

36333/H/09



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

RSS

627.833

Mah

P-1

2009

TUGAS AKHIR - PS 1380

## PERENCANAAN PELIMPAH (SPILLWAY)

### BENDUNGAN SEKETAK

Studi kasus : Kec. Tembalang, Semarang

NOVY FITRIAM  
NRP 3105 100 098

Dosen Pembimbing  
Ir. Soekibat Roedy S

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2009

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	
Terima Dari	
Agenda Prp.	




**FINAL PROJECT PS - 1380**

**THE DESIGN OF SPILLWAY AT SEKETAK'S DAM  
Case study : Tembalang District, Semarang**

**NOVY FITRIAM  
NRP 3105 100 098**

**Counsellor Lectures :  
Ir. Soekibat Roedy S**

**Majoring of Civil Engineering  
Faculty of Civil Engineering and Design  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2009**

The page features a repeating pattern of the ITS logo watermark in a light blue color. Each logo consists of a circular emblem with a stylized figure inside, followed by the text 'ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember'.

## LEMBAR PENGESAHAN

**PERENCANAAN PELIMPAH (SPILLWAY)  
BENDUNGAN SEKETAK  
Studi Kasus: Kecamatan Tembalang, Semarang**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
Pada Bidang Hidroteknik  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**NOVY FITRIA MAHARDINI**

Nrp. 3105 100 098

Disetujui oleh :

**Dosen Pembimbing Tugas Akhir**



**Ir. Soekibat Roedy S**

NIP. 130.532.043

**SURABAYA  
JULI, 2009**

The background of the page is a repeating pattern of the ITS logo. Each logo consists of a circular emblem on the left and the text 'ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember' on the right, all in a light blue color.

## ABSTRAK

**PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK**  
**Study kasus: Kecamatan Tembalang, Semarang**

**Nama** : NOVY FITRIA MAHARDINI  
**NRP** : 3105 100 098  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Ir. Soekibat Roedy S

**ABSTRAK**

*Kecamatan Tembalang merupakan salah satu kecamatan di kota Semarang propinsi Jawa Tengah yang memiliki banyak sungai utama beserta anak-anak sungai yang lain. Alasan yang mendasari perlu dibangunnya bendungan pada daerah Tembalang antara lain karena run off dari sungai – sungai kecil melimpah pada musim hujan dan hampir kering pada musim kemarau. Potensi lokasi sumber air yang dapat dijadikan waduk salah satunya adalah di Kali Seketak yang merupakan anak sungai Pengkol yang terletak di Desa Banyumanik, Kecamatan Tembalang dan untuk rencana as bendungan terletak di desa Tembalang.*

*Penulisan tugas akhir ini bertujuan untuk merencanakan spillway pada Bendungan Seketak tersebut sebagai usaha untuk mereduksi banjir yang terjadi. Adapun perhitungan dalam mendesain bangunan pelimpah meliputi analisa hidrologi dan analisa hidrolika. Analisa hidrologi berupa analisa perhiungan data hujan yang dilakukan dengan uji distribusi hujan, perhitungan hujan periode ulang sampai pada perhitungan hidrograf suatu curah hujan sehingga didapatkan debit banjir rencana. Sedangkan data topografi digunakan untuk perencanaan tampungan waduk serta penentuan elevasi mercu pelimpah. Hasil perhitungan hidrograf serta perencanaan tampungan diatas selanjutnya dipakai dasar perhitungan hidrolika yang meliputi perencanaan bangunan pelimpah beserta kelengkapannya*

*Dari hasil perhitungan perencanaan dengan menggunakan debit rencana 50tahun ( $Q_{50th}$ ) didapatkan dimensi Spillway dengan lebar sebesar 10 m, elevasi puncak Spillway terletak pada  $\pm 182$  dengan dasar waduk terletak pada  $\pm 163$  elevasi puncak Tubuh Bendung terletak pada  $\pm 186$ . Untuk perencanaan kolam olak dipakai kolam olak USBR tipe III dengan panjang kolam olak sebesar 10 m. Dari*

perencanaan didapatkan dimensi Spillway kemudian dilakukan perhitungan stabilitas terhadap guling, geser dan rembesan. Perhitungan kestabilan dihitung pada saat kondisi paling kritis, yaitu pada saat kondisi muka air setinggi puncak Spillway dan pada saat kondisi muka air setinggi debit rencana.

**Kata kunci:** Perencanaan, Dimensi Pelimpah dan Stabilitas.

**THE DESIGN OF SPILLWAY AT SEKETAK'S DAM**  
**Case study: Tembalang district, Semarang**

**Name** : Novy Fitria Mahardini  
**NRP** : 3105 100 098  
**Majoring** : Civil Engineering FTSP- ITS  
**Counsellor Lectures** : Ir. Soekibat Roedy S

**ABSTRACT**

*Tembalang is one of second level regencies in Semarang city, Central Java whose main stream with some tributaries. The main reason why to build a dam in Tembalang Regency is needed are run off of river is excessive in the rainy season and dry in the dry season. One of the potential water resources is Seketak River which is one of tributaries of Pengkol River in Tembalang Village, Tembalang District and the midpoint of dam is located in Tembalang Village.*


*The aim of composing this final project is to design of spillway at Seketak's Dam to reduce of flood that happen. The design of Spillway include hydrology and hydraulic analysis. Hydrology analysis include calculation of rain data which be done with rain distribution test, calculation of rain period, and also calculation of hydrograph of any rainfall so that the design flood of planning can be obtained. Whereas topography data are used for planning reservoir capacity and determinating crest elevation of spillway. The result calculation of hydrograph and reservoir planning above are used as basic of hydraulic calculation which include the planning of spillway and its additional building.*

*By using design flood 50 years is obtained spillway design, 10 meter in width, elevation of crest spillway is +182, bed elevation of dam is +163 and elevation of crest main dam is 186. The design of stilling basin uses USBR Type III with 10 m in length. After getting the design of spillway, stability analysis is done. Stability analysis consists of stability of rolling, shift, and piping. This analysis is done in the most critical condition, when water surface is as high as spillway crest and as high as the design flood.*

**Key Word:** Design, The Dimention of Spillway and Stability







**KATA PENGANTAR**

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan karunia-NYA sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul "Perencanaan pelimpah (*spillway*) bendungan Seketak, Studi kasus : Kecamatan Tembalang, Semarang". Tugas Akhir ini disusun sebagai persyaratan akademis di Jurusan Teknik Sipil ITS.

Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa bantuan, dukungan serta dorongan dari banyak pihak. Untuk itu perkenankanlah penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Soekibat Roedy S, selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang tidak henti-hentinya memberikan arahan , bimbingan serta nasehat-nasehatnya.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. Nadjaji A, MSc, Bapak Dr. Ir. Edijatno, Bapak Umboro L, ST. Msc, Bapak Ir. Sudiwaluyo, Bapak Ir. Sofyan R, Bapak Bambang Winata, ST. MT, Ibu Ir. Fifi Sofia, dan Bapak Mahendra, ST. , selaku dosen pengajar mata kuliah hidroteknik yang selalu memberikan dukungan, dorongan dan ilmu yang sangat berharga bagi penulis.
3. Staf jurusan Teknik Sipil ITS, staf ruang baca, staf ruang laboratorium hidro, yang dengan selalu ikhlas membantu dalam memberikan informasi serta petunjuk kepada penulis.
4. Keluarga besar khususnya kedua orang tua penulis (papa dan mama) yang sampai saat ini, masih tetap menuntun, masih tetap mengawasi, tidak bosan untuk selalu memberi pengetahuan mana yang haq dan mana yang bathil serta memberikan dukungan moral dan spiritual hingga detik ini. Saudara penulis (Mbak Yessy, dan Mas Aan) yang tidak lelah untuk selalu memberikan masukan baru dan selalu membuat suasana hati penulis tetap *fresh* dan tenang di setiap waktu. Dan tidak lupa pula

(Alhamdulillah) selama dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini penulis mendapatkan anugerah dari **Allah SWT** dimana penulis selalu ditemani dengan pancaran dari-NYA yang “menyejukkan” dari hati serta kesabaran melalui seorang pria ( Johan Asa Agusta). (Semoga **Allah SWT** selalu memberikan iman dan kasih sayang kepada hamba-hamba-NYA yang pandai mensyukuri nikmat).

5. “Team HO” (Team Yang selalu Horeeee) yang sampai saat ini selalu memberikan keceriaan, kenangan indah dan dukungan serta nasehat-nasehat yang positif secara ikhlas kepada penulis sehingga penulis dapat tetap semangat dalam menyelesaikan semuanya.
6. Teman teman seperjuangan sipil angkatan 48 (S-48). terimakasih atas semua pelajaran, semua kenangan yang merubah sebagian pola pemikiran serta bentuk sifat penulis selama ini. salut untuk kalian semua. Vivat!!
7. Semua pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu yang telah memberikan bantuan secara ikhlas lillahita’ala.

Penulis menyadari bahwa masih ada kekurangan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari semua pihak.

Surabaya, Juli 2009

Penulis

The page features a repeating pattern of the ITS logo watermark. Each logo consists of a circular emblem with a stylized figure inside, followed by the text 'ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember' in a sans-serif font. The logos are arranged in a grid across the entire page.

## DAFTAR ISI


## DAFTAR ISI

Abstrak.....	i
Kata Pengantar.....	iv
Daftar Isi.....	vi
Daftar Tabel.....	ix
Daftar Gambar.....	xii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
I.1 Umum.....	1
I.2 Latar belakang.....	1
I.3 Perumusan masalah.....	4
I.4 Maksud dan Tujuan.....	4
I.5 Ruang Lingkup/Batasan masalah.....	4
I.6 Manfaat.....	5
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
II.1 Umum.....	7
II.2 Data Topografi.....	9
II.3 Data Mekanika Tanah.....	11
II.4 Data Hidrologi.....	11
II.4.1 Analisa Hidrologi.....	13
II.4.1.1 Perhitungan Hujan Rencana.....	13
1. Metode Distribusi Gumbel.....	13
2. Metode Distribusi Log Pearson Type III.....	14
II.4.1.2 Uji distribusi analisa frekwensi.....	17
1. Smirnov-Kolmogorov.....	18
2. Chi-Square.....	21
II.4.2 Perhitungan koefisien aliran.....	23
II.4.3 Perhitungan distribusi hujan jam-jaman.....	24
II.4.4 Perhitungan hidrograf inflow.....	25
II.4.4.1 Metode Nakayasu.....	25
II.4.4.2 Metode Snyder-Alexejev.....	27
II.4.5 Lengkung kapasitas waduk.....	28
II.4.6 Perhitungan reservoir routing.....	29
II.5 Analisa tubuh bendungan.....	33
II.5.1 Standart tinggi ruang bebas bendungan.....	33
II.5.2 Lebar mercu bendungan.....	34



II.5.3 Kemiringan lereng bendungan.....	34
II.5.4 Perencanaan dimensi bangunan pelimpah ...	35
II.5.5 Perhitungan tinggi air di atas pelimpah .....	38
II.5.6 Perencanaan kolam olakan.....	39
II.5.7 Kontrol Stabilitas pelimpah .....	43
<b>BAB III METODOLOGI</b>	
III.1 Persiapan dan Study Literatur .....	49
III.2 Mengumpulkan data-data sekunder .....	49
III.3 Perumusan konsep dan perencanaan.....	50
III.3.1 Analisa Hidrologi .....	50
III.3.1.1 Uji kecocokan distribusi hujan dan menganalisa tinggi hujan rencana.....	50
III.3.1.2 Membuat hidrograf inflow .....	50
III.3.1.3 Perhitungan flood routing .....	50
III.3.2 Analisa Hidrolika .....	51
III.3.2.1 Perencanaan volume tampungan.....	51
III.3.2.2 Perencanaan tinggi bendungan.....	51
III.3.2.3 Perencanaan pelimpah.....	51
III.3.2.4 Perencanaan kolam olakan.....	51
III.4 Kesimpulan .....	52
III.5 <i>Flowchart</i> .....	53
<b>BAB IV PERHITUNGAN</b>	
<b>ANALISA HIDROLOGI</b> .....	55
IV.1 Umum .....	55
IV.2 Hujan Rencana .....	55
IV.2.1 Metode Distribusi Gumbel.....	58
IV.2.2 Metode Log-Pearson III .....	61
IV.3 Uji Distribusi Data .....	64
IV.3.1 Perhitungan parameter dasar statistik.....	64
IV.3.2 Uji distribusi analisa frekwensi .....	67
IV.3.2.1 Smirnov-Kolmogorov .....	67
IV.3.2.2 Chi Square .....	72
IV.3.3 Kesimpulan analisa frekuensi.....	79
IV.4 Perhitungan Unit <i>Hydrograph</i> .....	79
IV.4.1 Unit <i>hydrograph</i> Nakayasu .....	80
IV.4.2 Unit <i>hydrograph</i> Snyder-Alexejev .....	86

IV.5 Perhitungan curah hujan efektif periode ulang (50 tahun) .....	93
IV.6 Lengkung kapasitas waduk .....	109
IV.7 Perhitungan <i>reservoir routing</i> .....	114
IV.7.1 Perhitungan <i>reservoir routing</i> dengan lebar <i>spillway</i> 10 meter .....	114
IV.8 Perhitungan Elevasi Puncak Bendungan .....	124
ANALISA TUBUH BENDUNGAN .....	125
IV.9 Lebar mercu bendungan .....	125
IV.10 Kemiringan lereng bendungan .....	125
IV.11 Perencanaan Dimensi <i>Spillway</i> .....	127
IV.12 Perhitungan tinggi muka air diatas bangunan pelimpah ( <i>spillway</i> ) .....	129
IV.12.1 Perhitungan tinggi muka air dititik 1 .....	130
IV.12.2 Perhitungan tinggi muka air dititik 2 ....	132
IV.12.3 Perhitungan tinggi muka air dititik 3 .....	133
IV.12.4 Perhitungan tinggi muka air dititik 4 .....	135
IV.13 Perhitungan Tinggi Muka Air di Atas Saluran Transisi .....	137
IV.14 Perhitungan Tinggi Muka Air di Atas Saluran Peluncur .....	140
IV.15 Perhitungan Panjang Kolam Olakan .....	144
IV.15.1 Perencanaan Kolam Olak USBR tipe III .....	146
IV.16 Perhitungan stabilitas <i>spillway</i> .....	148
IV.16.1 Perhitungan stabilitas pada saat muka air setinggi puncak <i>spillway</i> .....	148
IV.16.2 Perhitungan stabilitas pada saat banjir rencana .....	155
<b>BAB V KESIMPULAN DAN SARAN</b>	
V.1 Kesimpulan .....	165
V.2 Saran .....	166
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	
<b>LAMPIRAN</b>	
<b>GAMBAR</b>	

The background of the page is a repeating pattern of the ITS logo, which consists of a circular emblem with a stylized figure inside, followed by the letters 'ITS' and the text 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' below it. The logos are arranged in a grid pattern across the entire page.

## DAFTAR TABEL



## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Nilai k Distribusi Log Pearson tipe III.....	15
Tabel 2.2 Karakteristik Distribusi Frekwensi .....	17
Tabel 2.3 Nilai kritis $D_0$ untuk uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i> .....	19
Tabel 2.4 Wilayah luas di bawah kurva normal .....	20
Tabel 2.5 Nilai kritis untuk uji Chi kuadrat .....	22
Tabel 2.6 Standar tinggi ruang bebas menurut JANCOLD ...	33
Tabel 2.7 Harga-harga K dan n.....	38
Tabel 2.8 Harga minimum angka rembesan Lane ( $C_L$ ) .....	46
Tabel 4.1 Curah hujan harian tahun 1994-2008.....	57
Tabel 4.2 <i>Reduced Mean</i> ( $Y_n$ ).....	59
Tabel 4.3 <i>Reduced Standart Deviation</i> ( $S_n$ ) .....	59
Tabel 4.4 Perhitungan Deviasi Standart dengan Metode Distribusi Gumbell.....	59
Tabel 4.5 Besar Curah Hujan Rencana untuk Periode Ulang T tahun menurut Gumbel .....	61
Tabel 4.6 Perhitungan Curah Hujan dengan Metode Distribusi Log-Pearson Type III .....	62
Tabel 4.7 Nilai Interpolasi nilai k untuk beberapa periode ulang.....	63
Tabel 4.8 Hasil Perhitungan Distribusi Log Pearson.....	64
Tabel 4.9 Perhitungan Probabilitas Tinggi Curah Hujan.....	64
Tabel 4.10 Karakteristik Distribusi Frekwensi .....	65
Tabel 4.11 Perhitungan Parameter Dasar Statistik Hujan Harian Maksimum.....	65
Tabel 4.12 Perhitungan uji distribusi dengan Distribusi Gumbel dengan metode Smirnov-Kolmogorov .....	69
Tabel 4.13 Perhitungan uji distribusi dengan Log-Pearson tipe III dengan metode Smirnov-Kolmogorov .....	70
Tabel 4.14 Peluang untuk setiap sub bagian .....	74
Tabel 4.15 Nilai k untuk Distribusi Pearson tipe III .....	75
Tabel 4.16 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III .....	77
Tabel 4.17 Perhitungan uji distribusi Gumbel dengan metode Chi-Square.....	78



Tabel 4.18 Uji chi-kuadrat distribusi Metode Gumbel .....	78
Tabel 4.19 Kesimpulan Uji kecocokan.....	79
Tabel 4.20 Ordinat Hydrograf untuk waktu naik ( $0 < t < 1,4$ )...	81
Tabel 4.21 Ordinat Hydrograf untuk waktu turun ( $1,4 < t < 3,2$ ).....	82
Tabel 4.22 Ordinat Hydrograf untuk waktu Turun ( $3,2 < t < 5,8$ ) .....	83
Tabel 4.23 Ordinat Hydrograf untuk waktu turun ( $t > 5,8$ ) .....	84
Tabel 4.24 Ordinat Hydrograf Snyder-Alexejev .....	89
Tabel 4.25 Harga koefisien aliran (C) dilihat berdasarkan kondisi alirannya .....	93
Tabel 4.26 Perhitungan Distribusi curah hujan efektif periode ulang 50 tahun .....	94
Tabel 4.27 Perhitungan <i>hydrograph</i> metode Nakayasu dengan periode ulang 50 tahun .....	95
Tabel 4.28 Perhitungan <i>hydrograph</i> metode Snyder-Alexejev dengan periode ulang 50 tahun.....	100
Tabel 4.29 Perbandingan debit maksimum dengan $Q_{50}$ .....	109
Tabel 4.30 Perhitungan luas kontur masing-masing elevasi..... .....	110
Tabel 4.31 Perhitungan lengkung kapasitas waduk.....	111
Tabel 4.32 Hubungan elevasi, simpanan dan outflow pada lebar <i>spillway</i> 10 meter .....	114
Tabel 4.33 Perhitungan reservoir <i>routing</i> pada lebar <i>spillway</i> 10 meter.....	115
Tabel 4.34 Hubungan lebar <i>spillway</i> dengan tinggi air di atas <i>spillway</i> .....	123
Tabel 4.35 Perhitungan tinggi bendungan berdasarkan lebar <i>spillway</i> .....	124
Tabel 4.36 Perhitungan lengkung <i>downstream</i> untuk <i>spillway</i> tipe ogee .....	128
Tabel 4.37 Perhitungan gaya tekan ke atas (uplift) saat air setinggipuncak <i>spillway</i> .....	148
Tabel 4.38 Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada <i>spillway</i> saat air setinggi puncak <i>spillway</i> .....	150

Tabel 4.39 Titik berat konstruksi terhadap titik F pada saat air setinggi puncak <i>spillway</i> .....	151
Tabel 4.40 Harga minimum angka rembesan lane (CL).....	154
Tabel 4.41 Perhitungan gaya tekan keatas (uplift) saat muka air setinggi debit banjir rencana .....	155
Tabel 4.42 Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada spillway saat muka air setinggi debit rencana.....	158
Tabel 4.43 Titik Berat Konstruksi pada Titik F saat muka air setinggi debit banjir rencana .....	159
Tabel 4.44 Harga minimum angka rembesan lane (CL).....	161





# DAFTAR GAMBAR

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Daerah tampunagn waduk berbentuk V.....	10
Gambar 2.2 <i>Thiessen Polygon</i> .....	12
Gambar 2.3 Ambang berbentuk bendung pelimpah .....	32
Gambar2.4 Kurva hubungan koefisien limpahan dengan berbagai kemiringan pelimpah.....	33
Gambar 2.5 Bentuk profil dari puncak <i>spillway</i> .....	36
Gambar 2.6 Bentuk-bentuk mercu <i>Ogee</i> .....	37
Gambar 2.7 Kolam Olakan Tipe I.....	40
Gambar 2.8 Kolam Olakan Tipe II .....	41
Gambar 2.9 Kolam Olakan Tipe III.....	41
Gambar 2.10 Kolam Olakan Tipe IV.....	42
Gambar 2.11 Grafik hubungan antara bilangan froude dengan nilai $\frac{L}{D_2}$ .....	43
Gambar 3.1 Diagram alir pengerjaan Tugas Akhir.....	53
Gambar 4.1 Gambar Lokasi stasiun Ungaran dan Pucang Gading.....	56
Gambar 4.2 Contoh Gambar Unit <i>Hydrograph</i> Metode Nakayasu.....	81
Gambar 4.3 Unit <i>Hydrograph</i> Metode Nakayasu.....	86
Gambar 4.4 Contoh Unit <i>hydrograph</i> metode Snyder- Alexejev .....	88
Gambar 4.5 Unit <i>Hydrograph</i> metode Snyder-Alexejev .....	92
Gambar 4.6 <i>Hydrograph</i> hujan 50 tahun metode Nakayasu.....	108
Gambar 4.7 <i>Hydrograph</i> hujan 50 tahun metode Snyder- Alexejev .....	108
Gambar 4.8 Grafik hubungan elevasi, luas dan volume tampungan bendungan Seketak.....	113
Gambar 4.9 Grafik hubungan elevasi dengan tampungan ....	115
Gambar 4.10 <i>Rating curve</i> pada lebar <i>spillway</i> 10 meter ....	122



Gambar 4.11 Grafik hubungan <i>inflow</i> dan <i>outflow</i> pada lebar <i>spillway</i> 10 meter .....	123
Gambar 4.12 Titik-titik lengkung <i>downstream</i> pelimpah.....	129
Gambar 4.13 Gambar tinggi muka air di atas <i>spillway</i> .....	130
Gambar 4.14 Skema pada bangunan pelimpah pada bendungan urugan.....	137
Gambar 4.15 Skema untuk bagian transisi suatu bangunan pelimpah.....	138
Gambar 4.16 Bagian berbentuk terompet pada saluran peluncur.....	142
Gambar 4.17 Kolam Olak USBR type III.....	146
Gambar 4.18 Gambar gaya-gaya yang bekerja saat air setinggi mercu <i>spillway</i> .....	163
Gambar 4.19 Gambar gaya-gaya yang bekerja saat air kondisi debit banjir maksimal .....	164
Gambar 4.20 Peta Lokasi Bendungan Seketak	
Gambar 4.21 Peta Topografi Bendungan Seketak	

The page features a repeating pattern of the ITS logo watermark in a light blue color. Each logo consists of a circular emblem with a stylized figure inside, followed by the text 'ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember'.

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Tinjauan Umum**

Air merupakan salah satu elemen yang sangat mempengaruhi kehidupan di alam. Semua makhluk hidup sangat memerlukan air dalam proses kehidupan dan pertumbuhannya. Pada dasarnya jumlah volume air adalah tetap, tetapi distribusinya tidak sama di berbagai tempat di bumi seiring dengan pergerakan waktu. Sehingga seringkali air dapat membawa masalah bagi kehidupan, baik berupa bencana banjir maupun bencana kekeringan. Banjir diakibatkan penyaluran debit banjir akibat hujan yang lama tidak dapat tertampung atau tersalurkan ke laut. Padahal jika banjir terjadi akan mengakibatkan bencana yang menyebabkan terhambatnya aktifitas manusia.

Oleh karena itu, diperlukan suatu manajemen yang baik terhadap pengelolaan sumber daya air agar potensi bencana yang disebabkan oleh air tersebut dapat dicegah. Selain itu dengan adanya pengelolaan sumber daya air yang baik maka akan berdampak pada kelestarian dan keseimbangan lingkungan hidup. Pengelolaan sumber daya air dapat dilakukan dengan membuat sistem teknis seperti penghijauan, perkuatan tebing, bendung, bendungan, embung, dan sebagainya maupun dengan sistem non teknis seperti membuat perundang-undangan.

### **1.2. Latar Belakang**

Suatu daerah aliran sungai atau DAS secara ekologis merupakan suatu wilayah kesatuan ekosistem yang terbentuk secara alamiah dengan pengaruh dari manusia dan aktifitas alam lainnya. Daerah Aliran Sungai berfungsi sebagai penampung air hujan, daerah resapan, daerah penyimpanan air, penangkap air hujan dan pengaliran air.

Kondisi sumber daya air di Daerah Aliran Sungai (DAS) semakin hari menunjukkan kecenderungan yang semakin menurun. Penurunan sumber daya ini disebabkan terutama oleh



kerusakan vegetasi penutup tanah diluar kawasan hutan yang disebabkan oleh tekanan penduduk, eksploitasi lahan yang berlebihan, dan faktor alam lainnya seperti kondisi tanah yang labil (rentan erosi), dan curah hujan yang tinggi yang dapat mengakibatkan terjadinya pendangkalan sungai, waduk, saluran-saluran irigasi, dan muara-muara sungai.

Dampak langsung yang diakibatkan apabila kurangnya perhatian dalam menjaga kelestarian lingkungan terhadap kehidupan masyarakat misalnya adalah banjir. Banjir merupakan salah satu masalah yang akhir – akhir ini sering melanda beberapa daerah. Banjir jelas membawa banyak kerugian. Penduduk banyak kehilangan harta benda, kerusakan pada fasilitas – fasilitas kehidupan manusia seperti jembatan, jalan, sekolahan, kantor- kantor dan sebagainya. Dan akan menghambat tingkat mobilisasi manusia serta menimbulkan beberapa penyakit endemic, sehingga daerah yang dilanda banjir akan terisolir dan perekonomiannya akan macet.

Seperti halnya yang terjadi pada Daerah Aliran Sungai Kali Seketak, Tembalang, Semarang. Volume air Kali Seketak, yaitu air yang masuk Seketak sangat tergantung pada daya tampung di kecamatan Ungaran, dan Pucang gading, yang mana curah hujan pada kedua daerah tersebut relatif tinggi yang dapat mengakibatkan terjadinya pendangkalan sungai. Sementara, karakteristik tanah dan batuan disebagian besar wilayah tersebut didominasi oleh tanah aluvial dan batuan lempung yang sulit menyerap air. Sehingga, air permukaan yang ada akan segera di alirkan di daerah yang lebih rendah (hilir), yang dalam hal ini adalah daerah sungai pengkol kota semarang. Pada daerah Seketak kecamatan Tembalang, Semarang, sungai Seketak ini memiliki daerah aliran sungai seluas 917 Ha. Namun demikian, ada dua hal yang perlu di soroti. Pertama, banyaknya erosi yang disebabkan adanya perubahan tata guna lahan di bagian hulu sungai, dan kedua, kurangnya upaya rekayasa alam untuk memperkecil akibat bencana.

Menurut keterangan Dinas Pengairan, telah di bangun beberapa embung/waduk kecil di beberapa titik bagian hilir sungai tersebut sebagai pengendali banjir, akan tetapi perlu kita ketahui bahwa banjir di hilir terjadi juga di sebabkan karena kurangnya perhatian sungai-sungai orde 2 di bagian hulu seperti sungai seketak ini, selain itu bendungan yang telah di bangun hanya sedikit yang berfungsi dengan baik dan sebagian besar telah rusak. Padahal, pengendali tersebut baru di bangun sekitar tahun 1985. Mengingat banjir yang terjadi telah banyak menimbulkan kerugian baik fisik maupun non fisik maka untuk mereduksi banjir pada bagian hilir sungai Seketak ini diperlukan pula pengelolaan debit banjir di daerah hulu. Pengelolaan daerah hulu ini diharapkan dapat mengurangi debit banjir yang mengalir ke hilir sehingga banjir di daerah hilir dapat diatasi dengan langkah atau metode yang tepat dalam menangani permasalahan yang ada tersebut.

Bertitik tolak pada latar belakang tersebut, Tugas Akhir ini bertujuan untuk merencanakan suatu konstruksi bangunan air yang berupa bendungan pada salah satu titik bagian hulu di Daerah Aliran Sungai (DAS) Seketak, Kota Semarang, Propinsi Jawa Tengah. Dengan adanya bendungan Seketak ini diharapkan debit di sungai tersebut dapat dikendalikan sehingga banjir yang terjadi dihilir dapat direduksi. Pemilihan letak as dam pada lokasi bendungan Seketak ditentukan berdasarkan kondisi topografi dan geologi pada daerah pengaliran saluran tersebut (lihat lampiran: Gambar Peta Topografi Letak As Bendungan Seketak).

Pembuatan bendungan ini sangat erat kaitannya dengan besarnya aliran debit puncak dan kapasitas saluran. Hasil desain nantinya hanyalah merupakan desain waduk (bendungan) yang berupa lebar, tinggi, serta tipe dari pelimpah (*Spillway*) lengkap dengan cek kestabilan dari pelimpah itu sendiri, tipe kolam olak dan elevasi main dam saja dan tidak meliputi cek kestabilan main dam, serta tidak meliputi desain pada jaringan irigasi beserta bangunan pelengkapannya. Bendungan ini bertujuan untuk

mereduksi banjir sehingga dapat memperlambat dan mengusahakan seoptimal mungkin efek dari aliran banjir.

### 1.3. Perumusan Masalah

Dari uraian diatas dapat ditarik kesimpulan bahwa permasalahan yang timbul adalah:

1. Bagaimana analisa hidrologinya?
2. Bagaimana merencanakan tipe dan dimensi *spillway*?
3. Bagaimana merencanakan stabilitas *spillway*?

### 1.4. Maksud dan Tujuan

Maksud direncanakan pembangunan bendungan Kali Seketak ini adalah sebagai tampungan air pada saat volume air melimpah yakni pada musim penghujan dan mengurangi bencana yang disebabkan oleh limpasan air tersebut (banjir) di kawasan hilir sungai serta untuk mendukung ketersediaan air pada musim kemarau bagi daerah sekitarnya secara lebih efisien.

Adapun tujuan dari dibangunnya bendungan Kali Seketak ini adalah untuk :

1. Mendapatkan debit banjir pada DAS yang akan dibangun untuk desain dan dimensi *spillway*.
2. Merencanakan tipe dan dimensi *spillway* yang sesuai dengan kondisi elevasi dan tanah.
3. Merencanakan kontruksi *spillway* yang stabil sesuai dengan syarat dan ketentuan yang ada.

### 1.5. Ruang Lingkup / Batasan Masalah

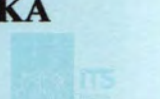
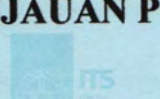
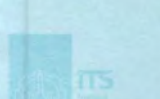
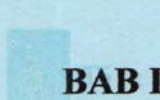
Batasan masalah/Ruang lingkup tugas akhir ini meliputi:

1. Kawasan yang menjadi wilayah perencanaan/wilayah studi adalah DAS Seketak (Tembalang).
2. Tidak menghitung besarnya sedimen yang terjadi.

3. Penentuan letak as dam dan elevasi mercu spillway serta lebar spillway sesuai dengan hasil studi/ survey sebelumnya.
4. Volume yang masuk ke waduk setelah ditampung dianggap tidak digunakan untuk keperluan lain (misalnya: irigasi, air bersih, dsb) jadi debit tampungan langsung dikeluarkan dengan debit tertentu berdasarkan hasil analisa *routing* bendungan Seketak.
5. Hanya menganalisa dan merencanakan dimensi *Spillway* saja dengan lengkap (menentukan dimensi main dam, tidak termasuk struktur penulangan, dsb)
6. Tidak memperhitungkan nilai ekonomis
7. Kontrol Stabilitas hanya di tinjau pada stabilitas *spillway* saja yaitu terhadap guling, geser dan daya dukung tanah. Tubuh bendungan dianggap stabil dan tidak dihitung stabilitasnya.

#### 1.6. Manfaat

Laporan Tugas Akhir ini diharapkan dapat merencanakan detail *Spillway* Seketak untuk melimpahkan air sesuai dengan kapasitas yang ada dan sebagai pengatur tinggi muka air di hilir guna mereduksi banjir Kali Seketak



## **BAB II**

# **TINJAUAN PUSTAKA**



## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### II.1 Umum

Untuk tugas akhir ini, ada baiknya terlebih dahulu untuk mengetahui aspek-aspek terpenting yang mendorong timbulnya gagasan perencanaan sebuah Bendungan Seketak yang tertulis pada Bab I. Setelah latar belakang dari Perencanaan Bendungan Seketak tersebut diketahui dengan pasti dan gagasan tersebut memang didasarkan pada dasar-dasar yang kuat, barulah dapat dilakukan pengumpulan data yang sudah tersedia, yang berhubungan dengan perencanaan Bendungan Seketak. Pengumpulan data berdasarkan dari laporan-laporan yang sudah ada.

Data-data yang diperlukan dalam penyusunan laporan perencanaan Bendungan ini adalah:

- Data Topografi
- Data Mekanika Tanah
- Data Hidrologi

Berikut data perencanaan yang ada dari studi sebelumnya yang telah dilakukan oleh PT.Jasa Patria Gunatama:

1. Data curah hujan yang digunakan untuk mengolah data tidak sama dengan data yang digunakan pada survey sebelumnya, karena data tersebut hanya sampai tahun 2006 dan stasiun yang berbeda dan hal tersebut berdampak kepada hasil analisa hidrologi.
2. Nama Sungai : Kali  
Krengseng / Seketak  
Luas Daerah Tangkapan Air (DAT) : 917 Ha  
Panjang Sungai sampai lokasi waduk : 7,72 km  
Kemiringan rata-rata sungai : 0,0174  
Elevasi muka air normal : +182,00 m  
Elevasi dead sstorage : + 166,00 m



Volume dead storage : 2.788 m<sup>3</sup>

**Manfaat Waduk**

- Air baku Universitas Diponegoro (UNDIP)
- Air baku laboratorium seperti laboratorium hidrolika, perikanan, teknik lingkungan dan hidrografi.
- Laboratorium lapangan seperti pembangkit listrik tenaga mikro hidro (PLTMH).
- Rekreasi.

**Bendungan Utama :**

Bahan Bangunan	:	Urugan (batu dan random) berinti lempung kedap
Panjang bentangan bendungan	:	245meter
Tinggi bendungan dari dasar sungai	:	22 meter
Lebar mercu	:	7 meter
Elevasi puncak bendungan	:	+ 185,0m
Elevasi dasar bendungan	:	+ 163,0m
Elevasi counterweight (hulu & hilir)	:	+ 173,0m
Lebar counterweight (hulu & hilir)	:	5 meter

Adapun data teknis bangunan pelimpah tersebut adalah sebagai berikut :

Tipe	=	Bulat	
Debit Banjir PMF	=	62	m <sup>3</sup>
Debit Banjir Q <sub>100 out</sub> Tahunan	=	40.00	m <sup>3</sup>
Elevasi Mercu	=	+ 182.00	m
Elevasi Muka Air Banjir	=	+ 184.15	m
Elevasi Saluran Pengarah	=	+ 181.00	m

Lebar Mercu Pelimpah	=	10.00	m
Lebar Saluran Peluncur	=	6.00	m
Panjang Saluran Peluncur	=	45.00	m
Elevasi Ruang Olak	=	+ 177.00	m
Lebar Ruang Olak	=	6.00	m
Panjang Ruang Olak	=	16.00	m
Tipe	=	USBR I	
<b>Bangunan Operasi :</b>			
Tipe inlet	:	Kisi-kisivertikal	
Tipe Bangunan	:	Beton dan pipabaja	
Elevasi inlet	:	+ 166,00 m	
Panjang	:	127 meter	
Diameter kondukt	:	2,25 m	
Diameter	:	0,25 m (250 mm)	
Elevasi dasar outlet	:	+ 159,13 m	
Pintu pengatur	:	Valve	

## II.2 Data Topografi

Waduk Seketak terletak dalam wilayah Kecamatan Tembalang dan Kecamatan Banyumanik, luas tangkapan air  $\pm 917$  Ha yang sebagian besar berupa pemukiman dan ladang, elevasi tertinggi pada bagian daerah tangkapan air  $\pm 300$  m MSL dan bagian hilir ditempati pemukiman dan kampus UNDIP dengan ketinggian tebing sekitar rencana waduk  $\pm 195$  m MSL.

Permukaan tanah sekitar rencana waduk mempunyai morfologi bergelombang, sedangkan penampang Kali Krengseng/Seketak sempit dan berbentuk "V" dengan kemiringan cukup landai.

Sebelum dilakukan pekerjaan pengukuran dilakukan orientasi awal / survey lokasi menentukan batas-batas pengukuran serta letak As waduk dan identifikasi letak



posisi pilar BM untuk referensi yang ada di sekitar kampus UNDIP



**Gambar 2.1. : Daerah tampungan waduk berbentuk V.**

Volume pekerjaan meliputi kegiatan pengukuran dan pemetaan topografi :

1. Pengukuran dan pemetaan situasi rencana site waduk dan bangunan pelengkapya skala 1:500, dengan interval garis ketinggian 1 meter
2. Pengukuran potongan melintang sungai, 200 m ke hulu dan 200 m ke hilir dari lokasi rencana As waduk dengan interval pengukuran 5 meteran,
3. Pengukuran dan pemetaan situasi daerah genangan skala 1:1000.

- Jenis tanah pada DTA Kali Krengseng adalah jenis *Ultisol*.
  - Sangat masam dan kesuburan rendah,
  - Tekstur liat berpasir, warna kemerahan.

- Solum tanah dangkal, *kurang dari 30 cm*,
  - Umumnya ditumbuhi semak belukar,
  - Umumnya dijumpai pada perbukitan, bergelombang sampai curam.
- Jenis tanah ultisol dominan adalah *Typic hapludult*.
  - Nilai K (*erodibilitas tanah*) bervariasi dari ringan sampai sedang (0,17-0,29),
  - Tingkat bahaya erosi ringan sampai sedang (6 sampai 13 ton/ha/thn).

### II.3 Data Mekanika Tanah

#### II.1.3.1 Umum

Bahan bangunan yang akan dipergunakan untuk pelaksanaan pembangunan Bendungan ini adalah bahan tanah timbunan pasir berlempung dan bahan batu.

#### II.1.3.2 Bahan Tanah

Bahan tanah tersedia dengan volume yang melimpah, terletak pada bukit-bukit disekitar rencana Bendungan, serta material sediment yang mengendap.

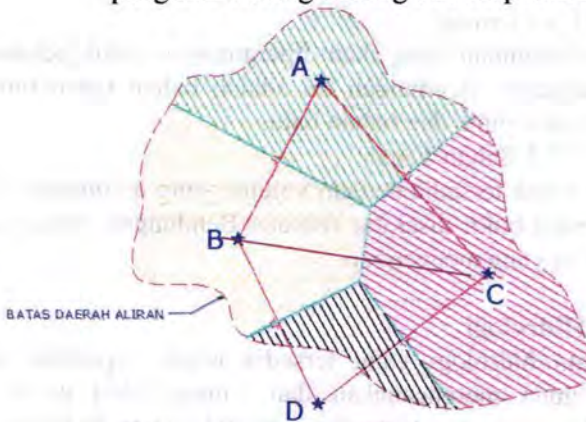
### II.4 Data Hidrologi

Data hidrologi yang tersedia untuk keperluan analisa hidrologi guna merencanakan dan mengetahui debit banjir rencana dan kapasitas tampungan waduk. Data hidrologi yang dibutuhkan untuk perencanaan Bendungan Seketak adalah data curah hujan. Pada tugas akhir ini data hujan hanya dari 2 stasiun hujan yaitu stasiun hujan Ungaran dan stasiun hujan Pucang Gading, dan data tersebut tidak sama dengan data yang digunakan pada studi sebelumnya.

Dengan menggunakan metode Thiessen Polygon, dimana cara ini memasukkan faktor pengaruh daerah yang diwakili oleh stasiun penakar hujan yang disebut sebagai faktor pembobot (*weighing factor*) atau disebut juga sebagai Koefisien Thiessen. Besarnya faktor pembobot, tergantung dari luas daerah pengaruh yang diwakili oleh stasiun yang dibatasi oleh polygon-polygon

yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung dua stasiun. Dengan demikian setiap stasiun akan terletak didalam suatu poligon yang tertutup. Jelasnya poligon-poligon tersebut dapat diperoleh sebagai berikut :

1. Hubungkan masing-masing stasiun dengan garis lurus sehingga membentuk polygon segitiga.
2. Buat sumbu-sumbu pada polygon segitiga tersebut sehingga titik potong sumbu akan membentuk polygon baru.
3. Polygon baru inilah merupakan batas daerah pengaruh masing-masing stasiun penakar hujan.



Gambar 2.2. Thiessen Polygon

Dengan menggunakan planimeter, luas daerah pengaruh masing-masing stasiun ( $A_n$ ) dan luas daerah aliran ( $A$ ) dapat dihitung. Hujan rata-rata daerah aliran dapat dihitung sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1}{A} \cdot R_1 + \frac{A_2}{A} \cdot R_2 + \frac{A_3}{A} \cdot R_3 + \dots + \frac{A_n}{A} \cdot R_n \dots (2.1)$$

atau :

$$\bar{R} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n A_i R_i \dots (2.2)$$

- dimana : A = luas daerah aliran  
 $A_i$  = luas daerah pengaruh stasiun i  
 $R_i$  = tinggi hujan pada stasiun i

#### II.4.1. Analisa Hidrologi

Analisa Hidrologi merupakan suatu bagian dalam perencanaan bangunan-bangunan air, yang merupakan pengertian bahwa informasi dan nilai-nilai yang diperoleh dari analisa hidrologi merupakan data awal yang sangat penting dan analisis selanjutnya.

##### II.4.1.1 Perhitungan Hujan Rencana

Curah hujan rencana adalah curah hujan terbesar tahunan yang terjadi pada periode ulang tertentu. Perhitungan hujan rencana dipakai : Metode Distribusi Gumbel dan Metode Distribusi Log Pearson Type III.

##### 1. Metode Distribusi Gumbel.

Perhitungan distribusi Gumbel dapat dihitung dengan memakai rumus:

$$X_T = \bar{X} + K.Sd \dots\dots\dots(2.3)$$

Dimana :

$X_T$  = Curah hujan rancangan untuk periode ulang pada T tahun.

$\bar{X}$  = Nilai rata - rata dari data hujan.

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots(2.4)$$

Sd = Standart Deviasi

$$Sd = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.5)$$

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang dan tipe distribusi frekuensi

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots(2.6)$$

$Y_n$  = *Reduced mean*

$$Y_T = -\ln \cdot \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \dots\dots\dots(2.7)$$

$S_n$  = *Reduced Standard Deviasi* sebagai fungsi dari banyaknya data n

$Y_T$  = Parameter Gumbel untuk periode T tahun

N = Jumlah pengamatan

## 2. Metode Distribusi Log Pearson Type III

Perhitungan distribusi log person dapat dihitung memakai rumus :

$$\log \chi = \overline{\log \chi} + s \cdot \log \chi \cdot k \dots\dots\dots(2.8)$$

Log x = Nilai logaritmik variat yang diharapkan

$\overline{\log \chi}$  = Nilai rata - rata hitung logaritmik variat

s log x = Deviasi standart logaritmik nilai x

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi periode ulang dan tipe distribusinya

Tabel 2.1. Nilai k Distribusi Log Pearson tipe III

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	2,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,005	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber : Soewarno, 1995, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data.)

Masing-masing jenis distribusi tersebut memiliki sifat khas dan landasan teoritik yang berbeda didasarkan parameter statistik yang terdiri dari :

Nilai rata-rata ( *Mean* )

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots \dots \dots (2.9)$$

Nilai Deviasi Standart ( *Standar deviation* )

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.10)$$

Koefisien Variasi ( *Coeffisient of Variation* )

$$CV = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots(2.11)$$

Koefisien kemencengan ( *Coeffisient of Skewness* )

$$CS = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(n-3)S^3} \dots\dots\dots(2.12)$$

Keterangan :

$\bar{X}$  = Data sampel

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

n = Jumlah data pengamatan

Dari jenis-jenis distribusi frekwensi tersebut dipilih setelah diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing distribusi frekwensi. Pemilihan jenis distribusi yang "tidak benar" dapat menyebabkan terjadinya kesalahan perkiraan yang mungkin cukup besar, baik *over estimate* ataupun *under estimate* yang keduanya sangat tidak diharapkan dalam sebuah perhitungan. Dengan demikian, jelas bahwa pemilihan salah satu jenis distribusi secara sembarang untuk analisa tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan, meskipun dalam praktek harus diakui bahwa kemungkinan besar data hidrologi sesuai dengan jenis distribusi tertentu.

Tabel 2.2. Karakteristik Distribusi Frekwensi

	GUMBEL	LOG-PEARSON III	LOG- NORMAL	NORMAL
Parameter	$Cs \approx 1,139$	$Cs \neq 0$	$Cs \approx 1,137$	$Cs \approx 0$
	$Ck \approx 5,402$	$Cv \approx 0,3$	$Ck \approx 5,383$	$Ck \approx 3$

(Sumber : Soewarno, 1995, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data)

Urutan yang biasanya dipakai dalam analisa frekwensi adalah sebagai berikut :

1. Hitung besaran statistik data hidrologi yang bersangkutan (*mean, Standard Deviation, Coeffisien of Variation, Coeffisient of Skewness, Coeffisient of Kurtosis*).
2. Berdasarkan besaran statistik tersebut, dapat diperkirakan jenis distribusi frekwensi apa yang sesuai dengan data yang telah ditetapkan.
3. Data diurutkan dari kecil ke besar atau sebaliknya.
4. Dilakukan dengan distribusi frekwensi menurut karakteristik data yang ada.
5. Dilakukan dengan uji distribusi (dengan *Smirnov Kolmogorov* atau dengan *Chi-Square*).

#### II.4.1.2 Uji distribusi analisa frekwensi

Untuk menentukan apakah fungsi distribusi probabilitas yang dipilih telah sesuai dan dapat mewakili distribusi frekwensi dari sampel data yang ada, maka diperlukan pengujian parameter. Dalam masalah ini yang dipakai adalah :

- o Smirnov - Kolmogorov.
- o Chi - Square.





Jika pada pengujian fungsi distribusi probabilitas yang dipilih memenuhi ketentuan persyaratan kedua uji tersebut, maka distribusi yang dipilih dapat diterima.

### 1. Smirnov Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov pada dasarnya sering juga disebut uji kecocokan non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

a. Urutkan data (dari besar ke kecil) atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut:

$$X_1 P ( X_1 )$$

$$X_2 P ( X_2 )$$

$$X_m P ( X_m )$$

$$X_n P ( X_n )$$

Dengan :

$$X_1, X_2, \dots, X_n \quad : \text{ Data Pengamatan}$$

$$P(X_1), P(X_2), \dots, P(X_n) \quad : \text{ Peluang masing-masing data}$$

b. Tentukan nilai masing–masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

$$X_1 P' ( X_1 )$$

$$X_2 P' ( X_2 )$$

$$X_m P' ( X_m )$$

$$X_n P' ( X_n )$$

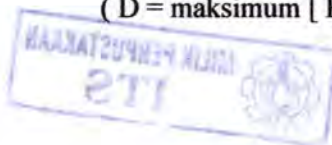
Dengan :

$$X_1, X_2, \dots, X_n \quad : \text{ Data Pengamatan}$$

$$P'(X_1), P'(X_2), \dots, P'(X_n) \quad : \text{ Peluang masing-masing data}$$

c. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan atau peluang teoritis.

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



d. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov Kolmogorov*) tentukan harga  $D_0$ .

Tabel 2.3. Nilai kritis  $D_0$  untuk uji Smirnov – Kolmogorov

N	$\alpha$			
	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	1,07 $N^{0,5}$	1,22 $N^{0,5}$	1,36 $N^{0,5}$	1,63 $N^{0,5}$

Sumber : Bonnier, 1980.

Catatan :  $\alpha$  = derajat kepercayaan.

(Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*, 1995)

Tabel 2.4. Wilayah luas di bawah kurva normal

	D	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-1,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
-1,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
-1,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-1,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-1,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-0,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-0,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0020
-0,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-0,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-0,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0050	0,0048
-0,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-0,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-0,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-0,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-0,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5674	0,5714	0,5754
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6651	0,6687	0,6723	0,6759	0,6794	0,6829	0,6864	0,6898	0,6934	0,6968
0,5	0,6815	0,6850	0,6885	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9564	0,9574	0,9584	0,9593	0,9602	0,9611	0,9620	0,9629	0,9638	0,9646
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9873	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

(Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistika untuk Analisa Data, 1995)

Apabila nilai D lebih kecil dari nilai Do, maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila D lebih besar dari Do maka secara teoritis pula distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.

## 2. Chi – Square

Pada dasarnya uji *chi-Square* (Chi Kuadrat) dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut uji chi kuadrat.

Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(2.13)$$

Keterangan :

$\chi^2$  = Parameter chi kuadrat terhitung

$n$  = Jumlah sub kelompok

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

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

Parameter  $\chi^2$  merupakan variabel acak. Probabilitas untuk mencapai nilai  $\chi^2$  sama atau lebih besar daripada nilai chi kuadrat yang sebenarnya ( $\chi^2$ ).

Prosedur uji Chi – Kuadrat adalah :

- 1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- 2) Kelompokkan data menjadi  $G$  sub-grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.

Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$k=1+3.322\log(n)\dots\dots\dots(2.14)$$

dimana :

$k$  : banyaknya kelas

$n$  : banyaknya nilai observasi (data)

- 3) Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap-tiap sub-grup
- 4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
- 5) Tiap-tiap sub-grup hitung nilai  $(O_i - E_i)^2$   
dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
- 6) Jumlahkan seluruh  $G$  sub grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$   
untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung.
- 7) Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R = 2$ , untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai  $R = 1$ , untuk distribusi Poisson).

Tabel 2.5. Nilai kritis untuk uji Chi kuadrat

dk	$\alpha$ dan tingkat kepercayaan							
	0,995	0,90	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,000093	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,804	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Dumas, 1990

(Sumber : Soewarno, Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data, 1995)

Kesimpulan hasil yang dapat dilihat adalah :

- Apabila probabilitas lebih dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila probabilitas kurang dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila probabilitas berada antara 1 – 5 %, perlu dikaji ulang perhitungannya, seperti penambahan data.

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

#### II.4.2 Perhitungan koefisien aliran

Koefisien aliran adalah perbandingan antara limpasan air hujan dengan total hujan penyebab limpasan. Pada perencanaan ini, koefisien aliran ditetapkan berdasarkan kondisi tata guna lahan dan kondisi fisik daerah aliran sungai (data menyusul).

Sehingga untuk menghitung besarnya koefisien aliran rata-rata digunakan rumus :

$$C = \frac{f_1 \cdot A_1 + f_2 \cdot A_2 + \dots + f_n \cdot A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.15)$$

dimana:

C = Koefisien aliran rata-rata

$f_1, f_2, f_n$  = Koefisien aliran pada tata guna lahan yang berbeda

$A_1, A_2, A_n$  = Luas daerah aliran sungai ( $\text{km}^2$ )

Namun untuk mempermudah perencanaan penentuan koefisien pengaliran (C) didasarkan pada kondisi existing di lapangan yang dapat dilihat pada tabel harga koefisien pengaliran sumber sosrodarsono, 1981 pada bab analisa hidrologi.

#### II.4.3 Perhitungan distribusi hujan jam-jaman

Untuk perhitungan debit dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintesis diperlukan data hujan jam-jaman.

Distribusi curah hujan jam-jaman dapat dihitung dengan rumus:

$$R_t = R_o \left( \frac{T}{t} \right)^3 \dots\dots\dots(2.16)$$

Dimana:

$R_t$  = Rata-rata hujan pada jam ke - 1

$R_o$  =  $R_{24}/T$

$T$  = Lama waktu hujan terpusat (jam)

$t$  = Waktu hujan (jam)

Untuk menghitung rata-rata curah hujan pada jam t menggunakan rumus:

$$R_t' = t \times R_t - (t - 1) \times R_{t(t-1)} \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana:

$R_t'$  = Tinggi hujan pada jam ke t (mm)

$R_t$  = Rata-rata tinggi hujan sampai jam ke t (mm)

$t$  = Waktu hujan (jam)

$R_{t(t-1)}$  = Rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t (mm)

#### II.4.4 Perhitungan hidrograf *inflow*

Dalam perencanaan bangunan air seperti bendungan, *spillway*, *konsolidasi dam*, *flood control* maupun drainase perlu memperkirakan debit terbesar dari aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu yang disebut debit rencana periode tertentu yang mungkin terjadi banjir rencana yang disebut banjir rencana.

Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan bendungan ini dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu. Hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran dalam sungai utamanya ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai.

##### II.4.4.1 Metode Nakayasu

Pada *unit hydrograph* Nakayasu, perumusan debit dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_o}{3.6 \times (0.3 \times T_p + T_{0.3})} \dots\dots\dots(2.18)$$

dimana :

$Q_p$  = debit puncak banjir (m<sup>3</sup>/dtk)

$C$  = koefisien resapan

$A$  = luas DAS (km<sup>2</sup>)

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

$T_{0.3}$  = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan  $T_p$  dan  $T_{0.3}$  digunakan rumus empiris :

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \dots\dots\dots(2.19)$$

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \dots\dots\dots(2.20)$$



$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g \dots\dots\dots (2.21)$$

dimana :

$L$  : panjang alur sungai (km)

$t_g$  : waktu konsentrasi (jam)

$t_r$  : satuan waktu hujan / *time duration* (diambil 1 jam)

$\alpha$  : koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding ( $\alpha$ ) digunakan :

$\alpha = 2,0 \rightarrow$  untuk daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5 \rightarrow$  untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat

$\alpha = 3,0 \rightarrow$  untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat

1. Pada kurva naik ( $0 < t < T_p$ )

$$Q = \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \times Q_p \dots\dots\dots (2.22)$$

2. Pada kurva turun ( $T_p < t << T_p + T_{0,3}$ )

$$Q = 0,3 \left( \frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right) \times Q_p \dots\dots\dots (2.23)$$

3. Pada kurva turun ( $T_p + T_{0,3} < t << T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$ )

$$Q = 0,3 \left( \frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right) \times Q_p \dots\dots\dots (2.24)$$

4. Pada kurva turun ( $t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$ )

$$Q = 0,3 \left( \frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (2.25)$$

#### II.4.4.2 Metode Snyder – Alexejev

F. F. Snyder telah mengembangkan rumus dengan koefisien-koefisien empirik yang menghubungkan unsur-unsur hydrograph satuan dengan karakteristik daerah pengaliran.

Hidrograf satuan ditentukan pada tinggi  $d = 1$  mm dan dengan unsur – unsur yang lain, yaitu :  $Q_p$  ( $m^3/dtk$ ),  $T_p$  (jam), serta  $t_r$  (jam). Unsur-unsur hidrograf tersebut dihubungkan dengan :

$A$  = luas daerah pengaliran ( $km^2$ )

$L$  = panjang aliran utama (km)

$L_c$  = jarak antara titik berat daerah pengaliran dengan outlet yang diukur sepanjang aliran utama (km)

Dengan unsur – unsur diatas Snyder membuat perumusan sebagai berikut :

$$t_p = C_t \times (L \times L_c)^{0,3} \dots\dots\dots(2.26)$$

$$t_c = \frac{t_p}{5,5} \dots\dots\dots(2.27)$$

Untuk mendapatkan  $T_p$  digunakan persamaan sebagai berikut :

$$t_e > t_r \rightarrow T_p = t'_p + 0,5 \dots\dots\dots(2.28)$$

dimana :

$$t'_p = t_p \times (t_e - t_r)$$

$$t_e < t_r \rightarrow T_p = t_p + 0,5 \dots\dots\dots(2.29)$$

$$q_p = 0,278 \times \frac{C_p}{T_p} \dots\dots\dots(2.30)$$

$$Q_p = q_p \times A \dots\dots\dots(2.31)$$

dimana:

$C_t$  = nilainya antara 1,4 sampai 1,7

$C_p$  = nilainya antara 0,15 sampai 0,19

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

$Q_p$  = debit puncak (m<sup>3</sup>/dtk)

Snyder hanya membuat rumus empiris untuk menghitung debit puncak  $Q_p$  dan waktu yang diperlukan untuk mencapai debit puncak dari suatu hidrograf saja. Untuk mempermudah pekerjaan tersebut maka Alexejev memberikan hydrograph satuan dengan perumusan sebagai berikut:

$$a) \quad Q = f(t) \dots\dots\dots(2.32)$$

$$b) \quad Y = \frac{Q}{Q_p} \text{ dan } X = \frac{t}{T_p} \dots\dots\dots(2.33)$$

$$c) \quad Y = 10^{-a \frac{(1-X)^2}{X}} \dots\dots\dots(2.34)$$

dengan a diperoleh dari persamaan berikut :

$$a = 1,32\lambda^2 + 0,15\lambda + 0,045 \dots\dots\dots(2.35)$$

$$\lambda = \frac{Q_p \times T_p}{h \times A}$$

$h$  = tinggi hujan 1 mm

#### II.4.5 Lengkung kapasitas waduk

Untuk menentukan volume total waduk berdasarkan pada data topografi yang ada. Untuk keperluan ini diperlukan peta topografi dengan beda tinggi (kontur) 5 m atau 10 m. Untuk perhitungan luas dibatasi oleh masing –

masing kontur. Kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan.

Volume antara 2 kontur yang berurutan dapat dicari, yaitu :

$$V_{(i+1)} = \frac{1}{3} \times X \times (F_{(i)} + F_{(i+1)} + \sqrt{F_{(i)} \times F_{(i+1)}}) \dots\dots(2.36)$$

Dimana :

$V_{(i+1)}$  = Volume tampungan antara 2 kontur yang berurutan ( $m^3$ )

$X$  = Beda tinggi antara 2 kontur (m)

$F_{(i)}$  = luas tampungan pada kontur ke - I ( $m^2$ )

$F_{(i+1)}$  = luas tampungan pada kontur ke - (i+1) ( $m^2$ )

Sesudah semua luas dan volume masing-masing diketahui lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.

#### II.4.6 Perhitungan *reservoir routing*

Untuk mengetahui besarnya debit *outflow* yang keluar melalui *spillway* dilakukan perhitungan *reservoir routing*. Cara ini pertama kali dikembangkan oleh L.G. Puls dari US Army Corps of Engineering, Korps Zeni Angkatan Darat AS. Untuk menghitung *reservoir routing*, diperlukan data-data sebagai berikut :

1. Hubungan volume tampungan dengan elevasi waduk
2. Hubungan elevasi permukaan air dan *outflow* serta hubungan tampungan dan *outflow*
3. Hidrograf *inflow*
4. Nilai awal untuk  $S$ ,  $I$  dan  $Q$  pada waktu  $t = 0$ .

Persamaan kontinuitas yang umum dipakai dalam penelusuran banjir adalah sebagai berikut :

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots(2.37)$$

(Sumber : Soedibyo, 2003, Teknik Bendungan.)

Dengan :

$I$  = debit yang masuk ke dalam permulaan bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m<sup>3</sup>/detik)

$Q$  = debit yang keluar dari akhir bagian memanjang palung sungai yang ditinjau (m<sup>3</sup>/detik)

$dS$  = besarnya tampungan dalam bagian memanjang palung sungai yang ditinjau

$dt$  = periode penelusuran (detik, jam atau hari)

Kalau periode penelusurannya diubah dari  $dt$  menjadi  $\Delta t$  maka perumusan menjadi :

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$dS = S_2 - S_1$$

Sehingga persamaan ( 2.34 ) dapat diubah menjadi :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \quad \dots\dots\dots(2.38)$$

Dengan indeks 1 merupakan keadaan mula periode penelusuran, dan indeks 2 merupakan keadaan akhir periode penelusuran. Persamaan (2.37) dapat ditulis sedemikian rupa sehingga faktor - faktor yang diketahui ditempatkan di ruas kiri seperti berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t + \left( S_1 - \frac{Q_1}{2} \Delta t \right) = \left( S_2 + \frac{Q_2}{2} \Delta t \right)$$

Jika :

$$\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} = \Psi_1, \text{ dan}$$

$$\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} = \varphi_1$$

maka persamaan (2.36) dapat ditulis menjadi berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{\Delta t} + \Psi_1 = \varphi_2 \dots\dots\dots(2.39)$$

$I_1$  dan  $I_2$  diketahui dari hidrograf debit masuk ke waduk jika periode penelusuran (*routing periode*)  $\Delta t$  telah ditentukan.

$S_1$  merupakan tampungan waduk pada permulaan periode penelusuran yang diukur dari datum fasilitas pengeluaran (puncak bangunan perlimpah atau *spillway*, atau sumbu terowongan *outlet*).

$Q_1$  adalah debit keluar pada periode permulaan penelusuran. Kalau fasilitas pengeluarannya berupa bangunan pelimpah (*spillway*). Bangunan pelimpah yang digunakan adalah pelimpah (*spillway*) tipe (*overflow weir*) atau ambang berbentuk Bendung pelimpah. Dimana ambang Bandung pelimpah ini digunakan untuk debit air yang besar. Permukaan Bandung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air, agar tidak ada air yang lepas dari dasar Bandung. Hal ini untuk mencegah terjadinya kerusakan pada permukaan beton yang dilewati aliran air. Karena kecepatan aliran air yang terjadi biasanya besar maka bangunan pelimpah selalu dibuat dari beton bertulang, maka digunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = C \times B \times H^{3/2} \dots\dots\dots(2.40)$$

dimana :

$C$  = koefisien limpahan

$B$  = panjang ambang bangunan pelimpah (m)

$H$  = tinggi energi di atas ambang bangunan pelimpah

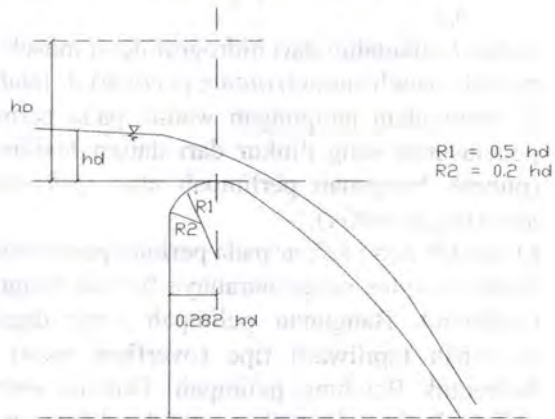
$$= h + \frac{\alpha \cdot v^2}{2 \cdot g}$$

$h$  : tinggi air di atas ambang bangunan pelimpah (m)

$\alpha$  : koefisien pembagian kecepatan aliran (pakai 1)

$v$  : kecepatan rata - rata aliran di depan ambang bangunan pelimpah (m/detik)

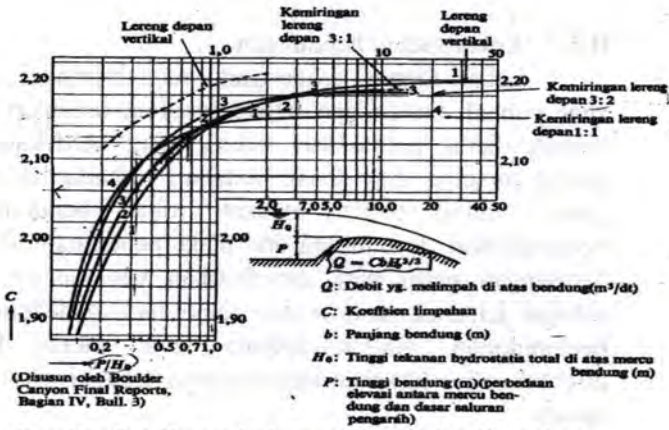
$g$  : percepatan grafitasi (9,8 m/detik<sup>2</sup>)



**Gambar 2.3** Ambang berbentuk bendung pelimpah

(Sumber : Soedibyo, 2003, Teknik Bendungan.)

Koefisien limpahan ( $C$ ) dari type pelimpah ogee suatu bendung dapat diperoleh dari kurva koefisien limpahan pada gambar 2.4 sebagai berikut :



Gambar 2.4 Kurva hubungan koefisien limpahan dengan berbagai kemiringan pelimpah  
(Sumber : Sosrodarsono, 1981. Bendungan Type Urugan)

## II.5 Analisa tubuh bendungan

Analisa tubuh bendungan ini meliputi perencanaan lebar mercu bendungan, perencanaan *spillway* beserta panjang kolam olakan.

### II.5.1 Standart tinggi ruang bebas bendungan

Tinggi bendungan adalah tinggi air bendungan tertinggi berdasarkan perhitungan *flood routing* ditambah tinggi jagaan (*free board*). The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLD) telah menyusun standar minimal tinggi ruang bebas seperti tabel 2.6 berikut :

Tabel 2.6. Standar tinggi ruang bebas menurut JANCOLD

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

(Sumber : Soedibyo, 2003, Teknik Bendungan)



### II.5.2 Lebar mercu bendungan

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu pada penentuan lebar mercu bendungan perlu pula diperhatikan kegunaannya, misalnya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan yang bersangkutan. Kadang-kadang lebar mercu bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Lebar minimum mercu bendungan ( $b$ ) dapat dicari menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0 \dots\dots\dots(2.41)$$

dimana :

$b$  : lebar mercu bendungan (meter)

$H$  : tinggi bendungan (meter)

### II.5.3 Kemiringan lereng bendungan

Jebolnya suatu bendungan urugan, biasanya dimulai dengan terjadinya suatu gejala longoran baik pada lereng bagian hulu maupun pada lereng bagian hilir bendungan tersebut, yang disebabkan kurang memadainya stabilitas kedua lereng tersebut. Karenanya dalam pembangunan suatu bendungan urugan, stabilitas kemiringan kedua lereng merupakan kunci dari stabilitas tubuh bendungan secara keseluruhan. Dengan demikian dalam merencanakan suatu bendungan faktor-faktor yang diperkirakan akan berpengaruh terhadap stabilitas lereng bendungan dalam perhitungannya supaya diambil kombinasi pembebanan yang paling tidak menguntungkan.

Biasanya dalam perhitungan konstruksi tubuh bendungan urugan direncanakan pada tingkat stabilitas dengan faktor keamanan 1,2 atau lebih.

Rumus yang dipakai dalam menghitung stabilitas lereng bendungan adalah sebagai berikut :

a) Bagian hulu :

$$FS = \frac{m - k \times \gamma' \times \tan \phi}{1 + k \times \gamma' \times m} \dots\dots\dots(2.42)$$

b) Bagian hilir :

$$FS = \frac{m - k \times \tan \phi}{1 + k \times m} \dots\dots\dots(2.43)$$

dimana :

- $FS$  : angka keamanan ( $FS \geq 1,2$ )
- $m$  : kemiringan lereng bendungan
- $k$  : intensitas seismis gempa
- $\gamma'$  : berat volume jenuh bahan urugan
- $\phi$  : sudut geser tanah

Untuk menentukan besarnya intensitas seismis gempa ditetapkan berdasarkan peraturan gempa.

#### II.5.4 Perencanaan dimensi bangunan pelimpah

Bangunan pelimpah (*spillway*) adalah bangunan beserta instalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk kedalam waduk agar tidak membahayakan keamanan bendung. Apabila terjadi kecepatan aliran air yang besar akan terjadi olakan yang dapat mengganggu jalannya air sehingga menyebabkan berkurangnya aliran air yang masuk ke bangunan pelimpah. Maka kecepatan aliran air harus dibatasi, yaitu tidak melebihi kecepatan kritisnya. Ukuran bangunan pelimpah harus dihitung dengan sebaik-baiknya, karena jika terlalu kecil ada resiko tidak mampu melimpahkan debit air banjir yang terjadi. Sebaliknya apabila ukurannya terlalu

besar, bangunan akan menjadi semakin mahal yang dapat mempengaruhi biaya proyek secara keseluruhan.

Perumusan yang dipakai dalam perencanaan dimensi bangunan pelimpah (*spillway*) adalah sebagai berikut:

$$Q = C \times B \times Ho^{3/2} \dots\dots\dots(2.44)$$

$$q = C \times Ho^{3/2} \dots\dots\dots(2.45)$$

$$ha = \frac{q^2}{2g(P + ho)^2} \dots\dots\dots(2.46)$$

$$Ho = ha + ho \dots\dots\dots(2.47)$$

dimana :

$Q$  : debit rencana yang melewati spillway ( $m^3/dtk$ )

$q$  : debit rencana per satuan lebar ( $m^3/dtk/m$ )

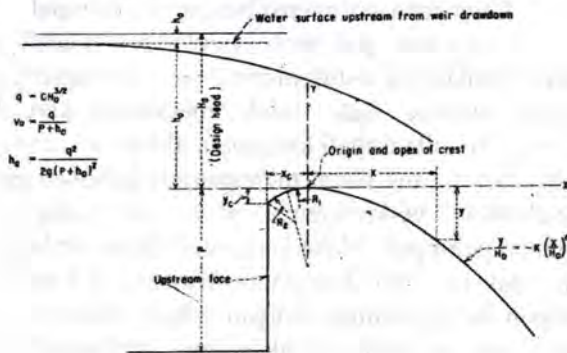
$Ho$  : tinggi total tekanan air di atas ambang (m)

$ho$  : tinggi air yang sesungguhnya di atas mercu (m)

$C$  : koefisien debit ( $m^{1/2}/dtk$ )

$B$  : lebar efektif pelimpah (m)

Untuk perencanaan lebar spillway, direncanakan lebarnya tidak memakai pilar dan dinding sejajar dengan arah aliran sehingga lebar efektif dari pelimpah sama dengan lebar pelimpah itu sendiri.

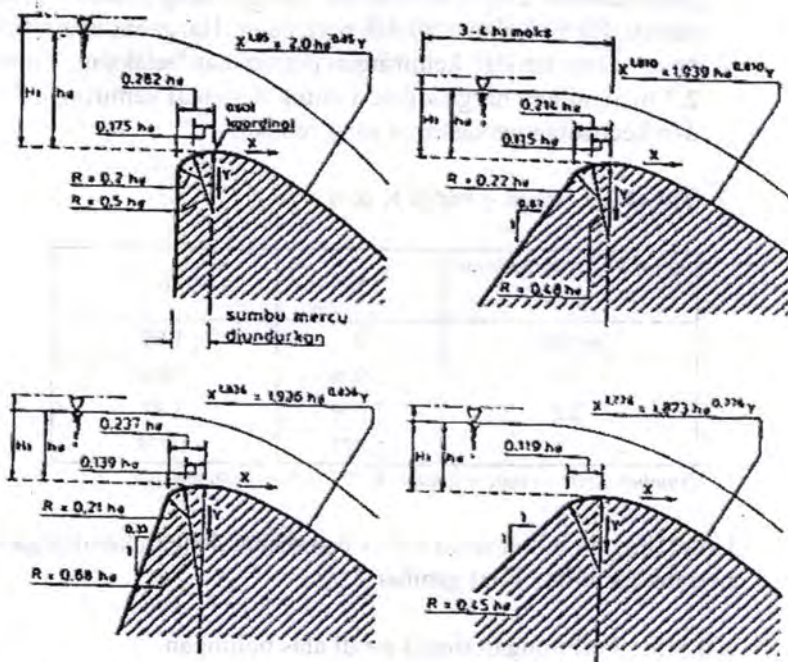


Sumber : *Design of Small Dams*

Gambar 2.5. Bentuk profil dari puncak *spillway*

Dalam menrencanakan *spillway* pada bendungan Seketak ini dipilih mercu tipe *ogee*.

Berbagai type mercu Ogee dapat dilihat pada Gambar 2.4 di bawah ini.



**Gambar 2.6** Bentuk – Bentuk Mercu Ogee

(Sumber: Kriteria Perencanaan 02, Tahun 1986)

Dari berbagai tipe *ogee* di atas maka dipilih tipe *ogee* dengan kemiringan pada *upstream* atau hilir 1: 1 (tegak).



Persamaan lengkung *spillway* bagian *downstream* bendungan adalah sebagai berikut :

$$\frac{Y}{H_0} = \frac{1}{K} \left( \frac{X}{H_0} \right)^n \dots\dots\dots (2.48)$$

(Sumber: Kriteria perencanaan (KP02, Tahun 1986))

Dimana X dan Y adalah koordinat-koordinat permukaan hilir (lihat gambar 2.4) dan  $H_0$  adalah tinggi energi rencana di atas mercu. Harga k dan n adalah parameter. Harga ini tergantung pada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang. **Tabel 2.7** menyajikan harga k dan n untuk berbagai kemiringan hilir dan kecepatan pendekatan yang rendah.

**Tabel 2.7** Harga – harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	n
Vertikal	2	1.85
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.81
1:1	1.873	1.776

(Sumber: Kriteria perencanaan (KP02, Tahun 1986, hal 47))

Untuk bagian hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir ( lihat gambar 2.5)

#### II.5.5. Perhitungan tinggi air di atas pelimpah

Perumusan yang dipakai untuk mengetahui kondisi muka air di atas bangunan pelimpah (*spillway*) adalah persamaan Bernoulli sebagai berikut :

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \alpha \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha \frac{v_1^2}{2g} + H_f \dots\dots(2.49)$$

dimana :

$v_0$  : kecepatan aliran pada saat keadaan awal (m/dtk)

- $v_1$  : kecepatan aliran pada saat keadaan akhir (m/dtk)  
 $d_0 \cos \theta$  : kedalaman air pada saat keadaan awal (m)  
 $d_1 \cos \theta$  : kedalaman air pada saat keadaan akhir (m)  
 $g$  : percepatan gravitasi (9,8 m/dtk<sup>2</sup>)  
 $\alpha$  : koefisien pembagian kecepatan rata – rata (dipakai nilai 1,1)  
 $\theta$  : sudut kemiringan  
 $H_f$  : kehilangan tinggi tekanan (m)  

$$: \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times l$$

$n$  : koefisien kekasaran dinding

$R$ : jari – jari hidrolis (m)

Pada saat keadaan awal, tinggi air di hulu ( $d_1$ ) dan kecepatan awal aliran ( $v_0$ ) diperhitungkan dalam keadaan kritis.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\alpha \frac{Q^2}{g \times L^2}} \dots\dots\dots (2.50)$$

$$v_{cr} = \frac{Q}{h_{cr} \times L} \dots\dots\dots (2.51)$$

dimana :

$h_{cr}$  : kedalaman air kritis (m)

$v_{cr}$  : kecepatan kritis (m/dtk)

$Q$  : debit rencana (m<sup>3</sup>/dtk)

$L$  : lebar spillway (m)

### II.5.6 Perencanaan kolam olakan

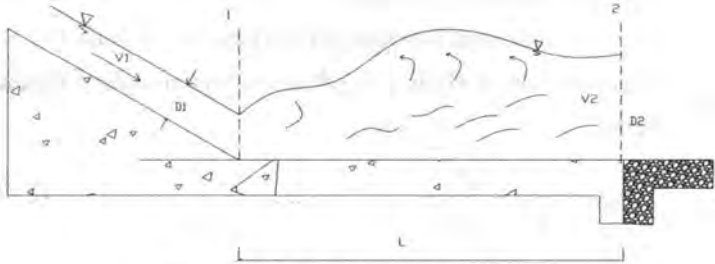
Suatu bangunan peredam energi yang berbentuk kolam, dimana prinsip peredaman energinya yang sebagian besar terjadi akibat proses pergesekan diantara molekul-

molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut dinamakan peredam energi type kolam olakan.

Berdasarkan buku “Bendungan *Type Urugan*” yang ditulis oleh Suyono Sosrodarsono. Kolam olakan mempunyai empat *type*, yang dibedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan konstruksinya :

a) Kolam olakan datar type I

Adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredam energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Type ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dan bilangan Froude  $< 1,7$

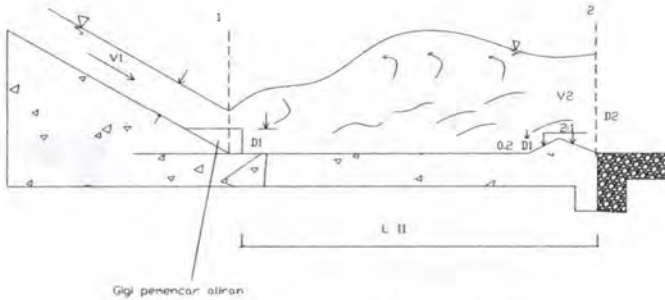


Gambar 2.7 Kolam olakan tipe I

b) Kolam olakan datar type II

Pada kolam olakan type II, terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran adalah akibat gesekan di antara molekul-molekul air di dalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan berupa gigi-gigi pemecah aliran di ujung dasar kolam dan di bagian hilir kolam.

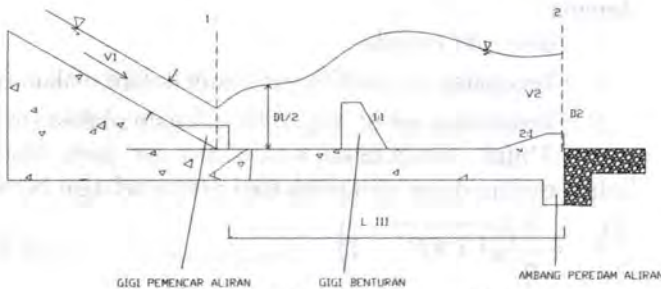
Kolam olakan ini cocok untuk debit yang besar ( $q > 45 \text{ m}^3/\text{dtk}$ ) dan bilangan Froude antara  $1,7 - 2,5$ .



Gambar 2.8 Kolam olakan tipe II

c) Kolam olakan datar type III

Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan type III ini sama dengan type II, akan tetapi lebih sesuai untuk debit yang agak kecil ( $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dtk}$ ) dan bilangan Froude  $> 4,5$ .

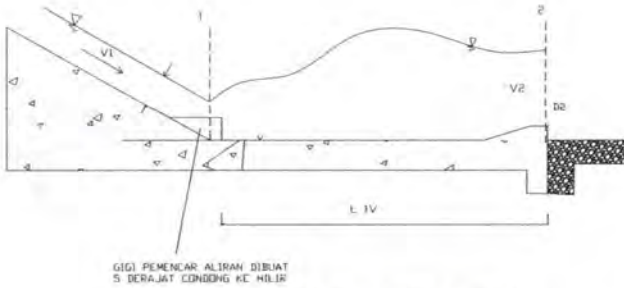


Gambar 2.9. Kolam olakan tipe III

d) Kolam olakan datar type IV

Prinsip kerja kolam olakan type IV sama dengan type II dan type III, tetapi lebih sesuai untuk aliran dengan bilangan Froude antara  $2,5 - 4,5$ .





Gambar

### 2.10 Kolam olakan tipe IV

Dalam penentuan jenis kolam olakan sebagai patokan digunakan bilangan Froude, dengan perumusan sebagai berikut :

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g \times D_1}} \dots\dots\dots (2.52)$$

dimana :

$F$  : bilangan Froude

$v_1$  : kecepatan aliran di bagian hulu kolam olakan (m/dtk)

$D_1$  : kedalaman air di bagian hulu kolam olakan (m)

Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam olakan dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$\frac{D_1}{D_2} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (2.53)$$

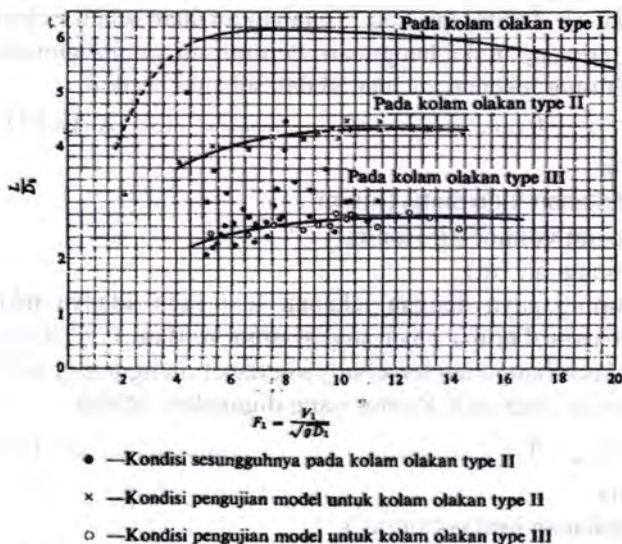
(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1995, *Bendungan Type Urugan*, hal. 220)

dimana :

$D_2$  : kedalaman air di bagian hilir kolam olakan (m)

Sedangkan untuk mengetahui panjang kolam olakan menggunakan grafik hubungan antara bilangan Froude

dengan  $\frac{L}{D_2}$  (dimana  $L$  disini ialah panjang kolam olakan yang dicari) seperti pada gambar 2.11 :



(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1995, Bendungan Type Urugan)

Gambar 2.11. Grafik hubungan antara bilangan Froude dengan nilai  $\frac{L}{D_2}$

### II.5.7 Kontrol stabilitas Pelimpah (*spillway*)

➤ Gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah yaitu

1. Gaya vertikal akibat berat sendiri

Sebuah bangunan akan mempunyai gaya vertikal dari berat bangunan akibat adanya gaya gravitasi. Berat bangunan bergantung kepada bahan yang dipakai untuk membuat bangunan itu sendiri. Perhitungan berat tersebut dilakukan berdasarkan perumusan berikut

$$G = \gamma_{beton} \cdot A \dots\dots\dots (2.54)$$

dimana

G = gaya akibat berat sendiri per meter lebar

$\gamma_{\text{beton}}$  = berat volume material ( $\text{ton}/\text{m}^3$ ), 2,4  $\text{ton}/\text{m}^3$

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

### 2. Gaya akibat tekanan air

Gaya akibat tekanan air dapat dibagi menjadi gaya tekanan air dalam dan luar. Tekanan air luar selalu bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan. Perumusan yang digunakan untuk menghitung tekanan air luar adalah sebagai berikut

$$P = \gamma_w \cdot h \dots\dots\dots (2.55)$$

dimana

P = tekanan hidrostatis ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$\gamma_w$  = berat volume air ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

h = tinggi air (m)

Disamping gaya dengan tekanan luar juga adanya tekanan air dalam yaitu berupa gaya angkat arah vertikal (*uplift pressure*) pada dasar bangunan tersebut yang dapat mengurangi berat efektif bangunan di atasnya. Rumus yang digunakan adalah

$$P = \gamma_w \cdot A \dots\dots\dots (2.56)$$

dimana

P = tekanan keatas ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$\gamma_w$  = berat volume air ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

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

### 3. Gaya akibat tekanan tanah

Gaya akibat tekanan tanah adalah gaya tekan yang diakibatkan oleh tanah samping dari pondasi bangunan. Gaya ini diperhitungkan karena dapat mempengaruhi kestabilan suatu pondasi bangunan yaitu dapat menyebabkan penggeseran (*sliding*). Perumusan yang digunakan untuk menghitung tekanan tanah samping adalah sebagai berikut

$$P = \gamma_{\text{sat}} \cdot h \dots\dots\dots (2.57)$$

dimana

P = tekanan tanah ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$\gamma_{\text{sat}}$  = berat volume tanah jenuh ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

h = tinggi muka air (m)

- Kontrol Stabilitas spillway dilakukan terhadap 4 hal yaitu
1. Kontrol terhadap bahaya penggulingan

Agar bangunan aman terhadap guling, maka resultante semua gaya yang bekerja pada bagian bangunan terhadap bidang horizontal, termasuk gaya angkat harus memotong bidang ini pada teras ( inti = kern ). Tidak boleh ada tarikan pada bidang manapun. Kontrol guling dihitung dengan perumusan sebagai berikut

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{1}{6} B \dots\dots\dots (2.58)$$

dimana :

$e$  = eksentrisitas jarak antara titik tangkap gaya terhadap titik tengah pondasi

$B$  = lebar pondasi

$M$  = Momen total

$V$  = gaya vertikal

Dari perumusan 2.61 diatas maka dapat dicari tegangan yang terjadi dibawah bendung dimana tidak boleh melebihi tegangan ijin, yang dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$\tau = \frac{R_v}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) < \bar{\tau} \dots\dots\dots (2.59)$$

dimana :

$\tau$  = tegangan yang terjadi

$L$  = panjang telapak pondasi

$R_v$  = resultante gaya vertikal

$e$  = eksentrisitas

$\bar{\tau}$  = tegangan ijin

2. Kontrol terhadap pergeseran (*sliding*)

Tangen  $\theta$ , sudut antara garis vertikal dan resultante semua gaya, termasuk gaya angkat, yang bekerja pada bendung diatas semua bidang horizontal, harus kurang dari koefisien gesekan yang diijinkan pada bidang tersebut. Kontrol geser dihitung dengan perumusan sebagai berikut



$$\frac{\sum H}{\sum (V-U)} = \tan \theta < \frac{f}{s} \dots \dots \dots (2.60)$$

dimana

$\phi$  = sudut geser

$f = \tan \phi$

syarat SF > 1,2

3. Kontrol terhadap erosi bawah tanah (*piping*)

Kontrol terhadap erosi bawah tanah dicek dengan jalan membuat jaringan aliran/flownet dan dihitung dengan beberapa metode empiris salah satunya adalah metode Lane. Perumusan untuk kontrol erosi adalah sebagai berikut

$$C_L = \frac{\sum L_V + 1/3 \sum L_H}{\sum H} \dots \dots \dots (2.61)$$

dimana :

$C_L$  = angka rembesan Lane ( lihat pada table 2.8 )

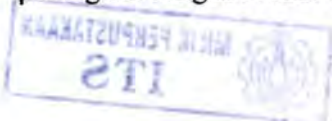
$\sum L_V$  = jumlah panjang vertical, m

$\sum L_H$  = jumlah panjang horizontal

$H$  = beda tinggi muka air

Tabel 2.8 Harga minimum angka rembesan Lane ( $C_L$ )

HARGA MINIMUM ANGKA REMBESAN LANE ( $C_L$ )	
Material	Harga $C_L$
Pasir sangat halus atau lanau	8.5
Pasir halus	7
Pasir sedang	6
Pasir kasar	5
Pasir halus	4
Pasir sedang	3.5
Pasir kasar termasuk berangkal	3
Bongkah dengan sedikit berangkal	2.5



dan kerikil	
Lempung lunak	3
Lempung sedang	2
Lempung sedang	1.8
Lempung sedang	1.6

(Sumber : Sosrodarsono, 1981. Bendungan Type Urugan)

#### 4. Kontrol terhadap Ketebalan Saluran

Kontrol terhadap ketebalan saluran ini di hitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$d_x \geq S \frac{Px - Wx}{\gamma} \dots\dots\dots (2.62)$$

Keterangan:

$d_x$  = Tebal Lantai Pada Titik x (m)

$Px$  = Gaya Angkat Pada Titik x ( $t/m^2$ )

$Wx$  = Kedalaman air di titik x m

$\gamma$  = Berat Jenis Bahan ( $t/m^2$ )

$S$  = Faktor keamanan

= 1,5 untuk kondisi normal

= 1,25 untuk kondisi ekstrem

The page features a repeating pattern of the ITS logo watermark in a light blue color. Each logo consists of a circular emblem with a stylized figure inside, followed by the text 'ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember'.

## **BAB III**

# **METODOLOGI**

## BAB III METODOLOGI

**Metodologi penulisan tugas akhir ini antara lain :**

### **III.1 Persiapan dan Study Literatur**

Persiapan adalah langkah yang pertama kali dilakukan dari suatu perencanaan, dengan melakukan survey ke lokasi yang bersangkutan yaitu Kecamatan Tembalang untuk mengetahui secara langsung kondisi sungai eksisting, serta survey ini untuk mendapatkan dokumentasi – dokumentasi yang dapat dilampirkan pada penulisan tugas akhir ini.

Kemudian mempelajari dan memahami teori-teori, baik hidrologi dan hidrolika-nya, yang digunakan sebagai dasar atau acuan untuk digunakan dalam menganalisa setiap permasalahan yang ada pada pengerjaan Tugas Akhir ini.

### **III.2 Mengumpulkan data – data sekunder**

Setelah melakukan survey langsung ke lokasi study, langkah selanjutnya yaitu mencari data-data yang menunjang serta mendukung untuk digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir. Data yang digunakan dalam penulisan adalah data sekunder atau dengan kata lain data yang diperoleh secara tidak langsung berupa catatan ataupun penelitian dari pihak lain.

Adapun data-data tersebut meliputi:

- a. Peta situasi kondisi eksisting kawasan study dan peta topografi kawasan study, digunakan dalam menghitung luasan dan volume pada lokasi bendungan agar dapat dilakukan perhitungan *flood routing* untuk mencari tinggi air maksimum.
- b. Data curah hujan, untuk mendapatkan nilai curah hujan efektif dan diolah kemudian mendapatkan debit banjir rencana.
- c. Data tanah, digunakan dalam menghitung dimensi lereng tubuh bendungan.



### III.3 Perumusan konsep dan perencanaan

Yaitu menyusun urutan langkah pekerjaan dan kriteria – kriteria yang dipakai dalam menganalisa permasalahan dan perencanaan Bendungan di kawasan study. Dalam hal ini meliputi :

#### III.3.1 Analisa hidrologi :

##### III.3.1.1 Uji kecocokan distribusi hujan dan menganalisa tinggi hujan rencana

Pengujian pada distribusi bertujuan agar dapat memberikan perkiraan serta mewakili distribusi frekwensi tersebut. Pengujian terhadap distribusi yang terpilih dapat dilakukan, adapun distribusi yang dipakai dapat ditentukan setelah mengetahui terlebih dahulu karakteristik data yang ada, dimana hal ini data yang dimaksud adalah data curah hujan pada daerah cakupan daerah aliran sungai Seketak. Metode yang dipakai dalam perhitungan curah hujan rencana yaitu metode Distribusi Gumbel, dan Log Pearson Type III yang terdapat dalam tinjauan pustaka pada Bab II perumusan 2.3 hingga 2.13. Kemudian menguji distribusi analisa frekwensi, menghitung koefisien aliran serta menghitung distribusi hujan jam-jaman.

##### III.3.1.2 Membuat hidrograf inflow

Dalam perhitungan unit hidrograf bendungan ini digunakan dua metode hidrograf satuan sintetik, yaitu : unit hidrograf Nakayasu dan unit hidrograf *Snyder-Alexejev*. Yang perumusannya terdapat pada Bab II Tinjauan Pusataka dalam sub bab II.4.4.

##### III.3.1.3 Perhitungan *flood routing*

Pada perhitungan desain *flood routing*, digunakan *hydrograph inflow* metode yang mempunyai debit maksimum terbesar dengan periode ulang tertentu. Elevasi puncak *spillway*, dan elevasi dasar *spillway* nantinya direncanakan Semua prosedur

perhitungan dilakukan seperti pada rumus 2.37 yang telah dijelaskan pada Bab II Tinjauan Pustaka sub bab 2.4.6.

### **III.3.2 Analisa Hidrolika :**

#### **III.3.2.1 Perencanaan volume tampungan**

Penentuan isi atau volume waduk, berdasarkan kondisi topografi. Perhitungannya berdasarkan perumusan yang terdapat dalam tinjauan pustaka sub bab 2.4.5

#### **III.3.2.2 Perencanaan tinggi bendungan**

Sebelum menentukan tinggi bendung, terlebih dahulu memperhitungkan lebar mercu bendungan didasarkan pada ketinggian waduk maksimum yang didapat dari hasil perhitungan *flood routing* sebelumnya, yang telah ditentukan lebar *spillway*-nya pada Bab II Tinjauan Pustaka sub bab 2.5.2. Langkah selanjutnya menentukan kemiringan lereng bendungan yang telah dijelaskan pada sub bab 2.5.3.

#### **III.3.2.3 Perencanaan pelimpah**

Perhitungan untuk merencanakan bangunan pelimpah ini dilakukan pada dua bagian, yaitu pada perencanaan bagian *upstream* dan bagian *downstream*. Dari perhitungan sebelumnya didapat tinggi air maksimum, kemudian berdasarkan perumusan

2.44 sampai 2.48 didapatkan nilai dari  $\frac{h_a}{H_0}$ . Dalam

menrencanakan *spillway* pada bendungan Seketak ini dipilih mercu tipe *ogee*. Berbagai type mercu *Ogee* dapat dilihat pada Gambar 2.6 pada Tinjauan Pustaka. Untuk mengetahui tinggi muka air hilir dalam bangunan pelimpah digunakan perumusan (rumus 2.49).

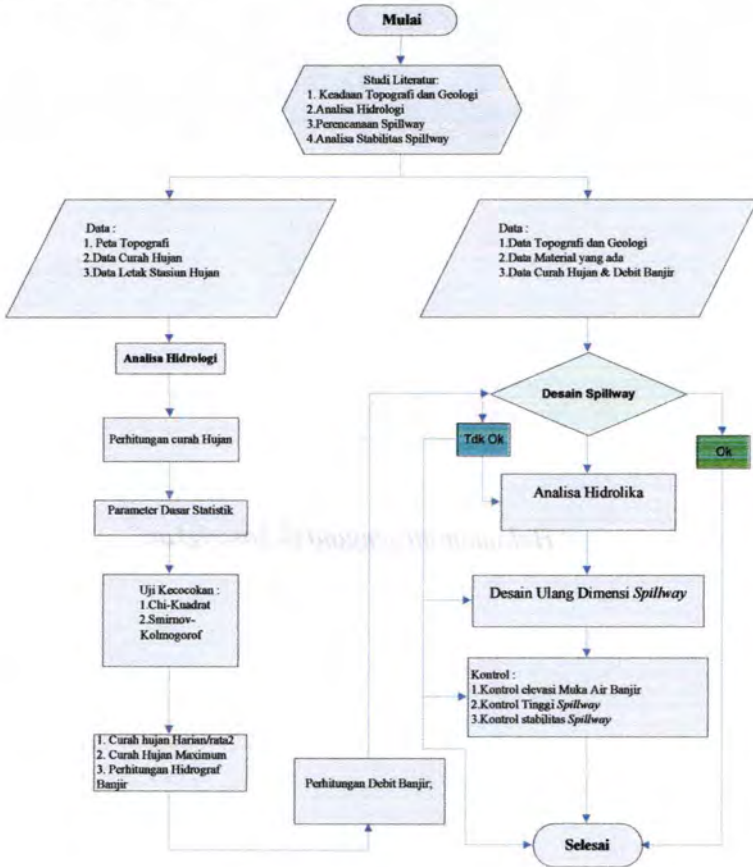
#### **III.3.2.4 Perencanaan kolam olakan**

Perhitungan untuk merencanakan kolam olakan ini sesuai perhiitungan pada sub bab 2.5.6, yang dimana sebelumnya kita menentukan tipe dari kolam olakan tersebut sesuai dengan perumusan 2.52 hingga 2.53 yaitu angka *frouds*.


### III.4 Kesimpulan

Mengetahui debit banjir yang mengalir, mendapatkan hasil besaran dari analisa perhitungan dimana antara lain lebar spillway, panjang kolam olak, elevasi, lebar dan panjang main dam serta mengetahui stabilitas *spillway* itu sendiri terhadap gaya-gaya yang bekerja.

### III.5 Flowchart



Gambar 3.1 Diagram alir pengerjaan Tugas Akhir

The background of the page is a repeating pattern of the ITS logo, which consists of a circular emblem with a stylized figure inside, followed by the text 'ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember' in a sans-serif font. The pattern is light blue and covers the entire page.

**BAB IV**  
**PERHITUNGAN**  
**ANALISA HIDROLOGI**

## BAB IV PERHITUNGAN

### ANALISA HIDROLOGI

#### IV.1 Umum

Penentuan debit banjir rencana Bendungan Seketak, sebenarnya yang paling baik adalah dengan menggunakan data pengamatan debit banjir maksimum tahunan jangka panjang selain dapat dihitung besarnya debit banjir rencana juga dapat diketahui karakteristik banjirnya.

Pada saluran sungai Seketak dilokasi rencana Bendungan terdapat dua stasiun pengukuran debit yang mempengaruhi daerah tersebut, maka untuk perhitungan debit banjir rencana pada studi ini digunakan analisa hujan rencana yang ditransformasikan kedalam *hydrograph* sintesis "Nakayasu".

#### IV.2 Hujan Rencana

Hujan rencana adalah besarnya curah hujan terbesar yang terjadi pada periode ulang tertentu dengan suatu peluang tertentu pula. Metode analisa hujan tersebut pemilihan analisisnya tergantung dari kesesuaian dari data parameter data statistik yang bersangkutan atau dapat pula dipilih berdasarkan pertimbangan teknis lainnya.

Berhubung pada daerah aliran saluran sungai seketak terdapat 2 (dua) stasiun hujan yang cukup mempengaruhi analisa untuk perhitungan hujan rencana, yaitu stasiun Ungaran dan Pucang Gading, maka metode yang digunakan dengan metode Thiessen untuk dicari koefisien Thiessen dengan cara perhitungan yang telah ditetapkan pada Bab II .4 Tinjauan Pustaka dengan rumus (2.1) dan (2.2).





Gambar 4.1. Gambar lokasi stasiun Ungaran dan Pucang Gading

Untuk perhitungan hujan rencana daerah aliran saluran sungai seketak, digunakan data harian hujan maksimum 15 tahun dengan periode pencatatan mulai tahun 1994 sampai dengan tahun 2008.

Perhitungan Koefisien Thiessen :

Luas DAS = 9,17 km<sup>2</sup> sedangkan luas pengaruh terhadap stasiun Ungaran = 4,4933 km<sup>2</sup> dan luas pengaruh terhadap stasiun Pucang Gading = 4,6767 km<sup>2</sup>

Maka koefisien thiessen terhadap stasiun Ungaran =  $4,4933 / 9,17 = 0,49$  sedangkan koefisien terhadap stasiun PucangGading =  $4,6767 / 9,17 = 0,51$ .

Kemudian data hujan tiap bulan pada tiap tahun di kalikan dengan koefisien dari stasiun masing-masing tersebut. Contoh sebagai berikut :

Data hujan dari stasiun Ungaran pada tanggal 1 bulan Januari tahun 1994 = 0 mm, sedangkan pada stasiun PucangGading pada bulan dan tahun yang sama sebesar = 0 mm. Maka besaran curah hujan dari kedua stasiun tersebut menjadi sebesar =  $(0 \times 0.49) + (0 \times 0.51) = 0$  mm.

Perhitungan tersebut dilanjutkan hingga pada tanggal 31 Desember tahun 2008, kemudian dari tiap tahun dicari nilai curah hujan maksimumnya. Hasil dari perhitungan tersebut disajikan dalam tabel sebagai berikut pada tabel 4.1 :

Tabel 4.1 Curah hujan harian tahun 1994-2008

NO	TAHUN	HUJAN HARIAN MAX
1	1997	42,00
2	1995	55,00
3	1999	57,00
4	2003	57,00
5	1994	63,00
6	2005	63,00
7	2008	71,00
8	2000	72,00
9	2006	72,00
10	2001	73,00
11	1998	77,00
12	2004	78,00
13	2002	82,00
14	1996	112,00
15	2007	143,00
Sum		1117,00
Mean		74,47
Min.		42,00
Max.		143,00

*Sumber: Hasil Perhitungan*

Perhitungan analisa frekwensi yang merupakan pengulangan suatu kejadian untuk meramalkan atau menentukan periode ulang berikut nilai probabilitasnya. Adapun distribusi



yang dipakai dapat ditentukan setelah mengetahui terlebih dahulu karakteristik data yang ada, dimana hal ini data yang dimaksud adalah data curah hujan pada sistem saluran sungai seketak.

Metode yang dipakai dalam perhitungan curah hujan rencana yaitu metode Distribusi Gumbel dan Log Pearson Type III.

#### IV.2.1 Metode Distribusi Gumbel

Perhitungan distribusi gumbel dapat dihitung dengan memakai rumus :

$$X_T = \bar{X} + K.Sd$$

Dimana :

$X_T$  = Curah hujan rancangan untuk periode ulang pada T tahun.

$\bar{X}$  = Nilai rata - rata dari data hujan.

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

Sd = Standart Deviasi

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

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang dan tipe distribusi frekuensi.

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n}$$

$$Y_T = - \ln. \ln \left( \frac{T}{T-1} \right)$$

- $Y_n$  = Reduced mean  
 $S_n$  = Reduced Standart Deviasi sebagai fungsi dari banyaknya data  $n$ .  
 $Y_T$  = Parameter Gumbel untuk periode  $T$  tahun.  
 $n$  = Jumlah pengamatan.

Tabel 4.2. *Reduced Mean* ( $Y_n$ )

N	$Y_n$	n	$Y_n$	n	$Y_n$	n	$Y_n$
10	0.4592	15	0.5128	20	0.5236	25	0.5309
11	0.4996	16	0.5157	21	0.5252	26	0.5320
12	0.5035	17	0.5181	22	0.5268	27	0.5332
13	0.5070	18	0.5202	23	0.5283	28	0.5343
14	0.5100	19	0.5220	24	0.5296	29	0.5353

(Sumber : Soewarno, 1995, diktat hidrologi, hal 129)

Tabel 4.3. *Reduced Standart Deviation* ( $S_n$ )

n	$S_n$	n	$S_n$	n	$S_n$	n	$S_n$
10	0.9496	15	1.0206	20	1.0628	25	1.0915
11	0.9676	16	1.0316	21	1.0696	26	1.1961
12	0.9833	17	1.0411	22	1.0754	27	1.1004
13	0.9971	18	1.0493	23	1.0811	28	1.1047
14	1.0095	19	1.0565	24	1.0864	29	1.1086

(Sumber : Soewarno, 1995, diktat hidrologi, hal 130)

Tabel 4.4 Perhitungan Deviasi Standart Dengan Metode Distribusi Gumbel

Tahun	Rmax ( $X_i$ ) (mm)	( $X_i - X_{rt}$ ) (mm)	( $X_i - X_{rt}$ ) <sup>2</sup> (mm)	( $X_i - X_{rt}$ ) <sup>3</sup> (mm)	( $X_i - X_{rt}$ ) <sup>4</sup> (mm)
1997	42,000	-32,467	1.054,084	-34.222,608	1.111.094,016
1995	55,000	-19,467	378,951	-7.376,915	143.603,945
1999	57,000	-17,467	305,084	-5.328,808	93.076,518
2003	57,000	-17,467	305,084	-5.328,808	93.076,518
1994	63,000	-11,467	131,484	-1.507,688	17.288,159
2005	63,000	-11,467	131,484	-1.507,688	17.288,159
2008	71,000	-3,467	12,018	-41,662	144,427
2000	72,000	-2,467	6,084	-15,008	37,020

2006	72,000	-2,467	6,084	-15,008	37,0
2001	73,000	-1,467	2,151	-3,155	4,6
1998	77,000	2,533	6,418	16,258	41,7
2004	78,000	3,533	12,484	44,112	155,8
2002	82,000	7,533	56,751	427,525	3.220,0
1996	112,000	37,533	1.408,751	52.875,125	1.984.579,0
2007	143,000	68,533	4.696,818	321.888,578	22.060.097,0
$\Sigma X$	1.117,000		8.513,733	319.904,249	25.523.745,0
$X_{rt}$	74,467				
$S$	24,660				
$Cv$	0,331				
$Cs$	1,758				
$Ck$	7,110				

Sumber: Hasil Perhitungan

**Contoh Perhitungan :**

$$\bar{X} (X_{rt}) = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{1117}{15} = 74,467 \text{ mm}$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{8513,733}{14}} = 24,660 \text{ mm}$$

Pada periode ulang 50 tahun :

$$\bar{X} = 74,467$$

$$S_x = 24,660$$

$$Y_n = 0.5128 \text{ (Tabel 4.2)}$$

$$S_n = 1.0206 \text{ (Tabel 4.3)}$$

$$Y_{50} = -\ln \cdot \ln \left( \frac{50}{50 - 1} \right) = 3.9028$$

$$R_{50} = \bar{X} + \frac{S_x}{S_n} (Y_T - Y_n)$$

$$= 74,467 + \frac{24,660}{1,0206} (3,9019 - 0,5128) = 146,024 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.5 berikut :

Tabel 4.5 Besar Curah Hujan Rencana Untuk Periode Ulang T Tahun Menurut Gumbel

no	T (Tahun)	X <sub>rt</sub> (mm)	S <sub>x</sub>	k Gumbel	R <sub>t</sub> (mm)
1	2	74,467	24,660	-0,143	68,690
2	5	74,467	24,660	0,968	89,694
3	10	74,467	24,660	1,703	105,492
4	25	74,467	24,660	2,632	127,895
5	50	74,467	24,660	3,322	146,023
6	100	74,467	24,660	4,006	165,847

Sumber: Hasil Perhitungan

Ket: k Gumbel :  $Y_T - Y_n / S_n$

#### IV.2.2 Metode Log -Pearson Type III

Perhitungan distribusi log person dapat dihitung memakai rumus :

$$\log x = \bar{\log x} + s \log x \cdot k$$

Dimana :

$\log x$  = Nilai logaritmik variat yang diharapkan

$\bar{\log x}$  = Nilai rata - rata hitung logaritmik variat

$s \log x$  = Deviasi standart logaritmik nilai x

K = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi periode ulang dan type distribusinya

Tabel 4.6 Perhitungan Curah Hujan Dengan Metode Distribusi Log- Pearson Type III

Tahun	Rmax (Xi) (mm)	Log Xi (mm)	(Log Xi - Xrt) (mm)	(Log Xi - Xrt) <sup>2</sup> (mm)	(Log Xi - Xrt) <sup>3</sup> (mm)	(Log Xi - Xrt) (mm)
1997	42,00	1,623	-0,230	0,053	-0,012	0,0
1995	55,00	1,740	-0,113	0,013	-0,001	0,0
1999	57,00	1,756	-0,097	0,010	-0,001	0,0
2003	57,00	1,756	-0,097	0,010	-0,001	0,0
1994	63,00	1,799	-0,054	0,003	0,000	0,0
2005	63,00	1,799	-0,054	0,003	0,000	0,0
2008	71,00	1,851	-0,002	0,000	0,000	0,0
2000	72,00	1,857	0,004	0,000	0,000	0,0
2006	72,00	1,857	0,004	0,000	0,000	0,0
2001	73,00	1,863	0,010	0,000	0,000	0,0
1998	77,00	1,886	0,033	0,001	0,000	0,0
2004	78,00	1,892	0,039	0,002	0,000	0,0
2002	82,00	1,914	0,060	0,004	0,000	0,0
1996	112,00	2,049	0,196	0,038	0,008	0,0
2007	143,00	2,155	0,302	0,091	0,028	0,0
Σ Log Xi		27,800		0,227	0,020	0,0
Xrt		1,853				

Sx	0,127
Cv	0,069
Cs	0,784
Ck	5,105

Sumber: Hasil Perhitungan

**Contoh perhitungan :**

$$\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n} = \frac{27.80}{15} = 1.85$$

$$s.\log x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \log x)^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{0.227}{14}} = 0.127$$

$$C_s = \frac{n \sum (\log x_i - \log x)^3}{(n-1)(n-2)(s.\log x)^3} = \frac{15x(0.020)^3}{14x13x(0.127)^3} = 0.784$$

Perhitungan pada periode ulang 50 tahun :

$$\overline{\log x} = 1.85$$

$$s.\log x = 0.127$$

$$k = 2.446$$

$$\log x = 1.85 + (2.446 \times 0.127) = 2,191$$

$$X = 156.377 \text{ mm}$$

Tabel 4.7 Nilai Interpolasi nilai k untuk beberapa periode ulang

s	2	5	10	25	50	100	200	1000
0,8	-0,132	0,78	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,25
0,784	-0,1294	0,7816	1,33552	1,99304	2,44564	2,88028	3,29776	4,2268
0,7	-0,116	0,79	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.8 Hasil Perhitungan Distribusi Log Person Type III

No	T (Tahun)	Xrt (mm)	S	k Log Person III	Log Xt (mm)	Xt (mm)
1	2	1,853	0,127	-0,129	1,837	70.939
2	5	1,853	0,127	0,782	1,953	98,329
3	10	1,853	0,127	1,336	2,023	116.466
4	25	1,853	0,127	1,993	2,107	139.379
5	50	1,853	0,127	2,446	2,164	156.377
6	100	1,853	0,127	2,880	2,220	173.252

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.9 Perbandingan Probabilitas Tinggi Curah Hujan

Metode	Curah Hujan Maksimum Rencana					
	R 2	R 5	R 10	R25	R 50	R100
Distribusi						
Log-Pearson	70.939	98.329	116.466	139.379	156.377	173.252
Gumbel	68.690	89.694	105.492	127.895	146.023	165.847

Sumber: Hasil Perhitungan

### IV.3 Uji Distribusi Data

Untuk mengetahui apakah data hujan yang tersedia betul-betul sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih, maka perlu dilakukan pengujian kecocokan baik pengujian parameter dasar statistik maupun non parameter.

#### IV.3.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

Perhitungan parameter dasar statistik dapat dilakukan dengan menentukan nilai koefisien kemencengan / kemiringan ( $C_s$ ) dan koefisien Kurtosis ( $C_k$ ). Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan dari suatu bentuk distribusi. Pengukuran kemencengan/kemiringan adalah mengukur seberapa besar distribusi tidak

simetri atau miring. Kriteria-kriteria perhitungan dasar statistik dalam menghitung salah satu perhitungan distribusi dapat dilihat pada tabel 4.10

Tabel 4.10 Karakteristik Distribusi Frekwensi

	GUMBEL	LOG-PEARSON III	LOG-NORMAL	NORMAL
Parameter	$C_s \approx 1,139$	$C_s \neq 0$	$C_s \approx 1,137$	$C_s \approx 0$
	$C_k \approx 5,402$	$C_v \approx 0,3$	$C_k \approx 5,383$	$C_k \approx 3$

Sumber : Soewarno, *Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data, Tahun 1995*

Tabel 4.11. Perhitungan Parameter Dasar Statistik Hujan Harian Maksimum

Tahun	Rmax (Xi) (mm)	(Xi-Xrt) (mm)	(Xi-Xrt) <sup>2</sup> (mm)	(Xi-Xrt) <sup>3</sup> (mm)	(Xi-Xrt) <sup>4</sup> (mm)
1997	42,000	-32,467	1.054,084	-34.222,608	1.111.094,016
1995	55,000	-19,467	378,951	-7.376,915	143.603,945
1999	57,000	-17,467	305,084	-5.328,808	93.076,518
2003	57,000	-17,467	305,084	-5.328,808	93.076,518
1994	63,000	-11,467	131,484	-1.507,688	17.288,159
2005	63,000	-11,467	131,484	-1.507,688	17.288,159
2008	71,000	-3,467	12,018	-41,662	144,427
2000	72,000	-2,467	6,084	-15,008	37,020
2006	72,000	-2,467	6,084	-15,008	37,020
2001	73,000	-1,467	2,151	-3,155	4,627
1998	77,000	2,533	6,418	16,258	41,188
2004	78,000	3,533	12,484	44,112	155,861
2002	82,000	7,533	56,751	427,525	3.220,689
1996	112,000	37,533	1.408,751	52.875,125	1.984.579,693
2007	143,000	68,533	4.696,818	321.888,578	22.060.097,238
$\Sigma X$	1.117,000		8.513,733	319.904,249	25.523.745,079



Xrt	74,467
S	24,660
Cv	0,33
Cs	1,758
Ck	7,110

Sumber: Hasil Perhitungan

Dengan perumusan :

1. Nilai rata – rata ( Mean )

$$\bar{R}(Xrt) = \frac{\sum_{i=1}^n Ri}{n} = \frac{1117}{15} = 74,467$$

2. Nilai Deviasi Standar ( *Standart Deviasi* )

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Ri - \bar{R})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{8513,733}{15 - 1}} = 24,66$$

3. Koefisien Variasi ( *Coeffisient of Variation* )

$$CV = \frac{Sd}{\bar{R}} = \frac{24,66}{74,467} = 0.33$$

4. Koeffisien Kemencengan ( *Coeffisient of skewness* )

$$CS = \frac{n \sum_{i=1}^n (Ri - \bar{R})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} = \frac{15(319904,249)}{(15-1) \times (15-2) \times 24,66^3} = 1,758$$

### 5. Koefisien Ketajaman ( *Coeffisient of kurtosis* )

$$CK = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^4}{(n-1)(n-2)(n-3).Sd^4}$$

$$= \frac{15^2 (25523745 ,079)}{(15-1)(15-2)(15-3)24.66^4} = 7,11$$

Setelah nilai-nilai diatas didapat dan berdasarkan karakteristik data yang ada, distribusi yang layak untuk digunakan dengan syarat-syarat parameter statistik adalah *distribusi Log-Pearson Tipe III*.

## IV.3.2 Uji Distribusi Analisa Frekwensi

Apabila kita ingin menentukan apakah fungsi distribusi probabilitas yang dipilih telah sesuai dan dapat mewakili distribusi frekwensi dari data sampel yang ada, maka diperlukan pengujian parameter, dalam masalah ini yang kita pakai adalah:

1. Smirnov – Kolmogorov
2. Chi – Square

Jika pada pengujian fungsi distribusi probabilitas yang dipilih memenuhi ketentuan persyaratan kedua uji tersebut, maka distribusi yang dipilih dapat diterima.

### IV.3.2.1 Smirnov – Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov pada dasarnya sering juga disebut uji kecocokan non parametik, karena pengujiannya tidak menggunakan distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

- a. Urutkan data ( dari besar ke kecil ) atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut.
- b. Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis.

c. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan atau peluang teoritis

$$(D = \text{maksimum}[P(R_m) - P^l(R_m)]).$$

d. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov) ditentukan harga  $D_0$ .

Apabila  $D$  lebih kecil dari  $D_0$  maka secara teoritis distribusi yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila  $D$  lebih besar dari  $D_0$  maka secara teoritis pula distribusi yang digunakan tidak dapat diterima. Tetapi ada yang sedikit membedakan uji Smirnov-Kolmogorov dengan distribusi Log-Pearson.

Maka persamaan distribusi Log Pearson

$$\log R = \overline{\log R} + K.Sd \log R$$

Persamaan  $f(t) = \frac{\log R - \overline{\log R}}{Sd \log R}$  pada distribusi Log

Pearson.

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov distribusi Gumbel dapat dilihat ditabel 4.12 pada halaman selanjutnya.

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov distribusi Log Pearson tipe III dapat dilihat ditabel 4.13 pada halaman selanjutnya.

Tabel 4.12 Perhitungan uji distribusi dengan Distribusi Gumbel dengan metode Smirnov – Kolmogorov.

Tahun	m	(Xi)	X	S	P(Xi)	P(Xi<)	$f(t) = (X_i - X)/S$	P'(X)	P'(X<)	D
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2007	1	143	74,47	24,05	0,0625	0,9375	2,8495	0,0022	0,9978	0,0603
1996	2	112	74,47	24,05	0,1250	0,8750	1,5606	0,0594	0,9406	0,0656
2002	3	82	74,47	24,05	0,1875	0,8125	0,3132	0,3821	0,6179	0,1946
2004	4	78	74,47	24,05	0,2500	0,7500	0,1469	0,4404	0,5596	0,1904
1998	5	77	74,47	24,05	0,3125	0,6875	0,1053	0,4602	0,5398	0,1477
2001	6	73	74,47	24,05	0,3750	0,6250	-0,0610	0,5239	0,4761	0,1489
2006	7	72	74,47	24,05	0,4375	0,5625	-0,1026	0,5398	0,4602	0,1023
2000	8	72	74,47	24,05	0,5000	0,5000	-0,1026	0,5398	0,4602	0,0398
2008	9	71	74,47	24,05	0,5625	0,4375	-0,1441	0,5557	0,4443	0,0068
2005	10	63	74,47	24,05	0,6250	0,3750	-0,4768	0,6844	0,3156	0,0594
1994	11	63	74,47	24,05	0,6875	0,3125	-0,4768	0,6844	0,3156	0,0031
2003	12	57	74,47	24,05	0,7500	0,2500	-0,7262	0,7673	0,2327	0,0173
1999	13	57	74,47	24,05	0,8125	0,1875	-0,7262	0,7673	0,2327	0,0452
1995	14	55	74,47	24,05	0,8750	0,1250	-0,8094	0,791	0,209	0,084
1997	15	42	74,47	24,05	0,9375	0,0625	-1,3499	0,9115	0,0885	0,026
$\Sigma$	15	1117	74,47		0,9375	0,0625			Dmax	0,1946

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.13 Perhitungan uji distribusi dengan Log – Pearson tipe III dengan metode Smirnov – Kolmogorov.

Tahun	m	$X_i$	$\text{Log } X_i$	$\text{Log } X$	S	$P(\text{Log } X_i)$	$P(\text{Log } X_i <)$	$f(t) = (\text{Log } X_i - \text{Log } X) / S$	$P'(\text{Log } X_i)$	$P'(\text{Log } X_i <)$	D
1	2	3	4 = $\text{Log } 3$	5	6	7	8	9	10	11	12
2007	1	143	2,16	1,85	0,127	0,0625	0,9375	2,3742	0,0089	0,9911	0,0536
1996	2	112	2,05	1,85	0,127	0,1250	0,8750	1,5399	0,0618	0,9382	0,0632
2002	3	82	1,91	1,85	0,127	0,1875	0,8125	0,4754	0,3156	0,6844	0,1281
2004	4	78	1,89	1,85	0,127	0,2500	0,7500	0,3046	0,3821	0,6179	0,1321
1998	5	77	1,89	1,85	0,127	0,3125	0,6875	0,2606	0,3595	0,6405	0,0470
2001	6	73	1,86	1,85	0,127	0,3750	0,6250	0,0784	0,4681	0,5319	0,0931
2006	7	72	1,86	1,85	0,127	0,4375	0,5625	0,0313	0,488	0,512	0,0505
2000	8	72	1,86	1,85	0,127	0,5000	0,5000	0,0313	0,488	0,512	0,0120
2008	9	71	1,85	1,85	0,127	0,5625	0,4375	-0,0164	0,508	0,492	0,0545
2005	10	63	1,80	1,85	0,127	0,6250	0,3750	-0,4246	0,6628	0,3372	0,0378
1994	11	63	1,80	1,85	0,127	0,6875	0,3125	-0,4246	0,6628	0,3372	0,0247

2003	12	57	1,76	1,85	0,127	0,7500	0,2500	-0,7663	0,7794	0,2206	0,0294
1999	13	57	1,76	1,85	0,127	0,8125	0,1875	-0,7663	0,7794	0,2206	0,0331
1995	14	55	1,74	1,85	0,127	0,8750	0,1250	-0,8883	0,8133	0,1867	0,0617
1997	15	42	1,62	1,85	0,127	0,9375	0,0625	-1,8090	0,9648	0,0352	0,0273
$\Sigma$	15	1117	27,80							Dmax	0,1321

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari perhitungan nilai D pada tabel diatas, menunjukkan nilai  $D_{maks}$  pada distribusi Gumbel = 0.1946 data pada peringkat 3. Pada distribusi Log Pearson Type III  $D_{maks}$  = 0.1321, data pada peringkat 4.

Dengan menggunakan tabel *Nilai kritis Do Uji Smirnov - Kolmogorov* jumlah data (N) = 15 dan derajat kepercayaan 0.05 (5 %) mendapatkan nilai  $D_o$  = 0.34. Yang berarti nilai  $D_{max}$  lebih kecil dari nilai  $D_o$  (0.1946 < 0.34 ) maka persamaan distribusi Gumbel dapat diterima.

#### IV.3.2.2. Chi Square.

Pada dasarnya uji *Chi Square* (Chi Kuadrat) dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut uji Chi Kuadrat. Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus :

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

Dimana :

$\chi_h^2$  = parameter chi kuadrat terhitung.

G = jumlah sub kelompok

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

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

Prosedur uji Chi Kuadrat adalah :

- a. Urutkan data pengamatan ( dari besar kekecil atau sebaliknya ).
- b. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan dengan  $G = 1 + 1.37 \ln(n)$ . n = jumlah data.

c. Jumlahkan data pengamatan sebesar O, tiap-tiap sub grup.

d. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E.

e. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :

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

f. Jumlah seluruh G sub grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai chi kuadrat hitung.

g. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  ( nilai  $R = 2$  untuk distribusi normal dan binomial dan  $R = 1$  untuk distribusi poisson ).

Interpretasi hasilnya adalah :

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

#### **Perhitungan uji Chi Kuadrat :**

1. Sub kelompok (G).

Banyaknya data (n) = 15

$$G = 1 + 1.37 \ln (n)$$

$$= 1 + 1.37 \ln 15 = 4.71 \approx 5 \text{ sub kelompok}$$

2. Derajat kebebasan (dk)

$$Dk = G - R - 1$$

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

3. Peluang (p) = 5 % (diambil 5 % artinya, kira-kira 5 dari tiap 100 kesimpulannya yang diperoleh itu ditolak atau 95 % yakin diterima).
4. Berdasarkan peluang data pengamatan dijadikan 5 sub kelompok dengan interval peluang ( p ) = 0.2 .



Tabel 4.14 Peluang untuk Setiap Sub Bagian

Sub grup	Interval Peluang Hujan
Sub Grup 1	X < 0.200
Sub Grup 2	0.200 - 0.400
Sub Grup 3	0.400 - 0.600
Sub Grup 4	0.600 - 0.800
Sub Grup 5	0.800 - 1.000

Sumber: Hasil Perhitungan

Kemudian berdasarkan distribusi Log-Pearson tipe III

$$\log R = \overline{\log R} + K.Sd \log R$$

Uji chi kuadrat untuk persamaan Distribusi Log-Pearson Tipe III dihitung dengan cara mencari nilai parameter chi - kuadrat ( $X^2$ ) melalui persamaan distribusinya. Persamaan Distribusi Log-Pearson Tipe III adalah sebagai berikut :

$$\log x = \overline{\log x} + s \log x.k$$

$$= 1,85 + 0,127 k$$

$$Cs = 0,784$$

Untuk nilai k pada Distribusi pearson Tipe III diinterpolasi dari tabel 4.15 sebagai berikut :

Tabel 4.15 Nilai k untuk Distribusi Pearson Tipe III

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.360	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	3.950
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995	1.000
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

(Sumber : Soewarno, Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data)

- Untuk  $P = 0,2 \rightarrow T = \frac{1}{0,2} = 5$  tahun

Dengan interpolasi pada tabel nilai  $k$ , untuk  $C_s = 0,784$  didapat nilai  $k$  :

$$\frac{(0,784 - 0,7)}{(0,8 - 0,7)} = \frac{(k - 0,78)}{(0,79 - 0,78)}$$

$$k = 0,7816$$

$$\begin{aligned} \log X &= 1,85 + 0,127 k \\ &= 1,85 + 0,127 \times (0,7816) = 1,9493 \end{aligned}$$

$$X = 88,98$$

- Untuk  $P = 0,4 \rightarrow T = \frac{1}{0,4} = 2,5$  tahun

Dengan interpolasi pada tabel nilai  $k$ , untuk  $C_s = 0,784$  didapat nilai  $k$  :

$$\frac{(0,784 - 0,7)}{(0,8 - 0,7)} = \frac{k - 0,035}{(0,02 - 0,035)}$$

$$k = 0,0224$$

$$\begin{aligned} \log X &= 1,85 + 0,127 k \\ &= 1,85 + 0,127 (0,0224) = 1,8528 \end{aligned}$$

$$X = 71,25$$

- Untuk  $P = 0,6 \rightarrow T = \frac{1}{0,6} = 1,67$  tahun

Dengan interpolasi pada tabel nilai  $k$ , untuk  $C_s = 0,784$  didapat nilai  $k$  :

$$\frac{(0,784 - 0,7)}{(0,8 - 0,7)} = \frac{k - (-0,216)}{(-0,232 - (-0,216))}$$

$$k = -0,23$$

$$\begin{aligned} \log X &= 1,85 + 0,127 k \\ &= 1,85 + 0,127 (-0,23) = 1,8208 \end{aligned}$$

$$X = 63,77$$

- Untuk  $P = 0,8 \rightarrow T = \frac{1}{0,8} = 1,25$  tahun

Dengan interpolasi pada tabel nilai  $k$ , untuk  $C_s = 0,784$  didapat nilai  $k$  :

$$\frac{(0,784 - 0,7)}{(0,8 - 0,7)} = \frac{k - (-0,3425)}{(-0,36 - (-0,3425))}$$

$$k = -0,3572$$

$$\log X = 1,85 + 0,127k$$

$$= 1,85 + 0,127(-0,3572) = 1,8046$$

$$X = 55,34$$

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan dalam tabel 4.16 berikut :

**Tabel 4.16** Uji Chi – Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

Sub grup	Interval Peluang Hujan	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		
Sub Grup 1	X < 55,34	2	3	1	0,333
Sub Grup 2	55,34 - 63,77	4	3	1	0,333
Sub Grup 3	63,77 - 72,25	3	3	0	0,000
Sub Grup 4	72,25 - 88,98	4	3	1	0,333
Sub Grup 5	X > 88,98	2	3	1	0,333
Jumlah		15	15		1,333

*Sumber: Hasil Perhitungan*

Dari tabel diatas didapat harga  $\chi^2 = 1,333$  dengan derajat kebebasan  $(dk) = 5 - 2 - 1 = 2$ . Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi – Kuadrat ( Tabel 2.5 ), maka nilai kritis untuk uji chi – kuadrat pada derajat kepercayaan  $(\alpha) = 5 \%$

diperoleh nilai  $X^2 = 5,991$ . Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa  $\chi^2 < X^2$  yaitu :  $1,33 < 5,991$  sehingga persamaan Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima

Tabel 4.17 Perhitungan uji distribusi Gumbel dengan metode Chi-Square

No	T (Tahun)	Xrt (mm)	S	k Gumbel	Xt (mm)
1	1,25	74,467	24,660	0,967	98,320
2	1,67	74,467	24,660	0,156	78,313
3	2,5	74,467	24,660	-0,413	64,275
4	5	74,467	24,660	-0,969	50,575

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.18 Uji chi-kuadrat distribusi Metode Gumbel

Sub grup	Interval Peluang Hujan	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		
Sub Grup 1	X < 50,575	1	3	4	1,333
Sub Grup 2	50,575 - 64,275	5	3	4	1,333
Sub Grup 3	64,275 - 77,313	5	3	4	1,333
Sub Grup 4	77,313 - 98,320	2	3	1	0,333
Sub Grup 5	X > 98,320	2	3	1	0,333
Jumlah		15	15		4,667

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas didapat harga  $\chi^2 = 4,667$  dengan derajat kebebasan ( $dk$ ) =  $5 - 2 - 1 = 2$ . Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi - Kuadrat (Tabel 2.5), maka nilai kritis untuk uji chi - kuadrat pada derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) = 5 % diperoleh nilai  $X^2 = 5,991$ . Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa  $\chi^2 < X^2$  yaitu :  $4,667 < 5,991$  sehingga persamaan Distribusi Gumbel dapat diterima

### IV.3.3 Kesimpulan analisa frekuensi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Kecocokan untuk menentukan persamaan distribusi yang dipakai ditampilkan dalam tabel 4.19. berikut :

**Tabel 4.19** Kesimpulan Uji Kecocokan

Uji Kecocokan	Perhitungan Distribusi	
	Gumbel	Log Person III
Uji Chi Square $X^2$	4.667	1.333
<i>Uji Smimov Kolmogorov</i>	0.1946	0.1921

Sumber: Hasil Perhitungan

Distribusi frekuensi yang dipakai dalam perhitungan selanjutnya (debit banjir rencana) ditentukan berdasarkan hasil perhitungan uji kesesuaian distribusi (Uji Chi Square dan *Uji Smirnov Kolmogorov*), dimana metode terpilih adalah yang memiliki *simpangan minimum*.

Dengan mengacu pada hasil perhitungan sebagaimana didapatkan dapat disimpulkan bahwa distribusi *Log Pearson Type III* mempunyai simpangan terkecil, sehingga akan dipakai pada perhitungan selanjutnya.

### IV.4 Perhitungan Unit *Hydrograph*

Untuk membuat *hydrograph* banjir pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi *hydrograph* banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak *hydrograph*, lebar dasar saluran, luas, kemiringan saluran, panjang alur terpanjang, koefisien limpasan, dan sebagainya.

Dalam perhitungan unit *hydrograph* Bendungan Seketak ini digunakan dua metode *hydrograph* satuan sintetik, yaitu : unit *hydrograph* Nakayasu dengan unit *hydrograph* Snyder–Alexejev sebagai pembanding.

#### IV.4.1 Unit *hydrograph* Nakayasu

Parameter *hydrograph* :

$$A = 9,17 \text{ km}^2$$

$$L = 7,72 \text{ km}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

$$t_r = 1 \text{ jam}$$

$$t_g = 0.4 + (0.058 \times L)$$

$$= 0,589 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + (0.8 \times t_r)$$

$$= 1,4 \text{ jam}$$

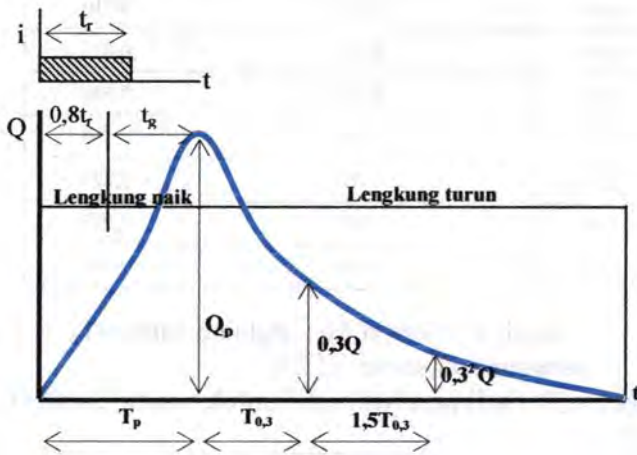
$\alpha = 3$  (untuk bagian naik *hydrograph* yang cepat dan bagian menurun yang lambat).

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

$$= 3 \times 0,589 = 1,77 \text{ jam}$$

$$Q_p = \frac{A \times R_0}{3.6 \times (0.3 \times T_p + T_{0,3})}$$

$$= \frac{9,17}{7,861} = 1,166 \text{ m}^3/\text{dtk}$$



Gambar 4.2. Contoh gambar unit *hydrograph* Metode Nakayasu

Keterangan gambar tersebut untuk mempermudah, perumusan seperti yang telah di jelaskan pada bab II Tinjauan Pustaka sub bab II.4.4.1. Dimana grafik mulai lengkung naik menggunakan rumus (2.22).

Ordinat *hydrograph* :

Naik ( $0 < t < 1,4$ )

Tabel 4.20 Ordinat Hydrograf untuk waktu naik ( $0 < t < 1,4$ )

t	$A = (t/T_p)^{2.4}$	$Q = Q_p \times A$
0,00	0,000	0,000
0,10	0,002	0,002
0,20	0,010	0,011
0,30	0,025	0,029
0,40	0,050	0,059
0,50	0,086	0,100
0,60	0,133	0,156
0,70	0,193	0,225



0,80	0,266	0,310
0,90	0,353	0,412
1,00	0,454	0,530
1,10	0,571	0,666
1,20	0,704	0,821
1,30	0,853	0,995
1,40	1,019	1,189

Dari  $T_p$  menuju ke lengkung turun ( $T_p < t < T_p + T_{0,3}$ )  
menggunakan rumus (2.23)

Tabel 4.21 Ordinat Hydrograf untuk waktu Turun ( $1,4 < t < 3,2$ )

t	$A = (t - T_p) / T_{0,3}$	$0.3^A$	$Q = Q_p \times 0.3^A$
1,50	0,063	0,927	1,082
1,60	0,119	0,866	1,010
1,70	0,176	0,809	0,944
1,80	0,233	0,756	0,882
1,90	0,289	0,706	0,800
2,00	0,346	0,659	0,769
2,10	0,402	0,616	0,719
2,20	0,459	0,575	0,671
2,30	0,516	0,538	0,627
2,40	0,572	0,502	0,586
2,50	0,629	0,469	0,547
2,60	0,685	0,438	0,511
2,70	0,742	0,409	0,477
2,80	0,799	0,382	0,446
2,90	0,855	0,357	0,417
3,00	0,912	0,334	0,389

3,10	0,968	0,312	0,364
3,20	1,025	0,291	0,340

Kemudian untuk lengkung turun berikutnya ( $T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$ ) gunakan rumus (2.24)

Tabel 4.22 Ordinart Hydrograf untuk waktu Turun ( $3,2 < t < 5,8$ )

t	$A = (t - T_p + 0.5 \times T_{0,3}) / 1.5 T_{0,3}$	$0.3^A$	$Q = Q_p \times 0.3^A$
3,30	1,054	0,281	0,328
3,40	1,092	0,269	0,313
3,50	1,130	0,257	0,299
3,60	1,168	0,245	0,286
3,70	1,205	0,234	0,273
3,80	1,243	0,224	0,261
3,90	1,281	0,214	0,250
4,00	1,318	0,204	0,239
4,10	1,356	0,195	0,228
4,20	1,394	0,187	0,218
4,30	1,432	0,178	0,208
4,40	1,469	0,170	0,199
4,50	1,507	0,163	0,190
4,60	1,545	0,156	0,182
4,70	1,583	0,149	0,174
4,80	1,620	0,142	0,166
4,90	1,658	0,136	0,158
5,00	1,696	0,130	0,151
5,10	1,733	0,124	0,145
5,20	1,771	0,119	0,138
5,30	1,809	0,113	0,132



5,40	1,847	0,108	0,126
5,50	1,884	0,103	0,121
5,60	1,922	0,099	0,115
5,70	1,960	0,094	0,110
5,80	1,998	0,090	0,105

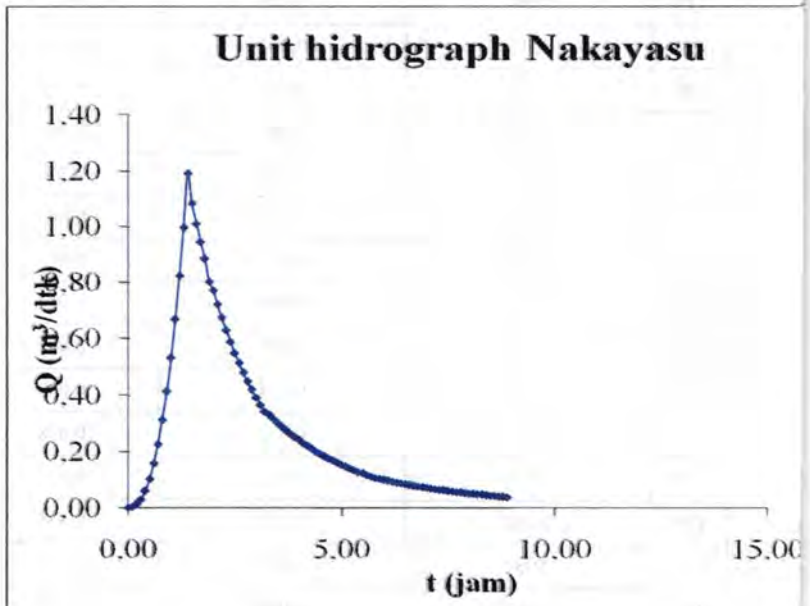
Dan pada lengkung turun yang terakhir ( $t > T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$ ) menggunakan rumus (2.25)

Tabel 4.23 Ordinat Hydrograf untuk waktu Turun ( $t > 5,80$ )

t	$A = (t - T_p + 1,5 \times T_{0,3}) / 2T_{0,3}$	$0,3^A$	$Q = Q_p \times 0,3^A$
5,90	2,026	0,087	0,102
6,00	2,055	0,084	0,098
6,10	2,083	0,081	0,095
6,20	2,111	0,079	0,092
6,30	2,140	0,076	0,089
6,40	2,168	0,074	0,086
6,50	2,196	0,071	0,083
6,60	2,225	0,069	0,080
6,70	2,253	0,066	0,077
6,80	2,281	0,064	0,075
6,90	2,309	0,062	0,072
7,00	2,338	0,060	0,070
7,10	2,366	0,058	0,068
7,20	2,394	0,056	0,065
7,30	2,423	0,054	0,063
7,40	2,451	0,052	0,061
7,50	2,479	0,051	0,059
7,60	2,507	0,049	0,057
7,70	2,536	0,047	0,055

7,80	2,564	0,046	0,053
7,90	2,592	0,044	0,051
8,00	2,621	0,043	0,050
8,10	2,649	0,041	0,048
8,20	2,677	0,040	0,046
8,30	2,706	0,038	0,045
8,40	2,734	0,037	0,043
8,50	2,762	0,036	0,042
8,60	2,790	0,035	0,041
8,70	2,819	0,034	0,039
8,80	2,847	0,032	0,038
8,90	2,875	0,031	0,037
9,00	2,904	0,030	0,035
9,10	2,932	0,029	0,034
9,20	2,960	0,028	0,033
9,30	2,989	0,027	0,032
9,40	3,017	0,026	0,031
9,50	3,045	0,026	0,030
9,60	3,073	0,025	0,029
9,70	3,102	0,024	0,028

Hasil dari tabel perhitungan di atas, kemudian di plotkan ke grafik unit *hydrograph* terdiri dari parameter waktu (jam) pada kolom 1 dengan debit ( $m^3/detik$ ) yang terjadi pada kolom 4.



Gambar 4.3. Unit *hydrograph* Metode Nakayasu

Catatan : Hasil dari unit *hydrograph* Metode Nakayasu ini kemudian akan di masukkan ke dalam perhitungan curah hujan efektif periode ulang pada bab IV.6, yang nantinya akan dibandingkan dengan metode Snyder - Alexejev.

#### IV.4.2 Unit *hydrograph* Snyder – Alexejev

Parameter *hydrograph* :

$$A = 9170000 \text{ m}^2$$

$$= 9,17 \text{ km}^2$$

$$L = 7,72 \text{ km}$$

$$L_c = 4,333 \text{ km}$$

$$C_t = 1.1 \text{ sampai } 1.4 \rightarrow \text{pakai } 1.4$$

$$C_p = 0.56 \text{ sampai } 0.69 \rightarrow \text{pakai } 0.56$$

$$R_0 = 1 \text{ mm} \\ = 0.001 \text{ m}$$

$$n = 0.3$$

$$t_r = 1 \text{ jam}$$

$$t_p = C_t \times (L \times L_c)^n \\ = 1.4 \times (7,72 \times 4,333)^{0,3} \\ = 2,2851 \text{ jam}$$

$$t_e = \frac{t_p}{5.5} = \frac{2,2851}{5.5} = 0,415472 \text{ jam}$$

$t_e < t_r \rightarrow$  maka tidak perlu koreksi

$$T_p = t_p + 0.5 \\ = 2,2851 + 0.5 \\ = 2,7851 \text{ jam} \\ = 10026,33826 \text{ dtk}$$

$$q_p = 0.278 \times \frac{C_p}{T_p} \\ = 0.278 \times \frac{0.56}{2,7851} \\ = 0.056 \text{ m}^3/\text{dtk}/\text{km}^2$$

$$Q_p = q_p \times A \\ = 0.056 \times 9,17 \\ = 0.513 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$\lambda = \frac{Q_p \times T_p}{R_0 \times A} \\ = \frac{0.513 \times 10026,33826}{0.001 \times 9170000} \\ = 0.056$$

$$a = 1.32\lambda^2 + 0.15\lambda + 0.045 \\ = 1.32(0.056)^2 + 0.15(0.056) + 0.045 \\ = 0.0575$$



Persamaan  $x$  :

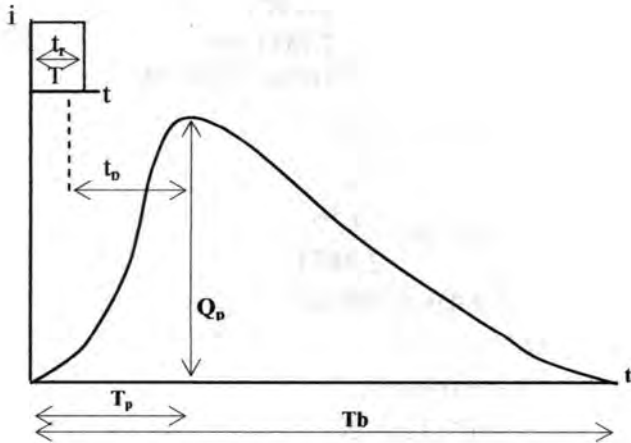
$$x = \frac{t}{T_p}$$

Persamaan  $Y$  :

$$Y = 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}$$

Persamaan  $Q$  :

$$Q = Y \times Q_p$$



Gambar 4.4 Contoh unit *hydrograph* Metode Snyder – Alexejev

Keterangan gambar tersebut untuk mempermudah, perumusan seperti yang telah di jelaskan pada bab II Tinjauan Pustaka sub bab II.4.4.2.

Dalam kolom 1 ini dimasukkan nilai  $x$ , maka pada kolom 2 mencari  $t$  waktu (jam) dengan rumus  $x$  dikalikan dengan nilai  $T_p$ . Kolom 3 diisikan dengan persamaan  $Y$ , dan kolom 4 diisikan persamaan  $Q$ .

Ordinat *hydrograph* :

Tabel 4.24 Ordinat Hydrograf Snyder-Alexejev

$x=t/T_p$	$t = x * T_p$ ( Jam)	y	$Q = Y \cdot Q_p$ $m^3/dt$
0,0	0,0	0,000	0,0000
0,1	0,28	0,342	0,1753
0,2	0,56	0,654	0,3355
0,3	0,84	0,805	0,4128
0,4	1,11	0,888	0,4550
0,5	1,39	0,936	0,4797
0,6	1,67	0,965	0,4948
0,7	1,95	0,983	0,5039
0,8	2,23	0,993	0,5092
0,9	2,51	0,999	0,5118
1,0	2,79	1,000	0,5126
1,1	3,06	0,999	0,5120
1,2	3,34	0,996	0,5103
1,3	3,62	0,991	0,5079
1,4	3,90	0,985	0,5049
1,5	4,18	0,978	0,5014
1,6	4,46	0,971	0,4975
1,7	4,73	0,963	0,4934
1,8	5,01	0,954	0,4890
1,9	5,29	0,945	0,4844
2,0	5,57	0,936	0,4797
2,1	5,85	0,927	0,4749
2,2	6,13	0,917	0,4700
2,3	6,41	0,907	0,4650
2,4	6,68	0,897	0,4600



2,5	6,96	0,888	0,4550
2,6	7,24	0,878	0,4499
2,7	7,52	0,868	0,4448
2,8	7,80	0,858	0,4397
2,9	8,08	0,848	0,4346
3,0	8,36	0,838	0,4296
3,1	8,63	0,828	0,4245
3,2	8,91	0,818	0,4195
3,3	9,19	0,809	0,4145
3,4	9,47	0,799	0,4095
3,5	9,75	0,789	0,4046
3,6	10,03	0,780	0,3997
3,7	10,30	0,770	0,3948
3,8	10,58	0,761	0,3900
3,9	10,86	0,751	0,3852
4,0	11,14	0,742	0,3805
4,1	11,42	0,733	0,3757
4,2	11,70	0,724	0,3711
4,3	11,98	0,715	0,3665
4,4	12,25	0,706	0,3619
4,5	12,53	0,697	0,3574
4,6	12,81	0,688	0,3529
4,7	13,09	0,680	0,3485
4,8	13,37	0,671	0,3441
4,9	13,65	0,663	0,3397
5,0	13,93	0,654	0,3355
5,1	14,20	0,646	0,3312
5,2	14,48	0,638	0,3270
5,3	14,76	0,630	0,3229
5,4	15,04	0,622	0,3188

5,5	15,32	0,614	0,3147
5,6	15,60	0,606	0,3107
5,7	15,88	0,598	0,3067
5,8	16,15	0,591	0,3028
5,9	16,43	0,583	0,2990
6,0	16,71	0,576	0,2951
6,1	16,99	0,568	0,2914
6,2	17,27	0,561	0,2876
6,3	17,55	0,554	0,2839
6,4	17,82	0,547	0,2803
6,5	18,10	0,540	0,2767
6,6	18,38	0,533	0,2731
6,7	18,66	0,526	0,2696
6,8	18,94	0,519	0,2661
6,9	19,22	0,513	0,2627
7,0	19,50	0,506	0,2593
7,1	19,77	0,499	0,2560
7,2	20,05	0,493	0,2527
7,3	20,33	0,487	0,2494
7,4	20,61	0,480	0,2462
7,5	20,89	0,474	0,2430
7,6	21,17	0,468	0,2399
7,7	21,45	0,462	0,2368
7,8	21,72	0,456	0,2337
7,9	22,00	0,450	0,2307
8,0	22,28	0,444	0,2277
8,1	22,56	0,438	0,2247
8,2	22,84	0,433	0,2218

8,3	23,12	0,427	0,2189
8,4	23,39	0,422	0,2161
8,5	23,67	0,416	0,2133
8,6	23,95	0,411	0,2105
8,7	24,23	0,405	0,2078
8,8	24,51	0,400	0,2051
8,9	24,79	0,395	0,2024
9,0	25,07	0,390	0,1998

Hasil dari tabel perhitungan di atas, kemudian di plotkan ke grafik unit *hydrograph* terdiri dari parameter waktu (jam) dengan Debit ( $m^3$ /detik) yang terjadi.



Gambar 4.5 Unit *hydrograph* Metode Snyder – Alexejev

Catatan : Hasil dari unit *hydrograph* Metode Snyder – Alexejev ini kemudian akan di masukkan ke dalam perhitungan curah hujan efektif periode ulang pada bab IV.6, kemudian akan dibandingkan dengan metode Nakayasu.

#### IV.5 Perhitungan Curah Hujan Efektif Periode Ulang

Hasil perhitungan unit *hydrograph* Nakayasu dan Snyder – Alexejev dipakai untuk mencari *hydrograph* banjir periode ulang 50 tahun melalui hasil perkalian antara masing-masing unit *hydrograph* dengan curah hujan efektif.

Dalam memperkirakan besarnya aliran yang terjadi akibat hujan, perlu diperhatikan kemampuan lahan untuk menyerap hujan yang ada. Untuk itu perlu dicari tinggi hujan efektif dengan cara mengalikan tinggi hujan dengan koefisien pengaliran lahan yang ada. Dari kondisi existing dilapangan, keadaan daerah pengaliran pada lokasi studi termasuk daerah pegunungan bergunung dan curam, dengan mengacu pada tabel 4.25 berikut maka ditetapkan untuk koefisien aliran (C) sebesar 0,8.

Tabel 4.25 Harga koefisien aliran (C) dilihat berdasarkan kondisi daerah alirannya

Keadaan daerah pengaliran	Koefisien aliran C
bergunung dan curam	0,75 - 0,90
pegunungan tersier	0,70 - 0,80
sungai bergunung	0,75 - 0,85
tanah dasar yang ditanami	0,15 - 0,60
sungai dataran	0,45 - 0,75
sawah waktu diairi	0,70 - 0,80
pemukiman perumahan	0,30 - 0,50
apartemen	0,50 - 0,75
daerah industri ringan	0,50 - 0,80
daerah industri berat	0,60 - 0,90
paving area	0,70 - 0,95

(Sumber : Sosrodarsono, 1981. **Bendungan Type Urugan**)

Sebelumnya perlu diketahui distribusi hujan yang terjadi dengan hujan terpusat 5 jam.

$$R_{50}^5 = R_{24} \times C$$

$$R_{50}^5 = 156,377 \times 0,8 = 125,102 \text{ mm}$$

Diasumsikan lama hujan yang terjadi selama 5 jam

Perhitungan rata – rata hujan sampai jam ke  $t$  adalah :

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{t} \right)^{2/3}$$

Perhitungan distribusi tinggi hujan pada jam ke  $t$  :

$$R'_t = t.R_t - (t-1).R_{(t-1)}$$

Perhitungan curah hujan efektif periode ulang 50 tahun ditabelkan dalam tabel 4.26 sebagai berikut :

Tabel 4.26 Perhitungan distribusi curah hujan efektif periode ulang 50 tahun

Jam ke- (t)	R <sub>50</sub> (mm)	R <sub>50'</sub>	R <sub>50'</sub>
		125,10 (mm)	12,51 (cm)
0.5	116,13	58,1	5,8
1	73,16	15,1	1,5
1.5	55,83	10,6	1,1
2	46,09	8,4	0,8
2.5	39,72	7,1	0,7
3	35,17	6,2	0,6
3.5	31,74	5,6	0,6
4	29,03	5,1	0,5
4.5	26,84	4,7	0,5
5	25,02	4,3	0,4

Sumber : Hasil Perhitungan



0,80	0,31	18,001	0,438									18,438
0,90	0,412	23,924	0,890									24,814
1,00	0,53	30,776	1,509	0,000								32,285
1,10	0,666	38,673	2,355	0,021								41,048
1,20	0,821	47,673	3,396	0,116								51,185
1,30	0,995	57,777	4,679	0,307								62,763
1,40	1,189	69,042	6,218	0,625								75,885
1,50	1,082	62,828	7,999	1,059	0,000							71,886
1,60	1,01	58,648	10,052	1,652	0,017							70,368
1,70	0,944	54,815	12,391	2,382	0,093							69,681
1,80	0,882	51,215	15,018	3,282	0,244							69,759
1,90	0,8	46,454	17,946	4,362	0,497							69,258
2,00	0,769	44,654	16,331	5,611	0,843	0,000						67,438
2,10	0,719	41,750	15,244	7,051	1,315	0,014						65,374
2,20	0,671	38,963	14,248	8,692	1,896	0,078						63,877
2,30	0,627	36,408	13,312	10,534	2,613	0,206						63,073
2,40	0,586	34,027	12,074	12,588	3,473	0,420						62,582

2,50	0,547	31,763	11,607	11,455	4,467	0,712	0,000					60,003
2,60	0,511	29,672	10,852	10,693	5,613	1,110	0,012					57,953
2,70	0,477	27,698	10,127	9,994	6,920	1,602	0,068					56,409
2,80	0,446	25,898	9,463	9,338	8,386	2,207	0,180					55,472
2,90	0,417	24,214	8,844	8,470	10,021	2,933	0,367					54,849
3,00	0,389	22,588	8,256	8,141	9,120	3,773	0,622	0,000				52,500
3,10	0,364	21,136	7,713	7,612	8,513	4,741	0,971	0,011				50,696
3,20	0,34	19,743	7,199	7,104	7,957	5,844	1,400	0,061				49,308
3,30	0,328	19,046	6,731	6,638	7,434	7,082	1,929	0,161				49,022
3,40	0,313	18,175	6,294	6,204	6,743	8,463	2,563	0,328				48,771
3,50	0,299	17,362	5,871	5,791	6,482	7,702	3,298	0,556	0,000			47,061
3,60	0,286	16,607	5,494	5,410	6,060	7,189	4,144	0,868	0,010			45,782
3,70	0,273	15,852	5,132	5,050	5,656	6,719	5,108	1,252	0,056			44,824
3,80	0,261	15,155	4,951	4,722	5,285	6,278	6,191	1,725	0,147			44,453
3,90	0,250	14,517	4,724	4,415	4,939	5,694	7,398	2,292	0,298			44,277
4,00	0,239	13,878	4,513	4,118	4,610	5,474	6,732	2,948	0,506	0,000		42,779
4,10	0,228	13,239	4,317	3,854	4,307	5,118	6,284	3,705	0,789	0,009		41,622



4,20	0,218	12,659	4,120	3,600	4,020	4,776	5,874	4,567	1,138	0,051		40,805
4,30	0,208	12,078	3,939	3,473	3,759	4,463	5,488	5,535	1,567	0,135		40,437
4,40	0,199	11,555	3,773	3,314	3,515	4,171	4,978	6,614	2,083	0,274		40,278
4,50	0,190	11,033	3,607	3,166	3,279	3,894	4,785	6,019	2,680	0,465	0,000	38,926
4,60	0,182	10,568	3,441	3,028	3,068	3,637	4,474	5,619	3,367	0,725	0,009	37,936
4,70	0,174	10,104	3,290	2,890	2,866	3,395	4,175	5,251	4,151	1,046	0,047	37,216
4,80	0,166	9,639	3,139	2,763	2,765	3,175	3,901	4,907	5,031	1,442	0,125	36,886
4,90	0,158	9,175	3,004	2,647	2,638	2,968	3,646	4,450	6,012	1,916	0,255	36,710
5,00	0,151	8,768	2,868	2,530	2,520	2,769	3,403	4,278	5,471	2,465	0,432	35,503
5,10	0,145	8,420	2,747	2,414	2,411	2,591	3,179	4,000	5,107	3,097	0,673	34,638
5,20	0,138	8,013	2,626	2,308	2,301	2,420	2,968	3,733	4,773	3,818	0,971	33,931
5,30	0,132	7,665	2,505	2,202	2,200	2,335	2,775	3,488	4,459	4,627	1,338	33,594
5,40	0,126	7,316	2,385	2,107	2,107	2,228	2,595	3,260	4,045	5,529	1,779	33,350
5,50	0,121	7,026	2,279	2,012	2,014	2,128	2,420	3,043	3,888	5,031	2,288	32,130
5,60	0,115	6,678	2,188	1,927	1,922	2,036	2,265	2,843	3,635	4,697	2,875	31,065
5,70	0,110	6,387	2,083	1,842	1,837	1,943	2,115	2,654	3,393	4,390	3,544	30,188

5,80	0,105	6,097	1,992	1,757	1,753	1,858	2,041	2,481	3,170	4,101	4,295	29,546
5,90	0,102	5,923	1,902	1,673	1,677	1,780	1,947	2,320	2,963	3,720	5,133	29,037
6,00	0,098	5,691	1,826	1,599	1,601	1,701	1,860	2,164	2,766	3,576	4,671	27,455
6,10	0,095	5,516	1,736	1,535	1,534	1,623	1,779	2,025	2,584	3,343	4,360	26,036
6,20	0,092	5,342	1,660	1,461	1,467	1,552	1,699	1,891	2,412	3,120	4,075	24,679
6,30	0,089	5,168	1,585	1,397	1,399	1,481	1,624	1,825	2,255	2,916	3,808	23,457
6,40	0,086	4,994	1,539	1,334	1,332	1,416	1,556	1,741	2,108	2,725	3,454	22,199
6,50	0,083	4,820	1,479	1,281	1,273	1,352	1,487	1,663	1,967	2,544	3,320	21,185
6,60	0,080	4,645	1,434	1,218	1,222	1,295	1,419	1,591	1,840	2,376	3,104	20,144
6,70	0,077	4,471	1,389	1,165	1,163	1,239	1,356	1,519	1,719	2,218	2,897	19,135
6,80	0,075	4,355	1,343	1,112	1,113	1,182	1,294	1,452	1,658	2,074	2,707	18,289
6,90	0,072	4,181	1,298	1,080	1,062	1,125	1,238	1,391	1,583	1,939	2,530	17,426
7,00	0,070	4,065	1,253	1,038	1,020	1,075	1,182	1,330	1,512	1,809	2,361	16,643
7,10	0,068	3,949	1,207	1,006	0,969	1,032	1,132	1,268	1,446	1,693	2,206	15,909
7,20	0,065	3,774	1,162	0,974	0,927	0,982	1,083	1,213	1,380	1,581	2,059	15,136
7,30	0,063	3,658	1,132	0,942	0,885	0,940	1,033	1,157	1,320	1,525	1,925	14,517



0,40	0,2451	14,235										14,235
0,50	0,3027	17,575	0,000									17,575
0,60	0,3474	20,172	0,950									21,122
0,70	0,3752	21,786	1,900									23,685
0,80	0,4030	23,399	2,832									26,231
0,90	0,4226	24,539	3,700									28,239
1,00	0,4377	25,417	4,568	0,000								29,985
1,10	0,4528	26,295	5,243	0,666								32,205
1,20	0,4626	26,862	5,663	1,332								33,857
1,30	0,4715	27,378	6,082	1,986								35,447
1,40	0,4801	27,880	6,378	2,595								36,853
1,50	0,4855	28,194	6,606	3,204	0,000							38,004
1,60	0,4909	28,508	6,835	3,678	0,530							39,551
1,70	0,4957	28,786	6,982	3,972	1,061							40,801
1,80	0,4990	28,976	7,116	4,266	1,581							41,940
1,90	0,5023	29,167	7,247	4,474	2,066							42,954
2,00	0,5049	29,317	7,328	4,634	2,551	0,000						43,830



2,10	0,5068	29,427	7,410	4,794	2,928	0,448						45,007
2,20	0,5087	29,537	7,482	4,898	3,162	0,896						45,974
2,30	0,5099	29,607	7,532	4,992	3,396	1,336						46,862
2,40	0,5108	29,662	7,581	5,083	3,562	1,745						47,633
2,50	0,5118	29,717	7,620	5,140	3,689	2,154	0,000					48,321
2,60	0,5121	29,735	7,649	5,198	3,817	2,473	0,392					49,262
2,70	0,5124	29,751	7,677	5,248	3,899	2,671	0,783					50,029
2,80	0,5125	29,762	7,696	5,283	3,974	2,868	1,167					50,750
2,90	0,5123	29,749	7,710	5,318	4,047	3,008	1,525					51,357
3,00	0,5121	29,736	7,724	5,345	4,092	3,116	1,883	0,000				51,897
3,10	0,5117	29,716	7,729	5,365	4,138	3,223	2,162	0,350				52,683
3,20	0,5112	29,682	7,733	5,385	4,178	3,293	2,334	0,700				53,305
3,30	0,5106	29,647	7,736	5,398	4,206	3,356	2,507	1,044				53,894
3,40	0,5098	29,604	7,733	5,408	4,234	3,418	2,629	1,364				54,388
3,50	0,5089	29,553	7,729	5,418	4,255	3,456	2,723	1,684	0,000			54,819
3,60	0,5081	29,503	7,724	5,421	4,271	3,495	2,818	1,933	0,318			55,482
3,70	0,5070	29,442	7,715	5,424	4,287	3,529	2,878	2,087	0,636			55,999

3,80	0,5060	29,379	7,706	5,426	4,297	3,552	2,934	2,242	0,949			56,485
3,90	0,5049	29,316	7,695	5,424	4,305	3,575	2,987	2,351	1,239			56,893
4,00	0,5036	29,243	7,682	5,422	4,313	3,594	3,021	2,435	1,530	0,000		57,240
4,10	0,5024	29,171	7,668	5,418	4,316	3,607	3,055	2,519	1,756	0,293		57,803
4,20	0,5011	29,096	7,653	5,412	4,318	3,621	3,084	2,573	1,897	0,585		58,240
4,30	0,4997	29,016	7,636	5,405	4,320	3,629	3,105	2,623	2,037	0,872		58,644
4,40	0,4983	28,935	7,620	5,397	4,318	3,636	3,125	2,671	2,137	1,140		58,979
4,50	0,4969	28,852	7,601	5,388	4,316	3,643	3,141	2,701	2,213	1,407	0,000	59,263
4,60	0,4954	28,765	7,582	5,379	4,313	3,645	3,153	2,731	2,290	1,615	0,272	59,746
4,70	0,4939	28,679	7,563	5,368	4,308	3,647	3,165	2,758	2,339	1,745	0,543	60,114
4,80	0,4923	28,589	7,542	5,357	4,303	3,648	3,172	2,776	2,384	1,874	0,810	60,455
4,90	0,4908	28,498	7,521	5,345	4,297	3,647	3,178	2,794	2,428	1,965	1,058	60,731
5,00	0,4892	28,406	7,499	5,332	4,290	3,645	3,184	2,809	2,455	2,035	1,307	60,962
5,10	0,4876	28,312	7,477	5,318	4,282	3,643	3,186	2,819	2,482	2,106	1,500	61,125
5,20	0,4859	28,217	7,454	5,305	4,274	3,638	3,188	2,830	2,506	2,151	1,620	61,183
5,30	0,4843	28,121	7,431	5,290	4,264	3,634	3,189	2,836	2,523	2,192	1,740	61,222
5,40	0,4826	28,023	7,407	5,276	4,255	3,629	3,188	2,842	2,540	2,233	1,824	61,216

5,50	0,4809	27,925	7,384	5,260	4,245	3,623	3,186	2,847	2,553	2,258	1,890	61,170
5,60	0,4792	27,826	7,359	5,245	4,234	3,617	3,184	2,849	2,562	2,283	1,955	61,113
5,70	0,4775	27,726	7,334	5,229	4,223	3,609	3,180	2,850	2,572	2,305	1,997	61,026
5,80	0,4757	27,625	7,309	5,212	4,212	3,601	3,177	2,851	2,578	2,320	2,035	60,922
5,90	0,4740	27,524	7,284	5,196	4,200	3,594	3,172	2,850	2,583	2,336	2,073	60,811
6,00	0,4723	27,423	7,258	5,179	4,188	3,585	3,167	2,849	2,587	2,348	2,096	60,680
6,10	0,4705	27,320	7,233	5,162	4,175	3,576	3,161	2,847	2,589	2,356	2,119	60,539
6,20	0,4687	27,216	7,207	5,145	4,163	3,567	3,155	2,844	2,590	2,365	2,140	60,391
6,30	0,4669	27,113	7,180	5,127	4,150	3,557	3,148	2,840	2,591	2,371	2,154	60,232
6,40	0,4651	27,009	7,154	5,109	4,136	3,547	3,141	2,836	2,590	2,375	2,168	60,067
6,50	0,4633	26,904	7,128	5,091	4,123	3,537	3,133	2,831	2,589	2,380	2,180	59,897
6,60	0,4615	26,800	7,101	5,073	4,109	3,526	3,126	2,826	2,587	2,381	2,188	59,718
6,70	0,4597	26,695	7,074	5,055	4,096	3,516	3,118	2,821	2,584	2,382	2,196	59,537
6,80	0,4579	26,590	7,047	5,037	4,082	3,505	3,109	2,815	2,581	2,383	2,201	59,350
6,90	0,4561	26,484	7,020	5,018	4,068	3,493	3,100	2,809	2,578	2,382	2,205	59,158
7,00	0,4543	26,379	6,993	5,000	4,053	3,482	3,092	2,802	2,573	2,381	2,209	58,964
7,10	0,4525	26,273	6,966	4,981	4,039	3,471	3,082	2,795	2,569	2,380	2,211	58,766

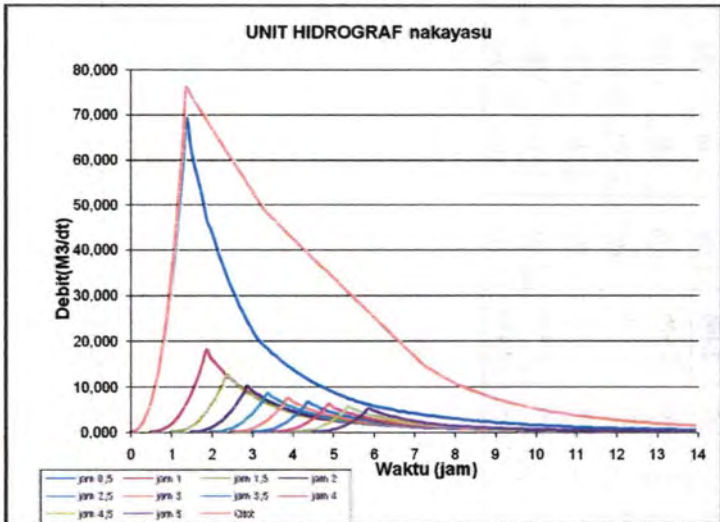
7,20	0,4506	26,167	6,939	4,962	4,024	3,459	3,073	2,787	2,564	2,377	2,212	58,564
7,30	0,4488	26,062	6,911	4,943	4,010	3,447	3,063	2,780	2,558	2,374	2,213	58,361
7,40	0,4470	25,956	6,884	4,924	3,995	3,435	3,054	2,772	2,553	2,371	2,212	58,155
7,50	0,4452	25,850	6,857	4,905	3,981	3,423	3,044	2,764	2,546	2,367	2,211	57,947
7,60	0,4433	25,744	6,829	4,886	3,966	3,411	3,034	2,756	2,540	2,363	2,209	57,737
7,70	0,4415	25,638	6,802	4,867	3,950	3,399	3,023	2,748	2,533	2,358	2,207	57,524
7,80	0,4397	25,532	6,774	4,848	3,935	3,386	3,013	2,739	2,526	2,353	2,204	57,311
7,90	0,4379	25,426	6,746	4,829	3,920	3,374	3,003	2,730	2,519	2,348	2,201	57,096
8,00	0,4360	25,320	6,719	4,810	3,905	3,362	2,992	2,721	2,512	2,342	2,197	56,880
8,10	0,4342	25,214	6,691	4,790	3,890	3,349	2,982	2,712	2,505	2,336	2,193	56,663
8,20	0,4324	25,108	6,664	4,771	3,875	3,336	2,971	2,703	2,497	2,330	2,189	56,444
8,30	0,4306	25,003	6,636	4,752	3,860	3,324	2,960	2,694	2,489	2,324	2,184	56,225
8,40	0,4288	24,897	6,609	4,732	3,844	3,311	2,949	2,685	2,481	2,317	2,180	56,005
8,50	0,4269	24,791	6,581	4,713	3,829	3,298	2,938	2,675	2,473	2,310	2,174	55,784
8,60	0,4251	24,687	6,554	4,694	3,814	3,285	2,927	2,666	2,465	2,304	2,169	55,563
8,70	0,4233	24,582	6,526	4,674	3,798	3,272	2,916	2,656	2,457	2,297	2,163	55,342
8,80	0,4215	24,477	6,499	4,655	3,783	3,259	2,905	2,647	2,449	2,289	2,157	55,120



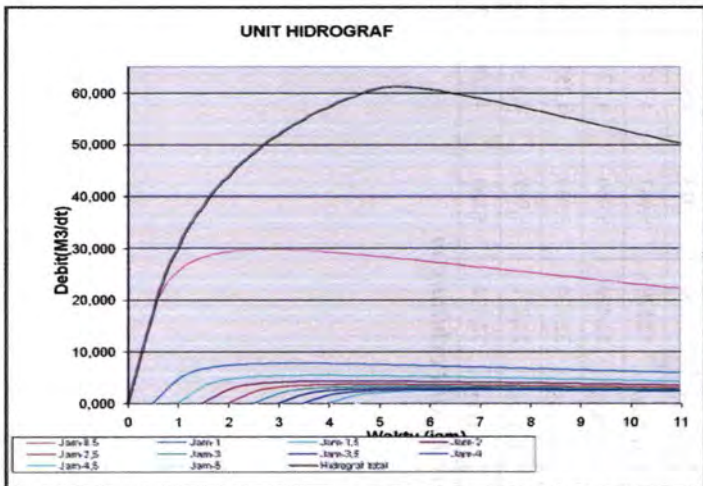
8,90	0,4197	24,372	6,471	4,636	3,767	3,247	2,894	2,637	2,440	2,282	2,151	54,898
9,00	0,4179	24,268	6,444	4,616	3,752	3,234	2,883	2,627	2,431	2,275	2,145	54,675
9,10	0,4161	24,163	6,417	4,597	3,737	3,221	2,872	2,617	2,423	2,267	2,139	54,452
9,20	0,4143	24,059	6,389	4,578	3,721	3,208	2,860	2,607	2,414	2,260	2,132	54,229
9,30	0,4126	23,956	6,362	4,559	3,706	3,195	2,849	2,597	2,405	2,252	2,125	54,006
9,40	0,4108	23,852	6,335	4,539	3,691	3,182	2,838	2,588	2,397	2,244	2,119	53,783
9,50	0,4090	23,748	6,308	4,520	3,675	3,169	2,827	2,578	2,388	2,236	2,112	53,560
9,60	0,4072	23,645	6,281	4,501	3,660	3,156	2,815	2,568	2,379	2,228	2,105	53,337
9,70	0,4054	23,542	6,254	4,482	3,645	3,143	2,804	2,557	2,370	2,220	2,098	53,114
9,80	0,4037	23,440	6,227	4,463	3,629	3,130	2,793	2,547	2,361	2,212	2,091	52,892
9,90	0,4019	23,338	6,200	4,444	3,614	3,117	2,781	2,537	2,352	2,204	2,083	52,669
10,00	0,4001	23,235	6,173	4,425	3,599	3,104	2,770	2,527	2,343	2,196	2,076	52,447
10,10	0,3984	23,134	6,146	4,406	3,583	3,091	2,758	2,517	2,334	2,188	2,069	52,225
10,20	0,3966	23,032	6,119	4,387	3,568	3,078	2,747	2,507	2,324	2,179	2,061	52,003
10,30	0,3949	22,931	6,093	4,368	3,553	3,065	2,736	2,497	2,315	2,171	2,054	51,781
10,40	0,3932	22,830	6,066	4,349	3,538	3,052	2,724	2,487	2,306	2,163	2,046	51,561
10,50	0,3914	22,729	6,039	4,330	3,522	3,039	2,713	2,476	2,297	2,155	2,039	51,340

10,60	0,3897	22,629	6,013	4,311	3,507	3,026	2,702	2,466	2,288	2,146	2,031	51,119
10,70	0,3880	22,529	5,987	4,292	3,492	3,013	2,690	2,456	2,278	2,138	2,023	50,900
10,80	0,3863	22,429	5,960	4,274	3,477	3,000	2,679	2,446	2,269	2,129	2,016	50,680
10,90	0,3845	22,330	5,934	4,255	3,462	2,988	2,668	2,436	2,260	2,121	2,008	50,461
11,00	0,3828	22,231	5,908	4,236	3,447	2,975	2,656	2,426	2,251	2,112	2,000	50,242
11,10	0,3811	22,132	5,882	4,218	3,432	2,962	2,645	2,416	2,242	2,104	1,992	50,024

*Sumber: Hasil Perhitungan*



Gambar 4.6 *Hydrograph* hujan 50 tahun metode Nakayasu



Gambar 4.7 *Hydrograph* hujan 50 tahun metode Snyder – Alexeev

Hasil perhitungan debit maksimum (debit puncak) *hydrograph* dengan metode Nakayasu dan Snyder – Alexejev diatas untuk curah hujan periode ulang 50 tahunan sebesar 125,102 mm, disimpulkan pada tabel 4.29

Tabel 4.29 Perbandingan debit maksimum dengan  $Q_{50}$

Metode	Waktu puncak (Jam)	Debit maksimum ( $m^3/dtk$ )
Nakayasu	1,4	75,885
Snyder - Alexejev	5,3	61,22

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel 4.28 diatas dapat dilihat bahwa debit maksimum terbesar adalah  $75.885 m^3/dtk$ , sehingga untuk perhitungan selanjutnya digunakan *hydrograph* dengan Metode Nakayasu. Selain karena pertimbangan keamanan, berdasarkan CD Soemarto dalam “Hidrologi Teknik” hidrograf satuan sintetik *Nakayasu* ini banyak digunakan dalam perencanaan bendungan-bendungan dan perbaikan sungai di Proyek Brantas (Jawa Timur).

#### IV.6 Lengkung kapasitas waduk

Lengkung kapasitas waduk adalah grafik hubungan antara elevasi dengan luas dan volume suatu waduk. Untuk menghitung luas waduk dihitung berdasarkan luasan tiap elevasi atau kontur, kumulatif dari lengkung luas dan elevasi tersebut merupakan lengkung kapasitas waduk. Pertambahan tampungan antara dua elevasi dihitung dengan mengalikan luas rata-rata pada elevasi tersebut dengan perbedaan antara dua elevasi tersebut. Akumulasi seluruh pertambahan dibawah suatu elevasi tertentu merupakan volume tampungan waduk tersebut. Perhitungan luasan tiap elevasi pada DAS Bendungan Seketak ini dihitung menggunakan program AutoCAD dengan beda elevasi masing – masing kontur

sebesar 1 m. Hasil perhitungan luas waduk pada masing-masing elevasi ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.30 Perhitungan luas kontur masing – masing elevasi

No	Elevasi	Selisih Elevasi (m)	Luas Kontur (m2)
1	163	-	55,8312
2	164	1	514,6631
3	165	1	1345,6215
4	166	1	1958,6073
5	167	1	2765,8291
6	168	1	3900,3035
7	169	1	4880,2447
8	170	1	5874,5051
9	171	1	7940,2531
10	172	1	9793,7047
11	173	1	11879,71
12	174	1	14141,1336
13	175	1	16317,993
14	176	1	18833,5182
15	177	1	21596,5211
16	178	1	25690,3674
17	179	1	33222,7053
18	180	1	35531,9028
19	181	1	40860,7646
20	182	1	46865,759
21	183	1	53667,8608
22	184	1	62455,4036
23	185	1	70416,3596

Sumber: Hasil Perhitungan

Contoh perhitungan volume antara kontur +163.00 dan +164.00 sebagai berikut :

Dari tabel di atas didapat :

$$F_{163.00} = 55,8312 \text{ m}^2$$

$$F_{164.00} = 514,6631 \text{ m}^2$$

Volume antara kontur + 163.00 dan + 164.00 dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{164.00} &= \frac{1}{3} \times 1 \times \left( F_{163.00} + F_{164.00} + \sqrt{F_{163.00} \times F_{164.00}} \right) \\ &= \frac{1}{3} \times 1 \times \left( 55,8312 + 514,6631 + \sqrt{55,8312 \times 514,6631} \right) \\ &= 246,67 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan volume antara 2 kontur yang lain ditabelkan dalam tabel sebagai berikut :

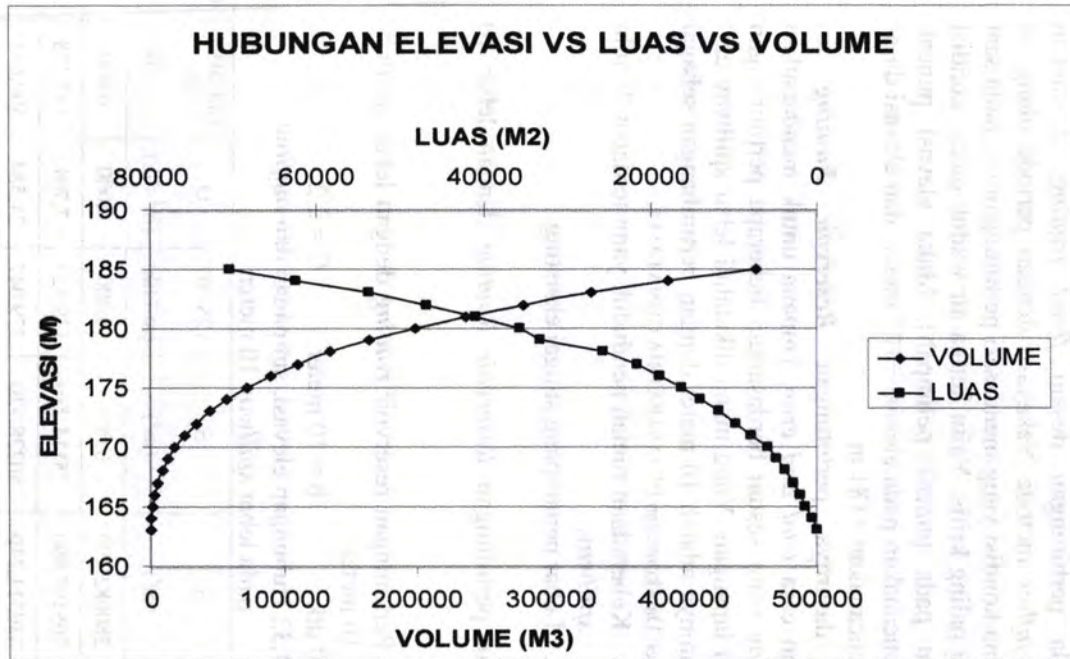
Tabel 4.31 Perhitungan lengkung kapasitas waduk

No	Elevasi	Selisih El(m)	Luas Kontur (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Vol Kom. (m <sup>3</sup> )
1	163	-	55,8312	0	0
2	164	1	514,6631	246,67	246,67
3	165	1	1345,6215	897,49	1144,16
4	166	1	1958,6073	1642,55	2786,72
5	167	1	2765,8291	2350,64	5137,35
6	168	1	3900,3035	3316,86	8454,21
7	169	1	4880,2447	4381,13	12835,35
8	170	1	5874,5051	5369,70	18205,04
9	171	1	7940,2531	6881,49	25086,54
10	172	1	9793,7047	8850,79	33937,33
11	173	1	11879,71	10819,94	44757,27
12	174	1	14141,1336	12994,01	57751,28
13	175	1	16317,993	15216,58	72967,86
14	176	1	18833,5182	17560,73	90528,60
15	177	1	21596,5211	20199,27	110727,86
16	178	1	25690,3674	23613,85	134341,71
17	179	1	33222,7053	29375,95	163717,67

18	180	1	<b>35531,9028</b>	34370,84	198088,51
19	181	1	<b>40860,7646</b>	38165,32	236253,82
20	182	1	<b>46865,759</b>	43828,97	280082,79
21	183	1	<b>53667,8608</b>	50228,41	330311,21
22	184	1	<b>62455,4036</b>	58006,14	388317,34
23	185	1	<b>70416,3596</b>	66396,10	454713,44

*Sumber: Hasil Perhitungan*

Setelah itu di gambarkan grafik hubungan antara elevasi (m) pada kolom 2 dengan luas kontur ( $m^2$ ) pada kolom 4 dan hubungan antara elevasi dengan volume kumulatif ( $m^3$ ) pada kolom 6.



Gambar 4.8 Grafik hubungan elevasi, luas dan volume tampungan Bendungan Seketak



#### IV.7 Perhitungan *Reservoir Routing*

. Pada perhitungan desain *flood routing*, digunakan *hydrograph inflow* metode Nakayasu dengan periode ulang 50 tahun. Dimana kondisi yang mendasari perhitungan ini, pada saat kondisi yang paling kritis. Yaitu ketika air waduk dalam kondisi penuh (tepat pada puncak pelimpah). Maka elevasi puncak *spillway* direncanakan pada elevasi +182 meter, dan elevasi dasar *spillway* direncanakan +181 m

Pada dasarnya perhitungan *Reservoir Routing* ini menggunakan cara *trial and error*. Dimana untuk mendapatkan lebar *spillway* yang sesuai berdasarkan beberapa pertimbangan pada kondisi lapangan. Yang mana diketahui lebar *spillway* dari study sebelumnya adalah 10 meter dengan pertimbangan sebagai berikut (sumber: Data konsultan PT JASAPATRIA GUNATAMA) :

1. Keberadaan rumah penduduk yang terdapat di hulu *spillway*.
2. Lebar penampang sungai eksisting.

Berikut perhitungan *Reservoir Routing* dengan lebar 10 meter:

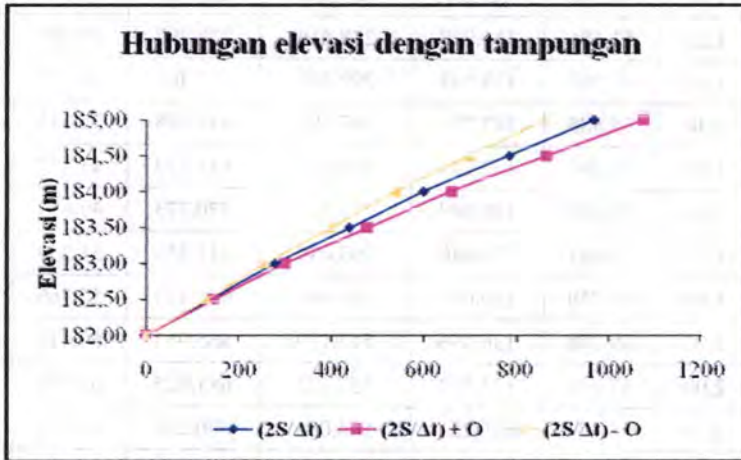
##### IV.7.1 Perhitungan reservoir *routing* dengan lebar *spillway* 10 meter

$$\Delta t = 360 \text{ dtk} \quad b = 10 \text{ meter} \quad C = 2,2$$

Tabel 4.32 Hubungan elevasi, simpanan dan *outflow* pada lebar *spillway* 10 meter

Elevasi (m)	H (m)	$S_0$ ( $m^3$ )	S ( $m^3$ )	$(2S/\Delta t)$ ( $m^3/dtk$ )	O ( $m^3/dtk$ )	$(2S/\Delta t) + O$ ( $m^3/dtk$ )	(2)
182,00	0,00	280082,790	0,000	0,000	0,000	0,000	
182,50	0,50	305197,000	25114,210	139,523	7,704	147,228	1
183,00	1,00	330311,210	50228,420	279,047	21,584	300,631	2
183,50	1,50	359314,275	79231,485	440,175	39,275	479,450	4
184,00	2,00	388317,340	108234,550	601,303	59,888	661,191	5

184,50	2,50	421515,390	141432,600	785,737	82,889	868,626	702,847
185,00	3,00	454713,440	174630,650	970,170	107,901	1078,072	862,269



Gambar 4.9 Grafik hubungan elevasi dengan tampungan

Tabel 4.33 Perhitungan reservoir *routing* pada lebar *spillway* 10 meter

t	I	$I_1 + I_2$	$(2S/\Delta t) - O$	$(2S/\Delta t) + O$	O	H
(jam)	( $m^3/dtk$ )	( $m^3/dtk$ )	( $m^3/dtk$ )	( $m^3/dtk$ )	( $m^3/dtk$ )	(m)
0,00	0,000	0,116	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,116	0,755	0,104	0,116	0,006	0,000
0,20	0,639	2,323	0,769	0,859	0,045	0,003
0,30	1,684	5,110	2,768	3,092	0,162	0,011
0,40	3,426	9,233	7,054	7,878	0,412	0,027
0,50	5,807	14,896	14,582	16,287	0,852	0,055
0,60	9,089	22,320	26,393	29,478	1,543	0,100
0,70	13,231	31,669	43,615	48,713	2,549	0,165
0,80	18,438	43,252	67,405	75,284	3,939	0,256

0,90	24,814	57,099	99,076	110,657	5,790	0,37
1,00	32,285	73,333	139,148	156,175	8,514	0,52
1,10	41,048	92,233	185,264	212,481	13,608	0,71
1,20	51,185	113,948	238,516	277,497	19,491	0,92
1,30	62,763	138,648	299,040	352,464	26,712	1,14
1,40	75,885	147,771	367,401	437,688	35,143	1,38
1,50	71,886	142,254	428,519	515,172	43,327	1,59
1,60	70,368	140,049	471,507	570,773	49,633	1,75
1,70	69,681	139,440	503,039	611,556	54,259	1,86
1,80	69,759	139,017	526,947	642,479	57,766	1,94
1,90	69,258	136,696	545,129	665,964	60,418	2,01
2,00	67,438	132,812	557,472	681,825	62,176	2,05
2,10	65,374	129,251	564,056	690,284	63,114	2,07
2,20	63,877	126,950	566,408	693,307	63,449	2,07
2,30	63,073	125,655	566,448	693,358	63,455	2,07
2,40	62,582	122,585	565,471	692,103	63,316	2,07
2,50	60,003	117,956	562,322	688,056	62,867	2,06
2,60	57,953	114,362	556,268	680,278	62,005	2,04
2,70	56,409	111,881	548,760	670,630	60,935	2,02
2,80	55,472	110,321	540,989	660,641	59,826	1,99
2,90	54,849	107,349	533,775	651,310	58,768	1,97
3,00	52,500	103,196	525,899	641,124	57,612	1,94
3,10	50,696	100,004	516,599	629,095	56,248	1,91
3,20	49,308	98,330	506,941	616,603	54,831	1,88
3,30	49,022	97,793	498,180	605,271	53,546	1,87
3,40	48,771	95,832	490,990	595,973	52,491	1,86
3,50	47,061	92,843	483,916	586,822	51,453	1,79

3,60	45,782	90,606	476,135	576,759	50,312	1,768
3,70	44,824	89,277	468,390	566,741	49,176	1,740
3,80	44,453	88,730	461,374	557,667	48,146	1,715
3,90	44,277	87,056	455,527	550,104	47,289	1,694
4,00	42,779	84,401	449,712	542,583	46,436	1,674
4,10	41,622	82,427	443,163	534,113	45,475	1,650
4,20	40,805	81,242	436,574	525,590	44,508	1,627
4,30	40,437	80,715	430,563	517,816	43,626	1,606
4,40	40,278	79,204	425,508	511,278	42,885	1,588
4,50	38,926	76,862	420,432	504,712	42,140	1,570
4,60	37,936	75,152	414,696	497,294	41,299	1,549
4,70	37,216	74,102	408,940	489,848	40,454	1,529
4,80	36,886	73,596	403,677	483,042	39,682	1,510
4,90	36,710	72,213	399,154	477,273	39,060	1,494
5,00	35,503	70,141	394,417	471,367	38,475	1,477
5,10	34,638	68,569	388,955	464,558	37,802	1,458
5,20	33,931	67,525	383,312	457,524	37,106	1,439
5,30	33,594	66,944	377,949	450,837	36,444	1,420
5,40	33,350	65,480	373,181	444,893	35,856	1,403
5,50	32,130	63,195	368,182	438,661	35,240	1,386
5,60	31,065	61,253	362,339	431,377	34,519	1,366
5,70	30,188	59,734	356,094	423,592	33,749	1,344
5,80	29,546	58,583	349,867	415,828	32,981	1,322
5,90	29,037	56,492	343,949	408,450	32,251	1,301
6,00	27,455	53,491	337,524	400,441	31,458	1,279
6,10	26,036	50,715	329,963	391,015	30,526	1,253
6,20	24,679	48,136	321,672	380,678	29,503	1,224



6,30	23,457	45,656	312,952	369,808	28,428	1,19
6,40	22,199	43,384	303,969	358,608	27,320	1,16
6,50	21,185	41,329	294,940	347,353	26,206	1,13
6,60	20,144	39,279	286,050	336,269	25,110	1,10
6,70	19,135	37,424	277,274	325,329	24,027	1,06
6,80	18,289	35,715	268,746	314,698	22,976	1,03
6,90	17,426	34,069	260,535	304,461	21,963	1,01
7,00	16,643	32,552	252,527	294,604	21,039	0,98
7,10	15,909	31,045	244,725	285,079	20,177	0,94
7,20	15,136	29,653	237,101	275,770	19,335	0,91
7,30	14,517	28,423	229,716	266,754	18,519	0,89
7,40	13,906	27,229	222,661	258,139	17,739	0,86
7,50	13,323	26,094	215,904	249,890	16,993	0,83
7,60	12,771	24,985	209,440	241,998	16,279	0,80
7,70	12,214	23,960	203,237	234,425	15,594	0,78
7,80	11,746	23,024	197,318	227,197	14,940	0,76
7,90	11,278	22,166	191,703	220,342	14,319	0,73
8,00	10,888	21,347	186,401	213,869	13,734	0,71
8,10	10,459	20,502	181,388	207,748	13,180	0,69
8,20	10,043	19,703	176,590	201,890	12,650	0,67
8,30	9,660	18,930	172,006	196,293	12,144	0,66
8,40	9,270	18,230	167,618	190,936	11,659	0,64
8,50	8,960	17,607	163,451	185,848	11,199	0,63
8,60	8,647	16,923	159,528	181,058	10,765	0,61
8,70	8,276	16,261	155,755	176,451	10,348	0,59
8,80	7,985	15,682	152,122	172,016	9,947	0,58
8,90	7,697	15,084	148,672	167,804	9,566	0,56

9,00	7,387	14,521	145,357	163,756	9,200	0,554
9,10	7,134	13,997	142,180	159,878	8,849	0,541
9,20	6,863	13,488	139,150	156,177	8,514	0,529
9,30	6,625	13,013	136,250	152,638	8,194	0,518
9,40	6,388	12,552	133,487	149,263	7,888	0,507
9,50	6,164	12,115	130,755	146,039	7,642	0,496
9,60	5,951	11,676	127,918	142,870	7,476	0,485
9,70	5,725	11,251	124,984	139,594	7,305	0,474
9,80	5,526	10,854	121,977	136,235	7,129	0,463
9,90	5,328	10,467	118,930	132,831	6,951	0,451
10,00	5,139	10,094	115,855	129,397	6,771	0,439
10,10	4,955	9,776	112,767	125,949	6,591	0,428
10,20	4,821	9,469	109,718	122,543	6,412	0,416
10,30	4,648	9,125	106,714	119,187	6,237	0,405
10,40	4,477	8,788	103,716	115,839	6,062	0,393
10,50	4,311	8,520	100,729	112,504	5,887	0,382
10,60	4,209	8,264	97,816	109,249	5,717	0,371
10,70	4,055	7,957	94,978	106,080	5,551	0,360
10,80	3,902	7,703	92,162	102,935	5,386	0,350
10,90	3,801	7,451	89,414	99,865	5,226	0,339
11,00	3,650	7,167	86,727	96,865	5,069	0,329
11,10	3,517	6,945	84,068	93,894	4,913	0,319
11,20	3,428	6,714	81,488	91,013	4,763	0,309
11,30	3,286	6,496	78,971	88,202	4,615	0,300
11,40	3,210	6,280	76,522	85,467	4,472	0,290
11,50	3,070	6,070	74,136	82,802	4,333	0,281
11,60	3,000	5,876	71,812	80,206	4,197	0,272

11,70	2,876	5,674	69,558	77,688	4,065	0,26
11,80	2,798	5,483	67,358	75,232	3,937	0,25
11,90	2,685	5,293	65,218	72,841	3,812	0,24
12,00	2,608	5,105	63,132	70,511	3,690	0,23
12,10	2,497	4,933	61,095	68,237	3,571	0,23
12,20	2,436	4,755	59,118	66,028	3,455	0,22
12,30	2,319	4,581	57,188	63,873	3,342	0,21
12,40	2,262	4,409	55,305	61,769	3,232	0,21
12,50	2,147	4,241	53,464	59,714	3,125	0,20
12,60	2,094	4,143	51,666	57,705	3,020	0,19
12,70	2,049	4,040	49,968	55,809	2,920	0,19
12,80	1,991	3,883	48,356	54,008	2,826	0,18
12,90	1,892	3,723	46,772	52,239	2,734	0,17
13,00	1,831	3,625	45,210	50,495	2,642	0,17
13,10	1,794	3,497	43,724	48,835	2,555	0,16
13,20	1,703	3,362	42,279	47,221	2,471	0,16
13,30	1,659	3,275	40,865	45,641	2,388	0,15
13,40	1,616	3,184	39,520	44,140	2,310	0,15
13,50	1,568	3,050	38,235	42,704	2,235	0,14
13,60	1,482	2,927	36,964	41,285	2,160	0,14
13,70	1,445	2,856	35,716	39,891	2,087	0,14
13,80	1,411	2,790	34,536	38,572	2,018	0,13
13,90	1,379	2,666	33,419	37,326	1,953	0,13
14,00	1,287	2,537	32,309	36,085	1,888	0,13
14,10	1,250	2,474	31,199	34,846	1,823	0,12
14,20	1,224	2,421	30,149	33,673	1,762	0,12
14,30	1,197	2,370	29,161	32,570	1,704	0,11

14,40	1,173	2,247	28,231	31,531	1,650	0,107
14,50	1,074	2,121	27,289	30,478	1,595	0,104
14,60	1,047	2,076	26,332	29,410	1,539	0,100
14,70	1,029	2,037	25,435	28,408	1,487	0,096
14,80	1,008	1,999	24,597	27,472	1,438	0,093
14,90	0,991	1,937	23,812	26,596	1,392	0,090
15,00	0,946	1,815	23,054	25,749	1,347	0,087
15,10	0,869	1,721	22,267	24,869	1,301	0,084
15,20	0,852	1,690	21,477	23,988	1,255	0,081
15,30	0,838	1,665	20,743	23,167	1,212	0,079
15,40	0,827	1,620	20,062	22,408	1,173	0,076
15,50	0,793	1,554	19,413	21,682	1,135	0,074
15,60	0,761	1,512	18,773	20,967	1,097	0,071
15,70	0,751	1,434	18,162	20,285	1,061	0,069
15,80	0,683	1,356	17,545	19,596	1,025	0,067
15,90	0,673	1,321	16,923	18,901	0,989	0,064
16,00	0,648	1,275	16,335	18,244	0,955	0,062
16,10	0,627	1,244	15,767	17,610	0,921	0,060
16,20	0,617	1,214	15,230	17,011	0,890	0,058
16,30	0,597	1,185	14,723	16,444	0,861	0,056
16,40	0,588	1,158	14,244	15,908	0,832	0,054
16,50	0,570	1,121	13,790	15,402	0,806	0,052
16,60	0,551	1,097	13,350	14,911	0,780	0,051
16,70	0,546	0,546	12,935	14,447	0,756	0,049

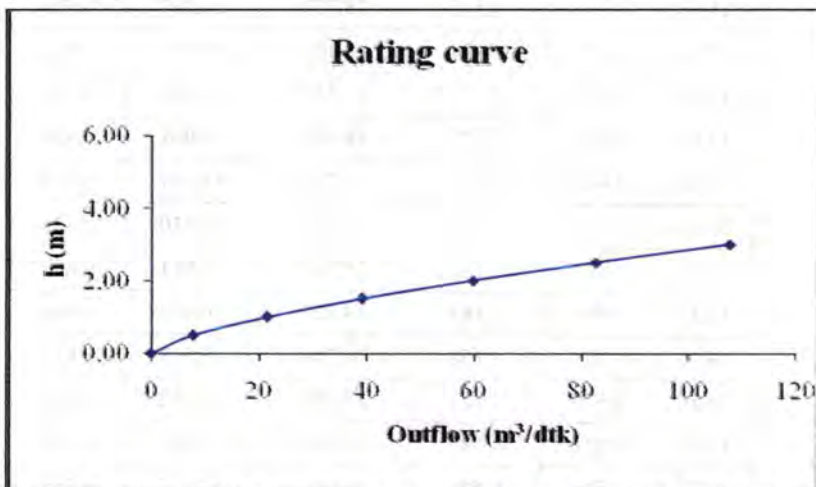
Sumber: Hasil Perhitungan





Keterangan table 4.33 :

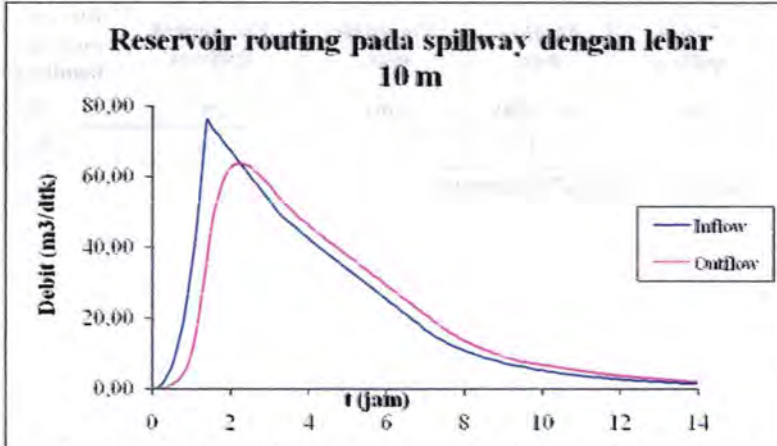
Dengan memberikan nilai  $t$  dalam kolom 1 dan nilai *inflow* ( $m^3/dtk$ ) pada kolom 2 dimana nilai *inflow* ini berasal dari hitungan *hydrograph* metode Nakayasu dengan periode ulang 50 tahun. sehingga kolom 3 merupakan penjumlahan ( $I_{i+1} + I_i$ ). Kemudian kolom 5 =  $(2S_{i-1}/\Delta t) - O$  (**kolom 4**) + ( $I_{i+1} + I_i$ ) (**kolom 3**), sedangkan untuk kolom 6 yang merupakan *outflow* didapat dari hasil interpolasi dari tabel 4.31 dengan nilai  $(2S_{i-1}/\Delta t) - O$  yang sudah didapat sebelumnya pada kolom 5. Setelah itu mencari nilai  $(2S_i/\Delta t) - O$  pada kolom 4 = kolom 5 dikurangi 2 dan dikalikan dengan kolom 6. Dan untuk mencari ketinggian yang terjadi  $H$  (m) di kolom 7 dengan menginterpolasi nilai *outflow* (**kolom 6**) kedalam tabel 4.32.



Gambar 4.10 *Rating curve* pada lebar *spillway* 10 meter

*Rating curve* tersebut didapat dari parameter *outflow* ( $\text{m}^3/\text{dtk}$ ) pada kolom 6 dan ketinggian  $h$  (m) dari perbedaan elevasi pada kolom 2 dalam tabel 4.32.

Hasil perhitungan *reservoir routing* pada tabel 4.33 kemudian digambar seperti terlihat dalam gambar 4.11, dimana waktu  $t$  (jam) pada kolom 1, *inflow* ( $\text{m}^3/\text{dtk}$ ) dari kolom 2 dan *outflow* ( $\text{m}^3/\text{dtk}$ ) di ambil dari hasil pada kolom 6.



Gambar 4.11 Grafik hubungan *inflow* dan *outflow* pada lebar *spillway* 10 meter

Tabel 4.34 Hubungan lebar *spillway* dengan tinggi air di atas *spillway*

Lebar <i>spillway</i> (m)	<i>Outflow</i> max. ( $\text{m}^3/\text{dtk}$ )	Tinggi air max. (m)
10	63.455	2.08

Sumber: Hasil Perhitungan


#### IV.8 Perhitungan Elevasi Puncak Bendungan

Elevasi puncak waduk diperoleh dari penjumlahan tinggi air maksimum di atas *spillway* dengan tinggi jagaan. Menurut JANCOLD (*The Japanese National Committee On Large Dams*) dalam buku Soedibyo tinggi jagaan untuk bendungan urugan kurang dari 50 meter dipakai tinggi jagaan sebesar 2 meter.

Tabel 4.35 Perhitungan tinggi bendungan berdasarkan lebar *spillway*

Lebar <i>spillway</i> (m)	Outflow max. (m <sup>3</sup> /dtk)	Tinggi air max. (m)	Elv. puncak <i>spillway</i> (m)	Elevasi puncak bendungan (m)
10	63,455	2,08	+182	+186,08

Sumber: Hasil Perhitungan

The background of the page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a circular emblem with a stylized figure inside, followed by the letters 'ITS' and the text 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' below it. The logos are arranged in a grid-like pattern across the entire page.

## **ANALISA TUBUH BENDUNGAN**

## ANALISA TUBUH BENDUNGAN

### IV.9 Lebar mercu bendungan

Penentuan lebar mercu bendungan didasarkan pada ketinggian waduk maksimum yang didapat dari hasil perhitungan flood routing pada lebar *spillway* yang telah didapat. Sebelum menghitung lebar mercu bendungan pada lebar *spillway* 10 meter telah diperoleh data-data sebagai berikut :

- Lebar *spillway* = 10 m
- Outflow maksimum = 63.4 m<sup>3</sup>/dtk
- Tinggi air maksimum = 2.08 m
- Elevasi puncak pelimpah = + 182 m

Perhitungan lebar mercu bendungan pada lebar *spillway* 10 meter :

$$\text{Elevasi puncak bendungan} = + 186.08$$

$$\text{Elevasi dasar bendungan} = + 163$$

$$\begin{aligned} H &= \text{Elv. Puncak bendungan} - \text{Elv. dasar bendungan} \\ &= 186.08 - 163 \\ &= 23.08 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 3.6 \times H^{1/3} - 3.0 \\ &= 3.6 \times (23.08)^{1/3} - 3.0 \\ &= 7.24 \text{ meter} = 7.5 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi untuk lebar mercu bendungan pada lebar *spillway* sebesar 10 meter adalah 7.5 meter dengan ketinggian bendungan sebesar 23.08 meter.

### IV.10 Kemiringan lereng bendungan

Penentuan kemiringan lereng bendungan didasarkan pada data –data tanah yang akan digunakan sebagai bahan urugan, yaitu dari bahan sirtu dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Berat volume jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) = 1.76 ton / m<sup>3</sup>
- Kohesi tanah ( $C$ ) = 0 ton / m<sup>3</sup>

- Sudut geser dalam ( $\Phi$ ) =  $30^0$

Untuk angka keamanan dalam perencanaan stabilitas lereng bendung dipakai  $SF = 1.5$ . Intensitas seismis kota Semarang dalam peta zona gempa termasuk zone 4 dengan angka intensitas seismis gempa sebesar 0.10 g.

Perhitungan kemiringan lereng bendungan untuk bagian hulu dan hilir adalah sebagai berikut :

a). Kemiringan lereng bagian hulu :

$$SF = \frac{m - (k \times \gamma' \times \tan \phi)}{1 + (k \times \gamma' \times m)}$$

$$1.5 = \frac{m - (0.1 \times 1.7600 \times \tan(30))}{1 + (0.1 \times 1.7600 \times m)}$$

$$1.5 = \frac{m - 0,1016}{1 + (0.1760 \times m)}$$

$$m = 2.24 \rightarrow \text{pakai } 2.5$$

b). Kemiringan lereng bagian hilir :

$$SF = \frac{n - (k \times \tan \phi)}{1 + (k \times n)}$$

$$1.5 = \frac{n - (0.1 \times \tan(30))}{1 + (0.1 \times n)}$$

$$n = 1,84 \rightarrow \text{pakai } 2.25$$

Jadi untuk kemiringan lereng pada bagian hulu dipakai kemiringan 1:2.5 sedangkan bagian hilir dipakai kemiringan 1:2.25.

#### IV.11 Perencanaan Dimensi *Spillway*

Bangunan pelimpah merupakan suatu bangunan yang harus mampu melimpahkan kelebihan air dari debit banjir yang akan dibuang sehingga kapasitas bendungan dapat dipertahankan sampai batas maksimum.

Kelebihan air akibat debit banjir yang tidak terbuang akan mengakibatkan melimpahnya air banjir melalui mercu bendung. Hal ini sangat tidak diharapkan terutama pada bendungan tipe urugan.

Tipe bangunan pelimpah/ *spillway* pada bendungan direncanakan memakai tipe *spillway* yang biasa digunakan pada bendungan tipe urugan yaitu pelimpah bebas mercu ogee dengan permukaan hilir vertikal. Perhitungan bentuk pelimpah bebas mercu ogee adalah sebagai berikut :

Dari perhitungan sebelumnya didapat :

$$Q = 63.4 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$h_0 = 2.08 \text{ meter}$$

$$L = 10.00 \text{ meter}$$

$$P = 1.00 \text{ meter}$$

Perhitungan puncak pelimpah :

$$\begin{aligned} q &= \frac{Q}{L} \\ &= \frac{63.4}{10} = 6.34 \text{ m}^3/\text{dtk/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_a &= \frac{q^2}{2 \times g \times (P + h_0)^2} \\ &= \frac{(6.34)^2}{2 \times 9.81 \times (1 + 2.08)^2} \\ &= \frac{40,19}{186,123} = 0,216 \text{ m} \end{aligned}$$

$$H_0 = h_0 + h_a$$

$$= 2.08 + 0,216 = 2,295 \text{ m}$$

$$\frac{h_a}{H_0} = \frac{0,216}{2,295} = 0,094$$

Dari Tabel 2.7 Didapatkan harga K dan n, untuk kemiringan permukaan hilir vertikal didapatkan:

$$k = 2$$

$$n = 1.85$$

Persamaan lengkung bagian downstream *spillway* bendungan tipe ogee adalah :

$$\frac{Y}{H_0} = \frac{1}{K} \left( \frac{X}{H_0} \right)^n$$

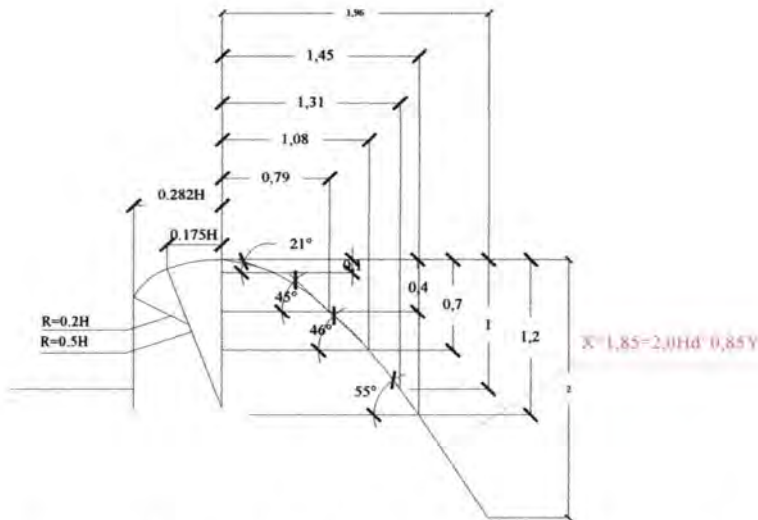
$$\frac{Y}{2,295} = 0.5 \times \left( \frac{X}{2,295} \right)^{1,85}$$

$$Y = 0,5 X^{1,85}$$

Tabel 4.36 Perhitungan lengkung downstream untuk *spillway* tipe Ogee

No.	Titik	X (m)	Y (m)
1	1	0,38	0,10
2	2	0,56	0,20
3	3	0,69	0,30
4	4	0,81	0,40
5	5	0,91	0,50
6	6	1,00	0,60
7	7	1,09	0,70
8	8	1,17	0,80
9	9	1,24	0,90
10	10	1,31	1,00
11	11	1,38	1,10
12	12	1,45	1,20
13	13	1,96	2,00





Gambar 4.12. Titik-titik lengkung *downstream* pelimpah

Untuk lengkung bagian upstream *spillway* bendungan tipe ogee dicari dari perumusan pada gambar bentuk-bentuk bendung mercu Ogee (gambar 2.10) :

$$R_1 = 0,530 \times H_0 = 1,126 \text{ meter}$$

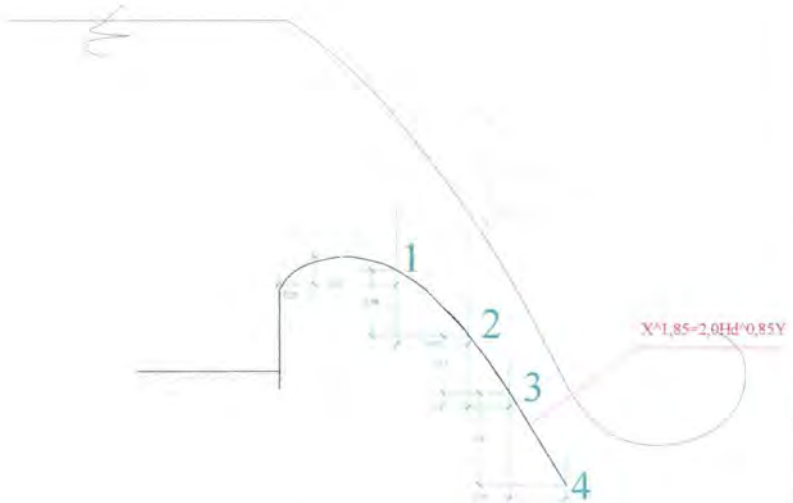
$$R_2 = 0,230 \times H_0 = 0,528 \text{ meter}$$

$$X_c = 0,280 \times H_0 = 0,642 \text{ meter}$$

$$Y_c = 0,125 \times H_0 = 0,287 \text{ meter}$$

#### IV.12 Perhitungan tinggi muka air di atas bangunan pelimpah (*spillway*)

Untuk mengetahui tinggi muka air dalam bangunan pelimpah digunakan perumusan Bernoulli. Perhitungan tinggi muka air pada bangunan pelimpah dengan panjang pelimpah sebesar 10 meter adalah sebagai berikut :



Gambar 4.13. Gambar tinggi muka air diatas *spillway*

#### IV.12.1 Perhitungan tinggi muka air di titik 1.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui untuk kondisi di hulu *spillway* dengan lebar 10 meter adalah :

$$Q = 63,4 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$h_0 = 2,08 \text{ m}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$g = 9,81 \text{ m}/\text{dtk}^2$$

$$n = 0,02 \text{ (koefisien manning untuk beton diplester, sumber : Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran terbuka)}$$

$$\theta = 6^\circ$$

$$z_0 = 0,12 \text{ m}$$

$$l = 1,07 \text{ m}$$

Perhitungan kedalaman kritis ( $h_{cr}$ ) dan kecepatan kritis ( $v_{cr}$ ) pada bagian hulu spillway adalah :

$$\begin{aligned} h_{cr} &= \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times L}} = \sqrt[3]{\frac{63,4^2}{9,81 \times 10}} \\ &= 1,653 \text{ meter} \\ v_{cr} &= \frac{Q}{h_{cr} \times L} = \frac{63,4}{1,653 \times 10} \\ &= 3,839 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$\begin{aligned} z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} &= z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + H_f \\ 0,25 + 0,402 \times \cos(21) + \left( \frac{1,892^2}{2 \times 9,81} \right) &= 0 + d_1 \cos(21) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f \\ 2,59 &= d_1 \cos(21) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f \end{aligned}$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga  $d_1 = 1,4$  meter, sehingga didapat :

$$\begin{aligned} A &= d_1 \times L \\ &= 1,4 \times 10 \\ &= 14 \text{ m}^2 \\ P &= 2d_1 + L = 2 \times 1,4 + 10 \\ &= 12,8 \text{ m} \\ R &= \frac{A}{P} = \frac{14}{12,8} \\ &= 1,094 \text{ m} \\ v_1 &= \frac{Q}{A} = \frac{63,4}{14} \\ &= 4,53 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times l = \frac{0,02^2 \times 4,53^2}{1,094^{4/3}} \times 1,07$$

$$= 0,008 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$2,59 = d_1 \cos(21) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$2,59 = 1,4 \times \cos(6) + \left( \frac{4,533^2}{2 \times 9,81} \right) + 0,008$$

$$2,59 = 2,55 \rightarrow \text{OK}$$

#### IV.12.2. Perhitungan tinggi muka air di titik 2.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

$$Q = 63,4 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$h_0 = 1,4 \text{ m}$$

$$v_0 = 4,533 \text{ m/dtk}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$$

$n = 0,02$  (koefisien manning untuk beton dipilester, sumber : Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran terbuka)

*Pada Titik 2 diketahui:*

$$\theta = 42^\circ$$

$$z_0 = 0,58 \text{ m}$$

$$l = 0,65 \text{ m}$$

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + H_f$$

$$0,58 + 1,4 \cos(42) + \left( \frac{4,533^2}{2 \times 9,81} \right) = 0 + d_1 \cos(42) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$2,78 = d_1 \cos(42) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga  $d_1 = 1,07$  meter, sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L = 1,07 \times 10 \\ = 10,7 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L = 2 \times 1,07 + 10 \\ = 12,14 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{10,7}{12,14} \\ = 0,881 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{63,4}{10,7} \\ = 5,93 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times l = \frac{0,02^2 \times 5,93^2}{0,881^{4/3}} \times 0,65 \\ = 0,011 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$2,78 = d_1 \cos(42) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$2,78 = 1,07 \times \cos(42) + \left( \frac{5,933^2}{2 \times 9,81} \right) + 0,011$$

$$2,78 = 2,78 \rightarrow \text{OK}$$

#### IV.12.3. Perhitungan tinggi muka air di titik 3.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

$$Q = 63,4 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$h_0 = 1,07 \text{ m}$$

$$v_0 = 5,93 \text{ m/dtk}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$$

$n = 0,02$  (koefisien manning untuk beton diplester,  
sumber : Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran  
terbuka)

*Pada Titik 3 diketahui:*

$$\theta = 53^\circ$$

$$z_0 = 0,5 \text{ m}$$

$$l = 0,37 \text{ m}$$

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + H_f$$

$$0,5 + 1,07 \cos(53) + \left( \frac{5,93^2}{2 \times 9,81} \right) = 0 + d_1 \cos(53) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$3,11 = d_1 \cos(53) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga  $d_1 = 0,94$  meter,  
sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L = 0,94 \times 10$$

$$= 9,4 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L = 2 \times 0,94 + 10$$

$$= 11,88 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{9,4}{11,88}$$

$$= 0,791 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{63,4}{9,4}$$

$$= 6,751 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times l = \frac{0,02^2 \times 6,751^2}{0,791^{4/3}} \times 0,37$$

$$= 0,009 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$3,11 = d_1 \cos(53) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$3,11 = 0,94 \times \cos(53) + \left( \frac{6,751^2}{2 \times 9,81} \right) + 0,009$$

$$3,11 = 3,12 \rightarrow \text{OK}$$

#### IV.12.4. Perhitungan tinggi muka air di titik 4.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

$$Q = 63,4 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$h_0 = 0,94 \text{ m}$$

$$v_0 = 6,751 \text{ m/dtk}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$$

$$n = 0,02 \text{ (koefisien manning untuk beton diplester, sumber : Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran terbuka)}$$

Pada Titik 4 diketahui:

$$\theta = 57^\circ$$

$$z_0 = 0,8 \text{ m}$$

$$l = 0,51 \text{ m}$$

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + H_f$$



$$0,8 + 0,94 \cos(57) + \left( \frac{6,751^2}{2 \times 9,81} \right) = 0 + d_1 \cos(57) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$3,86 = d_1 \cos(57) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga  $d_1 = 0,82$  meter, sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L = 0,82 \times 10 \\ = 8,2 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L = 2 \times 0,82 + 10 \\ = 11,64 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{8,2}{11,64} \\ = 0,704 \text{ m}$$

$$v_l = \frac{Q}{A} = \frac{63,4}{8,2} \\ = 7,738 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_l^2}{R^{4/3}} \times l = \frac{0,02^2 \times 7,738^2}{0,704^{4/3}} \times 0,51 \\ = 0,019 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$3,86 = d_1 \cos(57) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$3,86 = 0,82 \times \cos(57) + \left( \frac{7,738^2}{2 \times 9,81} \right) + 0,019$$

$$3,86 = 3,82 \rightarrow \text{OK}$$



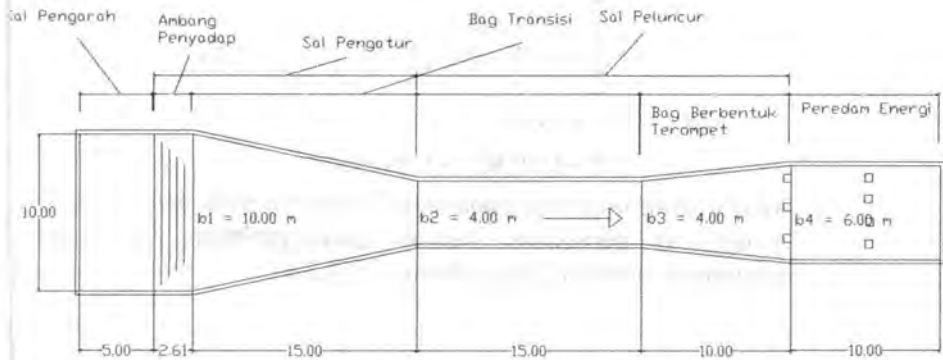


#### IV.13 Perhitungan Tinggi Muka Air Di Atas Saluran Transisi

Didalam menentukan tinggi muka air di atas saluran transisi harus menghitung bilangan *Froud* untuk mengetahui besarnya tinggi muka air saat bergolak dari hilir pelimpah.

Mengingat saluran tsansisi ini sangat besar pengaruhnya terhadap resim alirandidalam saluran peluncur dan berfungsi pula sebagai pengatur aliran pada debit-debit banjir abnormal,maka bentuk saluran ini supaya direncanakan dengan sangat hati-hati.

Berikut skema type bangunan pelimpah pada bendungan urugan:



Gambar 4.14. Skema pada bangunan pelimpah pada bendungan urugan

Perhitungan tinggi muka air di atas saluran transisi sebagai berikut:

1. Dari perhitungan sebelumnya didapat harga :

$$v_1 = 7,738 \text{ m/dtk}$$

$$D_1 = 0,82 \text{ m}$$

Nilai bilangan Froude adalah :

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g \times D_1}}$$

$$= \frac{7,738}{\sqrt{9,81 \times 0,82}} = 2,73$$

2. Menentukan tinggi air pada saluran transisi pada lebar (b1) 10 meter dengan elevasi +180 m dan panjang 15 m (direncanakan):

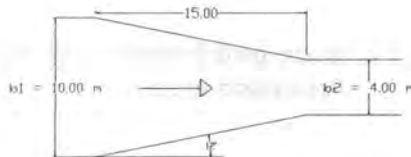
$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \times (\sqrt{1 + 8F^2} - 1)$$

$$= \frac{1}{2} \times (\sqrt{1 + (8 \times (2,73)^2)} - 1) = 2,33$$

$$D_2 = 2,33 \times D_1$$

$$= 2,33 \times 0,85 = 1,98 \text{ meter}$$

3. Menentukan tinggi air pada saluran transisi pada bagian yang mengalami perubahan bentuk (penyempitan) digunakan perumusan bernoulli pada elevasi +178,5 m.



Gambar 4.15. Skema untuk bagian transisi suatu bangunan pelimpah

Lebar bagian transisi yang mengalami penyempitan (b2) dengan sudut inklinasi 12 derajat dapat di hitung sebagai berikut:

$$\tan 12^\circ = \frac{x}{15}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \approx 3 \text{ meter}$$

$$b_2 = 10 - (2 \times 3) = 4 \text{ meter}$$

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

$$Q = 63,4 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$d_0 = 1,98 \text{ m}$$

$$v_0 = 8,012 \text{ m/dtk}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$$

$n = 0,02$  (koefisien manning untuk beton diplester,  
sumber : Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran  
terbuka)

Pada elevasi +178,5 diketahui:

$$\theta = 6^\circ$$

$$z_0 = 1,5 \text{ m}$$

$$l = 15 \text{ m}$$

$K$  = koefisien kehilangan tinggi tekanan yang disebabkan  
oleh perubahan penampang = 0,15

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + H_f + \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g}$$

$$1,5 + 1,98 \cos(6) + \left( \frac{8,012^2}{2 \times 9,81} \right) = 0 + d_1 \cos(6) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f + \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g}$$

$$6,74 = d_1 \cos(6) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f + \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g}$$

Dengan cara coba - coba dimasukkan harga  $d_1 = 1,65$  meter,  
sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L = 1,65 \times 4$$

$$= 6,6 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L = 2 \times 1,65 + 4$$

$$= 7,3 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{6,6}{7,3}$$

$$= 0,904 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{63,4}{6,6}$$

$$= 9,614 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times l = \frac{0,02^2 \times 9,614^2}{0,904^{4/3}} \times 15$$

$$= 0,634 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$6,74 = d_1 \cos(6) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f + \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g}$$

$$6,74 = 1,65 \times \cos(6) + \left( \frac{9,614^2}{2 \times 9,81} \right) + 0,634 + (-0,216)$$

$$6,74 = 6,78 \rightarrow \text{OK}$$

#### IV.14 Perhitungan Tinggi Muka Air Di Atas Saluran Peluncur

Perhitungan tinggi muka air di atas saluran peluncur sebagai berikut :

1. Menentukan tinggi muka air pada bangunan peluncur diketahui:

Elevasi : + 177 m

Panjang saluran ( $l$ ) : 15 meter (direncanakan)

$b_3 = b_2$  : 4 meter

$\theta = 6^\circ$

$z_0 = 1,5 \text{ m}$

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

$Q = 63,4 \text{ m}^3/\text{dtk}$

$d_0 = 1,65 \text{ m}$

$$v_0 = 9,614 \text{ m/dtk}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$$

$n = 0,02$  (koefisien manning untuk beton diplester, sumber : Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran terbuka)

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + H_f$$

$$1,5 + 1,65 \cos(6) + \left( \frac{9,614^2}{2 \times 9,81} \right) = 0 + d_1 \cos(6) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$9,71 = d_1 \cos(6) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

Dengan cara coba - coba dimasukkan harga  $d_1 = 1,39$  meter, sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L = 1,39 \times 4 \\ = 5,56 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L = 2 \times 1,39 + 4 \\ = 6,78 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{5,56}{6,78} \\ = 0,820 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{63,4}{5,56} \\ = 11,413 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times l = \frac{0,02^2 \times 11,413^2}{0,820^{4/3}} \times 15 \\ = 1,018 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$9,71 = d_1 \cos(6) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f$$

$$9,71 = 1,39 \times \cos(6) + \left( \frac{11,413^2}{2 \times 9,81} \right) + 1,018$$

$$9,71 = 9,70 \rightarrow \text{OK}$$

2. Menentukan tinggi muka air pada bangunan peluncur bagian pelebaran (terompet)

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

$$Q = 63,4 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$d_0 = 1,39 \text{ m}$$

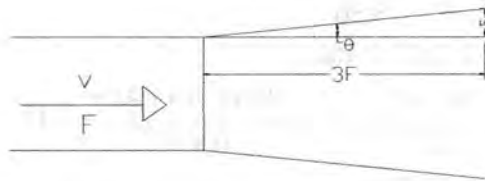
$$v_0 = 11,413 \text{ m/dtk}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dtk}^2$$

$n = 0,02$  (koefisien manning untuk beton diplester, sumber : Anggrahini, Ir, MSc, Hidrolika saluran terbuka)

$$b_3 = 4 \text{ meter}$$

Pada bagian ini terjadi pelebaran saluran ( $b_4$ ) seperti tampak pada gambar 4.15 berikut:



Gambar 4.16 : Bagian berbentuk terompet pada saluran peluncur

Maka dicari terlebih dahulu besarnya pelebaran dengan perumusan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{V}{\sqrt{gxd}} \\
 &= \frac{11,413}{3,692} \\
 &= 3,09 \\
 3F &= 9,27 \\
 \tan \theta &= \frac{1}{3F} = \frac{1}{9,27}
 \end{aligned}$$

Besarnya Pelebaran : x

$$\tan \theta = \frac{x}{10}$$

$$x = 1,078 \text{ m} \approx 1 \text{ meter}$$

$$\text{jadi } b_4 = 4 + (2 \times 1) = 6 \text{ meter}$$

Pada elevasi + 176 m dengan lebar  $b_4 = 6$  meter, diketahui:

$$l = 10 \text{ m (direncanakan)}$$

$$\theta = 6^\circ$$

$$z_0 = 1 \text{ m}$$

Dengan memakai persamaan Bernoulli :

$$\begin{aligned}
 z_0 + d_0 \cos \theta + \frac{v_0^2}{2g} &= z_1 + d_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + H_f + \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g} \\
 1 + 1,39 \cos(6) + \left( \frac{11,413^2}{2 \times 9,81} \right) &= 0 + d_1 \cos(6) + \frac{v_1^2}{(2 \times 9,8)} + H_f + \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g} \\
 10,61 &= d_1 \cos(6) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f + \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g}
 \end{aligned}$$

Dengan cara coba – coba dimasukkan harga  $d_1 = 0,84$  meter, sehingga didapat :

$$A = d_1 \times L = 0,84 \times 6 \\ = 5,04 \text{ m}^2$$

$$P = 2d_1 + L = 2 \times 0,84 + 6 \\ = 7,68 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{5,04}{7,68} \\ = 0,656 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{63,4}{5,04} \\ = 12,590 \text{ m/dtk}$$

$$H_f = \frac{n^2 \times v_1^2}{R^{4/3}} \times l = \frac{0,02^2 \times 12,590^2}{0,656^{4/3}} \times 10 \\ = 1,112 \text{ m}$$

Nilai dari hasil perhitungan diatas dimasukkan dalam persamaan Bernoulli, sehingga :

$$10,61 = d_1 \cos(6) + \left( \frac{v_1^2}{2 \times 9,81} \right) + H_f + \frac{K(v_0^2 - v_1^2)}{2g}$$

$$10,61 = 0,84 \times \cos(6) + \left( \frac{12,590^2}{2 \times 9,81} \right) + 1,112 + (-0,216)$$

$$10,61 = 10,62 \rightarrow \text{OK}$$

#### IV.15 Perhitungan panjang kolam olakan

Didalam menentukan jenis kolam olakan terlebih dahulu harus menghitung bilangan *Froude*. Perhitungan panjang kolam olakan ada beberapa tahap yaitu:

1. Dari perhitungan sebelumnya di dapat harga:

$$v_1 = 12,590 \text{ m/dtk}$$



$$q = \frac{Q}{L} = \frac{63,4}{6} = 10,57 \text{ m}^3/\text{dt/m}$$

$$D_1 = 0,84 \text{ m}$$

Nilai bilangan *Froude* adalah :

$$\begin{aligned} F &= \frac{v_1}{\sqrt{g \times D_1}} \\ &= \frac{12,59}{\sqrt{9,81 \times 0,84}} \\ &= 4,38 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa tipe kolam olak yang akan dipakai adalah tipe III karena, pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan type III ini sama dengan type II, akan tetapi lebih sesuai untuk debit yang agak kecil ( $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dtk}$ ) dan bilangan *Froude*  $> 4,5$ .

4. Menentukan tinggi air pada kolam :

$$\begin{aligned} \frac{D_2}{D_1} &= \frac{1}{2} \times \left( \sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \times \left( \sqrt{1 + \left( 8 \times (4,38)^2 \right)} - 1 \right) \\ &= 5,71 \\ D_2 &= 5,71 \times D_1 \\ &= 5,71 \times 0,84 \\ &= 4,8 \text{ m} \end{aligned}$$

5. Menentukan panjang kolam olakan :

Untuk menentukan panjang kolam olakan dipakai grafik hubungan antara bilangan *Froude* dan  $\frac{L}{D_2}$ . Dalam grafik gambar 2.11, untuk bilangan *Froude* sebesar 4,38 dengan

jenis kolam olakan tipe III didapat nilai  $\frac{L}{D_2}$  sebesar 2,1

sehingga nilai panjang kolam olakan ( $L$ ) adalah :

$$\frac{L}{D_2} = 2,1$$

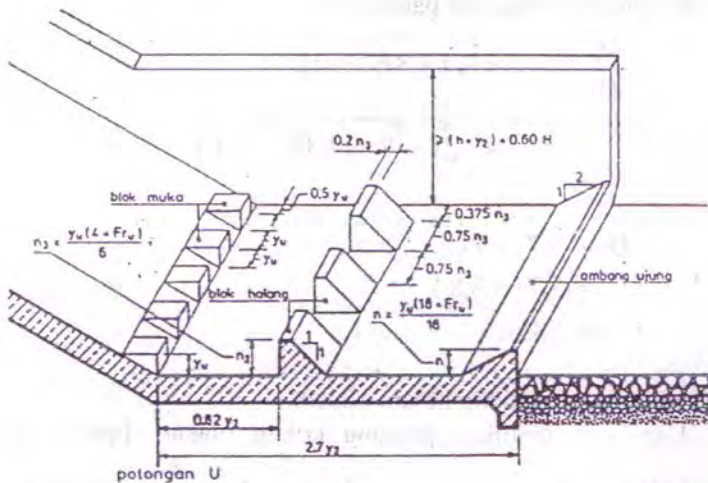
$$L = 2,1 \times D_2$$

$$= 2,1 \times 4,8$$

$$= 10,08 \text{ m}$$

Jadi didapatkan panjang kolam olakan tipe III sebesar 10,08 meter. Untuk mempermudah pelaksanaan maka diambil panjang olakan 10 m

#### IV.15.1 Perencanaan Kolam Olak USBR Tipe III



(Sumber: kriteria perencanaan 02, tahun 1986)

**Gambar 4.17** Kolam olak USBR type III

Dari referensi gambar 4.17 di atas dapat direncanakan dimensi kolom olak sebagai berikut:

### **Blok Muka**

$$\begin{aligned} \text{Tinggi blok muka} &= Y_u = 0.84 \text{ m} \\ &\rightarrow \text{direncanakan } 0.8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar blok muka} &= Y_u = 0.84 \text{ m} \\ &\rightarrow \text{direncanakan } 0.8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar blok muka} &= Y_u = 0.84 \text{ m} \\ &\rightarrow \text{direncanakan } 0.8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antara blok muka dengan dinding} &= 0.5 Y_u \\ &= 0.42 \text{ m} \\ &\rightarrow \text{direncanakan } 0.4 \text{ m} \end{aligned}$$

### **Blok Halang**

$$\begin{aligned} \text{Jarak blok muka dan blok halang} &= 0.82 h_2 \\ &= 3.94 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi blok halang } (n_3) &= \frac{Y_u(4 + F_1)}{6} \\ &= 1.1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \text{direncanakan } 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar blok halang} &= 0.75 n_3 \\ &= 0.75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \text{direncanakan } 0.75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar blok halang} &= 0.75 n_3 \\ &= 0.75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \text{direncanakan } 0.75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal blok halang} &= 0.2 n_3 \\ &= 0.2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \text{direncanakan } 0.20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak blok halang dengan dinding} &= 0.375 n_3 \\ &= 0.375 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \text{direncanakan } 0.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kemiringan blok halang} &= 1 : 1 \end{aligned}$$

**Ambang Ujung**

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi ambang ujung (n)} &= \frac{Yu(18 + F_1)}{18} \\
 &= 1,04 \text{ m} \\
 &\rightarrow \text{direncanakan } 1 \text{ m} \\
 \text{Kemiringan ambang ujung} &= 1 : 2 \\
 \text{Panjang kolam olak} &= 2,7 Y_2 \\
 &= 10,57 \approx 10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

**IV.16 Perhitungan stabilitas *Spillway***

Dalam perhitungan stabilitas *spillway* ditinjau pada dua kondisi paling kritis, yaitu : pada saat kondisi muka air setinggi puncak *spillway* (mercu) dan pada saat kondisi air setinggi debit rencana.

**IV.16.1 Perhitungan stabilitas pada saat muka air setinggi puncak *spillway*.**

Sebelum menghitung stabilitas konstruksi, terlebih dahulu dihitung besarnya gaya – gaya yang bekerja pada saat kondisi muka air setinggi mercu. Perhitungan gaya tekan keatas (up lift) ditabelkan dalam tabel berikut :

**Tabel 4.37.** Perhitungan gaya tekan keatas (up lift)

Titik	Garis	$L_v$	$L_H$	$\frac{1}{3} L_H$	$L_x$	$L$	$H_x$	$\Delta H$	$U$
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(ton)
A					0,00	35,31	1,00	6,00	1,00
	A - B	3,00							
B					3,00	35,31	4,00	6,00	3,40
	B - C		0,50	0,17					
C					3,17	35,31	4,00	6,00	3,40

	C - D	1,00							
D					4,17	35,31	3,00	6,00	2,29199
	D - E		5,00	1,67					
E					5,83	35,31	3,00	6,00	2,00878
	E - F	2,00							
F					7,83	35,31	5,00	6,00	3,66893
	F - G		0,50	0,17					
G					8,00	35,31	5,00	6,00	3,64061
	G - H	1,00							
H					9,00	35,31	4,00	6,00	2,47069
	H - I		1,61	0,54					
I					9,54	35,31	4,00	6,00	2,37950
	I - J	1,00							
J					10,54	35,31	5,00	6,00	3,20957
	J - K		1,00	0,33					
K					10,87	35,31	5,00	6,00	3,15293
	K - L	0,95							
L					11,82	35,31	4,05	6,00	2,04150
	L - M		15,00	5,00					
M					16,82	35,31	5,45	6,00	2,59189
	M - N	1,00							
N					17,82	35,31	6,45	6,00	3,42196
	N-O		1,00	0,33					
O					18,15	35,31	6,45	6,00	3,36532
	O-P	1,00							
P					19,15	35,31	5,46	6,00	2,20540
	P-Q		15,00	5,00					
Q					24,15	35,31	5,96	6,00	1,85578
	Q-R	0,50							

R					24,65	35,31	6,46	6,00	2,27
	R-S		2,72	0,91					
S					25,56	35,31	6,46	6,00	2,11
	S-T	1,55							
T					27,11	35,31	8,00	6,00	3,39
	T-U		0,60	0,20					
U					27,31	35,31	8,50	6,00	3,85
	U-V	1,00							
V					28,31	35,31	8,50	6,00	3,68
	V-W		8,50	2,83					
W					31,14	35,31	8,00	6,00	2,70
	W-X	1,00							
X					32,14	35,31	9,00	6,00	3,53
	X-Y		0,50	0,17					
Y					32,31	35,31	9,00	6,00	3,50
	Y-Z	3,00							
Z					35,31	35,31	6,00	6,00	0,00

Sumber: Hasil Perhitungan

Sedangkan perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada *spillway* pada saat kondisi air setinggi mercu ditabelkan dalam tabel 4.38 berikut:

**Tabel 4.38** Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada *spillway* saat air setinggi puncak *spillway*

Gaya yang bekerja	Notasi	Besar gaya		Jarak terhadap titik F	Momen terhadap titik F	
		Vertikal (Ton)	Horizontal (Ton)		Vertikal (Ton . meter)	Horizontal (Ton . meter)
Berat Sendiri	G1	0,230		0,440	0,101	
	G2	5,562		0,250	1,391	
	G3	0,230		0,880	0,202	
	G4	7,123		0,900	6,411	
	G5	2,688		1,750	4,704	
	G6	6,288		1,960	12,324	
	G7	1,200		2,360	2,832	

Tekanan tanah	Pa1		4,795	1,333		6,392
	Pp1		-2,700	1,000		-2,700
Tekanan air	Ph1		0,500	4,333		2,167
	Ph2		4,018	1,000		4,018
	Ph2'		1,660	0,667		1,107
	Ph3		-2,470	1,000		-2,470
	Ph3'		-0,585	0,333		-0,195
	Ph4		2,379	0,500		1,190
	Ph4'		0,415	0,167		0,069
	Ph5		-3,180	0,500		-1,590
	Ph5'		-0,015	0,330		-0,005
Uplift	U1	-1,820		0,250	-0,455	
	U1'	-0,008		0,167	-0,001	
	U2	-3,830		1,305	-4,998	
	U2'	-0,072		1,037	-0,075	
	U3	-1,590		2,360	-3,752	
	U3'	-0,005		2,28	-0,0114	
<b>Σ</b>		<b>15,997</b>	<b>4,817</b>		<b>18,672</b>	<b>7,983</b>

Sumber: Hasil Perhitungan

### Kontrol Stabilitas:

Gaya-gaya resultante adalah (tidak termasuk tekanan tanah vertikal dan gesekan):

$$R_v = 15,997 \text{ ton}$$

$$R_h = 4,817 \text{ ton}$$

$$M_o = 26,655 \text{ tm}$$

1. Titik berat konstruksi dapat di tentukan sehubungan dengan titik F

**Tabel 4.39** Titik Berat Konstruksi Terhadap Titik F saat air setinggi puncak *spillway*

berat	jumlah	jarak horisontal ke titik F=b(m)	M=G.b	Jarak vertikal ke titik F=h (m)	M=G.h
G1	0,23	0,44	0,1012	4,83	1,1109
G2	5,562	0,25	1,3905	2,36	13,1263

G3	0,23	0,88	0,2024	4,83	1,11
G4	7,123	0,9	6,4107	1,86	13,24
G5	2,688	1,75	4,704	3,61	9,703
G6	6,288	1,96	12,32448	3	18,8
G7	1,2	2,36	2,832	1,25	1,5
$\Sigma$	23,321		27,96528		58,66

Sumber: Hasil Perhitungan

Jarak titik tangkap resultante berat sendiri:

- Pada arah horisontal :  $b = \frac{27,965}{23,321} = 1,2 \text{ m}$

- Pada arah vertikal :  $h = \frac{58,664}{23,321} = 2,515 \text{ m}$

Bendungan tidak akan terguling apabila :

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \leq \frac{1}{6} B$$

B = Lebar Pondasi (3,11 m)

$\Sigma M$  = Momen Total terhadap titik F = 26,655 tm

$\Sigma V$  = Gaya Vertikal total terhadap titik F = 15,997

$$e = \frac{26,655}{15,997} - \frac{3,11}{2} \leq \frac{1}{6} (3,11)$$

$$= 0,111 \leq 0,51 \text{ OK}$$

Maka bangunan aman terhadap bahaya guling selama terjadi debit rendah.

Tekanan tanah :

$$\sigma = \frac{Rv}{B} x \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{15,977}{3,11} x \left(1 \pm \frac{6(0,11)}{3,11}\right)$$

$$\sigma_{maks} = 6,23 \text{ t / m}^2$$

$$\sigma_{min} = 4,05 \text{ t / m}^2$$



Daya dukung yang diijinkan untuk pasir berlempung dan kerikil adalah  $20-60 \text{ t/m}^2$ , sehingga tanah **OK**

2. Uji ketahanan terhadap Geser (Sliding)

$$\frac{\sum H}{\sum(V-U)} = \tan \Theta \leq \frac{f}{S}$$

Dimana :

$\Sigma H$  = Keseluruhan gaya horizontal yang bekerja pada bangunan

$\Sigma(V-U)$  = Keseluruhan gaya vertikal dikurangi gaya tekan keatas yang bekerja pada bangunan

$\theta$  = Sudut resultante semua gaya terhadap garis vertikal

$f$  = Koefisien gesekan diambil 0,65 (bahan dari pasangan batu)

$S$  = Faktor keamanan diambil 1,5

$$\frac{4,817}{15,977} = \tan \Theta \leq \frac{0,65}{1,5}$$

$$0,301 \leq 0,43$$

OK.!

3. Bidang konstruksi yang dilalui air tidak boleh terjadi rembesan (piping) agar konstruksi aman terhadap rembesan (piping), maka harus memenuhi syarat "lane"

$$\Sigma Lv + \frac{1}{3} \Sigma LH \geq CL \times \Delta H$$

Keterangan:

- $CL$  = Angka rembesan lane
- $\Sigma LV$  = Jumlah panjang vertical (m)
- $\Sigma LH$  = Jumlah panjang horisontal (m)
- $\Delta H$  = Besar tinggi muka air (m)

Harga CL untuk *spillway* pada bendungan Kedung Warak diambil = 3 karena keadaan tanah yang mengandung lempung berpasir.

**Tabel 4.40**

Harga Minimum Angka Rembesan Lane (CL)

Jenis Bahan	CL
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung kasar	1,8
Lempung sangat kasar	1,6

(Sumber : Sosrodarsono, 1981. Bendungan Type Urugan)

- Ditinjau saat air normal ( setinggi mercu):

$$\Delta H = + 182.00 - (+ 176) = 6 \text{ m}$$

$$CL \times \Delta H = 3 \times 6 \text{ m} = 18 \text{ m}$$

$$CL \times \Delta H < \left( \sum L_v + \sum \frac{1}{3} LH \right)$$

$$18 < 18 + 17,31 = 35,31 \text{ OK}$$

#### 4. Kontrol Ketebalan Saluran

- Di titik 1

$$d_x \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma}$$

$$2,25 \geq 1,5 \left( \frac{2,75 - 0}{2,4} \right)$$

$$2,25 \geq 1,72 \text{ OK}$$

• Di titik 2

$$d_x \geq S \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

$$2,23 \geq 1,5 \left( \frac{3,2 - 0}{2,4} \right)$$

$$2,23 \geq 2 \text{ OK}$$

#### IV.16.2 Perhitungan stabilitas pada saat muka air setinggi debit banjir rencana

Sebelum menghitung stabilitas konstruksi, terlebih dahulu dihitung besarnya gaya – gaya yang bekerja pada saat kondisi muka air setinggi mercu. Perhitungan gaya tekan keatas (up lift) ditabelkan dalam tabel 4.41 berikut :

**Tabel 4.41.** Perhitungan gaya tekan keatas (up lift) saat muka air setinggi debit banjir rencana

Titik	Garis	$L_v$	$L_H$	$1/3 L_H$	$L_x$	$L$	$H_x$	$\Delta H$	$U_x$
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(ton/m <sup>2</sup> )
A					0,00	35,31	2,08	1,20	2,080
	A - B	3,00							
B					3,00	35,31	5,08	1,20	4,978
	B - C		0,50	0,17					
C					3,17	35,31	5,08	1,20	4,972
	C - D	1,00							
D					4,17	35,31	3,08	1,20	2,938
	D - E		5,00	1,67					
E					5,83	35,31	3,08	1,20	2,882

	E - F	2,00							
F					7,83	35,31	5,08	1,20	4
	F - G		0,50	0,17					
G					8,00	35,31	5,08	1,20	4
	G - H	1,00							
H					9,00	35,31	4,08	1,20	3
	H - I		1,61	0,54					
I					9,54	35,31	4,08	1,20	3
	I - J	1,00							
J					10,54	35,31	5,08	1,20	4
	J - K		1,00	0,33					
K					10,87	35,31	5,08	1,20	4
	K - L	0,95							
L					11,82	35,31	4,13	1,20	3
	L - M		15,00	5,00					
M					16,82	35,31	5,53	1,20	4
	M - N	1,00							
N					17,82	35,31	6,53	1,20	3
	N - O		1,00	0,33					
O					18,15	35,31	6,53	1,20	3
	O - P	1,00							
P					19,15	35,31	5,54	1,20	3
	P - Q		15,00	5,00					
Q					24,15	35,31	6,04	1,20	3
	Q - R	0,50							
R					24,65	35,31	6,54	1,20	3
	R - S		2,72	0,91					
S					25,56	35,31	6,54	1,20	3
	S - T	1,55							

T				27,11	35,31	8,08	1,20	7,159
	T-U		0,60	0,20				
U				27,31	35,31	8,58	1,20	7,652
	U-V	1,00						
V				28,31	35,31	8,58	1,20	7,618
	V-W		8,50	2,83				
W				31,14	35,31	8,08	1,20	7,022
	W-X	1,00						
X				32,14	35,31	9,08	1,20	7,988
	X-Y		0,50	0,17				
Y				32,31	35,31	9,08	1,20	7,982
	Y-Z	3,00						
Z				35,31	35,31	6,08	1,20	4,880

Sumber: Hasil Perhitungan

Sedangkan perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada *spillway* pada saat kondisi air setinggi debit rencana ditabelkan dalam tabel 4.42 berikut:

**Tabel 4.42** Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada *spillway* saat muka air setinggi debit banjir rencana

Gaya yang bekerja	Notasi	Besar gaya		Jarak terhadap titik B	Momen Terhadap Titik F	
		Vertikal I (Ton)	Horizont al (Ton)		Vertikal (Ton . meter)	Horizont al (Ton . meter)
Berat Sendiri	G1	0,230		0,440	0,101	
	G2	5,562		0,250	1,391	
	G3	0,230		0,880	0,202	
	G4	7,123		0,900	6,411	
	G5	2,688		1,750	4,704	

	G6	6,288		1,960	12,324	
	G7	1,200		2,360	2,832	
Tekanan Tanah	Pa1		4,795	1,333		6,3
	Pp1		-2,700	1,000		-2,7
Tekanan Air	Ph1		2,163	4,333		9,3
	Ph2		5,764	1,000		5,7
	Ph2'		1,932	0,667		1,2
	Ph3		-3,774	1,000		-3,
	Ph3'		-0,517	1,000		-0,
	Ph4		3,756	0,500		1,8
	Ph4'		0,483	0,333		0,1
	Ph5		-3,728	0,500		-1,
	Ph5'		-0,492	4,623		-2,
	Pv1		-2,214	0,480	-1,063	
	Pv2		-1,132	1,790	-2,026	
up lift (banjir)	U1	-2,404		0,250	-0,601	
	U1'	-0,002		0,167	0,000	
	U2	-6,047		1,305	-7,891	
	U2'	-0,015		1,305	-0,019	
	U3	-2,358		2,360	-5,565	
	U3'	-0,001		2,280	-0,003	
<b>Σ</b>		<b>12,495</b>	<b>3,532</b>		<b>10,797</b>	<b>13</b>

Sumber: Hasil Perhitungan

**Kontrol Stabilitas:**

Gaya-gaya resultante adalah (tidak termasuk tekanan tanah vertikal dan gesekan):

$$R_v = 12.703 \text{ ton}$$

$$R_h = 3,532 \text{ ton}$$

$$M_o = 23,758 \text{ tm}$$

1. Titik berat konstruksi dapat di tentukan sehubungan dengan titik F

**Tabel 4.43** Titik Berat Konstruksi pada Ttitk F saat muka air setinggi debit banjir rencana

berat	jumlah	jarak horisontal ke titik F=b(m)	M=G.b	Jarak vertikal ke titik F=h (m)	M=G.h
G1	0,23	0,44	0,1012	4,83	1,1109
G2	5,562	0,25	1,3905	2,36	13,1263
G3	0,23	0,88	0,2024	4,83	1,1109
G4	7,123	0,9	6,4107	1,86	13,2488
G5	2,688	1,75	4,704	3,61	9,70368
G6	6,288	1,96	12,32448	3	18,864
G7	1,2	2,36	2,832	1,25	1,5
$\Sigma$	23,321		27,96528		58,6646

Sumber: Hasil Perhitungan

Jarak titik tangkap resultante berat sendiri:

- Pada arah horisontal :  $b = \frac{27,965}{23,321} = 1,12 \text{ m}$

- Pada arah vertikal :  $h = \frac{58,664}{23,321} = 2,515 \text{ m}$

Bendungan tidak akan terguling apabila :

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{1}{6} B$$

$$B = \text{Lebar Pondasi (3,11m)}$$

$\Sigma M$  = Momen Total terhadap titik F = 24,524 tm

$\Sigma V$  = Gaya Vertikal total terhadap titik F = 12,495

$$e = \frac{24,524}{12,495} - \frac{3,11}{2} \leq \frac{1}{6}(3,11)$$

$$= (0,407) \leq 0,51 \text{ OK}$$

Maka bangunan aman terhadap bahaya guling selama terjadi debit maksimum.

Tekanan tanah :

$$\sigma = \frac{Rv}{B} x \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{12,495}{3,11} x \left(1 \pm \frac{6(0,407)}{3,11}\right)$$

$$\sigma_{maks} = 7,172 t / m^2$$

$$\sigma_{min} = 0,863 t / m^2$$

Daya dukung yang diijinkan untuk pasir berlempung dan kerikil adalah 20-60 t/m<sup>2</sup>, sehingga tanah OK

## 2. Uji ketahanan terhadap Geser (Sliding)

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma(V-U)} = \tan \Theta \leq \frac{f}{S}$$

Dimana :

$\Sigma H$  = Keseluruhan gaya horizontal yang bekerja pada bangunan

$\Sigma(V-U)$  = Keseluruhan gaya vertikal dikurangi gaya tekan keatas yang bekerja pada bangunan

$\Theta$  = Sudut resultante semua gaya terhadap garis vertikal

$f$  = Koefisien gesekan diambil 0,65 (bahan dari pasangan batu)

$S$  = Faktor keamanan diambil 1,5



$$\frac{3,532}{12.495} = \tan \Theta \leq \frac{0,65}{1,5}$$

$$0,283 \leq 0,43 \dots OK$$

3. Bidang konstruksi yang dilalui air tidak boleh terjadi rembesan (piping) agar konstruksi aman terhadap rembesan (piping), maka harus memenuhi syarat "lane"

$$\Sigma Lv + \frac{1}{3} \Sigma LH \geq CL \times \Delta H$$

Keterangan:

- CL = Angka rembesan lane
- $\Sigma LV$  = Jumlah panjang vertical (m)
- $\Sigma LH$  = Jumlah panjang horisontal (m)
- $\Delta H$  = Besar tinggi muka air (m)

Harga CL untuk *spillway* pada bendungan Kedung Warak diambil = 3 karena keadaan tanah yang mengandung lempung berpasir.

**Tabel 4.44**

Harga Minimum Angka Rembesan Lane (CL)

Jenis Bahan	CL
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung kasar	1,8
Lempung sangat kasar	1,6

(Sumber : Sosrodarsono, 1981. Bendungan Type Urugan)

- Ditinjau saat air normal ( setinggi mercu):

$$\Delta H = + 182.00 - (+ 184.08) = 1.2 \text{ m}$$

$$CL \times \Delta H = 3 \times 1.2 \text{ m} = 3.6 \text{ m}$$

$$CL \times \Delta H < \left( \sum L_v + \sum \frac{1}{3} LH \right)$$

$$3.6 < 18 + 17.31 = 35.31 \text{ OK}$$

#### 4. Kontrol Ketebalan Saluran

- Di titik 1

$$d_x \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma}$$

$$2 \geq 1.25 \left( \frac{6.1 - 1.39}{2.4} \right)$$

$$2.25 \geq 2.2 \text{ OK}$$

- Di titik 2

$$d_x \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma}$$

$$2.23 \geq 1.25 \left( \frac{7.32 - 4.8}{2.4} \right)$$

$$2.23 \geq 1.31 \text{ OK}$$

Keterangan:

$d_x$  = Tebal Lantai Pada Titik x (m)

$P_x$  = Gaya Angkat Pada Titik x ( $t/m^2$ )

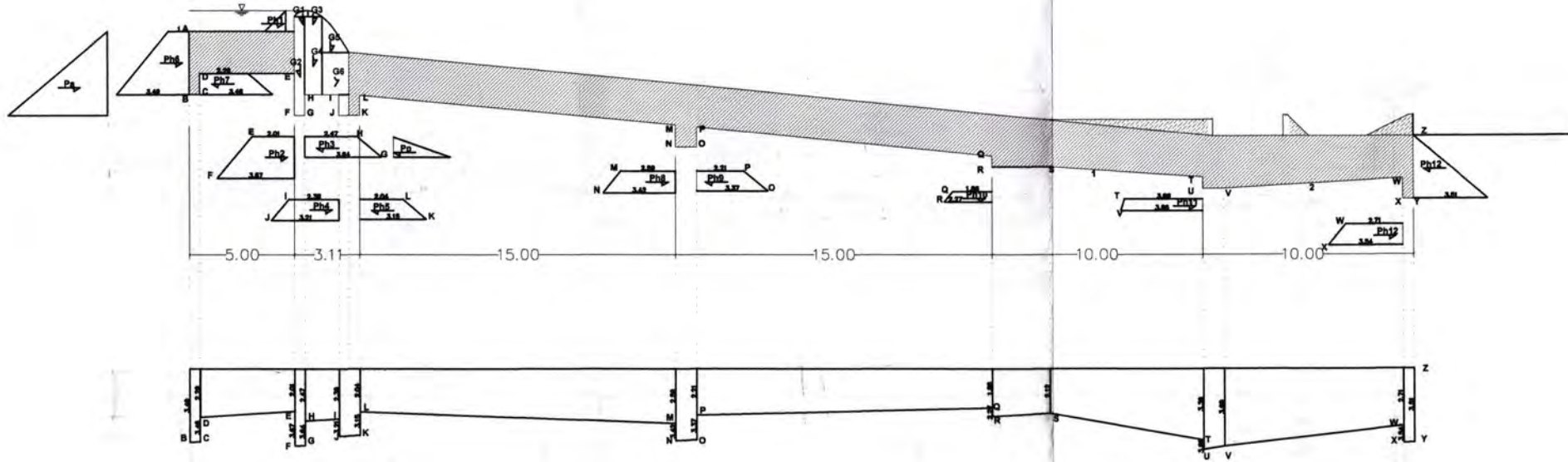
$W_x$  = Kedalaman air di titik x m

$\gamma$  = Berat Jenis Bahan ( $t/m^3$ )

S = Faktor keamanan

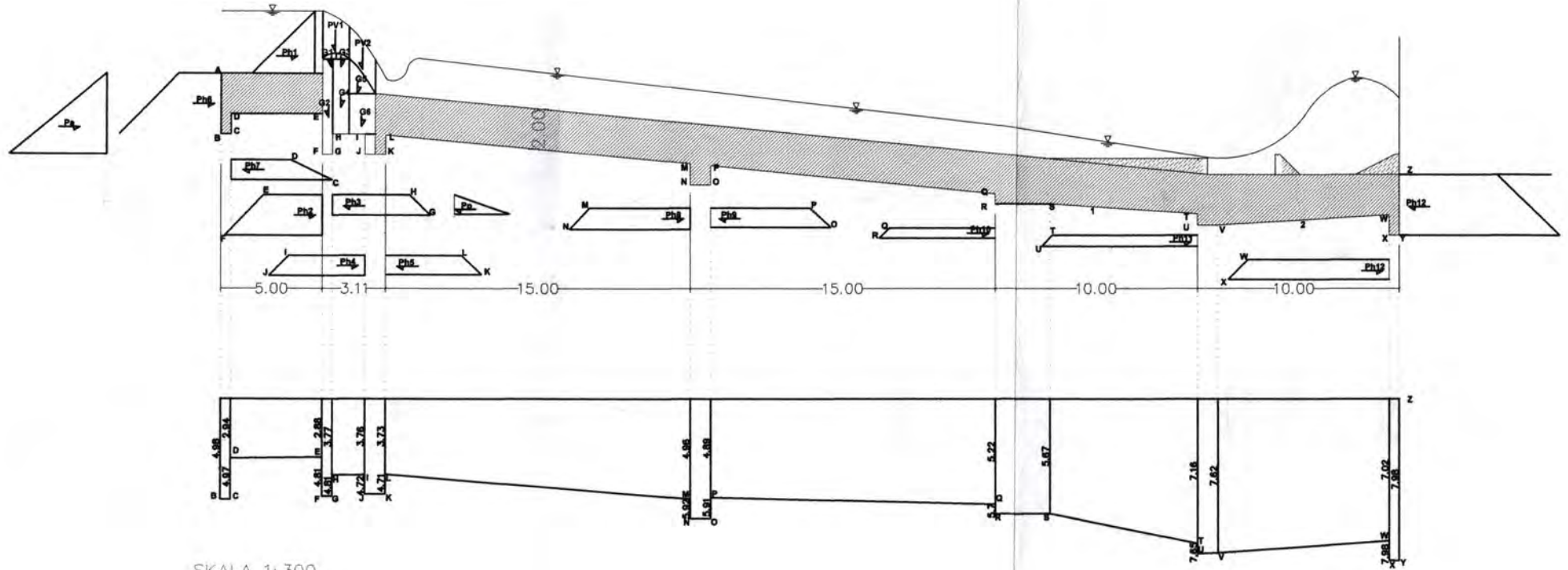
= 1,5 untuk kondisi normal

= 1,25 untuk kondisi ekstrem



SKALA 1:300

Gambar 4.18 Gaya-gaya yang bekerja saat kondisi muka air setinggi puncak spillway



SKALA 1: 300

Gambar 4.19 Gaya-gaya yang bekerja saat kondisi debit banjir maksimal

## **BAB V**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

## BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

### V.I Kesimpulan

Dari uraian secara umum dan perhitungan secara teknis pada bab-bab sebelumnya, dari perhitungan dapat disimpulkan bahwa

1. Dalam perhitungan analisa hujan maka metode yang paling efektif digunakan dengan mendapatkan angka kemencengan paling kecil adalah *Log Pearson Type III* dengan hasil  $R_{50\text{th}} = 156,377$  mm. Dari perhitungan debit nakayasu didapat debit puncak Nakayasu  $Q_{50\text{th}} = 75,885 \text{ m}^3/\text{dt}$ .
2. Dimensi bangunan pelimpah (*spillway*) adalah :
  - a. Tipe pelimpah : ogee
  - b. Lebar pelimpah : 10 meter
  - c. Tinggi pelimpah : 1 meter
  - d. Elevasi puncak *spillway* : + 182 m
  - e. Elevasi lantai *spillway* : + 181 mDimensi kolam olakan :
  - a. Tipe kolam olakan : kolam olakan datar tipe III
  - b. Panjang kolam olakan : 10 meterDimensi bangunan bendungan (*main dam*) adalah :
  - a. Lebar *main dam* : 7.5 meter
  - b. Panjang *main dam* : 247,7 meter
  - c. Tinggi *main dam* : 23 meter
  - d. Elevasi puncak *main dam* : + 186.08
  - e. Elevasi terendah *main dam* : + 163


Dalam perhitungan reservoir routing dapat disimpulkan bahwa semakin panjang lebar *spillway* maka kondisi muka air di atas puncak *spillway* akan semakin turun. Dalam perencanaan lebar ekonomis *spillway* dipakai kondisi muka air pada saat panjang lebar *spillway* paling kecil, sehingga didapatkan tinggi muka air di atas puncak *spillway* yang maksimal.

3. Dalam analisa stabilitas, pelimpah (*spillway*) stabil terhadap gaya-gaya yang bekerja.

## V.2 Saran

Maka dari itu agar banjir didaerah hilir sungai tersebut dapat tereduksi secara maksimal, disarankan :

1. Pembangunan bendungan Seketak ini seharusnya diikuti oleh pembangunan bendungan di titik lain bagian hulu Kali Babon dan Kali Pengkol Sehingga perlu adanya kajian yang lebih mendetail lagi.
2. Dan juga diringi dengan adanya upaya normalisasi secara berkala dan rutin sepanjang daerah hilir Bendungan Seketak hingga daerah genangan akan mengembalikan kapasitas saluran sesuai dengan kapasitas rencana.
3. Mengupayakan kegiatan penghijauan yang mungkin dipadu dengan pembenahan daerah bantaran sungai.
4. Adanya penyuluhan kepada masyarakat mengenai dampak buruk membuang sampah sembarangan, khususnya di saluran air, yang hal tersebut dipastikan akan menghambat aliran air dan terjadinya banjir.

The background of the page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a circular emblem with a stylized figure inside, followed by the letters 'ITS' and the full name of the institution in Indonesian: 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember'.

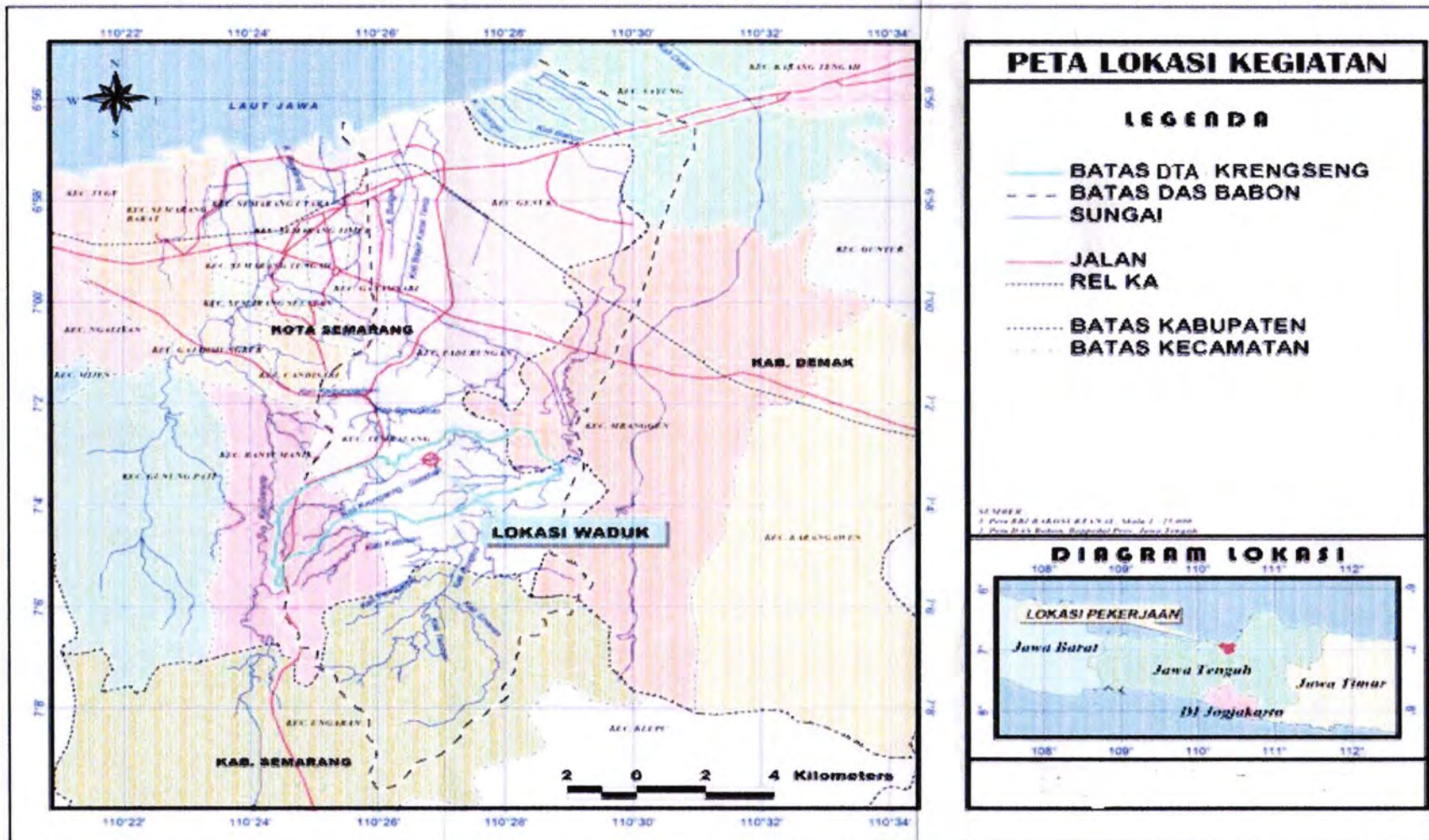
## DAFTAR PUSTAKA



## DAFTAR PUSTAKA

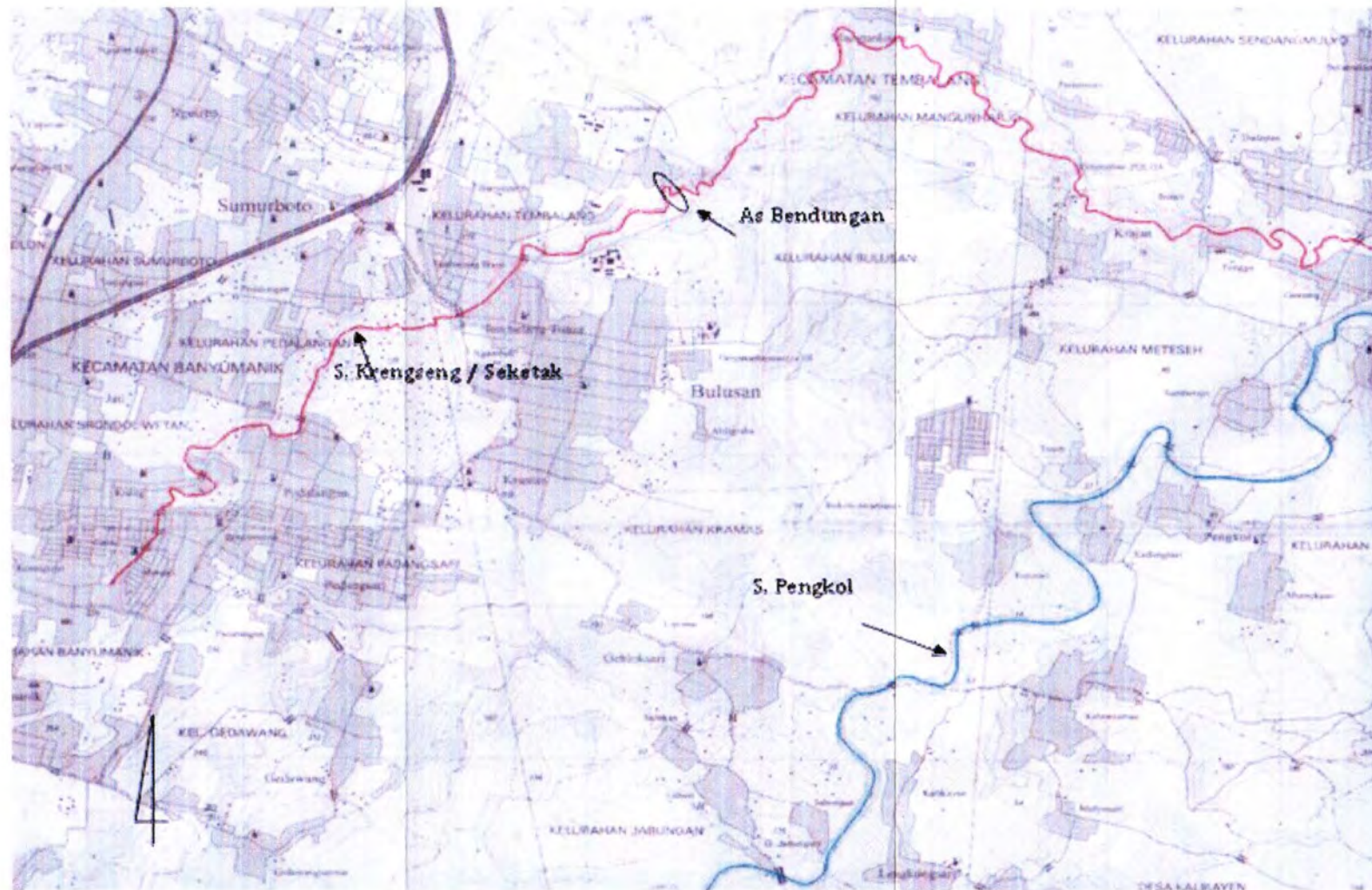
1. Balai Besar Wilayah Sungai Kota Semarang.2008. "**Studi Perencanaan Bendungan Seketak**". Semarang.PT. JASA PATRIA GUNATAMA
2. **Perencanaan Spillway Pada Bendungan** Surabaya : Perpustakaan FTSP ITS
3. Sholeh M. 1998. **Hidrologi I**. Diktat Kuliah. Surabaya : FTSP-ITS
4. Soedibyo.1988. **Teknik Bendungan**. Jakarta : Pradnya Paramita
5. Soemarto,CD. 1999. **Hidrologi Teknik**. Jakarta : Penerbit Erlangga
6. Soewarno, 1991. **Hidrologi.Pengukuran Dan Pengolahan Data Aliran Sungai (Hidrometri)**. Bandung : Penerbit Nova
7. Soewarno, 1995. **Hidrologi. Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data**. Bandung : Penerbit Nova
8. Sosrodarsono, Suyono. 2002. "**Bendungan Type Urugan**". Jakarta. PT Pradnya Paramita..
9. Sub Direktorat Perencanaan Teknis, Direktorat Irigasi I, Direktorat Jendral Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum.1986. **Standart Perencanaan Irigasi Kriteria Perencanaan -02**. Jakarta : Badan Penerbit Pekerjaan Umum
10. Sub Direktorat Perencanaan Teknis, Direktorat Irigasi I, Direktorat Jendral Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum.1986. **Standart Perencanaan Irigasi Kriteria Perencanaan -06**. Jakarta : Badan Penerbit Pekerjaan Umum
11. Sub Direktorat Perencanaan Teknis, Direktorat Irigasi I, Direktorat Jendral Pengairan, Departemen Pekerjaan Umum.1986. **Standart Perencanaan Irigasi**. Jakarta : Badan Penerbit Pekerjaan Umum
12. Ven Te chow, Suyatman, VFX Kristanto, Sugiharto, EV.Nensi Rosalina, 1984. **Hidrolika Saluran Terbuka**. Jakarta : Erlangga





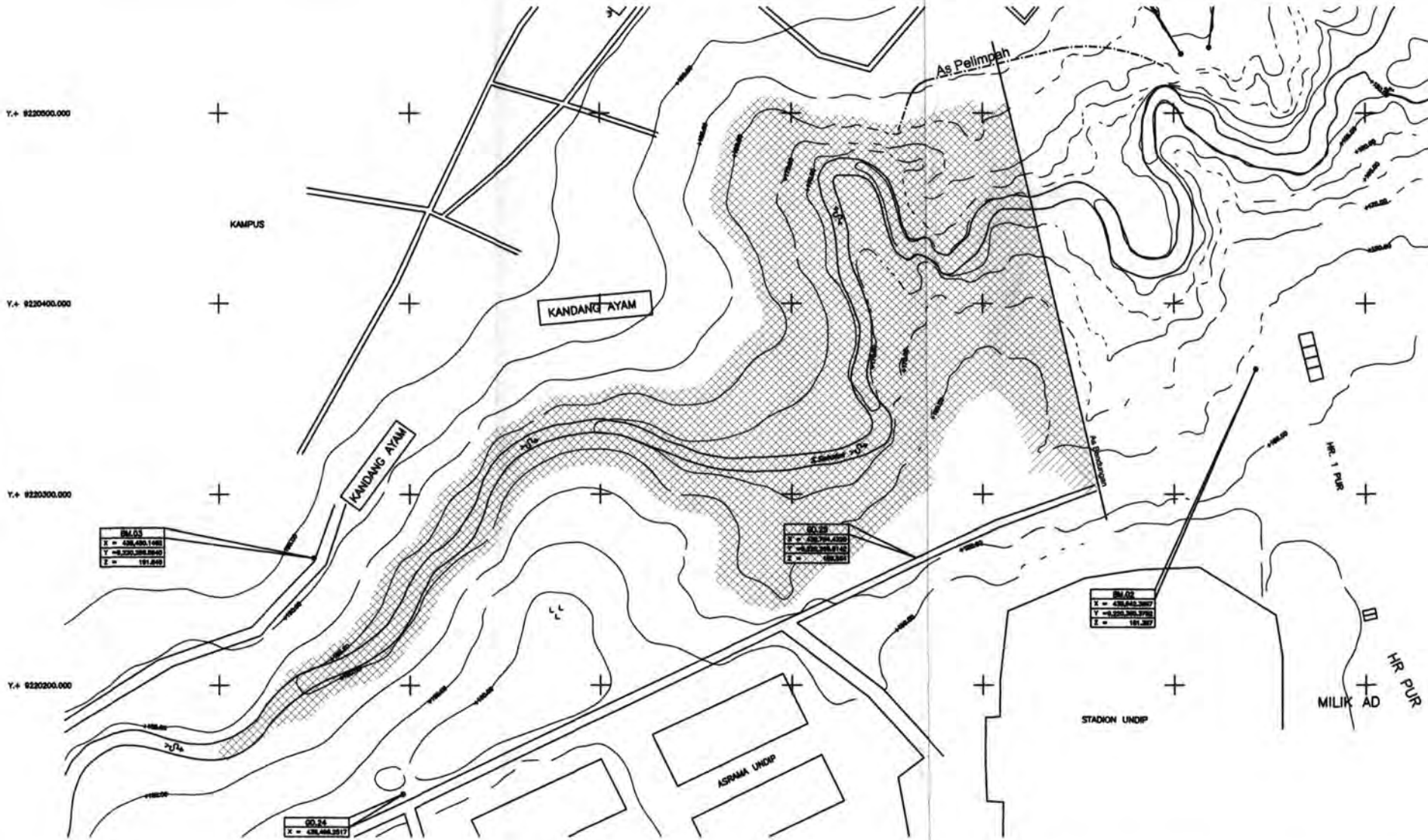
(Sumber: PT. Jasa Patria Gutama, BBWS)



Gambar 4.20 Peta Lokasi Bendungan Seketak

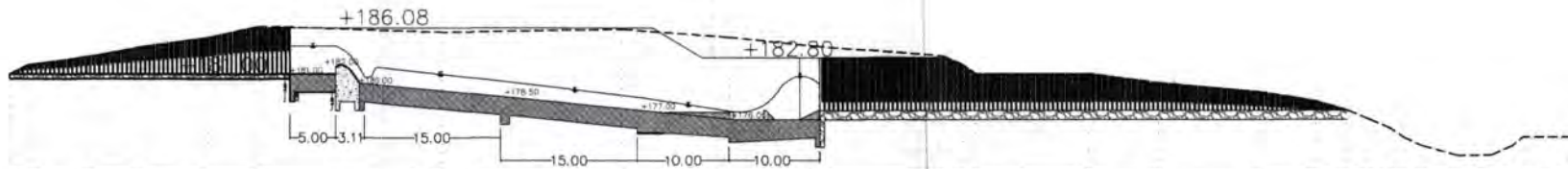
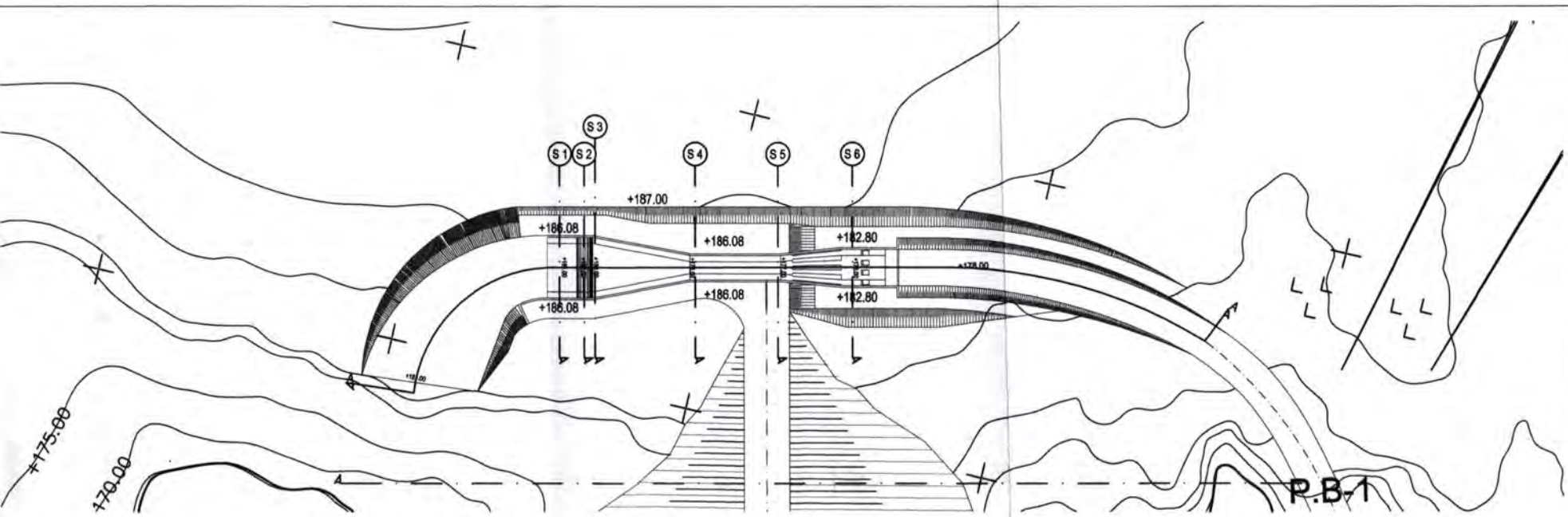


(Sumber: PT. Jasa Patria Gutama, BBWS)

Gambar 4.21 Peta Topografi Bendungan Seketak




		INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	
<b>TUGAS AKHIR</b> PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK			
		<b>- DENAH GENANGAN BENDUNGAN SEKETAK</b>	
Disusun, Novy Faria Mahardini N.R.P. 3102.100.008 Dosen Pembimbing,	Nama Mahasiswa TTD	SKALA 1:3000	
	Ditinjau, Ir. Soekibar Roedy S. N.I.P. 180.532.043	Tanggal : TTD	No. Gambar 1



BIDANG PERSAMAAN  
+170.00


ELEVASI TANAH ASLI	181.00	182.00	183.00	184.00	185.00	186.25	185.59	185.91	185.00	184.00	183.00	182.00	181.00	181.00	180.00	179.00	178.00	177.00	176.00	175.00	174.00	173.00	172.00	171.00	170.00	
JARAK (m)	2.03	7.36	5.34	7.21	5.61	20.10	19.72	11.73	9.81	13.63	2.23	1.4	12.31	7.65	11.25	5.97	3.38	2.44	2.37	1.4	2.14	3.72	3.77	2.25	1.7	4.98



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL

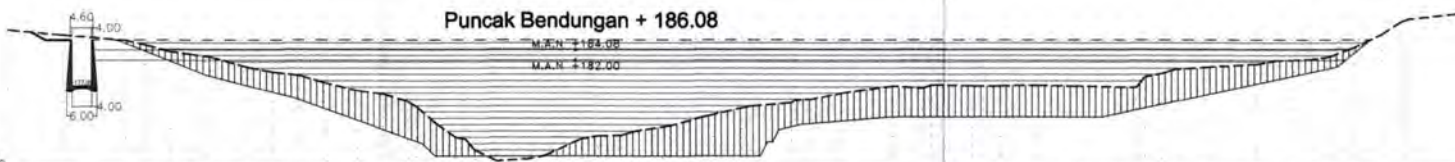
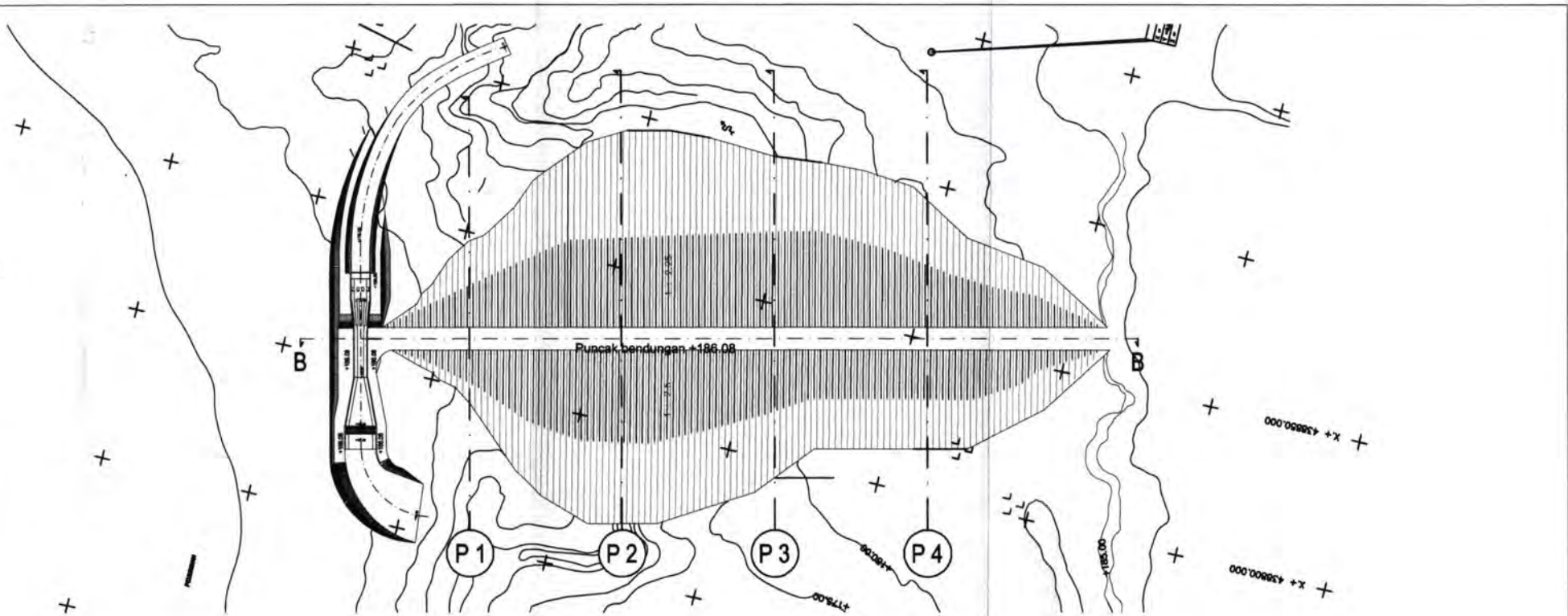
---

**TUGAS AKHIR PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK**



**- DENAH SPILLWAY  
- POTONGAN MEMANJANG SPILLWAY A-A**

Direksa,	Nama Mahasiswa	TTD	SKALA
	Novy Fidia Mahardini N.R.P. 3105100088 Dosen Pembimbing	Tanggal	1: 1000 1: 800
Disetujui,	Ir. Soekibar Roesly S. N.I.P. 130.532.041	Tanggal	No. Gambar
			2



BIDANG BERSAMAAN +180.00

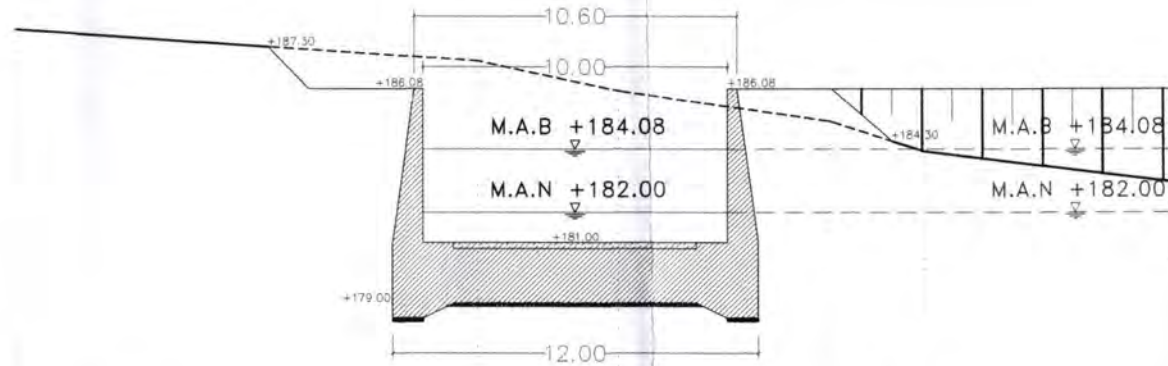
ELEVASI TANAH ASLI	11.00	10.31	9.88	9.47	9.08	8.71	8.36	8.03	7.72	7.43	7.15	6.89	6.64	6.40	6.17	5.95	5.74	5.54	5.34	5.14	4.94	4.74	4.54	4.34	4.14	3.94	3.74	3.54	3.34	3.14	2.94	2.74	2.54	2.34	2.14	1.94	1.74	1.54	1.34	1.14	0.94	0.74	0.54	0.34	0.14	0.00
JARAK (m)	11.00	10.31	9.88	9.47	9.08	8.71	8.36	8.03	7.72	7.43	7.15	6.89	6.64	6.40	6.17	5.95	5.74	5.54	5.34	5.14	4.94	4.74	4.54	4.34	4.14	3.94	3.74	3.54	3.34	3.14	2.94	2.74	2.54	2.34	2.14	1.94	1.74	1.54	1.34	1.14	0.94	0.74	0.54	0.34	0.14	0.00

ITS  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL

TUGAS AKHIR PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK

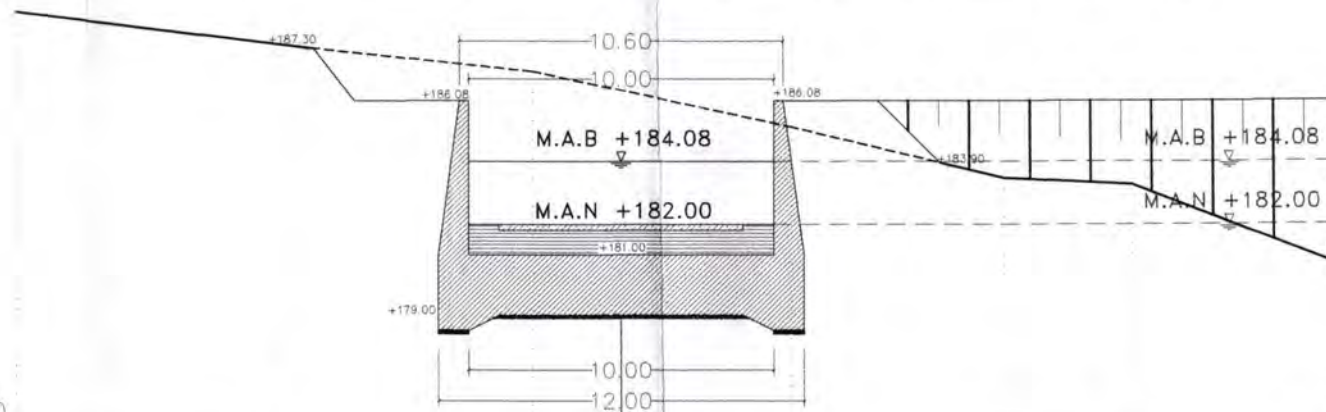
- DENAH SPILLWAY DAN TUBUH BENDUNGAN  
POTONGAN MEMANJANG TUBUH BENDUNGAN B-B

Direksikan, Novy Flina Mahardini, N.R.P. 3105.100.098	Desain Pembimbing, YTD	Tanggal : YTD	SKALA: 1:2000 1:1500
Disetujui, Jr. Soekibet Roesly S., N.I.P. 130.532.043	Dosen Pembimbing, YTD	Tanggal : YTD	NOMOR GAMBAR: 3




BIDANG PERSAMAAN +175.00

ELEVASI TANAH ASLI	188.00	187.00	186.00	185.00	184.00	183.00
JARAK (m)	15.18	4.63	6.89	3.11	8.25	

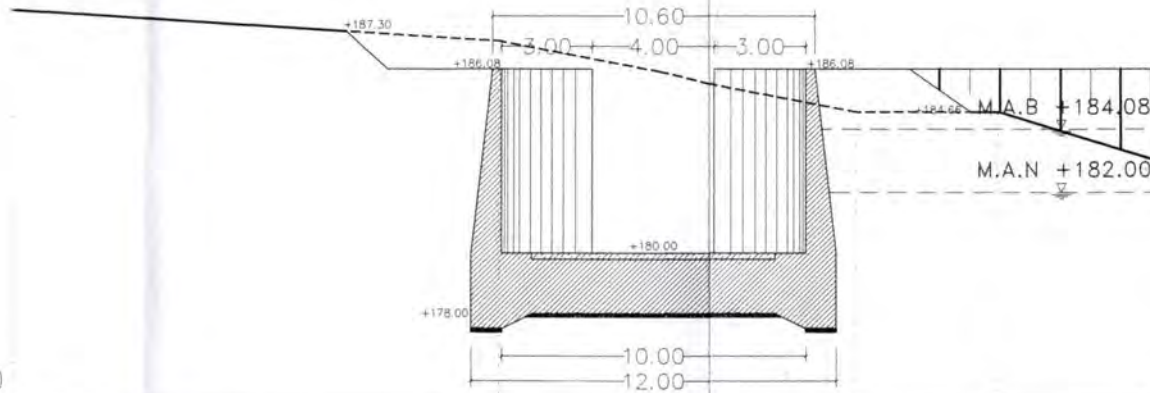


BIDANG PERSAMAAN +175.00

ELEVASI TANAH ASLI	188.99	187.92	187.04	185.21	183.53	183.33	180.72
JARAK (m)	8.70	8.30	2.86	5.58	6.97	4.21	6.59

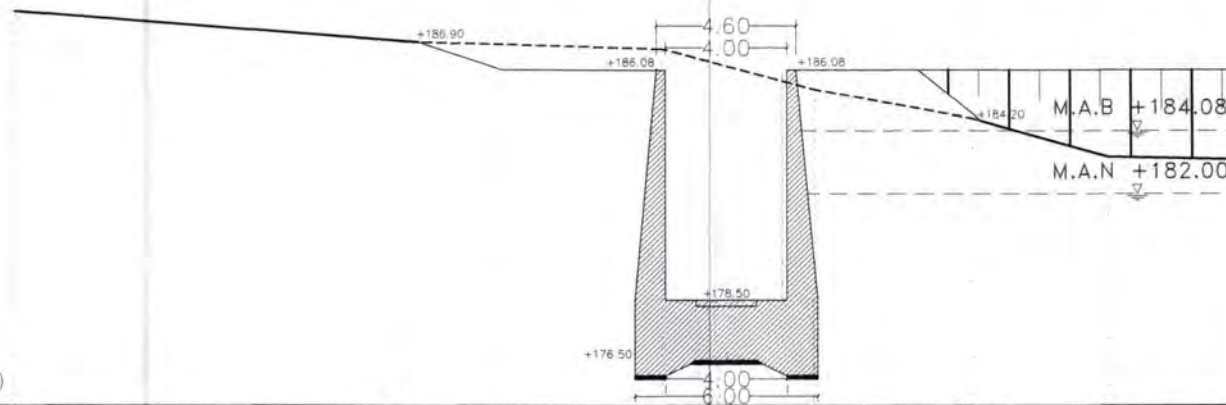
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	
TUGAS AKHIR PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK	
- POTONGAN MELINTANG SPILLWAY S-1 - POTONGAN MELINTANG SPILLWAY S-2	
Nama Mahasiswa Dirancang: Nivy Firtia Mahardini N.R.P. 3105.100.098 Dosen Pembimbing	TTD Tanggal : TTD
Disetujui: Ir. Soekibar Roesdy S. N.I.P. 130.532.043	Tanggal :
SKALA 1:250	No. Gambar 4






BIDANG PERSAMAAN +175.00

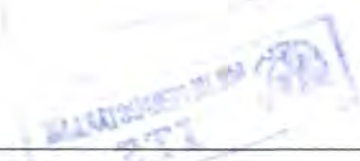
ELEVASI TANAH ASLI	188.00	187.00	185.59	184.66	184.66	182.98
JARAK (m)		15.93	6.91	4.84	4.69	5.79

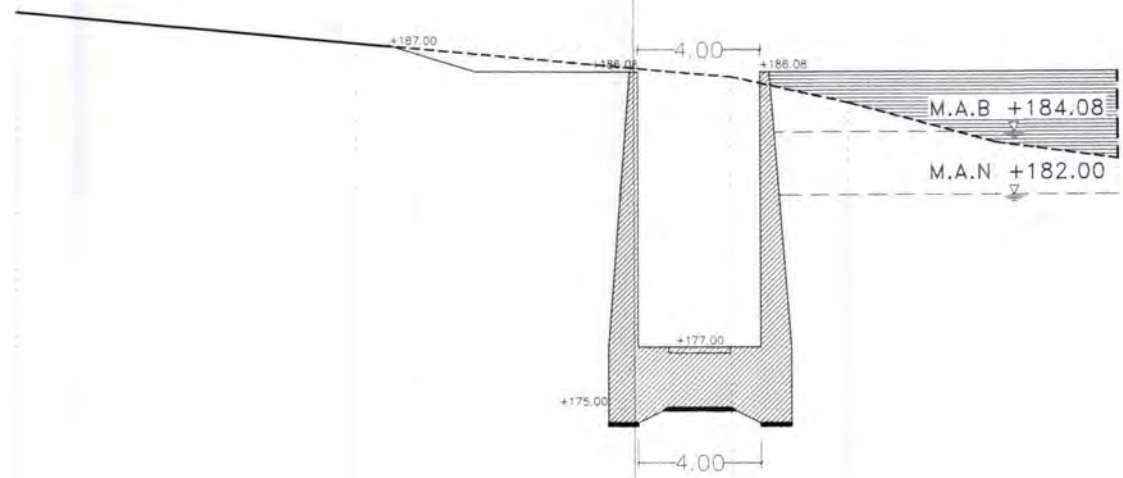


BIDANG PERSAMAAN +175.00

ELEVASI TANAH ASLI	188.00	187.00	186.77	185.42	184.48	183.22	183.13	
JARAK (m)		12.91	8.35	2.11	2.92	5.17	4.47	4.36


 <b>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</b> FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL			
<b>TUGAS AKHIR PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK</b>			
<b>- POTONGAN MELINTANG SPILLWAY S-3</b> <b>- POTONGAN MELINTANG SPILLWAY S-4</b>			
Nama Mahasiswa Diencana, <b>Novy Faria Mahardini</b> N.R.P. 3105.100.098 Dosen Pembimbing Disetujui, <b>Ir. Soekihot Roedy S.</b> N.R.P. 130.582.043	TTD Tanggal : TTD Tanggal :	SKALA: 1:250 No. Gambar 5	

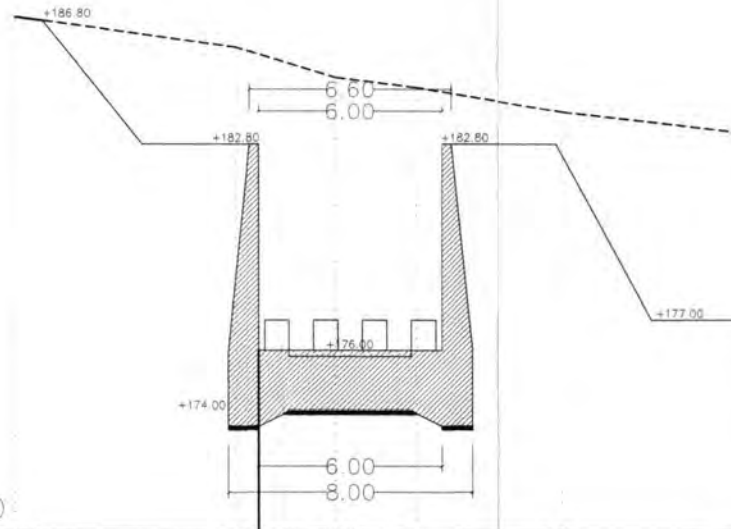




BIDANG PERSAMAAN +170.00


ELEVASI TANAH ASLI	188.00	187.00	185.91	185.04	183.73	183.18
JARAK (m)	11.16	12.31	3.85	4.87	4.00	

		INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	
TUGAS AKHIR		PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK	
- POTONGAN MELINTANG SPILLWAY S-5			
Direncana,	Nama Mahasiswa	TID	SKALA
	Novy Firia Mahardini N.R.P. 3105.100.098	Tanggal :	1: 250
Disetujui,	Dosen Pembimbing	TID	No. Gambar
	Ir. Soekibat Roesdy S. N.T.P. 130.532.043	Tanggal :	

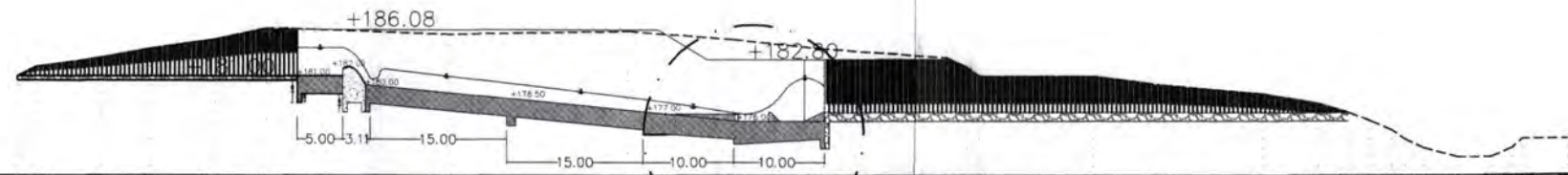


BIDANG PERSAMAAN +170.00

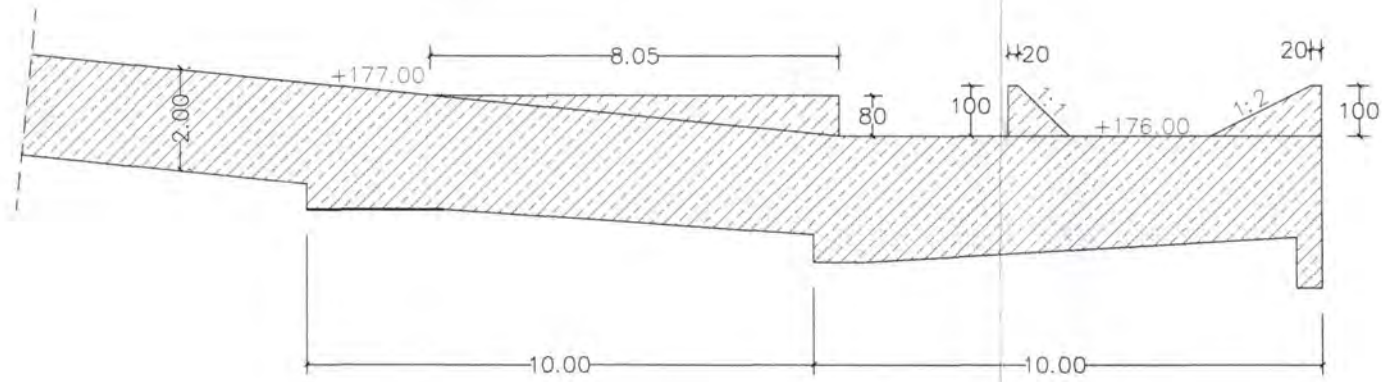
ELEVASI TANAH ASLI	187.00	186.00	185.00	184.67	183.86	183.17
JARAK (m)	7.25	3.24	0.49	2.17	4.49	5.88


		INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	
TUGAS AKHIR		PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK	
- POTONGAN MELINTANG SPILLWAY S-6			
Direncana,	Nama Mahasiswa Novy Fira Mahardini N.R.P. 3105.100.098 Dosen Pembimbing	TTD	SKALA: 1:250
Disetujui,	Ir. Soekiblat Roedy S. N.I.P. 130.532.043	Tanggal : TTD	No. Gambar 7

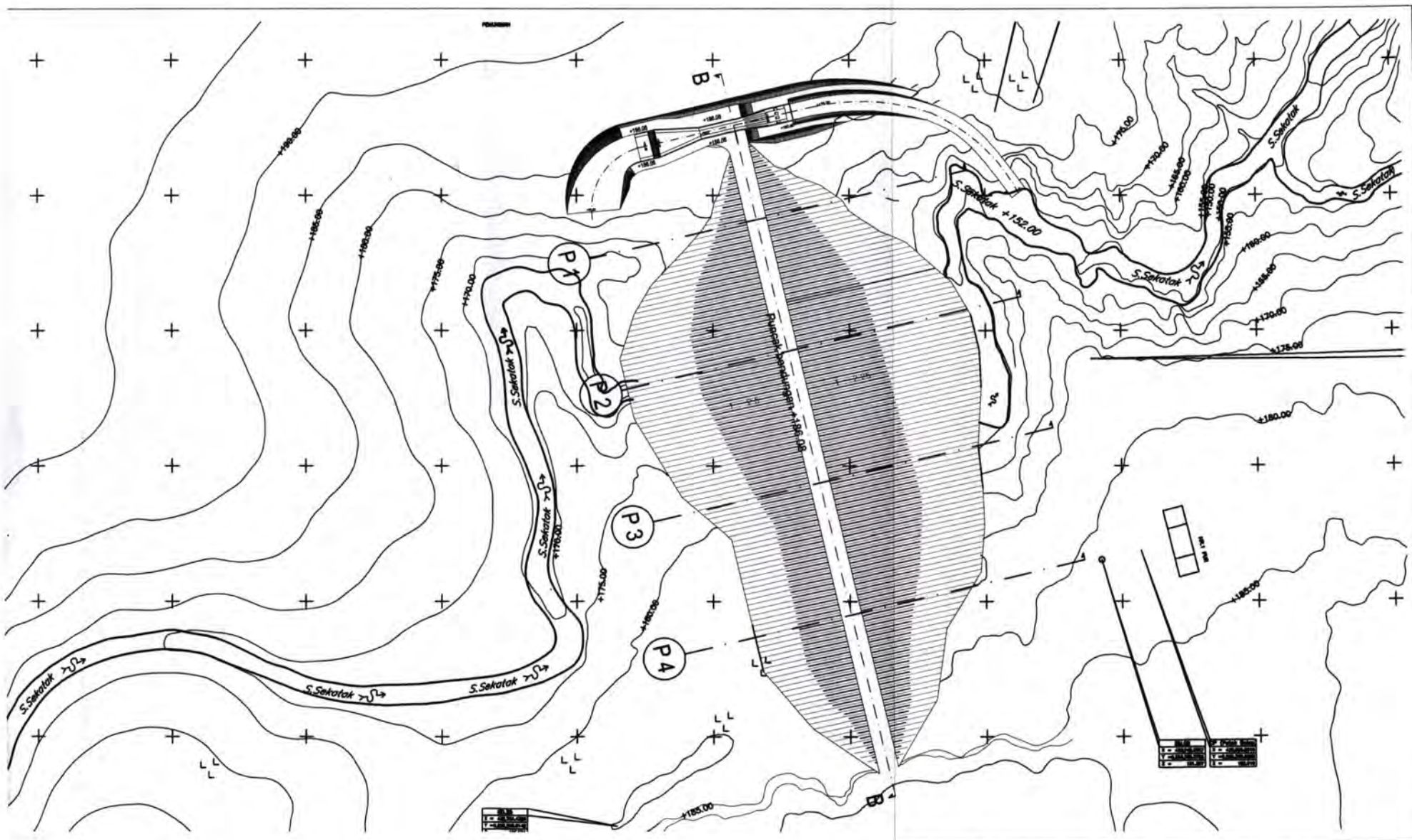
BIDANG PERSAMAAN  
+170.00





ELEVASI TANAH ASLI	181.00	182.00	183.00	184.00	185.00	186.26	185.59	185.91	185.00	184.00	183.00	182.00	181.00	181.00	180.00	179.00	178.00	177.00	176.00	175.00	174.00	173.00	172.00	172.00	173.00	174.00	174.00
JARAK (m)	2.03	7.36	5.34	7.21	5.61	20.10	19.72	11.73	9.81	13.63	2.23	1.4	12.31	7.65	11.25	5.97	3.38	2.44	2.37	1.4	2.14	3.72	3.77	2.25	1.7	4.98	

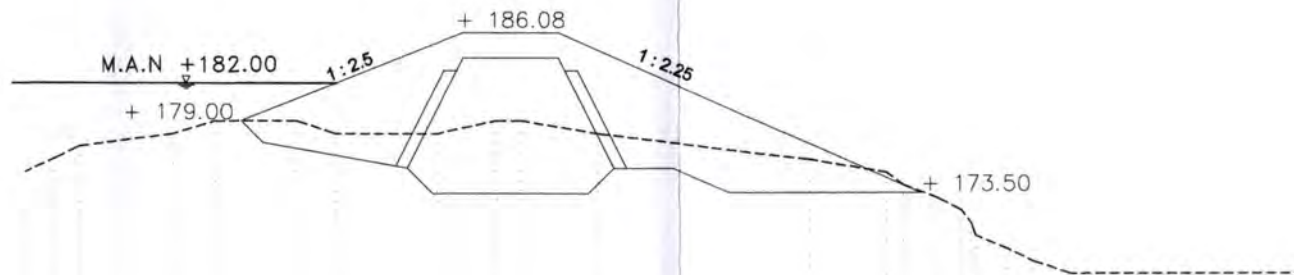


	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL		
	TUGAS AKHIR PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK		
- POTONGAN MEMANJANG SPILLWAY - DETAIL KOLAM OLAKAN			
Disrecaana, Novy Fitria Mahardini, N.R.P. 3105.100.098 Dosen Pembimbing	Nama Mahasiswa TTD	Tanggal :	SKALA 1:800 1:150
	Disetujui, Ir. Soehalit Roedy S., N.T.P. 130.532.043	Tanggal :	No. Gambar 8




		INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	
TUGAS AKHIR		PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKATAK	
		DENAH BENDUNGAN	
Diseneca,	Dosen Pembimbing Novy Firia Mahardini N.I.P. 3105 100 098	TTD	SKALA 1-2000
	Dosen Pembimbing	Tanggal	NOMOR GAMBAR 9
Disetujui,	Ir. Sorkibat Roedy S. N.I.P. 130 532 043	TTD	
		Tanggal	

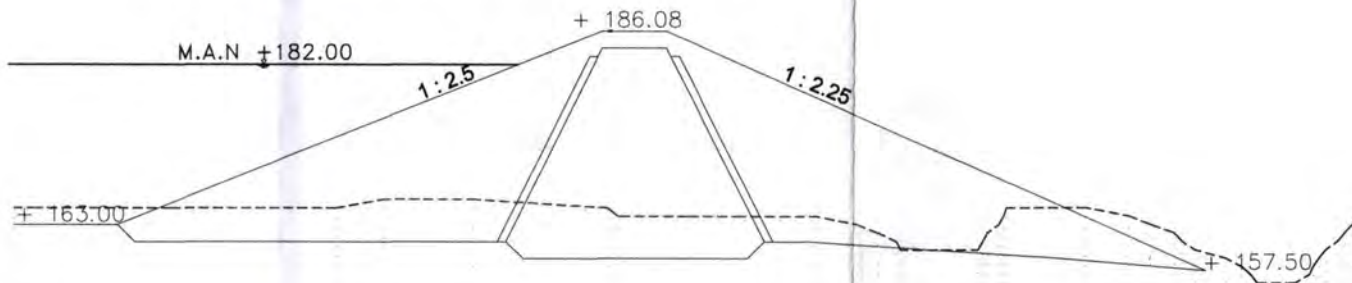




BIDANG PERSAMAAN +150.00


ELEVASI TANAH ASLI	175.00	176.00	177.00	178.00	179.00	179.00	178.00	178.00	179.00	179.00	178.00	176.00	175.00	174.00	173.00	172.00	170.00	169.00	168.00	167.00
JARAK (m)	4.26	7.48	3.23	6.41	3.08	8.05	4.61	1.94	6.10	16.58	6.06	1.33	2.69	1.94	1.09	2.40	2.07	2.97	18.23	

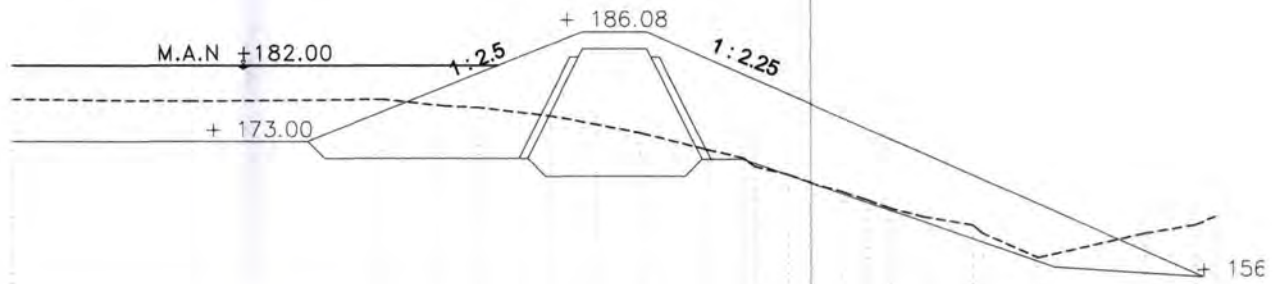
	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL		
	TUGAS AKHIR PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK		
- POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN P-1			
Nama Mahasiswa Novy Faria Maharidmi N.R.P. 3103.100.098 Dosen Pembimbing	TTD Tanggal : TTD	SKALA: 1:600	No. Gambar 10
Disetujui, Ir. Soekibat Roedy S. N.I.P. 130.532.043	Tanggal :		



BIDANG PERSAMAAN +150.00


ELEVASI TANAH ASLI	165.00	165.00	166.00	166.00	165.00	164.00	164.00	163.00	162.00	161.00	160.00	160.00	165.00	165.00	164.00	163.00	162.00	160.00	159.00	158.00	156.00	156.00	157.00	160.00	161.00	163.00	165.00									
JARAK (m)		38.28	5.54	10.36	16.01	1.77	23.22	5.05	2.42	16.20	2.18	16.00	9.02	1.09	16.87	9.29	5.16	2.56	16.30	2.81	16.20	1.90	16.00	3.81	1.85	158.00	1.75	4.42	1.66	16.00	1.43	16.00	1.82	16.30	1.48	16.50

		INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	
TUGAS AKHIR		PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK	
<b>- POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN P-2</b>			
Ditencana,	Dosen Pembimbing	TTD	SKALA
	Novy Firda Mahardini N.R.P. 3105.100.098 Dosen Pembimbing	Tanggal :	1:600
Dijetujui,	Ir. Soekibat Roedy S. N.I.P. 130.532.043	TTD	NOMOR GAMBAR:
	Tanggal :		11

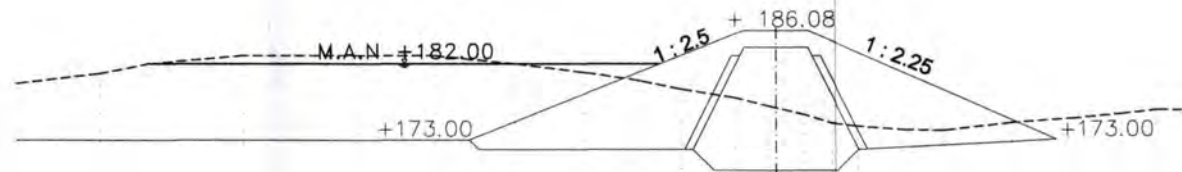


BIDANG PERSAMAAN +150.00

ELEVASI TANAH ASLI	178.00	177.79	178.00	177.21	177.00	176.00	175.00	174.00	172.00	171.00	170.00	169.00	168.00	167.00	166.00	165.00	164.00	163.00	162.00	159.11	162.00	163.00	164.00
JARAK (m)	21.06	22.68	7.35	4.19	8.51	5.17	5.17	8.09	4.14	1.34	5.97	2.91	3.45	2.97	2.66	4.78	5.90	1.18	6.50	12.67	5.88	2.49	164.00

	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL		
	TUGAS AKHIR PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK		
- POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN P-3			
Dosen Pembimbing Nony Elria Mahardani N.R.P. 3105.100.098 Dosen Pembimbing	TTD Tanggal :	SKALA: 1:600	
Disetujui, Ir. Soekhat Roedy S. N.I.P. 130.532.043	TTD Tanggal :	NOMOR GAMBAR: 12	





BIDANG PERSAMAAN +150.00

ELEVASI TANAH ASLI	179.68	180.87	182.00	183.00	183.00	182.99	182.00	181.00	180.00	179.00	178.00	177.00	176.00	175.00	174.62	174.22	174.11	175.00	175.46	176.00	176.44	176.37
JARAK (m)	9.98	5.58	11.35	13.52	9.02	9.71	8.04	6.64	4.81	6.35	4.05	4.99	3.22	3.12	5.20	5.20	8.07	7.20	5.84	4.12	4.81	

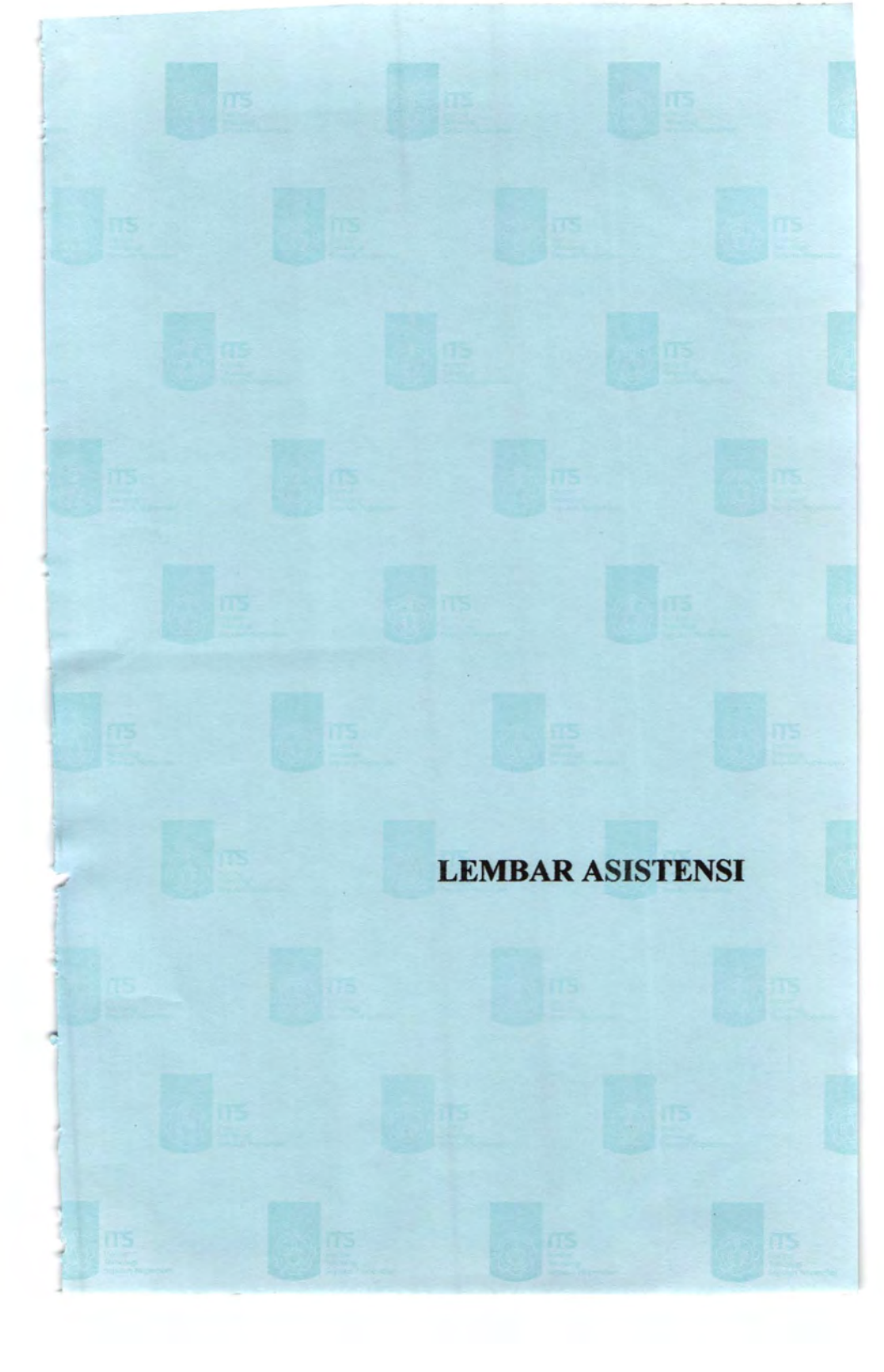


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL

TUGAS AKHIR PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN SEKETAK

- POTONGAN MELINTANG TUBUH BENDUNGAN P-4

Direncana,	Nama Mahasiswa	TTD	SKALA: 1:600
	Nocy Fintia Mahardini, N.R.P. 3105.100.098 Dosen Pembimbing	Tanggal :	
Disetujui,	Ir. Soekibat Roedy S., N.I.P. 130.532.043	TTD	No. Gambar 13
		Tanggal :	

The background of the page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a teal shield with a white emblem inside, followed by the letters 'ITS' in a bold, sans-serif font. The logos are arranged in a grid across the entire page.

**LEMBAR ASISTENSI**



NAMA PEMBIMBING	: Bapak Ir. Sockibot Roesly
NAMA MAHASISWA	: NOVY Fitria Mahardini
NRP	: 3105 100 098
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Bendungan Sepetak
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	3/03		- Jitapkan Ase Renc Bendungan dan posisi spillway per bendungan ke lokasi stabilisasi badan yg ada pd DAS yg di rencanakan	St
2	17/4 09		* Seley laporan waduk, luas & elevasi diperbaiki + Ralat debit rencana	St
3	15/5 09		* Sejahter perhidupan cpc Nabayasa & bendung + Data elevasi ambg spillway plus data keseluruhan	St
4	16/5 09		Cek perhidupan debit meth Nabayasa	St
5.	23/5 09		* Realitas delayatka of Ronty	St
6	28/5 09		* Cek ulay perhid Flood Ronty	St
7	29/5 09		* Cek kestabilan Bend dan spillway	St
8	03/6 09		+ Sejahter of perhid stabiliter bendungan	St
9	09/6 09		+ Cek Stabiliter & kelas alat	St

NAMA PEMBIMBING	:	
NAMA MAHASISWA	:	
NRP	:	
JUDUL TUGAS AKHIR	:	
TANGGAL PROPOSAL	:	
NO. SP-MMTA	:	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
10	12/16-09		<ul style="list-style-type: none"> <li>Hitung gaya uplift JS</li> <li>beberapa pd bag basal</li> <li>bag. spillway</li> </ul>	PT
11	18/16-09		<ul style="list-style-type: none"> <li>DA = 1.000 ftaku</li> <li>dibel. uleg</li> <li>= Perawatan putar</li> <li>konstruksi di cek</li> <li>lagi</li> </ul>	PT
12	23/16-09		<ul style="list-style-type: none"> <li>Gambar perapian melalui spillway &amp; bograt uji</li> <li>perlu menepetkan dan kontrol</li> </ul>	PT
13	25/16-09		<ul style="list-style-type: none"> <li>Flod kerdus dengan</li> <li>Cek tebal lantai kolom pinal, dan pinal</li> <li>Dapat di ambil / dipaka</li> <li>kan &amp; dan bantuan</li> <li>rental mesin uji, TA</li> <li>Kebijakan sub digkap</li> </ul>	PT

*(Handwritten signature)*



Penulis dilahirkan di Bojonegoro, pada tanggal 03 Juni 1987, yang merupakan anak ketiga dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu SDN Kepoh Baru 1 Bojonegoro, SMP Negeri 1 Bojonegoro dan SMA Negeri 1 Bojonegoro.

Setelah lulus dari SMAN 1 Bojonegoro tahun 2005, penulis melanjutkan studinya mengambil kuliah jalur S1 Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya pada tahun 2005 dan

terdaftar dengan NRP.3105.100.098.

Di jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil Tugas akhir pada bidang studi keairan dengan judul :

“ Perencanaan *spillway* (pelimpah) Bendungan Seketak.  
Studi kasus: Kecamatan Tembalang, Semarang.”