**Gambar 4.10** Grafik Nilai Alfa Metode Nakayasu

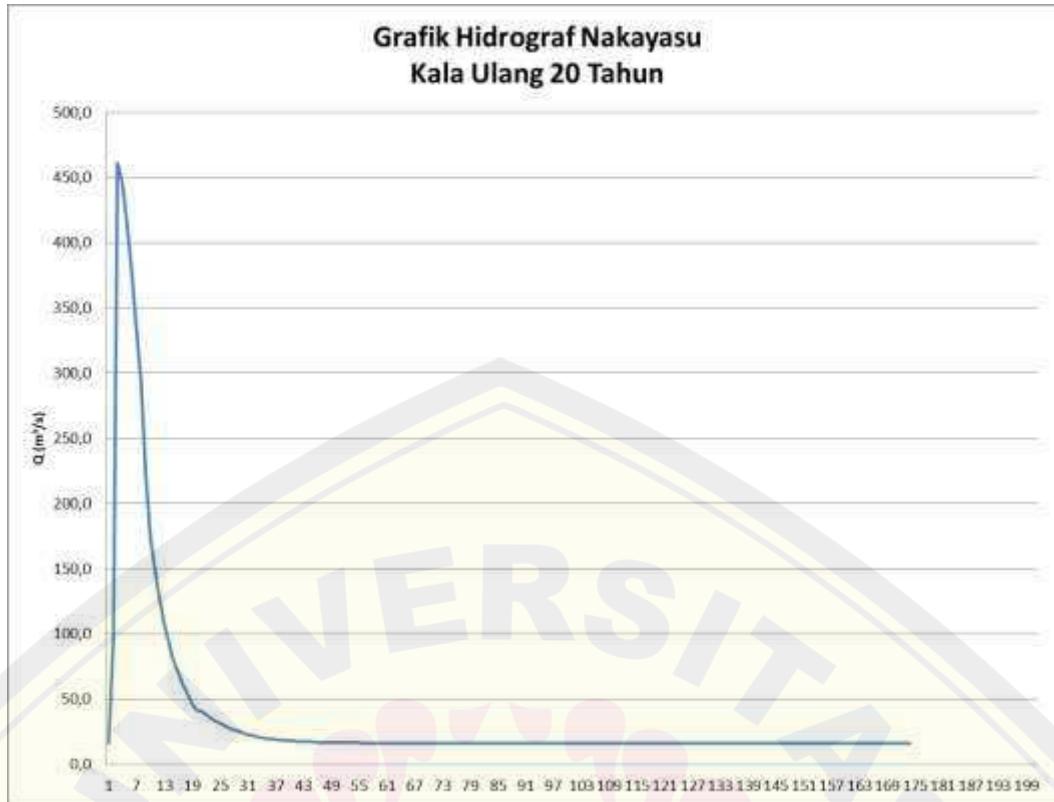
**Tabel 4.21** Rekapitulasi Hidrograf Kala Ulang Metode Nakayasu

t (jam)	Q 20 TH	Q 25 TH
0	16,2	16,2
1	96,6038	97,7690
2	461,4723	467,9253
3	446,0600	452,2897
4	413,7224	419,4834
5	375,1639	380,3661
6	337,2443	341,8969
7	294,8249	298,8628
8	224,1590	227,1728
9	172,5477	174,8136
10	151,8169	153,7823
11	127,3165	128,9268
12	107,8812	109,2098
13	92,5713	93,6781
14	80,4655	81,3969
15	70,8296	71,6214
16	61,3687	62,0233
17	53,5462	54,0875
18	47,0785	47,5260
19	41,7309	42,1009
20	41,1006	41,4614
21	38,2837	38,6037
22	35,7253	36,0083
23	33,4856	33,7361
24	31,5436	31,7660
25	29,8640	30,0620
26	28,0477	28,2194
27	26,4728	26,6217
28	25,1073	25,2364
29	23,9233	24,0352
30	22,8967	22,9938
31	22,0065	22,0907
32	21,2347	21,3077
33	20,5655	20,6287
34	19,9852	20,0401
35	19,4821	19,5296
36	19,0458	19,0870
37	18,6675	18,7033
38	18,3395	18,3705
39	18,0551	18,0820
40	17,8085	17,8318

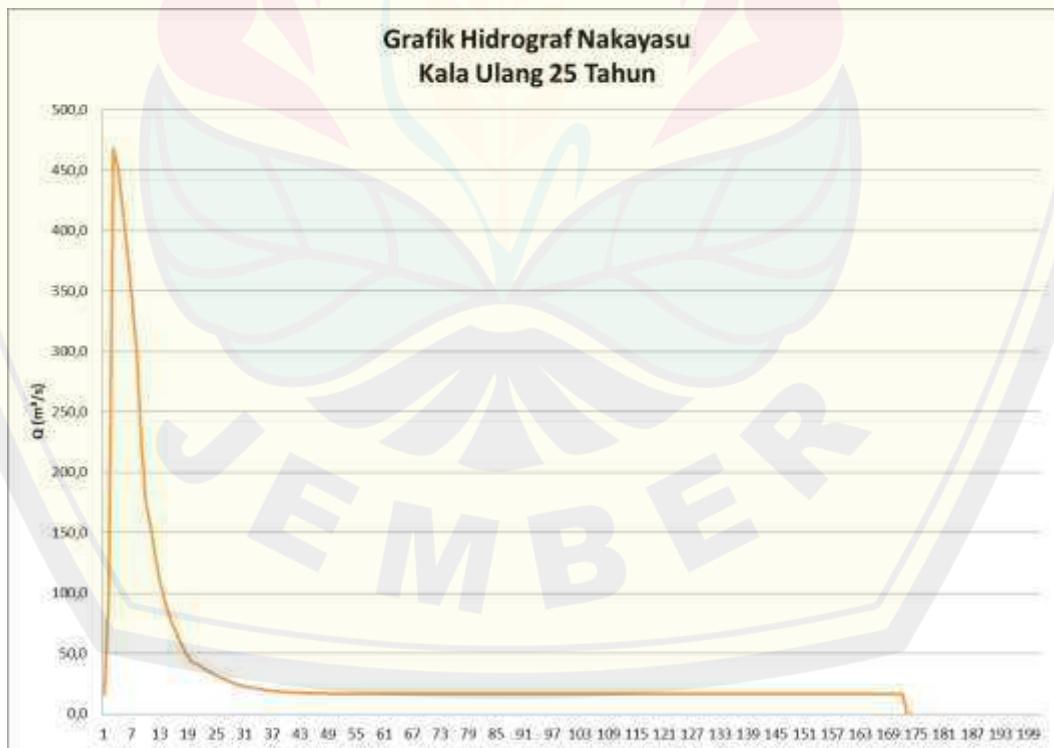
41	17,5947	17,6149
42	17,4093	17,4269
43	17,2486	17,2638
44	17,1092	17,1224
45	16,9883	16,9998
46	16,8836	16,8935
47	16,7927	16,8013
48	16,7139	16,7214
49	16,6456	16,6521
50	16,5864	16,5920
51	16,5350	16,5399
52	16,4905	16,4947
53	16,4519	16,4555
54	16,4184	16,4216
55	16,3894	16,3921
56	16,3642	16,3666
57	16,3424	16,3444
58	16,3234	16,3252
59	16,3070	16,3086
60	16,2928	16,2941
61	16,2805	16,2816
62	16,2698	16,2708
63	16,2605	16,2614
64	16,2525	16,2532
65	16,2455	16,2461
66	16,2394	16,2400
67	16,2342	16,2347
68	16,2296	16,2301
69	16,2257	16,2261
70	16,2223	16,2226
71	16,2193	16,2196
72	16,2168	16,2170
73	16,2145	16,2147
74	16,2126	16,2128
75	16,2109	16,2111
76	16,2095	16,2096
77	16,2082	16,2083
78	16,2071	16,2072
79	16,2062	16,2063
80	16,2054	16,2054
81	16,2046	16,2047
82	16,2040	16,2041
83	16,2035	16,2035
84	16,2030	16,2031

85	16,2026	16,2027
86	16,2023	16,2023
87	16,2020	16,2020
88	16,2017	16,2017
89	16,2015	16,2015
90	16,2013	16,2013
91	16,2011	16,2011
92	16,2010	16,2010
93	16,2008	16,2009
94	16,2007	16,2007
95	16,2006	16,2006
96	16,2005	16,2006
97	16,2005	16,2005
98	16,2004	16,2004
99	16,2004	16,2004
100	16,2003	16,2003
101	16,2003	16,2003
102	16,2002	16,2002
103	16,2002	16,2002
104	16,2002	16,2002
105	16,2002	16,2002
106	16,2001	16,2001
107	16,2001	16,2001
108	16,2001	16,2001
109	16,2001	16,2001
110	16,2001	16,2001
111	16,2001	16,2001
112	16,2001	16,2001
113	16,2000	16,2000
114	16,2000	16,2000
115	16,2000	16,2000
116	16,2000	16,2000
117	16,2000	16,2000
118	16,2000	16,2000
119	16,2000	16,2000
120	16,2000	16,2000
121	16,2000	16,2000
122	16,2000	16,2000
123	16,2000	16,2000
124	16,2000	16,2000
125	16,2000	16,2000
126	16,2000	16,2000
127	16,2000	16,2000
128	16,2000	16,2000

129	16,2000	16,2000
130	16,2000	16,2000
131	16,2000	16,2000
132	16,2000	16,2000
133	16,2000	16,2000
134	16,2000	16,2000
135	16,2000	16,2000
136	16,2000	16,2000
137	16,2000	16,2000
138	16,2000	16,2000
139	16,2000	16,2000
140	16,2000	16,2000
141	16,2000	16,2000
142	16,2000	16,2000
143	16,2000	16,2000
144	16,2000	16,2000
145	16,2000	16,2000
146	16,2000	16,2000
147	16,2000	16,2000
148	16,2000	16,2000
149	16,2000	16,2000
150	16,2000	16,2000
151	16,2000	16,2000
152	16,2000	16,2000
153	16,2000	16,2000
154	16,2000	16,2000
155	16,2000	16,2000
156	16,2000	16,2000
157	16,2000	16,2000
158	16,2000	16,2000
159	16,2000	16,2000
160	16,2000	16,2000
161	16,2000	16,2000
162	16,2000	16,2000
163	16,2000	16,2000
164	16,2000	16,2000
165	16,2000	16,2000
166	16,2000	16,2000
167	16,2000	16,2000
168	16,2000	16,2000
169	16,2000	16,2000
170	16,2000	16,2000
171	16,2000	16,2000
172	16,2000	0,0000
173	16,2000	0,0000
max	461,4723	467,9253



**Gambar 4.11** Grafik Kala Ulang 20 Tahun Metode Nakayasu



**Gambar 4.12** Grafik Kala Ulang 25 Tahun Metode Nakayasu

#### 4.4 Perencanaan Terowongan Pengelak

Terowongan pengelak direncanakan sebagai fasilitas pemasukan atau pengambilan atau pengambilan dan pengeluaran, untuk dapat memenuhi fungsi-fungsi tersebut terowongan pengelak harus direncanakan berdasarkan kondisi hidrolik.

##### 4.4.1 Menghitung Drajat Resiko

Perhitungan drajat resiko adalah sebagai berikut.

$$J = 1 - (1-P)^N$$

$$J = 1 - (1 - 1/25)^4$$

$$= 1 - (1 - 0,033)^4$$

$$= 0,1256 \times 100 = 12,56\%.$$

Terowongan pengelak direncanakan menggunakan debit banjir rencana dengan periode ulang 25 tahun sebesar 467.9253 m<sup>3</sup>/detik dengan drajat resiko sebesar 12,56%

##### 4.4.2 Perhitungan Kemiringan Terowongan Pengelak

Hasil perhitungan kemiringan terowongan pengelak adalah sebagai berikut:

$$\text{El. Outlet} = 766 \text{ m}$$

$$\text{El. Inlet} = 771 \text{ m}$$

$$\text{panjang terowongan} = 550 \text{ m}$$

$$S = \frac{\text{vertikal}}{\text{horizontal}} =$$

$$\text{vertikal} = 771 - 766 = 5 \text{ m}$$

$$S = \frac{5}{550} = 0,009 \text{ m}$$

Hasil perhitungan dari elevasi inlet 771 m dan elevasi outlet 766 m dan panjang terowongan 550 m, ditemukan kemiringan terowongan 0,009 m

##### 4.4.3 Perhitungan Diameter Terowongan Pengelak

Untuk menentukan dimensi terowongan pengelak dipakai rumus pendekatan yang digunakan sebagai dasar penentuan diameter adalah sebagai berikut.

$$Q_D = A \times V$$

dimana :

$$Q_D = \text{Debit rencana (m}^3/\text{dt})$$

$$A = \text{Luas penampang terowongan (m}^2)$$

$$V = \text{Kecepatan maksimum yang diijinkan (20.00 m/dt)}$$

Dari rumus diatas dapat diturunkan persamaan sebagai berikut :

$$Q_D = \pi/4 D^2 \times V$$

$$D = 0.252 Q_D^{0.5}$$

Untuk debit banjir rencana sebesar 467.9253 m<sup>3</sup>/detik didapat diameter terowongan sebesar :

$$D = 0.252 (467.9253)^{0.5} = 5.5 \text{ m}$$

#### 4.4.4 Perhitungan Kondisi Aliran

Digunakan dua jenis aliran pada perhitungan penelusuran banjir, yaitu kondisi bebas dan kondisi tertekan.

##### 4.4.4.1 Kondisi Aliran Bebas

Berikut adalah rumus perhitungan kondisi aliran bebas

- Menghitung sudut ( $\Theta$ )

$$\Theta = \text{arc cos } (\frac{r-h}{r})$$

- Menghitung luas penampang (A)

$$A = (\Theta \cdot \Pi \cdot r^2)/180 - r^2 \cdot \sin\Theta \cdot \cos\Theta$$

- Menghitung keliling basah (P)

$$P = (2\Theta/360) \cdot 2\pi r$$

- Menghitung jari-jari hidrolis (R)

$$R = A/P$$

- Menghitung lebar terowongan (B)

$$B = 2 \cdot r \cdot \sin\Theta$$

- Menghitung kecepatan (V)

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

- Menghitung debit ( $Q$ )  

$$Q = A \cdot V$$
- Menghitung debit kritis ( $Q_c$ )  

$$Q_c = \sqrt{(\pi \cdot A^3) / B}$$
- Menghitung froude ( $F$ )  

$$F = Q/Q_c$$

Dimana:

$\Theta$  = Sudut dalam lingkaran ( $^{\circ}$ )  
 $A$  = Luas penampang basah ( $m^2$ )  
 $R$  = Jari-jari hidrolis (m)  
 $h$  = Tinggi muka air (m)  
 $r$  = Jari-jari terowongan (m)  
 $P$  = Keliling basah (m)  
 $B$  = Lebar terowongan (m)  
 $V$  = Kecepatan aliran (m/dtk)  
 $S$  = Kemiringan saluran (%)  
 $Q$  = Debit air ( $m^3/dtk$ )  
 $Q_c$  = Debit kritis ( $m^3/dtk$ )  
 $F$  = Nilai froude

**Tabel 4.22** Nilai Koefisien Manning

Bahan Saluran	Max	min
Pipa beton jadi atau dicor di tempat	0,014	0,008
Pipa baja dengan sambungan dilas	0,012	0,008
Terowongan batuan alami	0,035	0,020

(sumber: Chandra Yoga, 2018)

Tabel 4.23 dibawah ini adalah hasil perhitungan kodisi aliran bebas

**Tabel 4.23** Kondisi Aliran Bebas

El	h	(r-h)/r	$\theta$	A	P	R	B	V	Q	Qc	F
771.5	0.5	0.8181	35.0968	1.0728	3.3673	0.3185	3.1619	3.1611	3.3913	1.1073	3.0625
772	1	0.6363	50.4788	2.9473	4.8431	0.6085	4.2427	4.2427	14.3370	4.3530	3.2935
772.5	1.5	0.4545	62.9643	5.2450	6.0410	0.8682	4.8988	6.1632	32.3262	9.6169	3.3613
773	2	2.2727	74.1733	7.8011	7.1165	1.0962	5.2915	7.1985	56.1566	16.7844	3.3457
773.5	2.5	0.0909	84.7841	10.5005	8.1345	1.2908	5.4769	8.0264	84.2815	25.7639	3.2713
774	3	-0.0909	95.2159	13.2458	9.1354	1.4499	5.4769	8.6723	114.8720	36.5019	3.1470
774.5	3.5	-0.2727	105.8266	15.9452	10.1535	1.5704	5.2915	9.1459	145.8330	49.0475	2.9733
775	4	-0.4545	117.0356	18.5012	11.2289	1.6476	4.8988	9.4430	174.7077	63.7117	2.7421
775.5	4.5	-0.6363	129.5212	20.7898	12.4268	1.6737	4.2427	9.5422	198.4684	81.6026	2.4321
776	5	-0.8181	144.9032	22.6730	13.9027	1.6308	3.1619	9.6187	218.0847	107.585	2.0271
776.5	5.5	-0.9963	175.1123	23.7434	16.8011	1.4132	0.4686	9.9524	236.3037	299.4879	0.7890

Kondisi aliran bebas menunjukkan bahwa ketinggian air tidak melebihi diameter terowongan dan percepatan kenaikan debit pada setiap ketinggian relatif lebih cepat dari pada aliran tekan

#### 4.4.4.1 Kondisi aliran tekan

Berikut adalah rumus perhitungan kondisi aliran tertekan

- Menghitung sudut ( $\Theta$ )  
 $\Theta = \text{arc tan } h$
- Menghitung luas penampang  
 $A = \pi \cdot (R^2)$
- Menghitung kecepatan (V)

$$V = \sqrt{\frac{2.g (el muka air - \left(\frac{D}{2}\right) + panjang saluran \cdot \sin\theta)}{\Sigma HL}}$$

- Menghitung debit (Q)

$$Q = V \cdot A$$

Dimana:

$\Theta$  = Sudut dalam lingkaran

$h$  = Tinggi muka air

$A$  = Luas persamaan

$R$  = Jari-jari hidrolis

$V$  = Kecepatan aliran

$Q$  = Debit air

$C_f$  = Koefisien kehilangan energi akibat adanya gesekan

$$= (8.g / (\sqrt{\frac{R^1}{6}} / n)) \cdot L/R$$

Koefisien kehilangan tinggi akibat entrance ( $Ke$ ) = 0.25

Koefisien kehilangan tinggi akibat kecepatan air outlet ( $Ko$ ) = 0.80

Koefisien inlet ( $C_i$ ) = 0.5

$HL$  = Koefisien kehilangan energi

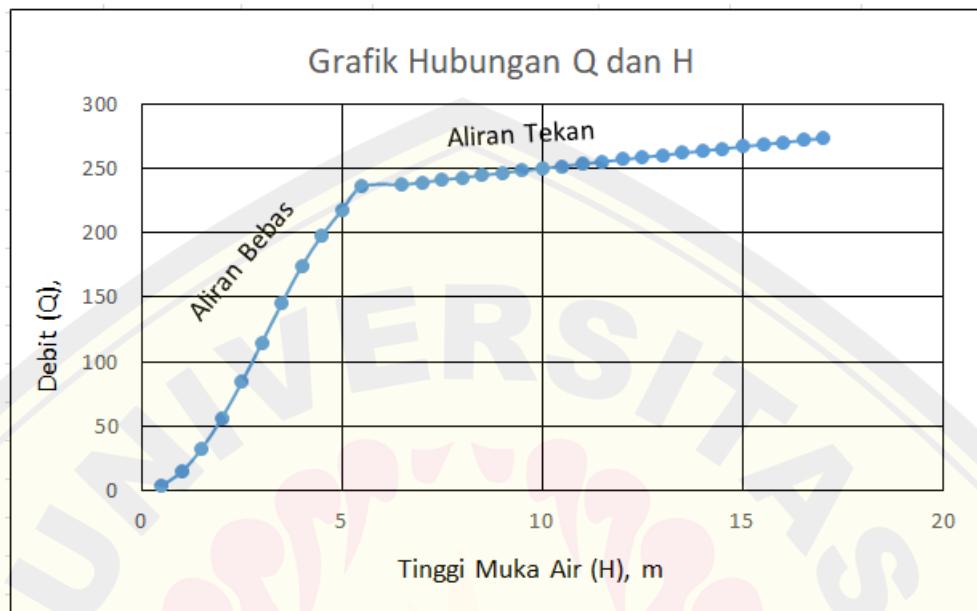
(sumber: Chandra Yoga, 2018)

Tabel 4.18 dibawah ini adalah hasil perhitungan kodisi aliran tekan

**Tabel 4.24** Kondisi Aliran Tekan

El	H	V	A	Q
777.5	6.5	10.8708	21.8371	237.7784
778	7	10.9550	21.8371	239.6213
778.5	7.5	11.0386	21.8371	241.4503
779	8	11.1216	21.8371	243.2654
779.5	8.5	11.2040	21.8371	245.0672
780	9	11.2858	21.8371	246.8557
780.5	9.5	11.3669	21.8371	248.6314
781	10	11.4476	21.8371	250.3946
781.5	10.5	11.5276	21.8371	252.1453
782	11	11.6071	21.8371	253.8841
782.5	11.5	11.6860	21.8371	255.6109
783	12	11.7645	21.8371	257.3262
783.5	12.5	11.8424	21.8371	259.0302
784	13	11.9198	21.8371	260.7230
784.5	13.5	11.9966	21.8371	262.4049
785	14	12.0731	21.8371	264.0760
785.5	14.5	12.1490	21.8371	265.7367
786	15	12.2244	21.8371	267.3871
786.5	15.5	12.2994	21.8371	269.0273
787	16	12.3739	21.8371	270.6576
787.5	16.5	12.4480	21.8371	272.2781
788	17	12.5217	21.8371	273.8890

Pada kondisi aliran tekan menunjukkan bahwa tinggi air sudah berada di atas terowongan, terowongan terisi penuh sehingga terjadilah aliran tekan, kemudian percepatan kenaikan debit pada setiap ketinggian lebih rendah dari pada aliran bebas.



**Gambar 4.13** Hubungan Antara Tinggi Muka Air dan Debit

Pada grafik di atas menunjukkan bahwa kenaikan percepatan debit aliran bebas lebih besar dari pada aliran tekan, hal tersebut dikarenakan pada aliran bebas ada kenaikan tinggi muka air di dalam terowongan sehingga percepatan kenaikan debit lebih besar pada aliran tekan, sedangkan pada aliran tekan tinggi muka air di dalam terowongan tetap sehingga kenaikan percepatan debit dipengaruhi tinggi muka air di depan/di atas terowongan yang menghasilkan percepatan kenaikan debit lebih kecil

#### 4.4.5 Menghitung Penelesuran Banjir

Penelusuran banjir lewat pengelak didasarkan pada persamaan kontunitas sebagai berikut (CD Soemarto, 1995). Penelusuran banjir dapat juga dimaksudkan sebagai penyelidikan jalannya banjir yang dapat didefinisikan sebagai perkiraan banjir bagian hilir berdasarkan kondisi di daerah hulu, dan rumus yang dapat digunakan sebagai berikut:

$$I - O = \frac{ds}{dt}$$

Dimana:

$I$ = Aliran air yang masuk ke waduk ( $m^3/det$ )

$O$ = Aliran yang keluar dari waduk ( $m^3/det$ )

$$\frac{ds}{dt} = \text{Perubahan tampungan tiap periode } (m^3/det)$$

Penjabaran rumus di atas adalah sebagai berikut:

$$\int I dt - \int O dt = S_2 - S_1 \left( \frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t = S_2 - S_1 + \left( \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{S_1}{\Delta t} - \frac{O_1}{2} = \frac{S_2}{\Delta t} - \frac{O_2}{2}$$

Jika,

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

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

Maka,

$$\frac{I_1}{I_2} = \varphi$$

Dimana:

$I_1$ = Inflow pada awal  $\Delta t$

$I_2$ = Inflow pada akhir  $\Delta t$

$O_1$ = Outflow pada awal  $\Delta t$

$O_2$ = Outflow pada akhir  $\Delta t$

$S_1$ = Tapungan pada awal  $\Delta t$

$S_2$ = Tampungan pada akhir  $\Delta t$

$\Delta t$  = Periode penelusuran banjir (1jam = 3600 detik)

Untuk mencari nilai  $\Psi$  digunakan persamaan:

$$\Psi = \left( \frac{s_1 - Q_1}{\Delta t - 2} \right) =$$

ditemukan nilai -2,086 kemudian dilakukan interpolasi terhadap  $\Phi$  pada tabel 4.17

$\Phi = 121.8886$  berada diantara

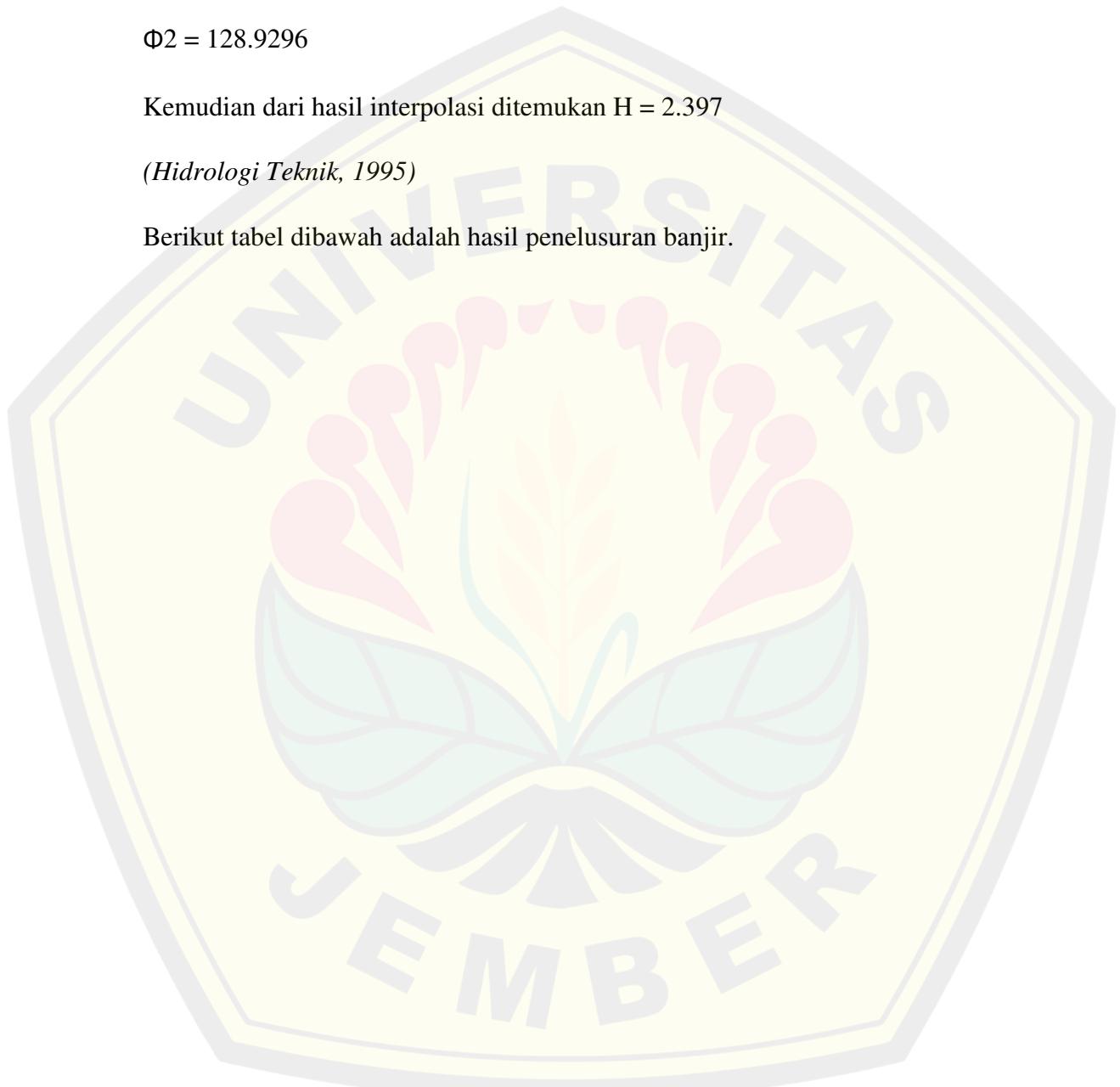
$\Phi_1 = 94.56932$

$\Phi_2 = 128.9296$

Kemudian dari hasil interpolasi ditemukan  $H = 2.397$

(*Hidrologi Teknik, 1995*)

Berikut tabel dibawah adalah hasil penelusuran banjir.



**Tabel 4.25** Hubungan H-S-Q

elev	H	S	S/ $\Delta t$	Q	$\phi$ (m <sup>3</sup> /dt)	$\Psi$ (m <sup>3</sup> /dt)
771	0	0	0	0	0	0
771,5	0,5	469,4629	26,08127	3,39131	27,77693	24,3856158
772	1	617,2845	34,29358	14,33703	41,4621	27,1250708
772,5	1,5	799,9068	44,43927	32,32622	60,60238	28,2761578
773	2	982,5291	54,58495	56,15656	82,66323	26,5066689
773,5	2,5	1199,955	66,66415	84,28151	108,8049	24,5233951
774	3	1417,38	78,74335	114,8723	136,1795	21,3071903
774,5	3,5	1669,608	92,75601	145,8327	165,6724	19,8396636
775	4	1921,836	106,7687	174,7077	194,1225	19,4148065
775,5	4,5	2209,316	122,7398	198,4684	221,9739	23,5055549
776	5	2496,803	138,7113	218,0847	247,7536	29,6689202
776,5	5,5	2819,985	156,6658	236,3037	274,8177	38,5139746
777	6	3143,174	174,6208	237,0411	293,1413	56,100225
777,5	6,5	3502,06	194,5589	237,7784	313,4481	75,6696714
778	7	3860,95	214,4972	239,6214	334,3079	94,686512
778,5	7,5	4255,54	236,4189	241,4503	357,144	115,69372
779	8	4650,135	258,3408	243,2655	379,9736	136,708094
779,5	8,5	5081,218	282,2899	245,0672	404,8235	159,756273
780	9	5512,301	306,2389	246,8558	429,6668	182,811028
780,5	9,5	5980,38	332,2433	248,6315	456,5591	207,92759
781	10	6448,454	358,2475	250,3946	483,4448	233,050157
781,5	10,5	6958,754	386,5975	252,1454	512,6702	260,524764
782	11	7469,049	414,9472	253,8841	541,8892	288,005115
782,5	11,5	8020,782	445,599	255,611	573,4045	317,793504
783	12	8572,515	476,2508	257,3263	604,914	347,587688
783,5	12,5	9165,681	509,2045	259,0302	638,7196	379,689384
784	13	9758,847	542,1582	260,723	672,5197	411,796649
784,5	13,5	10352,01	575,1118	262,4049	706,3143	443,909373
785	14	11028,05	612,6692	264,0761	744,7072	480,63112
785,5	14,5	11705,59	650,3108	265,7368	783,1792	517,442413
786	15	12383,14	687,9524	267,3871	821,646	554,258863
786,5	15,5	13060,69	725,594	269,0273	860,1077	591,080375
787	16	13827,17	768,1762	270,6576	903,505	632,847399
787,5	16,5	14593,65	810,7584	272,2781	946,8974	674,619303
788	17	15360,12	853,34	273,8891	990,2845	716,395418

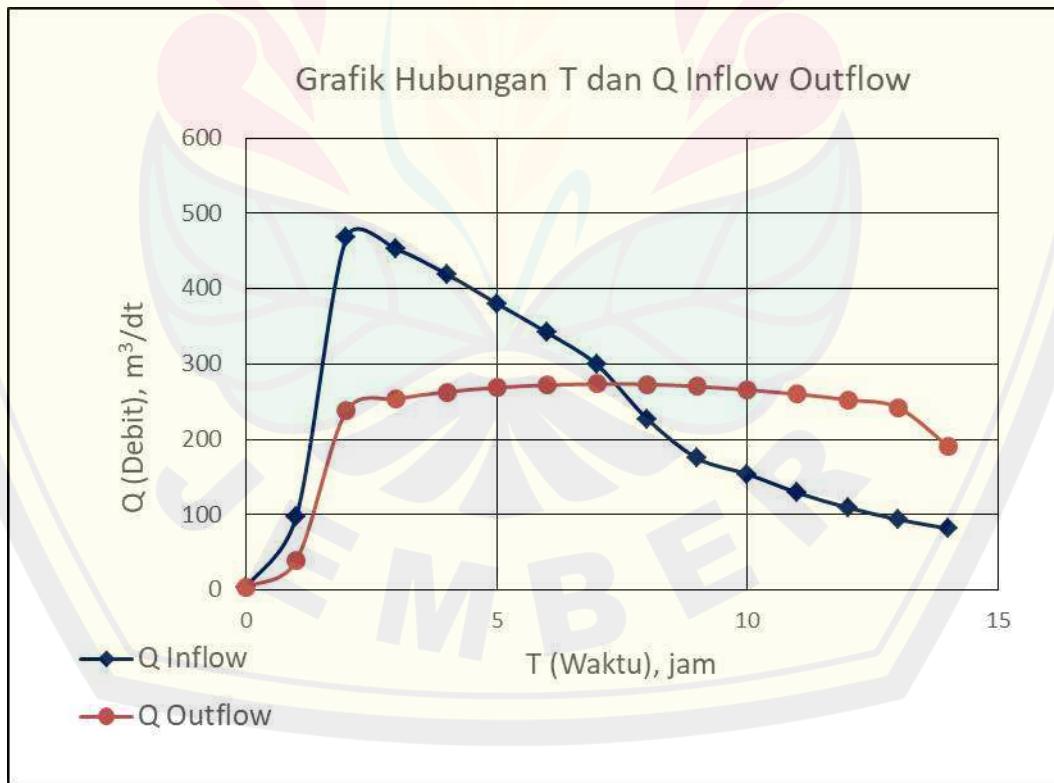
**Tabel 4.26** Penulusuran Banjir Terowongan Pengelak

t (jam)	Inflow	(i1+i2)/2	$\Psi$ (m <sup>3</sup> /dt)	$\phi$ (m <sup>3</sup> /dt)	H	Qout (m <sup>3</sup> /dt)	elev. (m)
0	3,3913				0,5	3,3913	771,05
1	97,7690	50,58016	24,38562	74,96577	1,643939	39,2485775	772,6939
2	467,9253	282,8471	27,76215	310,6093	6,424103	237,497459	777,4741
3	452,2896	460,1074	68,21281	528,3202	10,9392	253,668427	781,9892
4	419,4834	435,8865	284,5963	720,4828	13,68452	262,97071	784,7345
5	380,3660	399,9247	456,3418	856,2665	15,45006	268,741253	786,5001
6	341,8969	361,1315	584,6581	945,7896	16,48723	272,053836	787,5372
7	298,8628	320,3798	668,8374	989,2172	16,9877	273,631788	788,0377
8	227,1728	263,0178	709,7231	972,7409	16,79782	273,034683	787,8478
9	174,8136	200,9932	694,2385	895,2317	15,90468	270,200275	786,9547
10	153,7823	164,2979	621,1305	785,4284	14,52924	265,752287	785,5792
11	128,926767	141,3545	517,7889	659,1434	12,80213	260,024525	783,8521
12	109,209819	119,0683	398,548	517,6163	10,58464	252,437812	781,6346
13	93,6780541	101,4439	265,1465	366,5904	7,70689	242,2021	778,7569
14	81,3968691	87,53746	124,3973	211,9347	4,319772	190,469137	775,3698

Dari hasil penelusuran banjir dengan diameter 9 m diperoleh:

$$\text{Debit maksimum} = 273.631788 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Muka air} = 788.0377 \text{ m}$$

**Gambar 4.14** Hubungan antara Qinflow dan Qoutflow

Grafik diatas menunjukan pada jam 0-8 inflow lebih besar dari pada outflow sehingga terjadi genangan di depan terowongan, sedangkan pada jam 9-14 menunjukan inflow lebih rendah dari pada outflow sehingga tidak terjadi genangan

#### **4.4.6 Perhitungan tinggi bendungan pengelak**

Hasil perhitungan tinggi bendungan pengelak adalah sebagai berikut

**Tabel 4.27** standart ruang bebas menurut JANCOLD

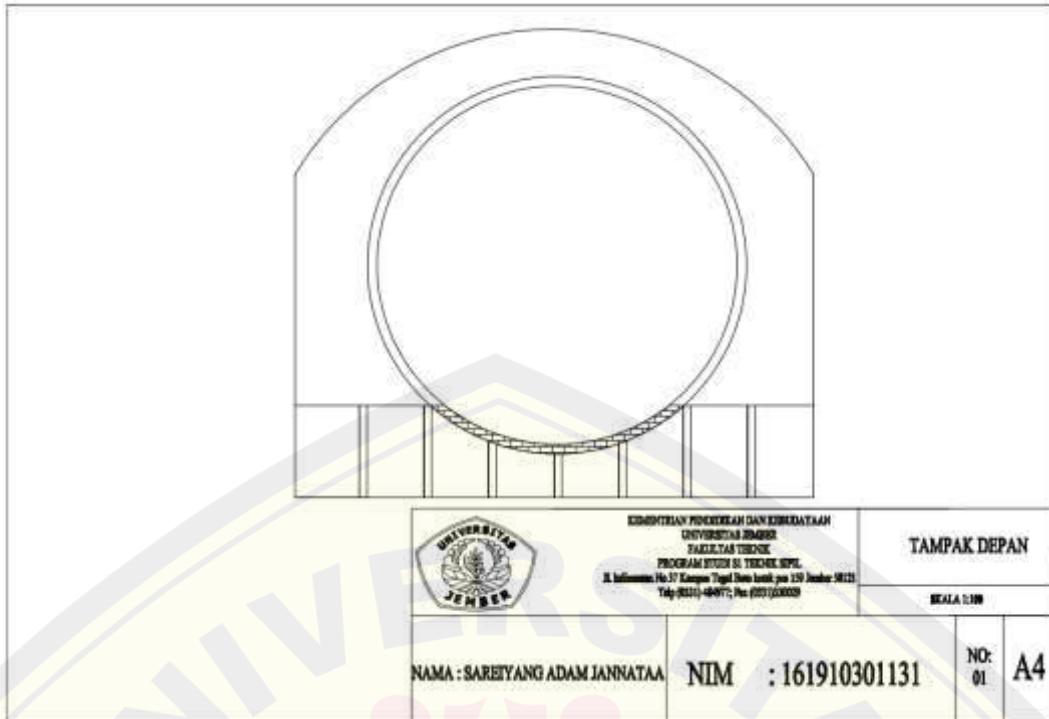
No	Tinggi Bendungan (m)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	<50	1 m	2 m
2	50-100	2 m	3m
3	>100	2,5 m	3,5m

$$\begin{aligned}
 H &= HWL + H_f \\
 &= 788.0377 + 2 \\
 &= 790.0377 \text{ m} \sim 791 \text{ m}
 \end{aligned}$$

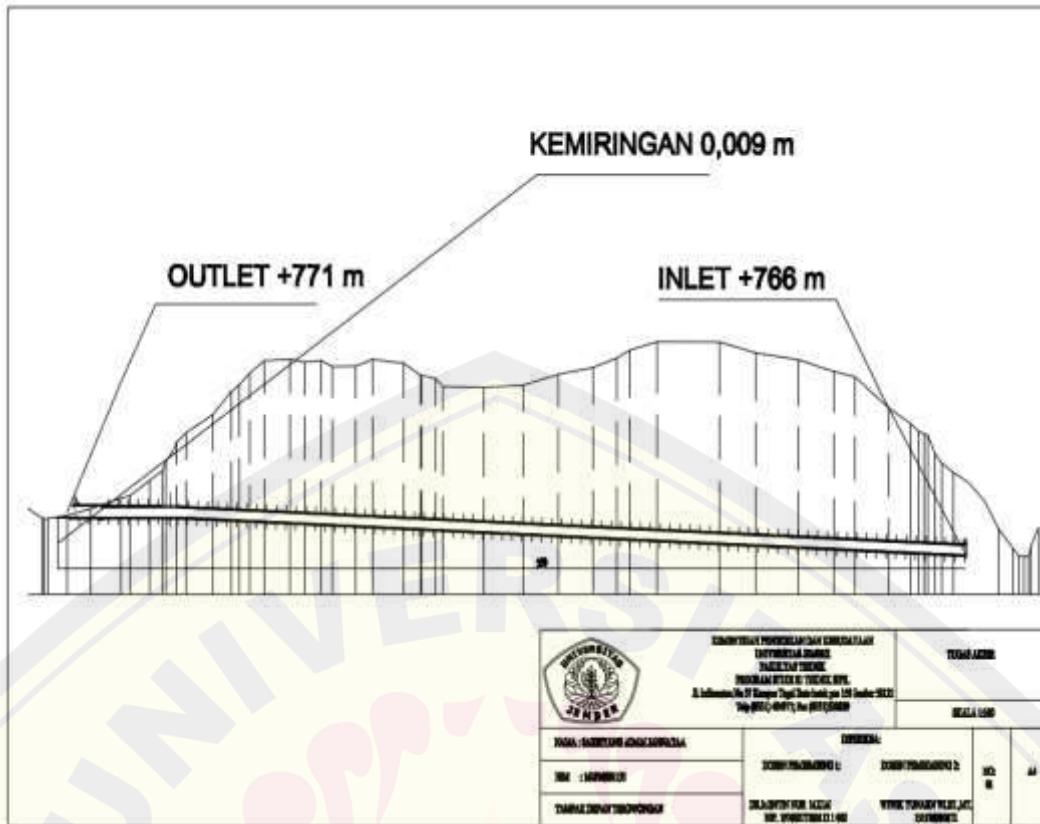
dari penulusuran banjir pada terowongan pengelak diperoleh tinggi muka air pada El 788.0377 sehingga jagaan pada cover dam diambil tinggi 2 m sehingga berada pada elevasi 791 m

#### **4.5 Gambar Desain Terowongan Pengelak**

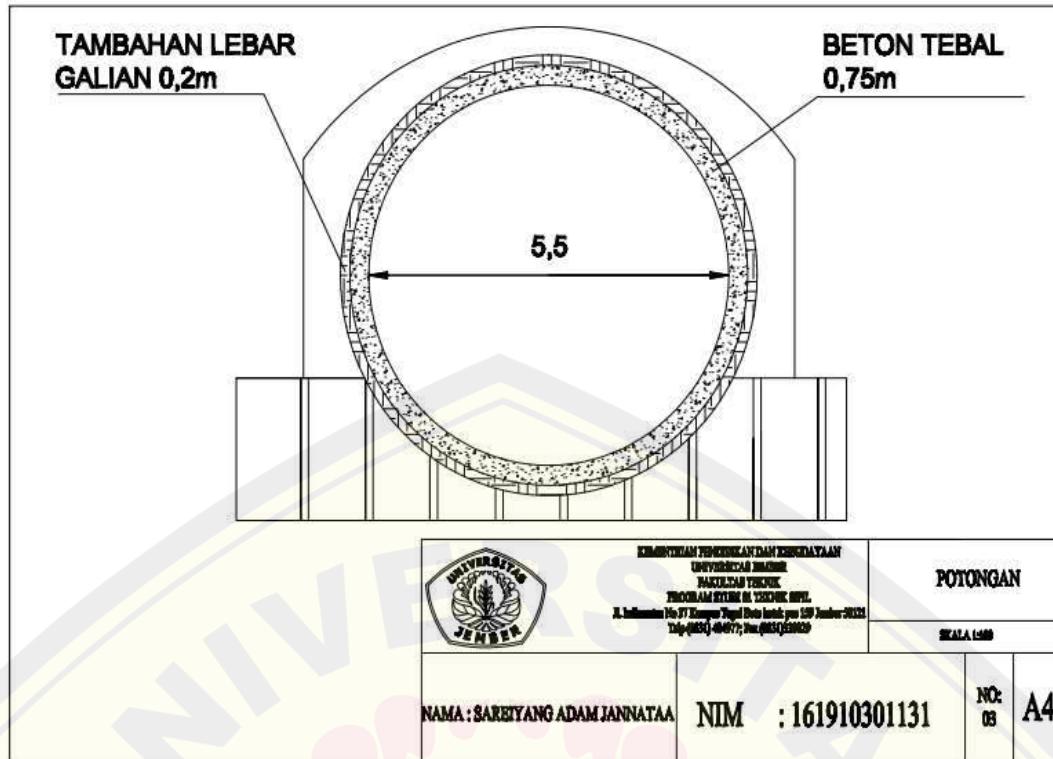
Berikut adalah gambar desain terowongan pengelak yang mengacu pada hasil perhitungan hidrolis yang dilakukan sebelumnya, disini terdapat tiga gambar yang dibantu software autocad, yaitu gambar tampak depan, tampak samping dan gambar potongan, berikut adalah hasil gambar sesuai hasil perhitungan hidrolis



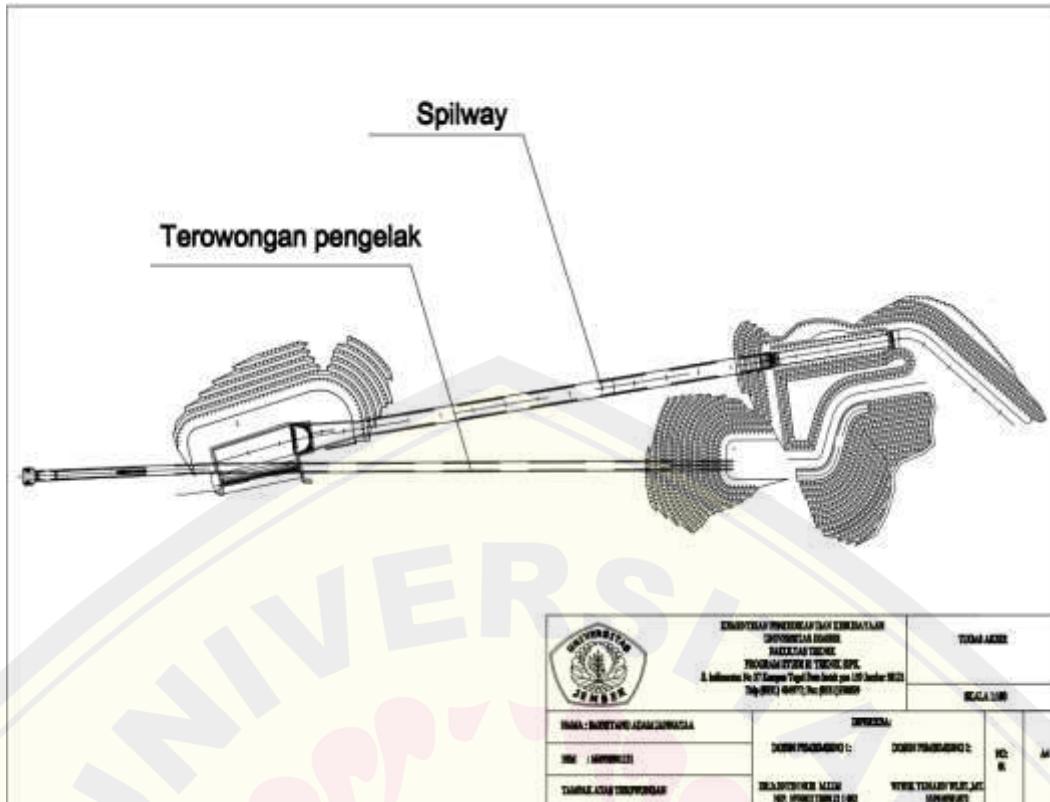
Gambar 4.15 Tampak Depan Terowongan Pengelak



Gambar 4.16 Tampak Samping



Gambar 4.17 Potongan



Gambar 4.18 Tampak Atas

## BAB 5. PENUTUP

### 5.1 KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan desain hidrolis terowongan pengelak pada studi kasus pembangunan bendungan sidan di kabupaten badung bali, dapat disimpulkan bahwa:

- 1) Berdasarkan perhitungan debit banjir rancangan dengan priode ulang 25 tahun dengan menggunakan metode nakayasu diperoleh debit maksimal sebesar  $467.3253 \text{ m}^3/\text{dt}$ ,
- 2) Dari hasil debit banjir kala ulang 25 tahun sebesar  $467.9253 \text{ m}^3/\text{dt}$  diperoleh diameter terowongan dengan ukuran 5.5 meter, Dari hasil perhitungan debit aliran bebas, aliran tekan, dan penelusuran banjir diperoleh kemiringan dasar terowongan pengelak 0,009 (0,9%), tinggi cofferdam +791 meter
- 3) Terdapat tiga gambar desain terowongan pengelak yang mengacu pada hasil perhitungan, yaitu gambar tampak depan, gambar tampak samping, dan gambar potongan terowongan.

### 5.2 SARAN

Saran dari penilitian ini adalah:

- 1) Untuk merencanakan dimeter terowongan disarankan agar tidak mengambil kala ulang yang jauh melebihi 20 tahun, jika jauh melebihi kala ulang 20 maka diameter terowongan akan sangat besar sehingga dapat menyebabkan pemborosan dalam melakukan pembangunan dan kesulitan dalam melakukan pembangunan,
- 2) Jika ingin merencanakan terowongan pengelak lebih baik memilih lokasi pada kondisi batuan keras agar bisa digunakan terowongan beberapa model seperti model tapal kuda, kotak. Karena terowongan model tersebut bisa memudahkan proses pembangunan.

**DAFTAR PUSTAKA**

Kamiana, I. 2001. *Perhitungan debit rencana bangunan air*, Yogyakarta:  
GRAHA ILMU

Suyono, S. dan T. kensaku. 2003. *Hidrologi untuk pengairan*. Jakarta:  
PT. Pradnya paramita.

Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi teknik*. Surabaya: Usaha Nasional

Rofikha, A. A., S. Marsudi dan E. N. Cahya. 2019. *Analisi struktur terowongan pengelak pada bendungan kuala kabupaten toba samosir provinsi Sumatera Utara*. Jurnal teknik pengairan, Vol.10

Wulan, A., B. Prastiwi. 2011. *Analisa pembangunan terowongan air sebagai bangunan pengelak waduk jati gede, Sumedang Jawa Barat*. Proceeding PESAT (Psikologi, Ekonomi, Sastra, Arsitektur dan sipil) Universitas Gunadarma Depok, vol. 4.

Wicaksana C. Y., H. Suprijanto dan E. N. Cahya. 2018. *Studi perencanaan terowongan pengelak bendungan lubuk ambacang kecamatan hulu kuantan kabupaten kuantan singgingi provensi Riau*. Proceeding PESAT (Psikologi, Ekonomi, Sastra, Arsitektur dan sipil) Universitas Gunadarma Depok, vol. 6.

Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Pekerjaan Air. 2013. *Kriteria perencanaan saluran kp-03*, Jakarta: kementrian pekerjaan umum.

Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Pekerjaan Air. 2009. *Kriteria perencanaan saluran kp-06*, Jakarta: kementrian pekerjaan umum.

Das, Braja M. 1998. *Mekanika tanah*. Jakarta: PT.Erlangga

Sosrodarsono, S., K. Nakazawa, dan I. Taulu. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknk Pondasi* . Jakarta: PT. Pradnya paramita.

Kementrian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. 2017. *Modul Bangunan Pelengkap*, Jakarta: kementrian pekerjaan umum.

Hidayah, E. 2018. Analisis Curah Hujan.

<https://id.scribd.com/document/370155083/Analisis-Curah-Hujan-Dr-Ir-Entin-Hidayah-M-Um-pdf> [Diakses pada 14 desembar 2020]

Simatupang, A. S., B. Tanan, M. Lukman. 2020 *tinjauan perencanaan terowongan pengelak bendungan karalloe di kabupaten goa*. Paulus civil engineering journal, vol. 2

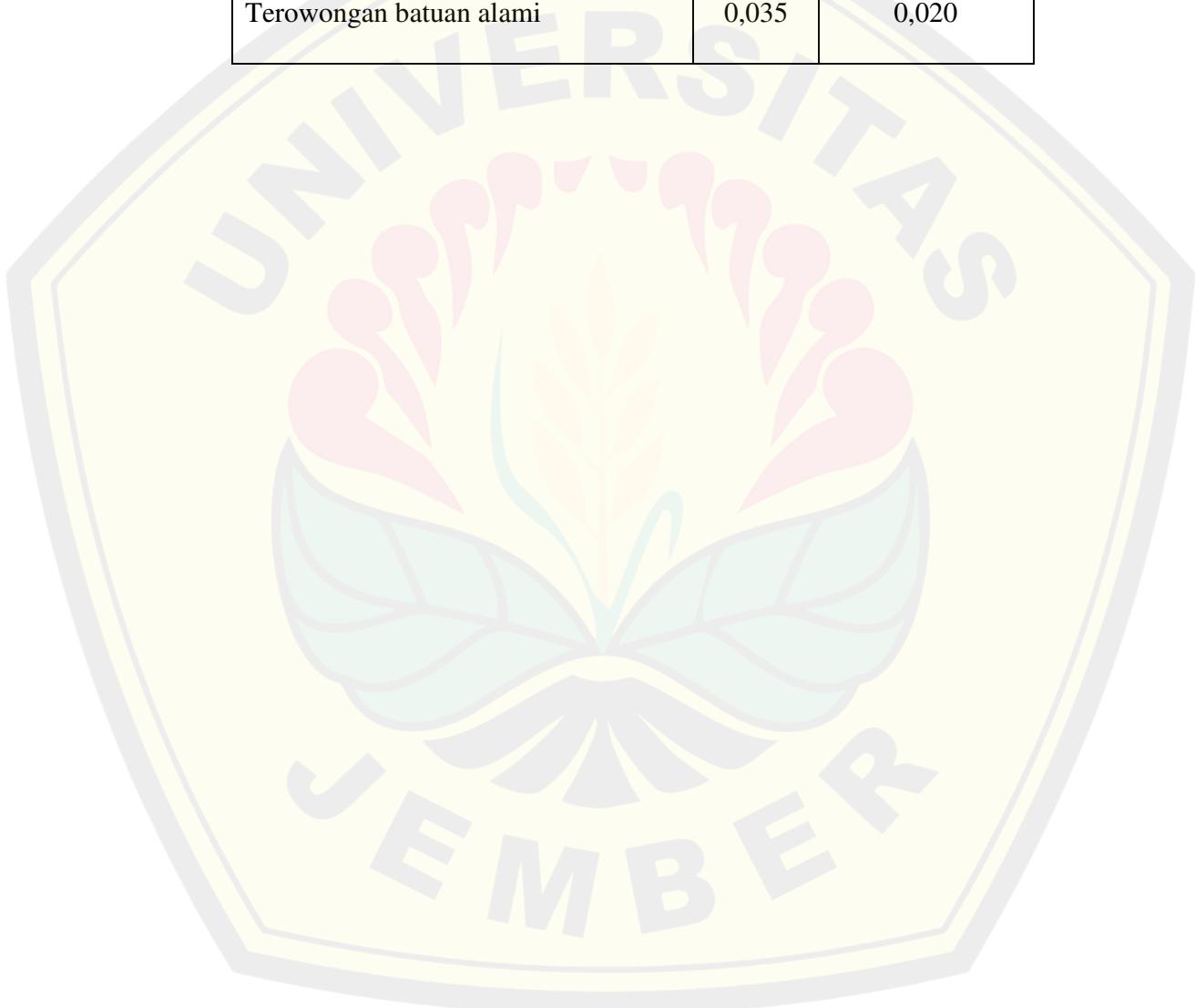
Triatmodjo, B. 2013 . *Hidrologi terapan*. Yogyakarta: Beta offset

Suyono, S. dan T. kensaku. 2016. *Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta: PT. Balai Pustaka

LAMPIRAN

Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Bahan Saluran	max	min
Pipa beton jadi atau dicor di tempat	0,014	0,008
Pipa baja dengan sambungan dilas	0,012	0,008
Terowongan batuan alami	0,035	0,020



Nilai k faktor faktor frekuensi distribusi normal

Periode Ulang	Peluang	k
1,0010	0.999	-3,0500
1,0050	0.995	-2,5800
1,0100	0.990	-2,3300
1,0500	0.950	-1,6400
1110,0000	0.900	-1,2800
1,2500	0,8000	-0,8400
1,3300	0,750	-0,6700
1,4300	0,700	-0,5200
1,6700	0,600	-0,2500
2,0000	0,5000	0,0000
2,5000	0,4000	0,2500
3,3300	0,3000	0,5200
4,0000	0,2500	0,6700
5,0000	0,2000	0,8400
10,0000	0,1000	1,2800
20,0000	0,0500	1,6400
50,0000	0,0200	2,0500
100,0000	0,0100	2,3300
200,0000	0,0050	2,5800
500,0000	0,0020	2,8800
1000,0000	0,0010	3,0900

Tabel reduced variate sebagai fungsi priode ulang

No	Periode ulang, T (tahun)	Reduced variate ( $Y_T$ )
1	2	0,3668
2	5	1,5004
3	10	2,251
4	20	2,9709
5	25	3,1993
6	50	3,9028
7	75	4,3117
8	100	4,6012
9	200	5,2969
10	250	5,5206
11	500	6,2149
12	1000	6,9087
13	5000	8,5188
14	10000	9,2121

Koefisien kemencengan Cs atau G

Koefisien Cs atau G	Interval kejadian, tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Percentase peluang terlampaui (%)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3,0	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,8	-0,714	0,666	0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973
2,6	-0,769	0,696	0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889
2,4	-0,832	0,725	0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705
2,0	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149
1,0	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0,0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,4	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-1,0	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,2	-3,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,4	-3,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318
-1,6	-3,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,8	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-2,0	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990
-2,2	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,4	-3,800	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,6	-3,705	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832
-2,8	-3,973	-0,469	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714
-3,0	-4,051	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667

Uji keselarasan smirnov

N	Derajat kepercayaan, $\alpha$			
	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	<u>1,07</u> $N^{0,5}$	<u>1,22</u> $N^{0,5}$	<u>1,36</u> $N^{0,5}$	<u>1,63</u> $N^{0,5}$

Nilai reduced mean ( $Y_n$ )

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5402	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

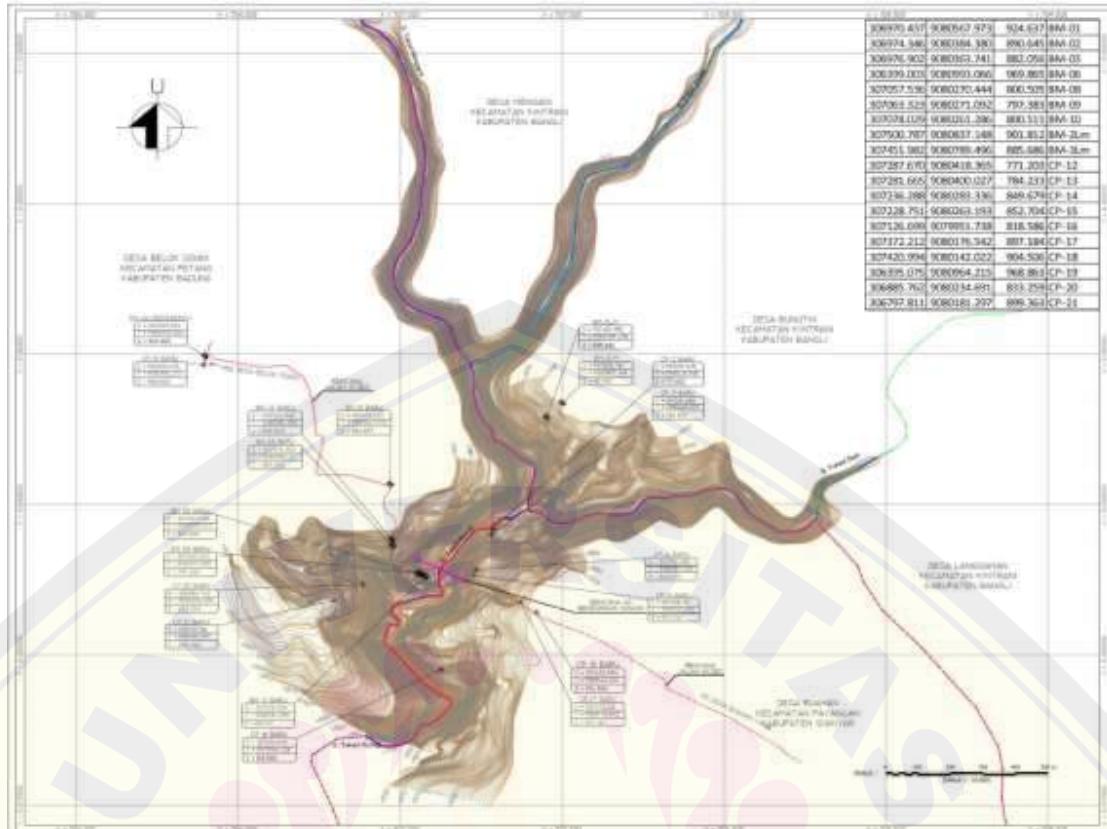
Jika  $\epsilon$  lebih kecil dari  $\epsilon_0$ , maka harga ini dapat disingkirkan, karena laju risiko untuk tidak menggunakan  $x = 350$  adalah lebih kecil dari 5%.

Tabel 3-16 Cara perhitungan harga abnormal.

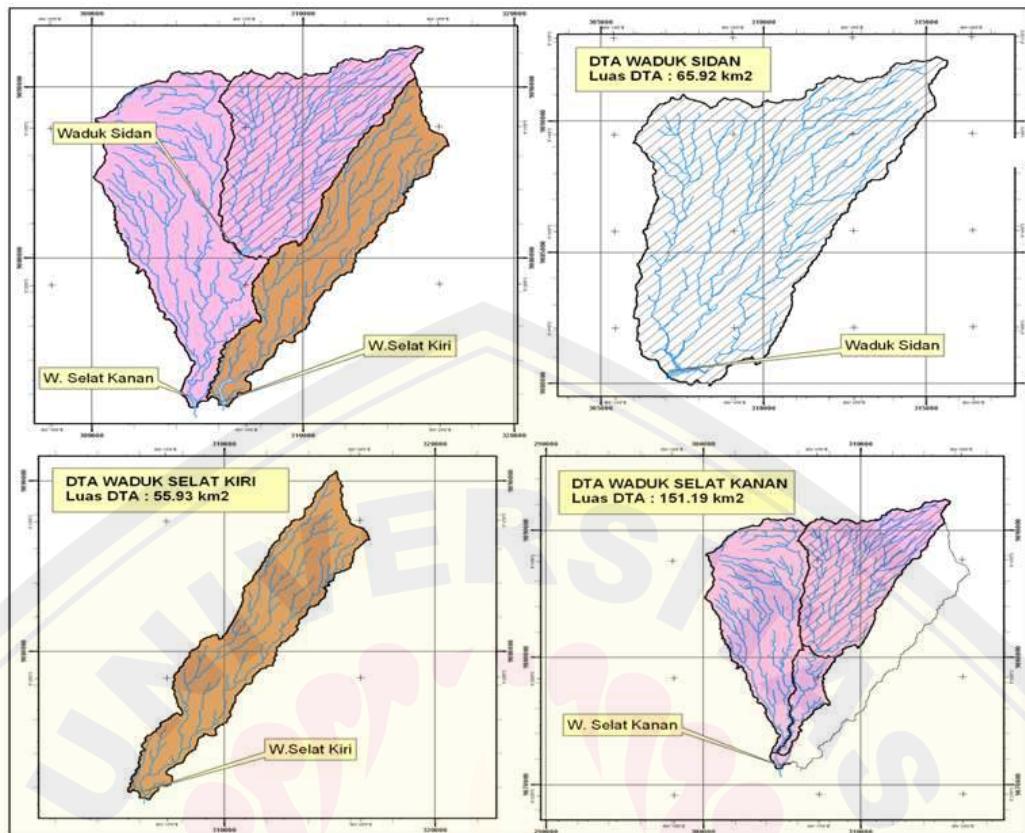
$\epsilon(\%)$	F	T	$\gamma_\epsilon$	$0,182y_\epsilon$	$\log_{10}(x_\epsilon - 11,83)$	$x_\epsilon - 11,83$	$x_\epsilon$
0,05	99,95	2000	3,720	0,6770	2,7519	564,8	576,7
0,25	99,75	400	3,099	0,5640	2,6389	435,4	447,3
0,50	99,50	200	2,816	0,5125	2,5874	386,7	398,6
1,25	98,75	80	2,419	0,4403	2,5152	327,5	339,4
2,50	97,50	40	2,096	0,3815	2,4564	286,0	297,9
5,00	95,00	20	1,743	0,3172	2,3921	246,7	258,6
12,50	87,50	8	1,206	0,2195	2,2944	197,0	208,9
25,00	75,00	4	0,702	0,1278	2,2027	159,5	171,4



Peta topografi



DAS waduk sidan



Uji smirnov-kolmogorov

Debit (m <sup>3</sup> /dt)	m	P = m/(N+1)	NORMAL		LOG-NORMAL		GUMBEL		LOG-PEARSON III	
			P(x >= Xm)	Do	P(x >= Xm)	Do	P(x >= Xm)	Do	P(x >= Xm)	Do
292,768	1	0,048	0,026	0,022	0,107	0,059	0,045	0,003	0,000	0,048
249,273	2	0,095	0,100	0,004	0,171	0,076	0,103	0,007	0,106	0,011
234,068	3	0,143	0,147	0,004	0,202	0,059	0,136	0,007	0,178	0,035
229,685	4	0,190	0,163	0,028	0,212	0,022	0,147	0,043	0,199	0,009
227,714	5	0,238	0,170	0,068	0,217	0,021	0,152	0,086	0,209	0,029
218,106	6	0,286	0,210	0,076	0,241	0,045	0,181	0,105	0,258	0,027
180,050	7	0,333	0,412	0,079	0,362	0,029	0,345	0,011	0,458	0,125
169,262	8	0,381	0,478	0,097	0,405	0,024	0,407	0,026	0,513	0,132
167,251	9	0,429	0,490	0,061	0,414	0,015	0,419	0,009	0,523	0,095
164,960	10	0,476	0,504	0,028	0,424	0,052	0,434	0,043	0,535	0,059
161,172	11	0,524	0,527	0,003	0,440	0,083	0,458	0,066	0,554	0,030
159,902	12	0,571	0,535	0,037	0,446	0,125	0,466	0,105	0,560	0,012
148,657	13	0,619	0,602	0,017	0,499	0,120	0,543	0,076	0,614	0,005
142,875	14	0,667	0,636	0,030	0,528	0,138	0,584	0,082	0,641	0,026
141,604	15	0,714	0,644	0,071	0,535	0,179	0,593	0,121	0,647	0,067
128,577	16	0,762	0,715	0,047	0,604	0,158	0,687	0,074	0,705	0,057
123,827	17	0,810	0,739	0,070	0,630	0,179	0,721	0,088	0,725	0,085
94,142	18	0,857	0,863	0,006	0,798	0,059	0,899	0,042	0,836	0,021
47,941	19	0,905	0,964	0,060	0,981	0,076	0,997	0,092	0,956	0,051
29,892	20	0,952	0,981	0,029	0,998	0,046	1,000	0,047	0,982	0,030
<b>DKritik =</b>	<b>0,290</b>			<b>0,097</b>		<b>0,179</b>		<b>0,121</b>		<b>0,132</b>
				Diterima		Diterima		Diterima		Diterima

Ket : m = Peringkat

P = Peluang di lapangan

Do = Selisih peluang lapangan dengan peluang teoritis

Uji Chi-square distribusi Normal

	P(x >= Xm)		Ef	Debit (m)	Of	Ef - Of	( Ef-Of )2 / Ef
,200	0 < P < ,200	4		220,4436	5	1	0,25
,400	,200 < P < ,400	4		182,0996	1	3	2,25
,600	,400 < P < ,600	4		149,0729	6	2	1
,800	,600 < P < ,800	4		110,7289	5	1	0,25
0,999	,800 < P < 0,999	4		-35,8369	3	1	0,25
		20		20		Chi-Kuadrat =	4
						DK =	2
Distribusi NORMAL Diterima						Chi-Kritik =	5,991464547
Ket. :	Chi-Kuadrat =	Harga Chi-Kuadrat					
Ef =		Frekuensi sesuai pembagian kelasnya					
Of =		Frekuensi dengan aplikasi distribusi frekuensi					
DK =		Derajat Kebebasan					



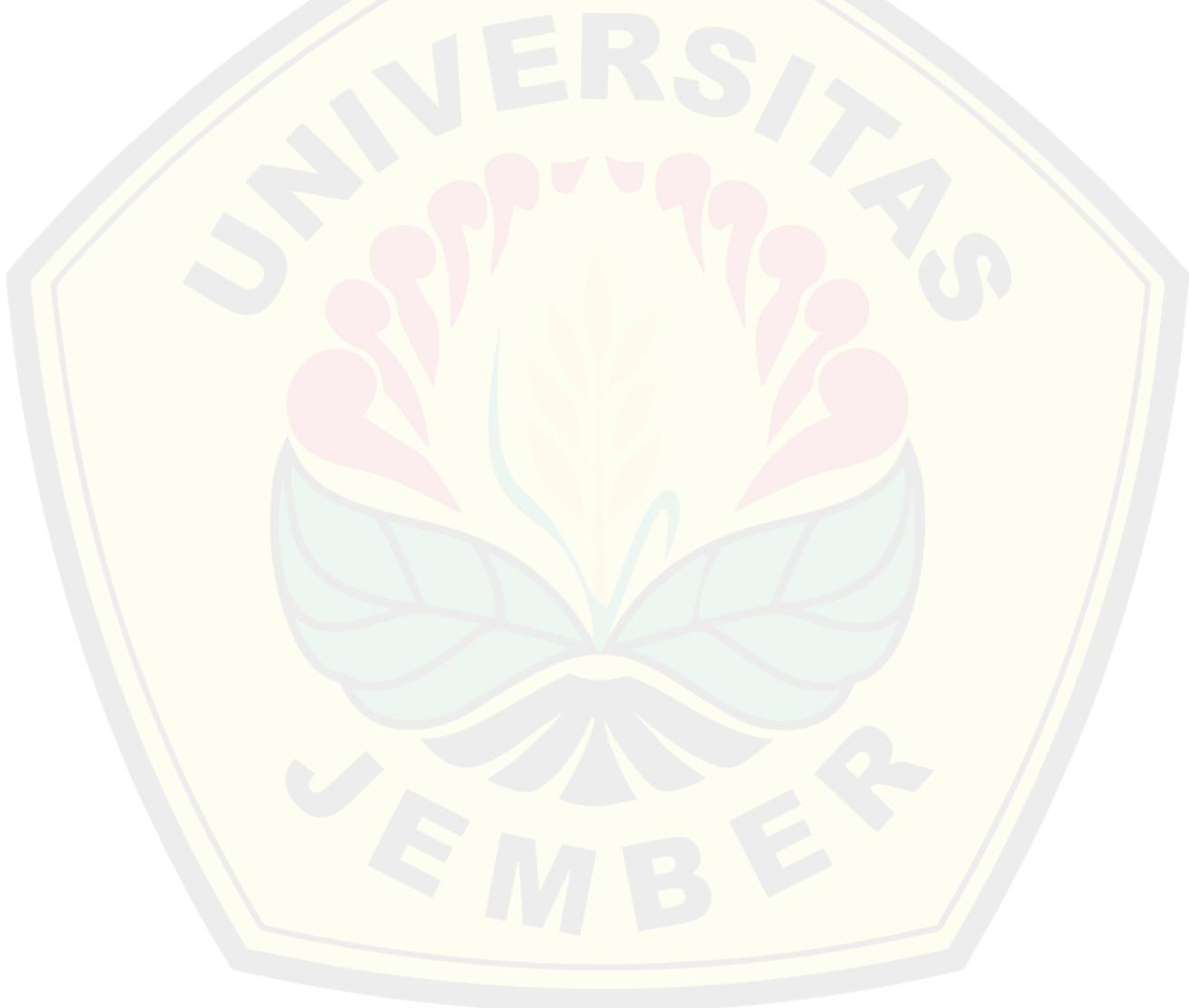
## Uji Chi-square distribusi Log-normal

	P(x >= Xm)		Ef	Debit (m)	Of	Ef - Of	( Ef-Of )2 / Ef
,200	0 < P <= ,200	4		235,1331	2	2	1
,400	,200 < P <= ,400	4		170,5499	5	1	0,25
,600	,400 < P <= ,600	4		129,339	8	4	4
,800	,600 < P <= ,800	4		93,81393	3	1	0,25
0,999	,800 < P <= 0,999	4		27,4909	2	2	1
		20			20	Chi-Kuadrat =	6,5
						DK =	2
Distribusi LOG-NORMAL Ditolak						Chi-Kritik =	5,991464547
Ket. :	Chi-Kuadrat =	Harga Chi-Kuadrat					
	Ef =	Frekuensi sesuai pembagian kelasnya					
	Of =	Frekuensi dengan aplikasi distribusi frekuensi					
	DK =	Derajat Kebebasan					



Uji Chi-square distribusi Gumbel

	P(x >= Xm)		Ef	Debit (m)	Of	Ef - Of	( Ef-Of )2 / Ef
,200	0 < P < ,200	4		212,4811	6	2	1
,400	,200 < P <= ,400	4		170,3902	1	3	2,25
,600	,400 < P <= ,600	4		140,6951	8	4	4
,800	,600 < P <= ,800	4		112,0671	2	2	1
0,999	,800 < P <= 0,999	4		38,03265	2	2	1
		20			19	Chi-Kuadrat =	9,25
						DK =	2
Distribusi GUMBEL Ditolak						Chi-Kritik =	5,991464547
Ket. :	Chi-Kuadrat =	Harga Chi-Kuadrat					
	Ef =	Frekuensi sesuai pembagian kelasnya					
	Of =	Frekuensi dengan aplikasi distribusi frekuensi					
	DK =	Derajat Kebebasan					



## Uji Chi-square distribusi Log-person

	P(x >= Xm)		Ef	Debit (m)	Of	Ef - Of	( Ef-Of )2 / Ef
,200	0 < P <= ,200	4	229,5562	4	0	0	0
,400	,200 < P <= ,400	4	191,1468	2	2	1	1
,600	,400 < P <= ,600	4	151,6328	6	2	1	1
,800	,600 < P <= ,800	4	104,5719	5	1	0,25	0,25
0,999	,800 < P <= 0,999	4	6,543941	3	1	0,25	0,25
		20		20	Chi-Kuadrat =		2,5
					DK =		1
Distribusi LOG-PEARSON III Diterima					Chi-Kritik =		3,841459149
Ket. :	Chi-Kuadrat =	Harga Chi-Kuadrat					
	Ef =	Frekuensi sesuai pembagian kelasnya					
	Of =	Frekuensi dengan aplikasi distribusi frekuensi					
	DK =	Derajat Kebebasan					

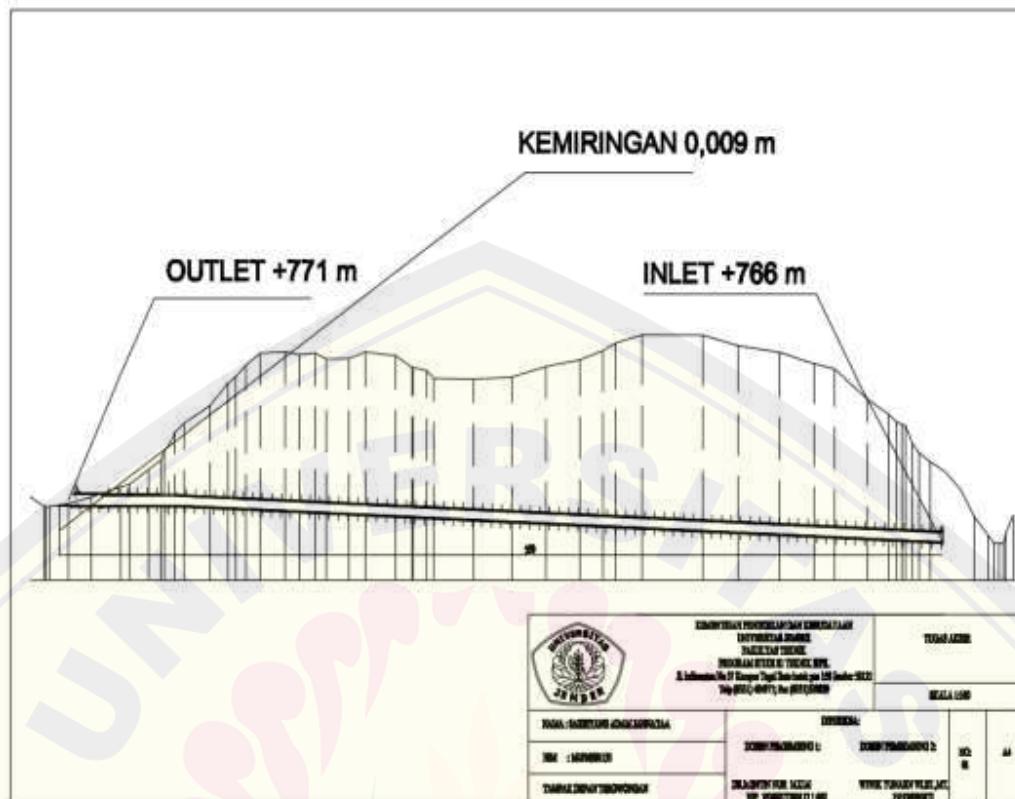


# DIGITAL REPOSITORY UNIVERSITAS JEMBER

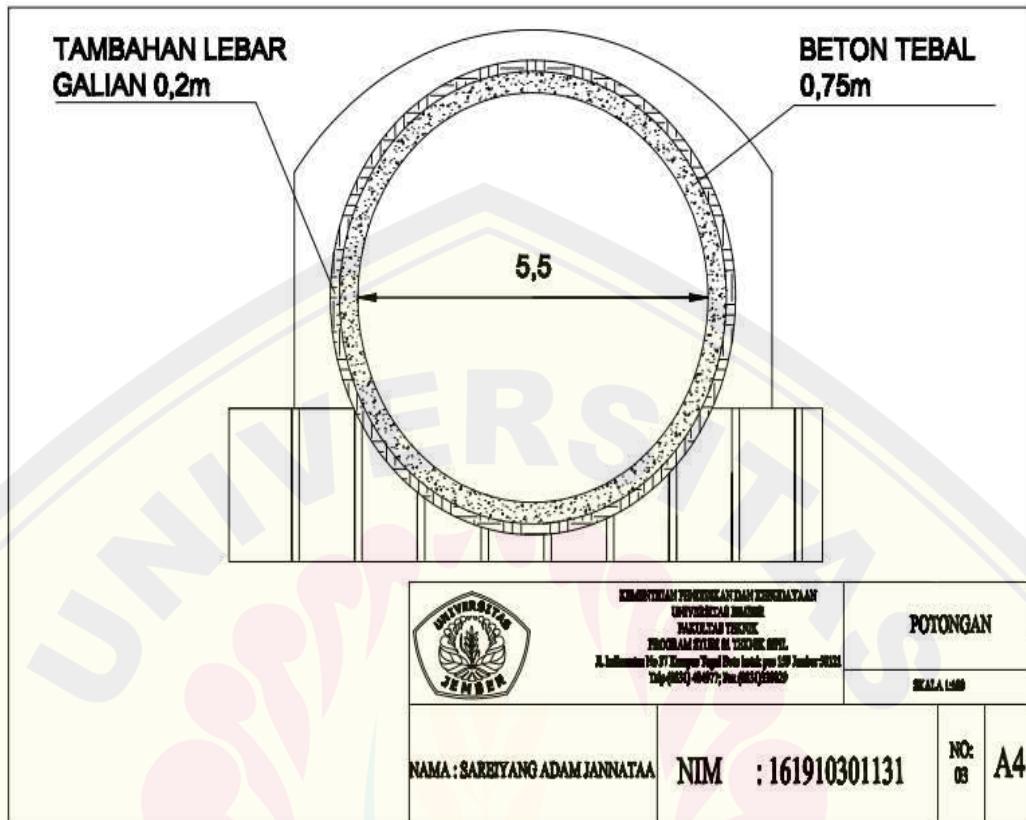
Tampak depan terowongan pengelak



Tampak samping terowongan pengelak



Potongan melintang terowongan pengelak



# DIGITAL REPOSITORY UNIVERSITAS JEMBER

Tampak Atas

