

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SABO DAM DI KALI APU KM 6,4

DUSUN II, TLOGOLELE, BOYOLALI

(DESIGN OF SABO DAM ON APU RIVER KM 6,4

DUSUN II, TLOGOLELE, BOYOLALI)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



Desy Asni S

17511108

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2023

TUGAS AKHIR
PERENCANAAN SABO DAM DI KALI APU KM 6,4
DUSUN II, TLOGOLELE, BOYOLALI
(DESIGN OF SABO DAM ON APU RIVER KM 6,4
DUSUN II, TLOGOLELE, BOYOLALI)

Disusun oleh:



Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
untuk memperoleh derajat sarjana teknik sipil

Diuji pada tanggal 3 Maret 2023

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

D.A. Wahyu Wulan P, S.T., M.T.
NIK : 155111301

Penguji I

Bambang Sulistiono, Ir., MSCE
NIK : 805110201

Penguji II

Akhmad Marzuko Ir. M.T.
NIK : 885110107



Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D
NIK : 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 3 Maret 2023

Yang membuat pernyataan,



Desy Asni S

(17511108)

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat, taufik dan hidayahnya, sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perencanaan Sabo Dam Di Kali Apu Km 6,4 Dusun Ii, Tlogolele, Boyolali*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, saya ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah tulus membantu, menasehati, dan membimbing selama proses Tugas Akhir berlangsung.
2. Bapak Bambang Sulistiono, Ir.,MSCE selaku Dosen Penguji I
3. Bapak Akhmad Marzuko Ir. M.T. selaku Dosen Penguji II
4. Ibu Yunalia Muntafi, S.T.,M.T.,Ph.D.,Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.
5. Kedua orang tua tercinta Bapak Syafruddin dan Ibu Astuti yang telah mendukung banyak memberikan dukungan, arahan dan semangat dalam menjalani kuliah hingga tahap Tugas Akhir ini.
6. Adik kandung saya Muhammad Agus Kurniawan S (Aan jelek) Kakak-kakak saya Nining Astuti, Eva Marliana, Yuyun Yunita, yang telah memberikan semangat dan motivasi selama menyelesaikan Tugas Akhir ini.
7. Teman, sahabat dan kerabat saya Rina, Ria, Tiffani, Dika, Niar, Silva, Fuad, Bagus, Apil, Ilham, Danang

8. Pak Sutiarsa dan Pak Maruji dan staf lainnya yang tidak bisa disebutkan satu satu namanya selaku staf Balai Sabo Yogyakarta yang turut serta membantu dalam memberikan data untuk Tugas Akhir ini
9. Piko yang selalu setia menemani dari awal semester hingga akhir dan gembul yang selalu menemani selama kuliah *online*.

Akhir kata penulis menyadari bahwa Tugas akhir ini masih jauh dari sempurna. Besar harapan penulis agar pembaca berkenan memebrikan kritik dan saran yang dapat membangun penyusunan Tugas Akhir ini dan bisa memberikan manfaat bagi para pembaca

Yogyakarta, 3 Maret 2023

Penulis,



(Desy Asni S)

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	1
TUGAS AKHIR	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiv
ABSTRAK	xvii
ABSTRACK	xviii
BAB I PENDAHULUAN	19
1.1 Latar Belakang	19
1.2 Rumusan Perencanaan	19
1.3 Tujuan Perencanaan	20
1.4 Manfaat Perencanaan	20
1.5 Batasan Penelitian	20
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	21
2.1 Umum	21
2.1.1 Perencanaan Sabo Dam Kali Putih (Km 16,7)	21
2.1.2 Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Di Kali Kreo	22
2.1.3 Perencanaan Sabo Dam Tipe Terbuka (Tipe Lubang) Sebagai Bangunan Pengendali Sedimen Gunung Semeru Di Sungai Mujur Kabupaten Lumajang	23
2.2 Rangkuman Penelitian Terdahulu	25
BAB III LANDASAN TEORI	27
3.1 Tinjauan umum	27
3.2 Analisis Hidrologi	28
3.2.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)	28
3.2.2 Analisis Hujan Maksimum Rencana	28
3.2.3 Analisis Frekuensi Hujan	29

3.2.4 Uji Kecocokan Distribusi	37
3.2.5 Intensitas Hujan	40
3.2.6 Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Rencana	40
3.3 Analisis Sedimen	45
3.4 Analisis Hidrolika	46
3.4.1 Main Dam	46
3.4.2 Sub Dam	51
3.4.3 Konstruksi Tembok Tepi	53
3.4.4 Lubang Alir	53
3.4.5 Analisis Kapasitas Tampungan	54
3.4.6 Analisis Stabilitas	54
BAB IV METODE PERENCANAAN	57
4.1 Lokasi Perencanaan	57
4.2 Data Yang Dibutuhkan	57
4.3 Analisis Data	58
4.4 Bagan Alir	60
BAB V ANALISIS DAN PERENCANAAN	61
5.1 Analisis Hidrologi	61
5.1.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)	61
5.1.2 Analisis Hujan Maksimum Rencana	62
5.1.3 Analisis Frekuensi Hujan	64
5.1.4 Uji Kecocokan Distribusi	68
5.1.5 Intensitas Hujan	71
5.1.6 Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Rencana	73
5,2 Analisis Sedimen	83
5,3 Analisis Hidrolika	84
5,3,1 Main Dam	84
3,3,2 Sub Dam	92
5,3,4 Tenbok Tepi	94
5,3,5 Lubang Alir	95
5,3,6 Analisis Kapasitas Tampungan	95
5,3,7 Analisis Stabilitas	96
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	99
6,1 Kesimpulan	99
6,2 Saran	100

Daftar Pustaka	101
LAMPIRAN	103

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Rangkuman Penelitian Terdahulu	25
Tabel 3.1 Parameter Faktor Distribusi	31
Tabel 3.2 Nilai Variabel Reduksi Gauss	32
Tabel 3.3 Fungsi Cs dan Probabilitas Kejadian	34
Tabel 3.4 Nilai Reduce Variat	35
Tabel 3.5 Hubungan Antara Yn Dengan n	36
Tabel 3.6 Hubungan Antara Sn Dengan n	37
Tabel 3.7 Distribusi X^2	38
Tabel 3.8 Nilai Kritis Do Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov	39
Tabel 3.9 Tinggi Jagaan	47
Tabel 3.10 Tebal Pelimpah	48
Tabel 3.11 Kedalaman Penetrasi Sayap Sabo Dam	51
Tabel 3.12 Kedalaman pondasi	52
Tabel 3.13 Nilai Koefisien Geser Tanah Dasar	56
Tabel 5.1 Luas Pengaruh Stasiun	63
Tabel 5.2 Perhitungan Hujan Harian Rata Rata	63
Tabel 5.3 Perhitungan Curah Hujan Maksimum Harian	64
Tabel 5.4 Perhitungan Parameter Statik	65
Tabel 5.5 Perhitungan Parameter Statik Logaritma	66
Tabel 5.6 Hasil Anlalisis Parameter Statistik	68
Tabel 5.7 Hasil Analalisis Parameter Statistik	69
Tabel 5.8 Hasil Analalisis Parameter Statistik	69
Tabel 5.9 Hasil Perhitungan Uji Kolmogorov – Smirnov	69
Tabel 5.10 Data Hujan Dan Probabilitasnya	70
Tabel 5.11 Penggmbaran Probabilitas Log Pearson III	70
Tabel 5.12 Perhitungan Intensitas Hujan	71
Tabel 5.13 Perhitungan ABM Kala Ulang 50 Tahun	72
Tabel 5.14 Perhitungan Hidrograf Metode Nakayasu	75

Tabel 5.15 Perhitungan Hidrograf Koreksi Metode Nakayasu	76
Tabel 5.16 Perhitungan Debit Banjir Rencana Kala Ulang 50 Tahun	77
Tabel 5.17 Perhitungan Hidrograf Metode Gama I	79
Tabel 5.19 Perhitungan Hidrograf Koreksi Metode Gama I	80
Tabel 5,21 Perhitungan Debit Banjir Rencana Kala Ulang 50 Tahun	82
Tabel 5,22 Nilai Koefisien Limpasan	85
Tabel 5.23 Gaya Yang Bekerja Pada Sabo Dam Keadaan Normal Dan Banjir	98

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Hidrograf Nakayasu	41
Gambar 3.2 Grafik Hidrograf satuan sintetis Gama I	43
Gambar 3.3 Sketsa Penetapan WF	44
Gambar 3.4 Sketsa Penetapan RUA	44
Gambar 3.5 Kemiringan Permukaan Sayap	50
Gambar 3.6 Gaya - Gaya Yang Bekerja Pada Sabo Dan Kondisi Normal Dan Banjir	54
Gambar 4.1 Lokasi Perencanaan	57
Gambar 4.2 Bagan Alir Perencanaan Sabo Dam	60
Gambar 5.1 Daerah Aliran Sungai Kali Apu	61
Gambar 5.2 Poligon Thiessen	62
Gambar 5.3 Grafik Distribusi Hujan Efektif ABM Kala Ulang 50 Tahun	73
Gambar 5.4 Grafik Unit Hydrograph Nakayasu	76
Gambar 5.5 Grafik Unit Hydrograph Gama I	81
Gambar 5.6 Rekapitulasi Grafik Hydrograph Gama I	83
Gambar 5.7 Tinggi Efektif Main Dam	85
Gambar 5.8 Lebar Dasar Pelimpah Main Dam (B1)	86
Gambar 5.9 Tinggi Muka Air Diatas Pelimpah (h_3)	86
Gambar 5.10 Lebar Muka Di Atas Pelimpah (B2)	87
Gambar 5.11 Tinggi Jagaan Pada Pelimpah Main Dam (F)	87
Gambar 5.12 Tebal Mercu Pelimpah (b)	89
Gambar 5.13 Kedalam Pondasi Main Dam (h_p)	89
Gambar 5.14 Kemiringan Badan Main Dam	91
Gambar 5.15 Sayap Pelindung Main Dam	92
Gambar 5.16 Tinggi Sub Dam (h_2)	93
Gambar 5.17 Tebal Apron (t)	93
Gambar 5.18 Panjang Lantai Apron (L)	94
Gambar 5.19 Tembok Tepi	94

Gambar 5.20 Lubang Alir	95
Gambar 5.21 Kapasitas Tampungan Sedimen	96

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Peta Topografi Kali Apu	104
Lampiran 2 <i>Long Section</i> dan <i>Cross Section</i> Kali Apu	105
Lampiran 3 Data Hujan Sta. Stabelan dan Sta Jrasah	106
Lampiran 4 Perhitungan Stabilitas SNI 2851 Tahun 2015	108
Lampiran 5 Foto Lokasi Perencanaan	109

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

AMB	=	<i>Alternating Block Method</i>
DAS	=	Daerah Aliran Sungai
DEM	=	<i>Digital Elevation Model</i>
DK	=	Derajat Kebebasan
HSS	=	Hidrograf Satuan Sintetik
SNI	=	Standar Nasional Indonesia
A	=	Luas DAS (m)
B	=	Lebar Sungai (m)
B ₁	=	Lebar Dasar Pelimpah (m)
B ₂	=	Lebar Muka Di Atas Pelimpah (m)
b'	=	Lebar Dasar Pondasi (m)
c	=	Koefisien Untuk Pelindung Air
C _k	=	Koefisien Kurtosis
C _s	=	Koefisien Skewness
C _v	=	Koefisien Variasi
C*	=	Konsentrasi Volume Sedimen Pada Endapan Aliran Debris
D	=	Kerapatan Jaringan Kuras
E _i	=	Jumlah Nilai Pengamatan Pada Sub Kelompok
F	=	Tinggi Jagaan (m)
G	=	Jumlah Sub Kelompok
h	=	Tinggi Bendung Utama (m)
H _c	=	Tinggi Pelimpah (m)
h _p	=	Kedalaman Pondasi <i>Main Dam</i> (m)
h ₃	=	Tinggi Muka Air Diatas Pelimpah (m)
I _t	=	Intensitas Hujan (mm/jam)
JN	=	Jumlah Pertemuan Sungai
K	=	Faktor Frekuensi

L	=	Panjang Sungai Utama (km)
L	=	Jarak Dinding Vertikal Ke Ujung Apron Paling Hulu (m)
m	=	Kemiringan Main Dam Bagian Hulu
M _{ha}	=	Momen Pengguling
M _{va}	=	Momen Penahan
n	=	Koefisien Kekasaran <i>Manning</i>
O _i	=	Jumlah Nilai Teoritis Pada Sub Kelompok
P _s	=	Berat Volume Sedimen (gr/cm ³)
P _w	=	Berat Volume Air (gr/cm ³)
Q _d	=	Debit Puncak (m ³ /det))
R _e	=	Curah Hujan Efektif (mm)
RUA	=	Luas DAS Sebelah Hulu
R ₂₄	=	Curah Hujan Maksimum Dalam 24 Jam (mm)
s	=	Kemiringan Dasar Sungai
S _d	=	Standar Deviasi
SF	=	Faktor Sumber
SIM	=	Faktor Simetri
SN	=	Frekuensi Sumber
S _n	=	<i>Reduce</i> Standar <i>Deviation</i>
t	=	Waktu Konsentrasi (jam)
t	=	Tebal Lantai Lindung (m)
t _g	=	Waktu Konsentrasi
t _r	=	Satuan Waktu Dari Curah Hujan (jam)
u	=	Kecepatan Aliran Debris
V _c	=	Daya Tampung Terkendali (m ³)
V _d	=	Daya Tampung Mati (m ³)
V _{total}	=	Total Daya Tampung (m ³)
WF	=	Faktor Lebar
\bar{x}	=	Curah Hujan Rata – Rata (mm)
x _h	=	Parameter Uji Chi-Kuadrat
X _t	=	Curah Hujan Dengan Periode Ulang (mm/hari)

Y_n	=	Harga Rata Rata <i>Reduce Mean</i>
Y_t	=	<i>Reduce Variate</i>
α	=	Koefisien Karakteristik DAS
θ	=	Kemiringan Dasar Sungai
\emptyset	=	Koefisien Gesekan Dalam Sedimen
σ	=	Tekanan Tanah Normal (T/m)
φ	=	Sudut Geser Dalam Tanah ($^{\circ}$)

ABSTRAK

Gunung Merapi (2980 mdpl) adalah salah satu gunung berapi paling aktif di Indonesia yang terletak di Provinsi Jawa Tengah dan DIY. Gunung Merapi terakhir kali mengalami erupsi pada tahun 2020 dan menimbulkan aliran lahar. Pada tahun 2012 Gunung Merapi juga mengalami erupsi dan menimbulkan aliran lahar dingin dalam jumlah besar dan memiliki daya rusak tinggi. Aliran lahar dingin tersebut mengalir hampir ke seluruh sungai yang berada di lereng Gunung Merapi. Kali Apu merupakan salah satu kali yang berhulu di Gunung Merapi yang terletak di Kec. Boyolali, Kabupaten Boyolali, Jawa Tengah. Pada tahun 2011 terjadi banjir lahar dingin di Kali Apu yang mengakibatkan dua sabo dam di Kali Apu jebol akibatnya akses jalan menuju Desa Tlogolele terputus. Berdasarkan kejadian tersebut, maka perlu dibuat kembali sabo dam di Kali Apu sebagai upaya struktural untuk mengendalikan dan mengamankan erosi dan banjir lahar.

Perencanaan Sabo Dam dilakukan dengan menganalisis hidrologi untuk mendapatkan hujan rencana dengan kala ulang 50 tahun menggunakan hidrograf satuan Nakayasu dan Gama I dan melakukan perencanaan dimensi sabo yaitu main dam, sub dam, apron, dan menghitung stabilitas main dam.

Dari hasil penelitian didapatkan Debit banjir rencana kala ulang 50 tahun sebesar 28.696 m³/detik dan debit banjir rencana dengan sedimen kala ulang 50 tahun sebesar 57,3926 m³/detik, dimensi main dam(h)= 20 m dengan lebar pelimpah (B1) = 31 m, tinggi limpasan di atas pelimpah (h₃) = 1,3 m kedalam pondasi main dam (hp) = 7 m, tinggi sub dam (h₂) = 8 m panjang apron datar = 36 m, pondasi subdam = 1,5 m, kapasitas tampungan sebesar 90775,42 m³. Berdasarkan analisis stabilitas terhadap kondisi normal dan banjir di analisis terhadap guling > 1.5, geser > 1.5, dan daya dukung tanah seluruhnya aman

Kata Kunci : Perencanaan, Sabo Dam, Kali Apu

ABSTRACT

Mount Merapi (2980 meters above sea level) is one of the most active volcanoes in Indonesia, located in the provinces of Central Java and Yogyakarta. Mount Merapi last erupted in 2020 and caused lava flows. In 2012 Mount Merapi also erupted and caused a large amount of cold lava flow with high destructive power. The cold lava flows into almost all rivers on the slopes of Mount Merapi. Apu River is one of the rivers upstream of Mount Merapi, located in Boyolali Subdistrict, Boyolali Regency, Central Java. In 2011 there was a cold lava flood in Apu River which caused two sabo dams in Apu River to break down as a result the road access to Tlogolele Village was cut off. Based on the incident, it is necessary to rebuild the sabo dam in Apu River as a structural effort to control and secure erosion and lahar floods.

Sabo Dam planning is done by analyzing hydrology to get the rainfall plan with a 50-year return period using the Nakayasu and Gama I unit hydrographs and planning the dimensions of the sabo, namely the main dam, sub dam, apron, and calculating the stability of the main dam.

From the results of the study, it was found that the 50-year return time plan flood discharge was 28,696 m³ / sec and the 50-year return time plan flood discharge with sediment was 57.3926 m³ / sec, main dam dimensions (h) = 20 m with spillway width (B1) = 31 m, runoff height above the spillway (h3) = 1.3 m into the main dam foundation (hp) = 7 m, sub dam height (h2) = 8 m flat apron length = 36 m, subdam foundation = 1.5 m, storage capacity of 90775.42 m³. Based on the stability analysis of normal and flood conditions in the analysis of overturning > 1.5, shear > 1.5, and the carrying capacity of the soil is entirely safe.

Translated with www.DeepL.com/Translator (free version)

Keywords: *Planning, sabo dam, kali apu*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gunung Merapi (2980 mdpl) adalah salah satu gunung berapi paling aktif di Indonesia yang terletak di Provinsi Jawa Tengah. Gunung Merapi terakhir kali mengalami erupsi pada tahun 2020 dan menimbulkan aliran lahar. Pada tahun 2012 Gunung Merapi juga mengalami erupsi dan menimbulkan aliran lahar dingin dalam jumlah besar dan memiliki daya rusak tinggi. Aliran lahar dingin tersebut mengalir hampir ke seluruh sungai yang berada di lereng Gunung Merapi.

Kali Apu merupakan salah satu kali yang berhulu di Gunung Merapi yang terletak di Kec. Boyolali, Kabupaten Boyolali, Jawa Tengah. Menurut artikel Solopos.com mengatakan bahwa pada tahun 2011 terjadi banjir lahar dingin di Kali Apu yang mengakibatkan dua sabo dam di Kali Apu jebol dan seluruh badan dam hanyut terbawa lahar dingin, akibatnya akses jalan menuju Desa Tlogolele terputus. Banjir lahar dingin juga menyebabkan sabo dam Kali Apu yang berada di wilayah Dukuh Klakah Ngisor, Desa Klakah, Selo jebol sekitar 700 meter ke arah hilir dari dam sebelumnya. Pasca erupsi Gunung Merapi menyisakan sejumlah material vulkanik berupa batu, pasir, dan abu. Material-material tersebut apabila bercampur dengan air hujan dalam jumlah besar akan membentuk suatu aliran yang disebut lahar dingin. Tingginya curah hujan yang terjadi di Kali Apu mengakibatkan material pasir dan batu yang ada terseret arus air yang sangat deras.

Berdasarkan kejadian di atas, maka perlu dibuat kembali sabo dam di Kali Apu sebagai upaya struktural untuk mengendalikan dan mengamankan erosi dan banjir lahar. Sabo dam yang dibuat juga harus direncanakan kembali dengan baik dan aman sehingga kejadian pada tahun 2011 tidak terulang kembali.

1.2 Rumusan Perencanaan

Berdasarkan latar belakang masalah yang disampaikan sebelumnya dapat dirumuskan beberapa rumusan perencanaan sebagai berikut.

1. Berapa besar debit rencana di Kali Apu?
2. Berapa kapasitas sedimen yang dapat ditampung?
3. Bagaimana dimensi sabo dam yang direncanakan untuk pengendalian banjir lahar di Kali Apu ?
4. Bagaimana stabilitas dari sabo dam yang direncanakan?

1.3 Tujuan Perencanaan

Tujuan dari perencanaan ini adalah sebagai berikut.

1. Mendapatkan debit rencana di Kali Apu km 5,9.
2. Mendapatkan kapasitas tampungan dari sabo dam.
3. Mendesain bangunan pengendali sedimen sehingga mampu menahan sedimentasi.
4. Mengetahui stabilitas dari sabo dam yang direncanakan.

1.4 Manfaat Perencanaan

Adapun manfaat yang diharapkan dari perencanaan ini adalah sebagai berikut.

1. Didapatkan hasil desain perencanaan sabo dam di Kali Apu.
2. Sebagai referensi dalam perencanaan sabo dam selanjutnya.

1.5 Batasan Penelitian

Batasan perencanaan yang dilakukan pada perencanaan ini adalah sebagai berikut.

1. Melakukan perhitungan meliputi analisis hidrologi, analisis hidrolika, dimensi bangunan sabo dam, dan stabilitas pada tubuh main dam.
2. Tidak menghitung RAB, RKS, dan volume pekerjaan.
3. Data hujan yang digunakan adalah data hujan 20 tahun pada stasiun Jrasah, dan 8 tahun pada Stasiun Stabelan.
4. Hanya merencanakan satu buah sabo dam pada kali Apu, pada perencanaan sebenarnya terdapat 5 buah bangunan sabo dam namun pada perencanaan ini hanya dibuat satu buah sabo dam.
5. Galian dan timbunan tidak diperhitungkan pada perencanaan ini.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Penelitian mengenai perencanaan sabo dam di beberapa sungai sudah dilakukan perencanaan. Hal tersebut memberikan referensi bagi peneliti selanjutnya. Pada penelitian ini ada beberapa studi terdahulu yang diambil sebagai pertimbangan dalam perencanaan. Penelitian yang berkaitan dengan perencanaan sabo dam yang pernah dilakukan sebelumnya, antara lain sebagai berikut.

2.1.1 Perencanaan Sabo Dam Kali Putih (Km 16,7) Kabupaten Magelang Jawa Tengah

Perencanaan dilakukan oleh Dwi Indra Setyawan (2014) dengan judul Perencanaan Sabo Dam Kali Putih (Km 16,7) Kabupaten Magelang, Jawa Tengah. Perencanaan ini dilakukan di Kali Putih Km 16,7, berdasarkan data dari Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak, daerah yang terkena dampak banjir lahar dingin terbesar pada erupsi 2012 yaitu wilayah di sekitar Kali Putih. Hal tersebut mendasari pembangunan pengendali sedimen (sabo dam) ini. Pemilihan bangunan sabo sendiri berdasarkan beberapa faktor penyebab terjadinya lahar dingin di wilayah Gunung Merapi faktor pertama yaitu material sedimen, faktor kedua curah hujan dan faktor ketiga kemiringan dasar sungai. Berdasarkan ketiga faktor tersebut kemiringan sungai merupakan satu satunya faktor yang dapat direkayasa untuk meminimalisir efek negatif dari aliran lahar dingin dengan cara membangun bangunan pengendali sedimen (sabo dam). Sabo dam sendiri berfungsi untuk memperlambat aliran lahar dan memberi waktu yang cukup untuk mengendapkan material vulkanis yang terlarut seiring bertambahnya jumlah material vulkanis yang mengendap kemiringan dasar sungai akan menjadi landai.

Adapun metode yang digunakan dalam perencanaan pembangunan sabo dam Kali Putih diuraikan menjadi enam bagian yaitu identifikasi masalah, pengumpulan data, analisis data, perencanaan konstruksi rencana kerja dan syarat, serta rencana

anggaran biaya. Berdasarkan perencanaan di dapatkan luas daerah aliran sungai untuk sabo dam ini sebesar 5,53 km² dengan debit banjir rencana sebesar 35,06 m³/det. Hasil perencanaan Main Dam berupa : tinggi Main Dam 5 m, kedalaman pondasi 2 m, tebal mercu Main Dam 3 m, lebar dasar Main Dam 13 m dengan kemiringan badan Main Dam arah hulu 0,3 dan arah hilir 0,2. Hasil perencanaan Sub Sabo Dam berupa : tinggi Sub Sabo Dam 2,59 m, kedalaman pondasi 1,5 m, tebal mercu Sub Sabo Dam 3 m, lebar dasar Sub Sabo Dam 13 m, dengan kemiringan badan Sub Sabo Dam arah hulu 0,3 dan arah hilir 0,2. Hasil perencanaan lantai Apron berupa : panjang lantai Apron 6,1 m dengan tebal lantai 0,5 m. Konstruksi Main Dam, Sub Sabo Dam dan Apron menggunakan bahan beton bertulang. Pada bagian hilir Sub Sabo Dam direncanakan Riverbed Protection sepanjang 3,1 m sebagai perlindungan terhadap gerusan berupa kawat bronjong berisi batu kali berdiameter 10 cm yang disusun setebal 0,5 m. Dan estimasi biaya pembangunan sabo dam Kali Putih Km 16,7 yaitu sebesar Rp. 1.470.615.000,00 dengan pelaksanaan 14 minggu.

2.1.2 Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Di Kali Kreo

Perencanaan di lakukan oleh Andrey Suryanto (2014) dengan judul Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Di Kali Kreo. Perubahan lahan pada daerah Sub-DAS Kreo berpotensi terjadinya peningkatan erosi dan mengakibatkan angkutan sedimen yang terbawa oleh aliran sungai meningkat. Peningkatan angkutan sedimen pada aliran sungai dapat mengganggu stabilitas morfologi Sungai Kreo seperti penurunan dasar sungai (degradasi), perubahan geometri sungai arah vertikal dan horizontal, dan peninggian dasar sungai (agradasi). Untuk mengendalikan stabilitas morfologi Sungai Kreo maka perlu dibangun bangunan pengendali sedimen (check dam). Perencanaan bangunan pengendali sedimen di kali Kreo ini berlokasi di Kelurahan Kali Pancur, Kecamatan Ngaliyan. Kali Kreo mempunyai luas DAS 65,58 km² dengan panjang sungai utama ±30,60 km, lebar sungai rata-rata 14,6 m.

Adapun metode yang digunakan dimulai dengan survey lapangan untuk mengetahui aspek-aspek penting yang melatar belakangi gagasan untuk

pembangunan bangunan pengendali sedimen tersebut. Kemudian dilakukan pengumpulan data primer dan data sekunder sebagai penunjang untuk mendesain bangunan pengendali sedimen maka. Setelah data terkumpul maka dapat dilanjutkan dengan menganalisis data-data tersebut. Data-data yang telah terkumpul selanjutnya digunakan untuk memperoleh debit banjir dimana perhitungan curah hujan maksimum rata-rata menggunakan metode Poligon Thiessen, dilanjutkan dengan mencari curah hujan rancangan menggunakan metode Log Pearson III dan diuji dengan menggunakan Chi square dan smirnov kolmogorov. Untuk mendapat debit banjir rancangan digunakan metode HSS GAMA I dan dipilih debit banjir kala ulang 25 tahun. Setelah dilakukan perhitungan hidrologi maka dilakukan perhitungan sedimen. Untuk perhitungan sedimen diperlukan data analisis saringan dari sedimen dasar sungai dan konsentrasi sedimen dari sedimen layang.

Berdasarkan analisis didapatkan secara keseluruhan sedimen yang terangkut pada aliran sungai Kreo dengan debit rata-rata untuk kala waktu ulang 25 tahun adalah 1.394,36 ton/hari. Untuk menanggulangi sedimentasi pada sungai Kreo, perencanaan dam pengendali sedimen adalah salah satu usaha yang paling efektif untuk dilakukan. Dengan hasil perencanaan sebagai berikut: - Dam pengendali sedimen dari beton tumbuk - Elevasi puncak mercu + 17,431 m dpl - Tinggi efektif dam 2 m - Daya tampung dam pengendali sedimen sebesar 14,911,5 m³.

2.1.3 Perencanaan Sabo Dam Tipe Terbuka (Tipe Lubang) Sebagai Bangunan Pengendali Sedimen Gunung Semeru Di Sungai Mujur Kabupaten Lumajang
Perencanaan dilakukan oleh Restu Dyah Siam Pratiwi (2016) dengan judul perencanaan “Perencanaan Sabo Dam Tipe Terbuka (Tipe Lubang) Sebagai Bangunan Pengendali Sedimen Gunung Semeru Di Sungai Mujur Kabupaten Lumajang”. Gunung Semeru merupakan salah satu gunung api aktif di Indonesia, yang terletak di Kabupaten Lumajang dan Kabupaten Malang, Jawa Timur. Aktivitas berupa letusan Gunung Semeru, letusan yang terjadi berlangsung singkat dan relatif kecil, namun bekerja terus menerus setiap 10 sampai 20 menit sekali sepanjang tahun (BBWS, 2013). Material hasil letusan Gunung Semeru berupa abu vulkanik, pasir, kerikil, pasir dan kerikil yang pada suatu saat akan longsor turun

ke bawah atau berhenti di lereng-lereng sekitar puncak. Ketika hujan lebat, maka material hasil letusan tersebut akan bercampur dengan air yang kemudian menjadi banjir lahar dingin. Sungai Mujur merupakan salah satu sungai yang berhulu di Gunung Semeru, sehingga Sungai Mujur memiliki potensi besar terjadi banjir lahar. Oleh karena itu, diperlukan Sabo Dam sebagai bangunan pengendali sedimen di Sungai Mujur yang mampu menampung sedimen yang diakibatkan oleh banjir lahar.

Adapun metode yang dilakukan yaitu survey pendahuluan, studi literatur, pengumpulan data berupa data sedimen, data hidrologi data topografi, data geometri, data geologi dan data tanah kemudian perumusan konsep pengerjaan berupa analisis data dan perhitungan.

Berdasarkan analisis yang dilakukan dalam hasil berupa curah hujan periode ulang 50 tahun sebesar 207,396 mm. Debit rencana tanpa sedimen didapatkan sebesar 339,085 m³/dt untuk periode ulang 50 tahun, besar debit banjir dengan sedimen untuk periode ulang 50 tahun yaitu 406,902 m³/dt. Berdasarkan hasil perhitungan pada perencanaan sabo dam, maka didapatkan dimensi main dam meliputi : tinggi efektif 10,5 m, tinggi total 12,5 m, kemiringan hulu 1:1, kemiringan hilir 1:0,6, lebar pelimpah bawah 101 m, lebar pelimpah atas 103 m, tinggi pelimpah 2,6 m, tebal pelimpah 4 m, tebal sayap 4 m, tinggi sayap 2,6 m, kedalaman pondasi 2 m. Berdasarkan hasil perhitungan pada perencanaan sabo dam, maka didapatkan dimensi apron meliputi : tebal apron 3,5 m, panjang apron 28 m, elevasi dinding tepi +682.715, sedangkan dimensi sub dam meliputi : lebar pelimpah bawah 101 m, lebar pelimpah atas 103 m, tinggi overlapping 2,7 m, tinggi sub dam 5,3 m, kemiringan hilir 1:0,6. Besar daya tampung sedimen yang diperoleh meliputi volume tampungan mati sebesar 160.835,3 m³, volume tampungan kontrol sebesar 160.835,3 m³, sehingga diperoleh volume tampungan total sebesar 321.670,6 m³.

2.2 Rangkuman Penelitian Terdahulu

Berikut ini adalah rangkuman penelitian terdahulu yang ditampilkan pada Tabel 2.1

Tabel 2.1 Rangkuman Penelitian Terdahulu

Peneliti	Dwi Indra Setyawan (2014)	Thomas Resa Putra (2014)	Dyah Siam Pratiwi (2016)	Desy Asni S (2023)
Judul	Perencanaan Sabo Dam Kali Putih (KM 16,7) Kabupaten Magelang Jawa Tengah	Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Di Kali Kreo	Perencanaan Sabo Dam Tipe Terbuka (Tipe Lubang) Sebagai Bangunan Pengendali Sedimen Gunung Semeru Di Sungai Mujur Kabupaten Lumajang	Perencanaan <i>Sabo Dam</i> Sebagai Bangunan Pengendali Sedimen Di Kali Apu
Metode	SNI Tata Cara Perencanaan Teknis Bendung Penahan Sedimen 1992	SNI Tata Cara Perencanaan Teknis Bendung Penahan Sedimen 1992	Survey pendahuluan, studi literatur, pengumpulan data berupa data sedimen, data hidrologi data topografi, data geometri, data geologi dan data tanah analisis data dan perhitungan.	Pengumpulan data berupa data sedimen, data hidrologi data topografi, data geometri, data geologi dan data tanah analisis data dan perhitungan.
Hasil	Luas daerah aliran sungai sebesar 5,53 km ² , debit banjir rencana sebesar 35,06 m ³ /det. Hasil perencanaan Main Dam berupa, tinggi Main Dam 5 m, kedalaman pondasi 2 m, tebal mercu Main Dam 3 m, lebar dasar Main Dam 13 m, kemiringan badan Main Dam arah hulu 0,3 dan arah hilir 0,2. Hasil perencanaan Sub Sabo Dam berupa, tinggi Sub Dam 2,59 m, tebal mercu Sub Dam 3 m, lebar dasar Sub Dam 13 m, kemiringan badan Sub Dam arah hulu 0,3 dan arah hilir 0,2. Hasil perencanaan lantai Apron berupa, panjang lantai Apron 6,1 m, tebal lantai 0,5 m, tinggi Sub Dam 2,59 m, kedalaman pondasi 1,5 m	<ol style="list-style-type: none"> 1. Debit rata-rata untuk kala waktu ulang 25 tahun adalah 1.394,36 t/hari. 2. Hasil perencanaan Elevasi puncak mercu + 17,431 m, Tinggi efektif dam 2 m, Daya tampung dam pengendali sedimen sebesar 14,911,5 m³ 	<ol style="list-style-type: none"> 3. Lokasi perencanaan terletak di Kecamatan Pasrujambe. 4. Curah hujan periode 50 tahun sebesar 195.471 mm. Debit rencana tanpa sedimen sebesar 339,085 m³ /dt untuk periode ulang 50 tahun. 5. Debit banjir dengan sedimen periode ulang 50 tahun sebesar 406,902 m³ /dt. 6. Dimensi main dam meliputi : <ul style="list-style-type: none"> - tinggi efektif = 10,5 m, - kemiringan hulu = 1:1, - kemiringan hilir = 1:0,6, - lebar pelimpah bawah = 101 m, - lebar pelimpah atas = 103 m, - tinggi pelimpah = 2,6 m, - tebal pelimpah = 4 m, 	

Lanjutan Tabel 2.1 Rangkuman Penelitian Terdahulu

Hasil			<ul style="list-style-type: none"> - tebal sayap = 4 m, - tinggi sayap = 2,6 m, - kedalaman pondasi = 2 m. <p>7. Dimensi apron meliputi :</p> <ul style="list-style-type: none"> - tebal apron = 3,5 m, - panjang apron = 28 m, - elevasi dinding tepi = +682,715, <p>dimensi sub dam meliputi :</p> <ul style="list-style-type: none"> lebar pelimpah bawah = 101 m, lebar pelimpah atas = 103 m, tinggi overlapping = 2,7 m, tinggi sub dam = 5,3 m, kemiringan hilir = 1:0,6. <p>Besar daya tampungan mati sebesar 160.835,3 m³, volume tampungan control sebesar 160.835,3 m³, volume tampungan total sebesar 321.670,6 m³ ..</p>	
-------	--	--	---	--

Penelitian ini membahas tentang perencanaan sabo dam di Kali Apu. Berdasarkan Tabel 2.1 di atas dapat disimpulkan bahwa belum ada yang melakukan penelitian berupa perencanaan sabo dam di Kali Apu.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tinjauan umum

Kata sabo berasal dari dua kata dari Bahasa Jepang yaitu *sa*, yang artinya pasir dan *bo* yang bermakna pengendalian, jadi kata sabo berarti pengendalian pasir. Bangunan sabo dam biasanya terletak di sungai di dekat gunung vulkanik yang berfungsi mengontrol banjir debris. Sabo dam merupakan salah satu dari beberapa struktur bangunan pengendali sedimen yang mempunyai peranan paling dominan dalam mengendalikan sedimen. Setiap bangunan sabo dam direncanakan berfungsi menampung, mengontrol, dan menahan sedimen.

Fungsi pembangunan sabo dam adalah untuk mengendalikan aliran sedimen akibat erupsi gunung api. Daerah aliran sungai bagian hulu di sekitar gunung api aktif merupakan tempat penampungan material hasil letusan seperti pasir, kerikil, batu dan lava. Material hasil letusan yang berupa pasir, kerikil dan batu berbagai ukuran disebut material pyroclastic. Material pyroclastic yang tertimbun di dasar alur-alur sungai mudah mengalami erosi dan mengalir ke hilir dalam kuantitas sangat besar bersama limpasan akibat curah hujan tinggi, yang disebut banjir lahar dingin.

Banjir lahar dapat mengangkut material batu-batu besar yang mempunyai daya rusak tinggi, berpotensi menimbulkan bencana. Aliran sungai yang membawa lahar mudah berubah arah dan dapat melimpas ke areal pertanian atau pemukiman penduduk yang dapat menyebabkan kerusakan-kerusakan bahkan korban jiwa. Sebagai bangunan pengendali sedimen, secara teknis sabo dam berfungsi menjaga erosi permukaan tanah, menstabilkan dasar dan tebing sungai, mengurangi kecepatan aliran banjir serta menampung aliran sedimen.

Desain struktur bangunan sabo dibuat untuk memenuhi fungsi dan stabilitas bangunan yang diperlukan sesuai perencanaan dasar sabo. Bangunan sabo terdiri dari beberapa macam bangunan, antara lain sabo dam untuk aliran sedimen, saluran kanal, pelindung tebing, ambang dasar, dan tanggul.

Sabo dam pada umumnya termasuk tipe dam gaya berat (*gravity dam*), dimana stabilitas bangunan sangat dipengaruhi oleh berat sendiri. Stabilitas tubuh dam dianalisis terhadap gaya-gaya geser, guling dan daya dukung lapisan tanah di bawah pondasi dam. Analisis stabilitas dam tersebut diperhitungkan terhadap pengaruh gaya-gaya luar yang bekerja.

3.2 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi dilakukan untuk mendapatkan besar debit banjir rencana yang nantinya akan digunakan untuk merencanakan dimensi bangunan sabo dam. Analisis hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut, analisis hidrologi yang dilakukan sebagai berikut.

3.2.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah aliran sungai (DAS) adalah daerah yang dibatasi oleh punggung punggung gunung atau pegunungan dimana air hujan yang jatuh di daerah tersebut mengalir menuju sungai utama pada suatu titik (stasiun) yang ditinjau. Daerah aliran sungai ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang dilengkapi garis - garis kontur (Bambang Triatmodjo, 2008). Daerah aliran sungai (DAS) juga dapat didefinisikan sebagai suatu daerah yang dibatasi oleh topografi alami, dimana semua air hujan yang jatuh di dalamnya akan mengalir melalui suatu sungai dan keluar melalui outlet pada sungai tersebut. Daerah aliran sungai (DAS) membantu dalam menghitung hujan wilayah dan debit rencana.

3.2.2 Analisis Hujan Maksimum Rencana

Untuk keperluan pengolahan data curah hujan menjadi data debit diperlukan data curah hujan bulanan, sedangkan untuk mendapatkan debit banjir rancangan diperlukan analisis data dari curah hujan harian maksimum.

Metode Thiessen sering digunakan pada analisis hidrologi dikarenakan metode obyektif dibanding metode lainnya. Metode ini dapat digunakan pada daerah yang memiliki titik pengamatan yang tidak merata. Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien Thiessen. Untuk pemilihan stasiun hujan

yang akan dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun. Besarnya koefisien Thiessen tergantung dari luas daerah pengaruh stasiun hujan yang dibatasi oleh poligon-poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung stasiun. Setelah luas pengaruh tiap-tiap stasiun didapat, maka dapat dihitung dengan Persamaan 3.1 sebagai berikut.

$$R = \frac{A_1 \times R_1 + A_2 \times R_2 + \dots + A_n \times R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (3.1)$$

Keterangan:

- R : curah hujan rata – rata (mm)
 R_1, \dots, R_n : besarnya curah hujan pada masing masing stasiun
 A_1, \dots, A_n : luas daerah yang mewakili masing masing stasiun
 n : banyaknya stasiun hujan

3.2.3 Analisis Frekuensi Hujan

Dalam melakukan analisis hidrologi sering dihadapkan pada kejadian-kejadian ekstrim seperti banjir dan kekeringan, banjir mempengaruhi bangunan bangunan air salah satunya sabo dam, maka dari itu bangunan direncanakan untuk dapat melewati debit banjir maksimum yang mungkin terjadi. Tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Dalam analisis hidrologi diperlukan ukuran – ukuran numerik yang menjadi ciri data tersebut. Parameter yang digunakan dalam analisis susunan data dari suatu variabel disebut dengan parameter statistik, seperti nilai rerata, deviasi dan lain sebagainya. Pengukuran parameter statistik yang digunakan meliputi pengukuran tendensi sentral dan dispersi. Untuk pengolahan data ini dikenal beberapa parameter yang dapat dilihat pada Persamaan 3.2 – 3.6 sebagai berikut.

1. Nilai Rata-Rata

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (3.2)$$

Keterangan:

\bar{x} : curah hujan rata rata

X_i : curah hujan di stasiun hujan ke 1 (mm)

n : jumlah data

2. Standar Deviasi

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum(X-\bar{X})^2}{n-1}} \quad (3.3)$$

Keterangan:

S_d : standar deviasi

\bar{x} : curah hujan rata rata

X_i : curah hujan di stasiun hujan ke 1 (mm)

n : jumlah data

3. Koefisien Variasi

$$C_v = \frac{S_d}{\bar{x}} \quad (3.4)$$

Keterangan:

C_v : koefisien variasi

S_d : standar deviasi

\bar{x} : curah hujan rata rata

4. Koefisien *Skewness*

$$C_s = \frac{\sum(X-\bar{X})^2 \times n}{(n-1)(n-2)S_d^3} \quad (3.5)$$

Keterangan:

C_s : koefisien *Skewness*

S_d : standar deviasi

\bar{x} : curah hujan rata rata

X_i : curah hujan di stasiun hujan ke 1 (mm)

n : jumlah data

5. Koefisien *Kurtosis*

$$C_k = \frac{\sum(X-\bar{X})^4 \times n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S_d^4} \quad (3.6)$$

Keterangan:

C_k : koefisien *Kurtosis*

S_d : standar deviasi

\bar{x} : curah hujan rata rata

X_i : curah hujan di stasiun hujan ke 1 (mm)

N : jumlah data

Sifat – sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis dapat dilihat pada Tabel 3.1

Tabel 3.1 Parameter Faktor Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat
1	Distribusi Normal	$C_s \approx 0$
		$C_k \approx 3$
2	Distribusi Log-Normal	$C_s \approx 3,020$
		$C_v \approx 0,120$
3	Distribusi Gumbel	$C_s \approx 1,14$
		$C_k \approx 5,4$
4	Distribusi Log-Pearson III	Tidak Ada Batasan

Sumber: Bambang Triadmodjo (1999)

Ada beberapa bentuk fungsi distribusi kontinyu (teoritis, yang sering digunakan dalam analisis frekuensi untuk hidrologi, seperti distribusi normal, log normal, Gumbel, Log Pearson III

1. Distribusi Normal

Perhitungan hujan periode ulang dengan metode distribusi normal dipengaruhi oleh nilai variabel reduksi *Gauss* pada tabel 3.2. Distribusi Normal dapat menggunakan Persamaan 3.7 berikut.

$$X_t = \bar{x} + K \times S_d \quad (3.7)$$

Keterangan:

X_t : curah hujan dengan periode ulang

\bar{x} : curah hujan maksimum rata-rata

K : faktor frekuensi (nilai variabel reduksi gauss pada Tabel 3.6)

S_d : standar deviasi

Tabel 3.2 Nilai Variabel Reduksi Gauss

No	Periode ulang (T tahun)	K
1	1,001	-3,05
2	1,005	-2,58
3	1,010	-2,33
4	1,050	-1,64
5	1,110	-1,28
6	1,250	-0,84
7	1,330	-0,67
8	1,430	-0,52
9	1,670	-0,25
10	2,000	0
11	2,500	0,25
12	3,330	0,52
13	4,000	0,67
14	5,000	0,84
15	10,000	1,28
16	20,000	1,64
17	50,000	2,05
18	100,000	2,33
19	200,000	2,58
20	500,000	2,88
21	1000,000	3,09

Sumber: Suripin (2004)

2. Distribusi log normal

Metode ini mirip dengan metode normal, hanya saja pada metode log normal digunakan nilai logaritma. Perhitungan distribusi log normal dapat dilihat pada Persamaan 3.8 sebagai berikut.

$$X_t = 10^{\log \bar{x} + K \times S_d} \quad (3.8)$$

Keterangan:

X_t : curah hujan dengan periode ulang

\bar{X} : curah hujan maksimum rata-rata

K : faktor frekuensi (nilai variabel reduksi gauss pada Tabel 3.6)

S : standar deviasi

3. Distribusi Log Pearson III

Perhitungan hujan periode ulang metode log pearson III menggunakan nilai logaritma. Perhitungan dengan metode distribusi log pearson III dipengaruhi oleh nilai k seperti yang disajikan dalam tabel 3.3. Perhitungan distribusi log *pearson* III dapat menggunakan Persamaan 3.9 sebagai berikut.

$$X_t = 10^{\log \bar{x} + K \times S_d} \quad (3.9)$$

Keterangan:

X : curah hujan dengan periode ulang T tahun

\bar{X} : curah hujan maksimum rata-rata

K : faktor dari distribusi *pearson* III (didapat dari Tabel 3.5 fungsi C_s dan probabilitas kejadian)

S : standar deviasi

Tabel 3.3 Fungsi Cs dan Probabilitas Kejadian

Skew Coefficient Cs	1,0101	1,0526	1,1111	1,2500	2	5	10	25	50	100	200
	Percent Chance										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0,5
3,0	-0,667	-0,665	-0,660	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970
2,9	-0,690	-0,688	-0,681	-0,651	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909
2,8	-0,714	-0,711	-0,702	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847
2,7	-0,740	-0,738	-0,734	-0,681	-0,376	0,479	1,234	2,272	3,097	3,932	4,783
2,6	-0,769	-0,762	-0,747	-0,698	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718
2,5	-0,799	-0,790	-0,771	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652
2,4	-0,832	-0,819	-0,796	-0,725	-0,351	0,537	1,252	2,256	3,023	3,800	4,584
2,3	-0,867	-0,850	-0,819	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515
2,2	-0,905	-0,882	-0,844	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,454
2,1	-0,946	-0,914	-0,869	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372
2,0	-0,990	-0,949	-0,896	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298
1,9	-1,037	-1,984	-1,920	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223
1,8	-1,087	-1,020	-1,945	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147
1,7	-1,140	-1,056	-1,970	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069
1,6	-1,197	-1,093	-1,994	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990
1,5	-1,256	-1,131	-1,018	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910
1,4	-1,318	-1,163	-1,041	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828
1,3	-1,388	-1,206	-1,064	-0,838	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745
1,2	-1,449	-1,243	-1,086	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,628	3,149	3,661
1,1	-1,518	-1,280	-1,107	-0,848	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575
1,0	-1,588	-1,317	-1,128	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489
0,9	-1,660	-1,353	-1,147	-0,854	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401
0,8	-1,733	-1,388	-1,166	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312
0,7	-1,806	-1,423	-1,183	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223
0,6	-1,880	-1,458	-1,200	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,909	2,359	2,755	3,132
0,5	-1,955	-1,491	-1,216	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,688	3,041
0,4	-2,029	-1,524	-1,231	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949
0,3	-2,104	-1,555	-1,345	-0,853	-0,060	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856
0,2	-2,175	-1,586	-1,258	-0,850	-0,083	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763
0,1	-2,252	-1,616	-1,270	-0,846	-0,017	0,836	1,292	1,785	1,07	2,400	2,670
0	-2,362	-1,645	-1,282	-0,842	0	0,842	1,282	1,751	0,54	2,326	2,576

Sumber: Suripin (2004)

4. Distribusi Gumbel

Perhitungan hujan periode ulang menggunakan metode gumbel dipengaruhi oleh banyak variabel yaitu reduce variable, reduce mean, reduce standard deviasi. Hubungan N dan Yn/Sn dapat dilihat pada tabel 3.5 dan tabel 3.6. Persamaan 3.10 metode gumbel adalah sebagai berikut.

$$X = \bar{x} + S_d \times k \quad (3.10)$$

Keterangan:

X : curah hujan dengan periode ulang T tahun

 \bar{X} : curah hujan maksimum rata-rata

K : faktor frekuensi

S_d : standar deviasi

Faktor frekuensi K didapat dengan menggunakan persamaan 3.11 sebagai berikut.

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \quad (3.11)$$

Keterangan:

Y_n : harga rata rata *reduce mean*

S_n : *reduce standar deviation*

Y_t : *reduce variate* (nilai *reduce variate* pada Tabel 3.4.)

Tabel 3.4 Nilai Reduce Variat

Tahun	<i>Reduce variate</i>
5	1,4999
10	2,2504
100	4,6001
200	5,2358
500	6,2136
1000	6,9072

Sumber: Soemarto (1999)

Tabel 3.5 Hubungan Antara Y_n Dengan n

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0,4952	34	0,5396	58	0,5515	82	0,5572
11	0,4996	35	0,5400	59	0,5518	83	0,5574
12	0,5035	36	0,5410	60	0,5521	84	0,5576
13	0,5070	37	0,5418	61	0,5524	85	0,5578
14	0,5100	38	0,5424	62	0,5527	86	0,5580
15	0,5128	39	0,5430	63	0,5530	87	0,5581
16	0,5157	40	0,5463	64	0,5533	88	0,5583
17	0,5181	41	0,5442	65	0,5535	89	0,5585
18	0,5202	42	0,5448	66	0,5538	90	0,5586
19	0,5220	43	0,5453	67	0,5540	91	0,5587
20	0,5363	44	0,5458	68	0,5543	92	0,5589
21	0,5252	45	0,5468	69	0,5545	93	0,5591
22	0,5268	46	0,5468	70	0,5548	94	0,5592
23	0,5283	47	0,5473	71	0,5550	95	0,5593
24	0,5296	48	0,5477	72	0,5552	96	0,5595
25	0,5300	49	0,5481	73	0,5555	97	0,5596
26	0,5820	50	0,5521	74	0,5557	98	0,5598
27	0,5882	51	0,5489	75	0,5559	99	0,5599
28	0,5343	52	0,5493	76	0,5561	100	0,56
29	0,5353	53	0,5497	77	0,5563		
30	0,5363	54	0,5501	78	0,5565		
31	0,5371	55	0,5504	79	0,5567		
32	0,5380	56	0,5508	80	0,5569		
33	0,5388	57	0,5511	81	0,5570		

Sumber: Soemarto (1999)

Tabel 3.6 Hubungan Antara S_n Dengan n

n	S_n	n	S_n	n	S_n	n	S_n
10	0,9496	34	1,1255	58	1,1721	82	1,1953
11	0,9676	35	1,1285	59	1,1734	83	1,1959
12	0,9833	36	1,1313	60	1,1747	84	1,1967
13	0,9971	37	1,1339	61	1,1759	85	1,1973
14	1,0095	38	1,1363	62	1,1770	86	1,1980
15	1,0206	39	1,1388	63	1,1782	87	1,1987
16	1,0316	40	1,1413	64	1,1793	88	1,1994
17	1,0411	41	1,1436	65	1,1863	89	1,2001
18	1,0493	42	1,1458	66	1,1814	90	1,2007
19	1,0565	43	1,1480	67	1,1824	91	1,2013
20	1,0628	44	1,1499	68	1,1834	92	1,2020
21	1,0696	45	1,1519	69	1,1844	93	1,2026
22	1,0754	46	1,1538	70	1,1854	94	1,2032
23	1,0811	47	1,1557	71	1,1863	95	1,2038
24	1,0864	48	1,1574	72	1,1873	96	1,2044
25	1,0915	49	1,1590	73	1,1881	97	1,2049
26	1,0961	50	1,1607	74	1,1890	98	1,2055
27	1,1004	51	1,1623	75	1,1898	99	1,2060
28	1,1047	52	1,1638	76	1,1906	100	1,2065
29	1,1086	53	1,1658	77	1,1915		
30	1,1124	54	1,1667	78	1,1923		
31	1,1159	55	1,1681	79	1,1930		
32	1,1193	56	1,1696	80	1,1938		
33	1,1226	57	1,1708	81	1,1945		

Sumber: Soemarto (1999)

3.2.4 Uji Kecocokan Distribusi

Tujuan dari uji kecocokan distribusi hujan yaitu untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel terhadap fungsi distribusi frekuensi yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi tersebut. Terdapat dua cara pengujian, yaitu uji *Smirnov Kolmogorov* dan uji *Chi Square*.

1. Uji *Chi* – Kuadrat (*Chi Square*)

Metode ini dimaksudkan untuk menentukan apakah pengamatan distribusi dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis yakni menguji kebenaran distribusi yang digunakan pada perhitungan frekuensi analisis. Pengambilan keputusan menggunakan parameter χ^2 yang dapat dihitung dengan persamaan 3.12.

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (3.12)$$

Keterangan:

x_h : parameter uji chi-kuadrat

G : jumlah sub kelompok

O_i : jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok

E_i : jumlah nilai teoritis pada sub kelompok

Tabel distribusi X^2 dapat dilihat pada tabel 3.7

Tabel 3.7 Distribusi X^2

DK	Distribusi X^2											
	0,99	0,95	0,9	0,8	0,7	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,01	0,001
1.	0,000	0,004	0,016	0,064	0,148	0,455	1,074	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2.	0,020	0,103	0,211	0,446	0,713	1,386	2,408	3,291	4,605	5,991	9,210	13,815
3.	0,115	0,352	0,584	1,005	1,424	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	11,345	16,268
4.	0,297	0,711	1,064	1,649	2,195	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	13,277	18,465
5.	0,554	1,145	1,610	2,343	3,000	4,351	6,064	7,289	9,236	11,070	15,086	20,517
6.	0,872	1,635	2,204	3,070	3,828	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	16,612	22,457
7.	1,239	2,167	2,833	3,822	4,671	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	18,475	24,322
8.	1,646	2,733	3,890	4,594	5,527	7,344	9,524	11,030	13,362	15,507	20,090	26,425
9.	2,088	3,325	4,168	5,380	6,393	8,343	10,656	12,242	14,684	16,919	21,666	27,877
10.	2,558	3,940	6,179	6,179	7,267	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	23,209	29,588
11.	3,053	4,575	5,578	6,989	8,148	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	24,725	31,264
12.	3,571	5,226	6,304	7,807	9,034	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	26,217	32,909
13.	4,107	5,892	7,042	8,634	9,926	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	27,688	34,528
14.	4,660	6,571	7,790	9,467	10,821	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	29,141	36,123
15.	5,229	7,261	8,547	10,307	11,721	14,339	17,322	19,311	22,307	24,996	30,578	37,697
16.	5,812	7,962	9,312	11,152	12,624	15,338	18,418	20,465	23,542	26,296	32,000	39,252
17.	6,408	8,672	10,085	12,002	13,531	16,338	19,511	21,615	24,769	27,587	33,409	40,790
18.	7,015	9,390	10,865	12,857	14,440	17,338	20,601	22,760	25,989	28,869	34,805	42,312
19.	7,633	10,117	11,651	13,716	15,352	18,338	21,689	23,900	27,204	30,144	36,191	43,820
20.	8,260	10,851	12,443	14,578	16,266	19,337	22,775	25,038	28,412	31,410	37,566	45,315
21.	8,897	11,501	13,240	15,445	17,128	20,337	23,858	26,171	29,615	32,671	38,932	46,797
22.	9,542	12,338	14,041	16,314	18,101	21,337	24,939	27,301	30,813	33,924	40,289	48,268
23.	10,196	13,091	14,848	17,187	19,021	22,337	26,018	28,429	32,007	35,172	41,638	49,728
24.	10,856	13,848	15,659	18,067	19,943	23,337	27,096	29,553	33,196	36,415	42,980	51,179
25.	11,524	14,611	16,473	18,940	20,867	24,337	28,172	30,675	34,382	37,652	44,314	52,620
26.	12,198	15,379	17,292	19,820	21,792	25,336	29,246	31,795	35,563	38,886	45,642	54,052
27.	12,879	16,151	18,114	20,703	22,719	26,336	30,319	32,912	36,741	40,113	46,963	55,476
28.	13,565	16,928	18,939	21,588	23,647	27,336	31,391	34,027	37,916	41,337	48,278	56,893
29.	14,256	17,708	19,768	22,475	24,577	28,336	32,461	35,139	39,078	42,557	49,588	58,302
30.	14,953	18,493	20,599	23,364	25,508	29,336	30,530	36,250	40,258	43,773	50,892	59,703

Sumber : Bambang Triatmodjo (2008)

2. Uji Kolmogorov - Smirnov

Uji Kolmogorov - Smirnov sering disebut uji kecocokan parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedur pengujiannya adalah sebagai berikut.

- Urutkan data (dari kecil ke besar atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari tiap-tiap data tersebut.

- b. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusi).
- c. Dari kedua peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis dengan persamaan 3.13.

$$D = \text{maximum} [P(x_m) - P'(x_m)] \quad (3.13)$$

Keterangan:

D : perbedaan peluang maksimum

$P(x_m)$: nilai peluang data pengamatan

$P'(x_m)$: nilai peluang teoritis

- d. Berdasarkan Tabel 3.8 nilai kritis (smirnov-kolmogorov test) tentukan harga D_0

Tabel 3.8 Nilai Kritis D_0 Untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	α			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	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
$n > 50$	$1,07/n$	$1,22/n$	$1,36/n$	$1,63/n$

Sumber: Soewarno (1995)

Apabila $D < D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima tetapi apabila $D > D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

3.2.5 Intensitas Hujan

Persamaan menghitung intensitas curah hujan (I) menggunakan analisis distribusi yang sudah dirata-rata, menggunakan persamaan Mononobe sebagai berikut.

$$I_t = \frac{R_t}{24} \times \left(\frac{24}{t}\right)^{2/3} \quad (3.14)$$

Keterangan:

R_t : hujan rencana untuk berbagai kala ulang (mm)

t : waktu konsentrasi (jam), untuk satuan dalam menit, t dikalikan 60

I_t : intensitas hujan untuk berbagai kala ulang (mm/jam)

3.2.6 Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Rencana

Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar) yang tercatat di ujung hilir DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi secara merata di permukaan DAS dengan intensitas tetap dalam suatu durasi tertentu. Hidrograf satuan diturunkan berdasarkan data – data sungai pada DAS terdekat yang mempunyai karakteristik sam (Suripin, 2004). cara ini dikenal dengan nama Hidrograf Satuan Sintetik (HSS). HSS merupakan hidrograf yang menggunakan parameter DAS untuk menentukan pengalih ragam hujan menjadi banjir.

1. Metode Nakayasu

Hidrograf satuan sintetis *Nakayasu* digunakan untuk memperkirakan debit terbesar aliran sungai yang mungkin terjadi dalam satu periode tertentu yang disebut sebagai debit banjir rencana. Metode *Nakayasu* menggunakan Persamaan 3.15 - 3.20 berikut.

$$Q_P = \frac{A \times R_e}{3 \times 60 (0,30 \times T_p + T_0 \times 3)} \quad (3.15)$$

$$T_p = t_g + 0,8 T_r \quad (3.16)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km} \quad (3.17)$$

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad \text{untuk } L < 15 \text{ km} \quad (3.18)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad (3.19)$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \quad (3.20)$$

Keterangan:

Q_p : debit puncak (m^3/det)

A : luas DAS (km^2)

R_e : curah hujan efektif (1 mm)

T_p : tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf satuan (jam)

$T_{0,3}$: waktu yang diperlukan untuk penurunan debit dari debit puncak hingga debit mencapai 30% debit hidrograf satuan (jam)

t_g : waktu konsentrasi (jam)

t_r : satuan waktu dari curah hujan (jam)

α : koefisien karakteristik DAS biasanya diambil 2

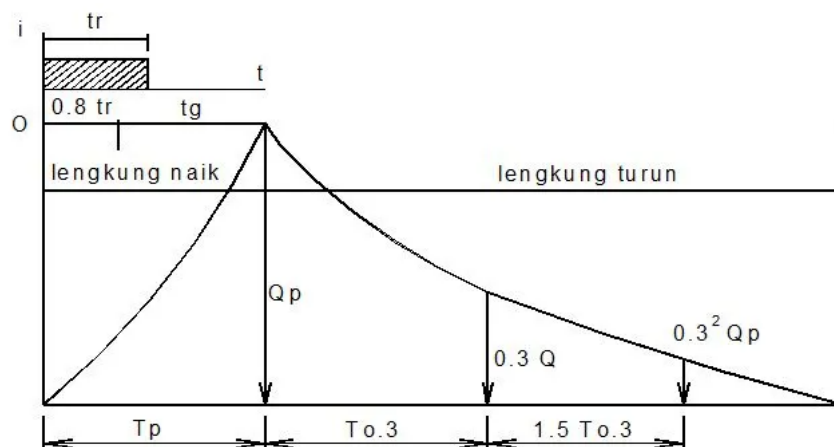
L : panjang sungai utama (km)

Nakayasu membagi bentuk hidrograf satuan dalam dua bagian, yaitu lengkung naik dan lengkung turun. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$) besarnya hidrograf satuan dihitung dengan persamaan 3.21

$$Q_t = Q_p \times \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \quad (3.21)$$

Keterangan:

Q_t : limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/det)



Gambar 3.1 Hidrograf Nakayasu
Sumber: Bambang Triatmodjo (2008)

Pada kurva turun yang terdiri dari tiga bagian, persamaan limpasan permukaannya menggunakan Persamaan 3.22 – 3.24

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

$$Q_t = Q_p \times \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (3.22)$$

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

$$Q_t = Q_p \times 0,3 \frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 \times T_{0,3}} \quad (3.23)$$

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

$$Q_t = Q_p \times 0,3 \frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{2 \times T_{0,3}} \quad (3.24)$$

2. Metode GAMA I

Hidrograf satuan sintetis Gama I dikembangkan oleh Sri Harto (1993, 2000) berdasar perilaku hidrologis 30 DAS di Pulau Jawa, ternyata hidrograf satuan sintetis Gama I juga berfungsi baik untuk berbagai daerah lain di Indonesia. HSS Gama I terdiri dari empat variabel pokok, yaitu waktu naik (*time of rise* - TR), debit puncak (Q_p), waktu dasar (TB), dan sisi resesi yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (K) yang mengikuti persamaan 3.25 berikut.

$$Q_t = Q_p \times e^{-t/K} \quad (3.25)$$

Keterangan:

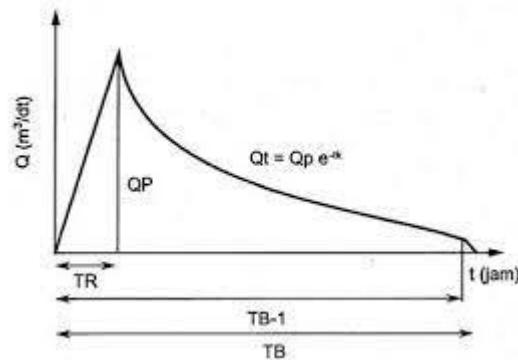
Q_t : debit pada jam ke t (m^3/d)

Q_p : debit puncak (m^3/d)

t : waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

K : koefisien tampungan (jam)

Grafik Hidrograf satuan sintetis Gama I dapat di lihat pada Gambar 3.2



Gambar 3.2 Grafik Hidrograf satuan sintesis Gama I

Sumber: Bambang Triatmodjo (2008)

Berikut persamaan – persamaan yang digunakan dalam HSS Gama I.

a. Waktu puncak HSS Gama I (TR)

$$TR = 0,43 \left(\frac{L}{100SF} \right)^3 + 1,0665 SIM + 1,2775 \quad (3.26)$$

b. Debit puncak banjir (Q_p)

$$Q_p = 0,1836A^{0,5886} \times TR^{-0,4008} \times JN^{0,2381} \quad (3.27)$$

c. Waktu dasar (TB)

$$TB = 27,4132TR^{0,1457} \times S^{-0,0986} \times SN^{0,7344} \times RUA^{0,2574} \quad (3.28)$$

d. Koefisien resesi (K)

$$K = 0,5617A^{0,1798} \times S^{-0,1446} \times SF^{-0,0897} \times D^{0,0452} \quad (3.29)$$

e. Aliran dasar (Q_b)

$$Q_b = 0,4715 \times 0,5617A^{0,6444} \times D^{0,9430} \quad (3.30)$$

Keterangan :

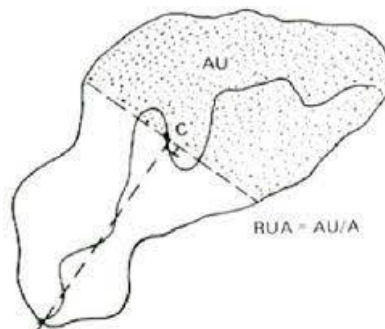
A : luas DAS (km^2)

L : panjang sungai utama (km)

S : kemiringan dasar sungai

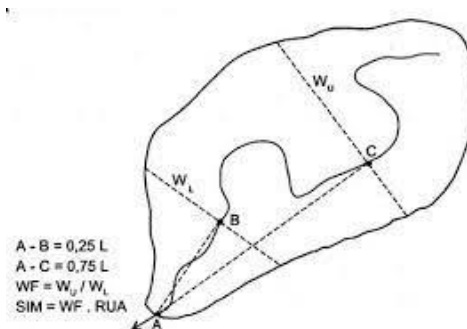
SF : faktor sumber, perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat

- SN : frekuensi sumber, perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat
- WF : faktor lebar, perbandingan antara lebar das yang diukur di titik sungai yang berjarak 0,75 L dengan lebar DAS yang diukur di titik sungai yang berjarak 0,25 L dari stasiun hidrometri
- JN : jumlah pertemuan sungai
- SIM : faktor simetri, hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu (RUA) dapat dilihat pada Gambar 3.4
- RUA : luas DAS sebelah hulu, perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS, melalui titik tersebut dapat di lihat pada Gambar 3.3
- D : kerapatan jaringan kurus, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS



Gambar 3.3 Sketsa Penetapan WF

Sumber: Bambang Triatmodjo (2008)



Gambar 3.4 Sketsa Penetapan RUA

Sumber: Bambang Triatmodjo (2008)

3.3 Analisis Sedimen

Sedimen adalah bahan padat yang dapat diangkut dan diendapkan di lokasi yang baru. Sedimen terdiri dari batuan dan mineral. Gradasi butiran terdiri dari yang halus seperti lempung atau pasir dan kasar seperti batu atau boulder. Sedimen terangkut dari tempat satu ke tempat lain melalui proses erosi. Sedimen akibat letusan dari gunung berapi umumnya dihitung berdasarkan jumlah endapan material yang berada di lereng gunung maupun di dasar sungai setelah terjadi letusan. Debit banjir dengan sedimen diperhitungkan berdasarkan catatan maksimum tinggi hujan yang pernah terjadi dengan persamaan 3.31 – 3.33 sebagai berikut.

$$Q_d = \alpha \times Q_p \quad (3.31)$$

$$\alpha = \frac{C^*}{C^* - C_d} \quad (3.32)$$

Keterangan :

Q_d : debit puncak aliran debris (m^3/dt)

α : koefisien kandungan sedimen

Q_p : debit puncak limpasan (m^3/dt)

C^* : konsentrasi volume sedimen pada endapan aliran debris

C_d : konsentrasi volume sedimen pada aliran debris yang bergerak

Hubungan antara konsentrasi sedimen (C_d) dan kemiringan dasar sungai ($\tan\theta$) untuk tipe aliran debris dapat digunakan persamaan Takahashi (1991). Untuk persamaannya sebagai berikut.

$$C_d = \frac{\rho_w \times \tan\theta}{(P_s/P_w - 1)(\tan\theta - \tan\theta)} \quad (3.33)$$

Keterangan:

C_d : konsentrasi sedimen dalam aliran (%)

P_w : berat volume air (gr/cm^3)

P_s : berat volume sedimen (gr/cm^3)

$\tan \theta$: kemiringan dasar sungai

$\tan \emptyset$: koefisien gesekan dalam sedimen

3.4 Analisis Hidrolika

3.4.1 Main Dam

Main dam merupakan komponen dari bangunan sabo dam yang berada di sebelah hulu yang fungsinya adalah untuk membendung aliran debit besar yang lewat sehingga sebagian sedimen yang mengalir bersamaan aliran air tertahan/tertampung tidak mengalir semuanya ke arah hilir.

1. Tinggi Efektif *Main* Dam

Tinggi efektif main dam direncanakan pada ketinggian tertentu guna menghasilkan kemiringan dasar sungai stabil, akan tetapi untuk memperoleh tinggi main dam sesuai dengan yang direncanakan sangatlah sulit. Hal ini dikarenakan tinggi tebing di sebelah kiri dan kanan yang berbeda-beda dan tidak memungkinkan untuk mendapatkan tinggi yang tepat. Oleh sebab itu apabila tinggi tebing tidak sesuai dengan yang diharapkan maka tinggi main dam didasarkan pada tinggi tebing di sebelah kiri atau kanan sungai yang ada di lokasi yaitu berada di bawah tinggi tebing agar apabila tampungan sedimen telah penuh aliran air masih mampu ditampung oleh alur sungai.

Kemiringan dasar sungai dihitung menggunakan rumus berikut.

$$I_s = \left(\frac{80,9 \times d}{g \times 10^2} \right)^{\frac{10}{7}} \left(\frac{B}{n \times 10^2} \right)^{\frac{10}{7}}$$

Keterangan:

I_s : kemiringan dasar sungai stabil;

d : diameter butiran material dasar sungai (m);

g : percepatan gravitasi (m/dt^2);

B : bentang sungai (m);

n : koefisien kekasaran *manning*;

Q_d : debit banjir rencana (m^3/dt)

2. Lebar Dasar Pelimpah (Spillway)

Lebar pelimpah sabo dam direncanakan pertimbangan fungsi sebagai berikut.

- a. Direncanakan mampu dilewati debit rencana yang ditetapkan berdasarkan tinggi hujan kala ulang tertentu yaitu 50 atau 100 tahun atau tinggi hujan maksimum.
- b. Kondisi topografi dan geologi di sebelah hulu, hilir dan tempat kedudukan sabo dam menjadi pertimbangan dalam desain bangunan.

Bentuk pelimpah sabo dam adalah trapesium, lebar pelimpah dibuat selebar mungkin dengan tujuan untuk mengurangi resiko gerusan lokal pada bagian hilirnya. Lebar pelimpah sekurangnya dibuat 3 meter.

3. Tinggi Jagaan

Untuk mengantisipasi faktor ketidakpastian dari besarnya debit aliran debris maka perlu diberi tinggi jagaan. Tinggi jagaan dapat ditentukan berdasarkan debit banjir rencana yang melimpas dan berdasarkan kemiringan dasar sungai, dapat dilihat pada Tabel 3.9

Tabel 3.9 Tinggi Jagaan

Debit Banjir Rencana (Q) (m ³ /det)	Tinggi Jagaan (m)
< 50	0,6
50 – 100	0,8
100 – 200	1,0
200 – 500	1,20
500 – 2000	1,50

Sumber: SNI 2851 : 2015 Desain Bangunan Penahan Sedimen

4. Tinggi Pelimpah

Tinggi pelimpah diperlukan ruang/tinggi jagaan untuk keamanan apabila ketinggian banjir rencana tersebut lebih besar dari ketinggian yang ada, kemungkinan disebabkan kedatangan aliran debris yang sulit diperhitungkan jumlahnya. Tinggi pelimpah dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.34 berikut.

$$H_c = h_1 + h_2 \quad (3.34)$$

Keterangan:

H_c : tinggi pelimpah (m)

h_1 : tinggi muka air pada saat banjir (m)

h_2 : tinggi jagaan (m)

5. Kontrol Tinggi Pelimpah Terhadap Debit Puncak Aliran Debris

Untuk sabo dam di wilayah aliran debris, tinggi pelimpah harus dikonfirmasi terhadap tinggi aliran debris pada debit puncaknya, dengan Persamaan 3.35 sebagai berikut.

$$h = \frac{Q_d}{B U} = \left[\frac{n Q_d}{B (\sin \theta)^{0.5}} \right] \quad (3.35)$$

Keterangan:

h : Kedalaman aliran debris (m)

Q_d : Debit banjir rencana (debit puncak aliran debris) (m^3 /detik)

B : Lebar sungai (m)

n : Koefisien kekasaran *manning*

u : Kecepatan aliran debris (m/detik)

6. Tebal Mercu Pelimpah

Tebal mercu pelimpah (*crest opening*) ditetapkan dengan melihat kondisi material dasar sungai, kondisi aliran sedimen (*sediment run-off*) dan debit desain. Ambang pelimpah direncanakan sedemikian rupa agar tahan terhadap gaya pukul (*impact*) sedimen maupun gerusan batu yang melewatinya. Ketebalan ambang ditetapkan berdasar Tabel 3.10.

Tabel 3.10 Tebal Pelimpah

Tebal pelimpah w (m)	Material dasar sungai
1,50 – 2,50	Pasir dan kerikil atau kerikil dan batu
3,0 – 4,0	Batu dan batu besar

Sumber: Seri Buku Teknologi Sabo (2010)

7. Kedalaman Pondasi *Main Dam*

Untuk menghitung kedalaman pondasi, dapat digunakan rumus 3.36 sebagai berikut.

$$h_p = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) (h_3 + h) \quad (3.36)$$

keterangan:

h_p : Kedalaman pondasi *main dam* (m)

h_3 : Tinggi muka air diatas pelimpah (m)

h :Tinggi bendung utama (m)

8. Kemiringan Badan *Main Dam*

Kemiringan main dam terdiri dari kemiringan pada hulu dan hilir, kemiringan pada hilir lebih kecil daripada kemiringan pada hulu, tujuannya untuk menghindari terjadinya benturan akibat batu-batuan yang melimpas dari pelimpah yang dapat menyebabkan terjadinya abrasi pada bagian hilir main dam.

a. Kemiringan Hilir Main Dam

Kemiringan standar sisi hilir sabo dam ditetapkan 0,2 : 1 dimaksudkan untuk menghindari kerusakan akibat benturan dan abrasi oleh jatuhnya material debris. Kemiringan sisi hilir dapat dibuat lebih landai daripada kemiringan standar jika debit sedimen dan ukuran butiran material debris kecil

b. Kemiringan Hulu Main Dam

Kemiringan tubuh hulu main dam dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.37 sebagai berikut.

$$(1 + \alpha)m^2 + \{2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta\} \times m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \quad (3.37)$$

Keterangan:

N : kemiringan main dam bagian hilir

$\alpha = \frac{h_3}{ht}$: perbandingan tinggi muka air di atas pelimpah dan tinggi total main dam

h_3 : tinggi muka air di atas pelimpah (m)

h_t : tinggi total ain dam

h_p : kedalaman pondasi

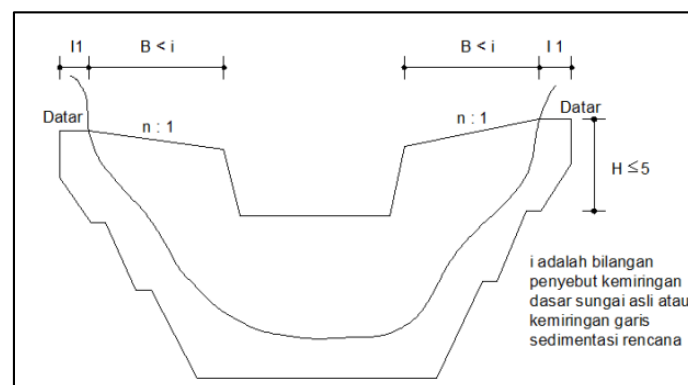
h : tinggi main dam

- m : kemiringan main dam
- $\beta = \frac{b}{ht}$: perbandingan tebal mercu pelimpah
- B : lebar pelimpah
- $\gamma = \frac{\gamma_{beton/batu\ kali}}{\gamma_{air}}$: perbandingan berat isi air dam dengan berat isi air

9. Desain Sayap Lindung

Pada prinsipnya bagian sayap sabo dam tidak diperkenankan dilimpasi aliran debris atau sedimen. Sayap dam harus aman terhadap tekanan gaya luar yang diterimanya. Kriteria desain bagian permukaan (crest) sayap sebagai berikut.

- Kemiringan permukaan sayap dam sabo di wilayah aliran debris harus dibuat sama dengan kemiringan dasar sungai asli yang ada atau paling tidak dibuat sama dengan kemiringan garis sedimen rencana. Kemiringan permukaan sayap dapat di lihat pada Gambar 3.2



Gambar 3.5 Kemiringan Permukaan Sayap

Sumber: Seri Buku Teknologi Sabo (2010)

- Tebal permukaan sayap biasanya dibuat sama dengan tebal ambang peluap atau lebih tipis. Tebal permukaan sayap harus ≥ 2 meter. Untuk sabo dengan tinggi maksimum 4 m, lebar 10 m, tebal sayap disarankan ≥ 1 m, mempertimbangkan diameter bantuan sungai $\leq 0,50$ m.
- Permukaan sayap sabo dam harus masuk (penetrasi ke dalam tebing batuan sebagai faktor pengaman seperti pondasi dam Kedua sayap sabo dam diperkirakan akan mengalami gaya pukul (*impact force*) akibat aliran debris maupun limpasan banjir yang dapat merusak permukaan sayap dan tubuh bangunan karena erosi. Pada lapisan tanah pasir dan kerikil

kedalaman penetrasi permukaan sayap antara 2,0 hingga 4,0 meter. Pada lereng tebing curam permukaan galian dibuat bertangga. Kedalaman penetrasi sayap sabo dam dapat dilihat pada Tabel 3.11

Tabel 3.11 Kedalaman Penetrasi Sayap Sabo Dam

h₁	h₂	b₁	b₂	h₁	m
4,0 m	2,5 -3,5 m	≥ 1,0 m	≥ 2,0 m	≤ 5,0 m	≤ 6,0 m slope pemotong tergantung kondisi geologi setempat

Sumber: Seri Buku Teknologi Sabo (2010)

3.4.2 Sub Dam

Sub dam merupakan banguna yang direncanakan unruk menahan material dasar sungai terutama material batu agar tidak terangkut aliran. Jarak sub dam dari dam utama ditentukan sama seperti panjang apron.

1. Tinggi Subdam

Tinggi subdam dihitung menggunakan Persamaan 3.38 berikut.

$$H_{sd} = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}\right) \times (h_u + h_f) \quad (3.38)$$

Keterangan:

h_{sd} : tinggi sub dam (m)

h_u : tinggi main dam (m)

h_f : kedalam pondasi main dam (m)

2. Tebal Mercu Pelimpah

Tebal mercu pelimpah direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar pelimpah main dam

3. Lantai Lindung (Apron)

Struktur apron dibuat untuk melindungi bangunan utama terhadap gerusan local (scouring) di hilir nya, menjaga stabilitas pondasi bangunan sabo dan melindungi terhadap runtuhnya kedua tebing. Jika kemiringan dasar sungai landai maka permukaan apron biasanya dibuat datar, namun apabila

kemiringan dasar sungai sangat curam maka permukaan apron dibuat miring. Kemiringan dibuat $\frac{1}{2}$ dari kemiringan dasar sungai

a. Tebal apron

Tebal apron dapat menggunakan Persamaan 3.39 berikut ini.

$$t = c \times (0,60 \times h \times 3 \times h_3 - 1) \quad (3.39)$$

Keterangan:

t : tebal lantai lindung (m);

c : koefisien untuk pelindung air;
(0,1 bila menggunakan pelindung);
(0,2 bila tanpa pelindung);

h : tinggi main dam (m);

h_3 : tinggi air diatas pelimpah (m).

b. Panjang apron

Panjang apron datar di tulis dengan Persamaan 3.40 sebagai berikut.

$$L = 1,5 (H_1 + h_1) - N_h \quad (3.40)$$

Keterangan:

L : jarak dinding vertikal ke ujung apron paling hulu (m)

H : tinggi dam utama (m)

H_1 : perbedaan elevasi antara ambang pelimpah utama dan ujung hulu apron

h_1 : tinggi aliran diatas pelimpah dam utama (m)

N_h : nilai rasio n : 1 kemiringan sisi hilir dam utama (m)

4. Pondasi Subdam

Kedalaman pondasi tergantung pada jenis material tanah pondasi. Kedalam pondasi dapat dilihat pada tabel 3.12

Tabel 3.12 Kedalaman pondasi

Jenis Material Dasar Pondasi	Kedalaman Pondasi (m)
Pasir dan Kerikil	1,50
Lapis Batuan Lunak	1,0
Lapis Batuan Keras	0,50

Sumber: Seri Buku Teknologi Sabo (2010)

5. Kemiringan Badan Sub Dam

Kemiringan badan subdam direncanakan sama dengan kemiringan badan main dam

6. Konstruksi Sayap Lindung Subdam

Kedalam pondasi sayap subdam diperhitungkan sama dengan kedalaman pondasi subdam, hal ini berfungsi untuk menghindari scouring.

3.4.3 Konstruksi Tembok Tepi

Tembok tepi berfungsi untuk mencegah erosi dan longsor antara main dam dan sub dam yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati mercu main dam. Beberapa pertimbangan untuk menentukan tinggi dinding samping.

1. Elevasi bagian hulu dinding samping dibuat 1,0 – 1,50 meter lebih tinggi dari elevasi muka sayap sub-dam.
2. Elevasi dinding samping dibuat sama tinggi dengan muka sayap sub dam.

3.4.4 Lubang Alir

Sepanjang sebuah sabo dam perlu dilengkapi dengan lubang air (*drain holes*), selain ukuran dan bentuk lubang maka lubang alir harus ditentukan sedemikian rupa guna memenuhi tujuan dibuatnya lubang alir tersebut, tanpa mengurangi stabilitas bangunan. Pertimbangan penetapan lubang alir adalah sebagai berikut.

1. Lubang alir harus terletak dekat dasar sungai yang ada, dengan maksud untuk mengalirkan aliran banjir.
2. Jarak vertikal maupun horizontal antar setiap lubang alir harus 2,0 m.
3. Posisi lubang alir harus simetris terhadap sumbu vertical pelimpah.
4. Lubang-lubang alir harus berada didalam lebar lebar pelimpah.
5. Banyaknya lubang alir minimum adalah 3 buah, sedangkan banyaknya lubang-lubang alir ditetapkan berdasarkan debit air yang biasa terjadi.

Ukuran lubang alir lingkaran maupun kotak minimum adalah 0,60 m dan 0,50 m.

3.4.5 Analisis Kapasitas Tampung

Untuk menganalisis besarnya volume sedimen yang pada perencanaan bangunan pengendali sedimen menggunakan persamaan 3.41 – 3.43 yang digunakan sebagai berikut.

$$V_d = 1,5 \times (1/n \times i \times h^2 \times B) \quad (3.41)$$

$$V_c = 1,5 \times (2/3 \times i \times h^2 \times B) \quad (3.42)$$

$$V_{total} = V_d + V_c \quad (3.43)$$

Keterangan

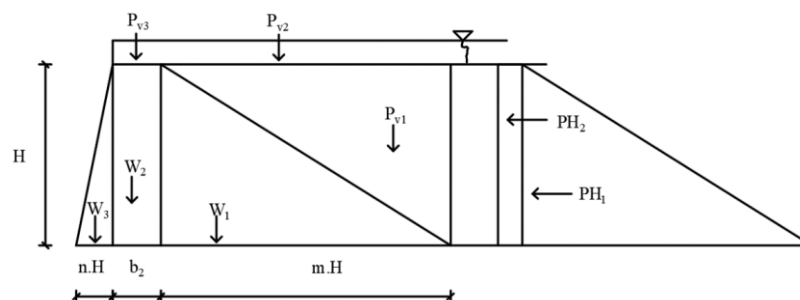
- V_d : daya tampung mati (m^3)
 V_c : daya tampung terkendali (m^3)
 V_{total} : total daya tampung (m^3)
 h : tinggi efektif main dam (m)
 B : lebar dasar sungai (m)
 i : kemiringan sungai
 n : kekasaran dasar sungai

3.4.6 Analisis Stabilitas

Gaya - gaya yang bekerja pada sabo dam saat kondisi normal dan banjir adalah sebagai berikut.

1. Berat bangunan sendiri.
2. Tekanan air statik.

Gaya - gaya yang bekerja pada sabo dam < 15 m pada kondisi normal dan banjir dapat dilihat pada Gambar 3.3



Gambar 3.6 Gaya - Gaya Yang Bekerja Pada Sabo Dam Kondisi Normal Dan Banjir

Akibat pengaruh dari gaya-gaya tersebut maka bangunan sabo dam harus aman terhadap beberapa kondisi seperti berikut.

1. Stabilitas Terhadap Guling

Sabo dam tidak terguling jika resultan gaya-gaya luar yang bekerja dan gaya berat sabo dam tersebut berada di 1/3 lebar dasar sabo dam yang ada di tengah. Perhitungan stabilitas terhadap guling menggunakan Persamaan 3.44 sebagai berikut.

$$FK_{\text{guling}} = \frac{\sum M_{va}}{\sum M_{ha}} > 1,5 \quad (3.44)$$

Keterangan:

$\sum M_{va}$: momen penahan (T/m)

$\sum M_{ha}$: momen pengguling (T/m)

2. Stabilitas Terhadap Geser

Perhitungan stabilitas terhadap geser dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.45 sebagai berikut.

$$FK_{\text{geser}} = \frac{f_x \sum V + \tau_0 X b'}{\sum H} > 1,5 \quad (3.45)$$

$$\tau_0 = c + \sigma x \tan \varphi \quad (3.46)$$

Keterangan:

f : nilai koefisien geser tanah didapat dari Tabel 3.13

$\sum V$: jumlah gaya vertikal (T/m)

$\sum H$: jumlah gaya horizontal (T/m)

τ_0 : tegangan geser badan dam pada tanah dasar (T/m²)

b' : lebar dasar pondasi (m)

σ : tekanan tanah normal (T/m²)

c : kohesi tanah

φ : sudut geser dalam tanah (°)

Tabel 3.13 Nilai Koefisien Geser Tanah Dasar

Jenis Tanah Dasar		Daya Dukung Tanah((Ton/m ²)	Koefisien Geser
Batuan dasar	Batuan keras sedikit retakan	100	0,7
	Batuan keras banyak retakan	60	0,7
	Batuan lunak atau <i>mudstone</i>	30	0,7
Lapis kerikil	Kompak	60	0,6
	Tidak kompak	30	0,6
Lapis pasir	Kompak	30	0,6
	Kurang kompak	20	0,6
Tanah liat	Keras	10	0,45
	Kurang keras	5	-
	Sangat keras	20	0,5

Sumber: Seri Buku Teknologi Sabo (2010)

3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Stabilitas terhadap daya dukung pondasi dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.47 berikut.

$$\sigma_{12} = \frac{\sum v}{b} \times \left[1 + \frac{6 \times e}{b'} \right] \quad (3.47)$$

Keterangan :

σ_1 : tekanan tanah normal maksimum (T/m)

σ_2 : tekanan tanah normal minimum (T/m)

$\sum v$: jumlah gaya vertical (T/m)

b' : lebar dasar fonasi

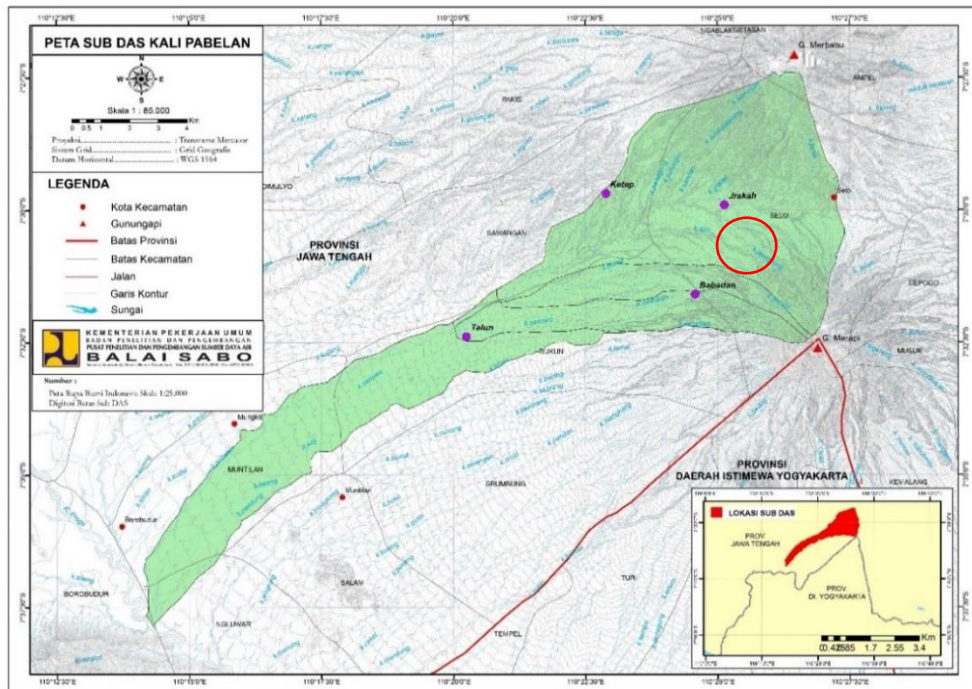
e : eksentrisitas dan resultan gaya yang bekerja (m)

BAB IV

METODE PERENCANAAN

4.1 Lokasi Perencanaan

Lokasi perencanaan sabo dam Kali Apu terletak di Dusun II, Tlogolele, Selo, Boyolali, Jawa Tengah koordinat $7^{\circ}30' 23.949$ LS dan $110^{\circ}24' 29,406''$ BT seperti pada Gambar 4.1



Gambar 4.1 Lokasi Perencanaan

4.2 Data Yang Dibutuhkan

Dalam perencanaan ini data yang digunakan untuk penelitian adalah data sekunder. Data sekunder merupakan data yang diperoleh dari instansi terkait, data yang diperoleh berupa sebagai berikut.

1. Data curah hujan 20 tahun pada Stasiun Jrahah dan Stasiun Stabelan. Data curah hujan di peroleh dari Balai Sabo
2. Peta DAS didapatkan dari Balai Sabo

3. Data peta topografi didapatkan dari PPK PL G. Merapi. Peta topografi digunakan untuk mengetahui *cross* dan *long section* Kali Apu

4.3 Analisis Data

Data yang telah diperoleh kemudian dianalisis untuk digunakan acuan penelitian

1. Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi digunakan untuk mencari debit banjir rencana dengan langkah- langkah sebagai berikut.

- Distribusi curah hujan rencana

Distribusi curah hujan rencana digunakan untuk mendapatkan curah hujan maksimum suatu daerah aliran sungai.

- Analisis distribusi frekuensi

Setelah mendapatkan curah hujan rata rata maksimum, selanjutnya mencari curah hujan rencana dengan menggunakan metode Gumbel, Log Pearson III, Normal, Log Normal.

- Uji kecocokan distribusi hujan

Selanjutnya melakukan uji kecocokan distribusi yang berfungsi untuk mengecek apakah jenis distribusi yang digunakan dapat dipakai untuk perhitungan selanjutnya.

- Intensitas hujan

Selanjutnya melakukan perhitungan intensitas hujan untuk memperkirakan hidrograf banjir rencana dengan cara hidrograf satuan sehingga perlu diketahui sebaran hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu

- Perhitungan hidrograf debit banjir rencana

Perhitungan debit banjir rencana dianalisis menggunakan hidrograf satuan sintetik Nakayasu.

2. Analisis sedimen meliputi perhitungan koefisien sedimen untuk menentukan debit banjir debris dan menghitung kapasitas tampungan sendimen pada bangunan sabo dam

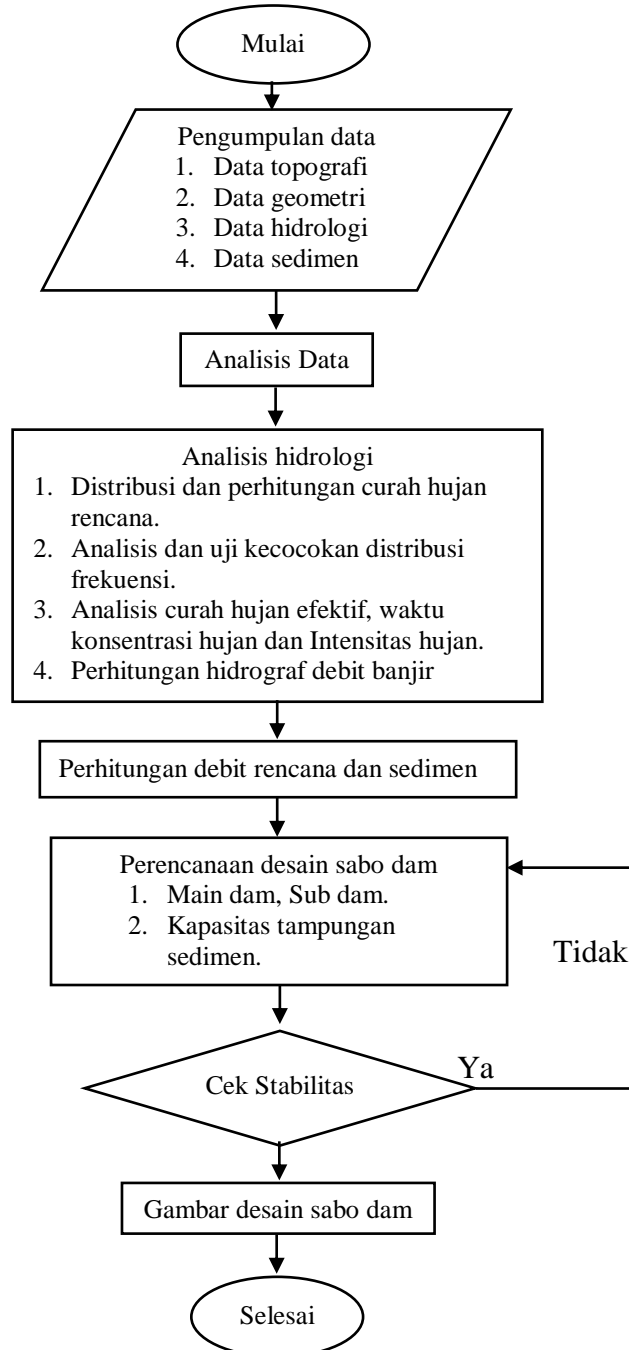
3. Perencanaan Desain Sabo Dam

Setelah memperoleh debit banjir, selanjutnya dilakukan perhitungan dimensi sabo dam yang meliputi:

- main dam,
- sub dam,
- apron, dan
- analisis kapasitas tampungan sedimen.

4.4 Bagan Alir

Berikut langkah-langkah dalam perencanaan dalam bentuk bagan alir.



Gambar 4.2 Bagan Alir Perencanaan Sabo Dam

BAB V

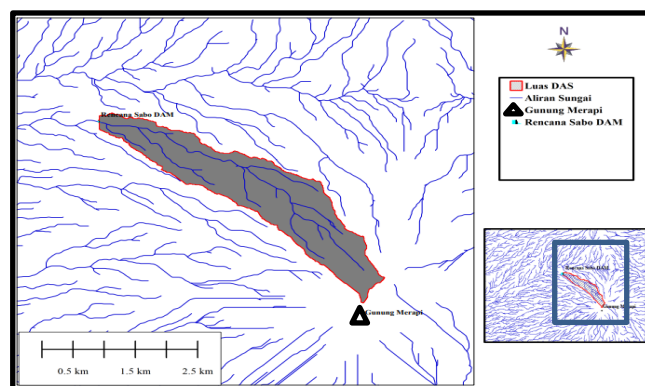
ANALISIS DAN PERENCANAAN

5.1 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi dilakukan untuk mendapatkan besar debit banjir rencana yang nantinya akan digunakan untuk merencanakan dimensi bangunan sabo dam.

5.1.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah aliran sungai merupakan daerah yang dibatasi oleh punggung - punggung gunung atau pegunungan dimana air hujan yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju sungai utama pada suatu titik (stasiun) yang ditinjau. Daerah aliran sungai ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang dilengkapi garis-garis kontur. Sabo dam direncanakan di wilayah Kali Apu yang terletak di Dusun III, Tlogolele, Selo, Boyolali, Jawa Tengah. Daerah aliran sungai Apu merupakan bagian dari sub DAS Pabelan. Daerah aliran sungai Kali Apu didapatkan menggunakan aplikasi global mapper, untuk mendapatkan daerah aliran sungai diperlukan data titik perencanaan sabo dam dan peta RBI yang didapatkan dari website Tanah Air Indonesia. Setelah itu input semua data ke dalam *Global Mapper* kemudian dicari luas dari DAS Kali Apu. Daerah aliran sungai di wilayah Kali Apu dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Daerah Aliran Sungai Kali Apu

5.1.2 Analisis Hujan Maksimum Rencana

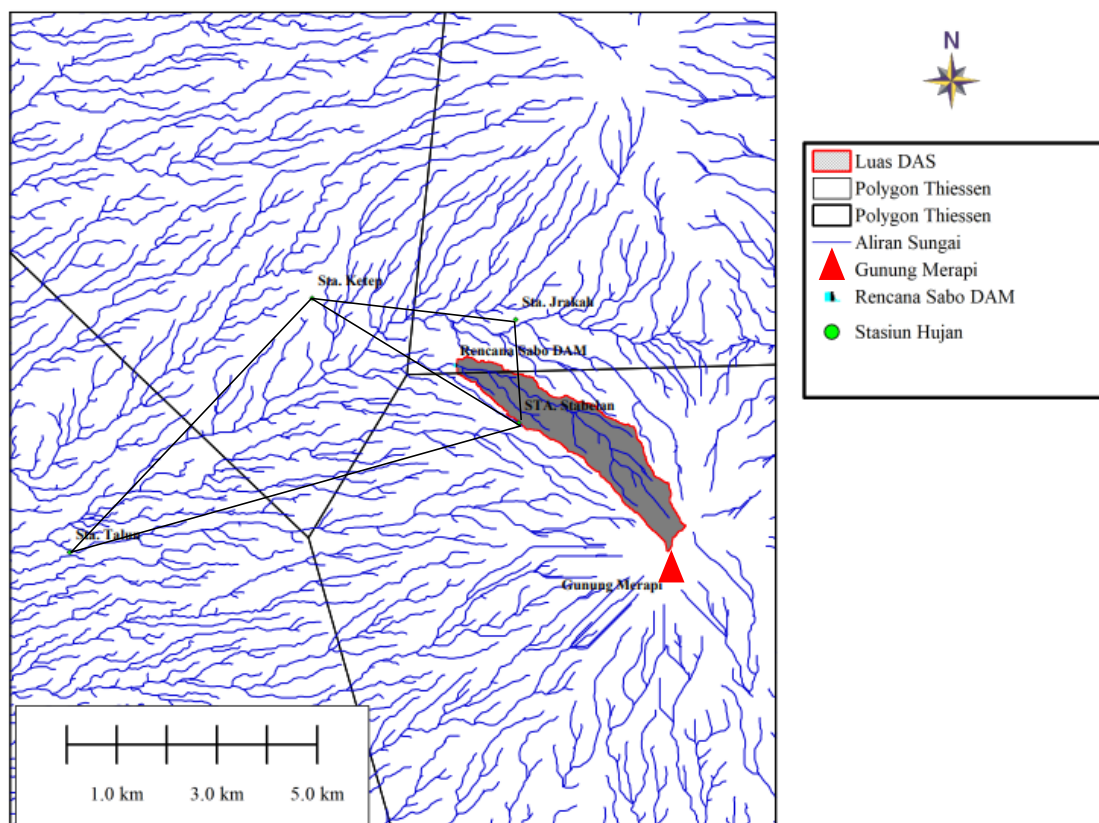
Curah hujan yang dibutuhkan untuk perancangan bangunan pengendalian banjir. Untuk menghitung hujan wilayah diperlukan data curah hujan dari stasiun yang ditinjau. Perhitungan curah hujan wilayah dilakukan menggunakan metode Poligon *Thiessen* pada gambar 5.2. Metode Poligon *Thiessen* memperkirakan luas wilayah yang diawali oleh masing masing stasiun, tinggi curah hujan dan jumlah stasiun. Metode ini digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah yang ditinjau tidak merata. Koordinat masing masing stasiun hujan sebagai berikut

Stasiun Jarakah : -7.4984583, 110.418903

Stasiun Stabelan : -7.517223, 110.419382

Stasiun Talun : -7.540410, 110.337774

Stasiun Ketep : -7.494500, 110.381816



Gambar 5.2 Poligon Thiessen

Luasan DAS yang masuk ke dalam *Poligon Thiessen*, merupakan luasan yang mewakili masing masing stasiun hujan. Berikut persentase luas pengaruh tiap stasiun hujan pada Tabel 5.1

Tabel 5.1 Luas Pengaruh Stasiun

Stasiun	Luas Pengaruh (m²)	Persentase (%)
Jrakah	0,220	4,88
Stabelan	4,295	95,12
Ketep	0	0
Talun	0	0
Total	4,515	100,000

Pada tahun 2001 - 2013 tidak ada data hujan pada Stasiun Stabelan, maka pada tahun tersebut data hujan yang digunakan hanya hujan titik pada Stasiun Jrakah, namun pada tahun 2009 alat pada Stasiun Jrakah rusak akibatnya tidak ada data terekam sehingga tidak ada data yang dapat digunakan pada tahun 2009. Sedangkan pada tahun 2014 - 2021 analisis hujan maksimum kawasan menggunakan Metode *Thiessen* di Stasiun Jrakah dan Stasiun Stabelan. Hasil perhitungan hujan maksimum dapat dilihat pada Tabel 5.2 dan 5.3

Tabel 5.2 Perhitungan Hujan Harian Rata Rata

No	Tahun	Hujan Harian Maksium Stasiun Jrakah (mm)
1	2001	37
2	2002	30,4
3	2003	26,8
4	2004	23
5	2005	44,6
6	2006	60
7	2007	60
8	2008	75
9	2010	43
10	2011	51
11	2012	90,5
12	2013	55

Tabel 5. 3 Perhitungan Curah Hujan Maksimum Harian

Tahun	Tanggal	Stasiun Jragung		Stasiun Stabelan		Hujan Harian Max (mm)	Hujan Harian Rencana (mm)
		Hujan Harian Max (mm)	4,88 % Xi (% x Hujan Max) (mm)	Hujan Harian Max (mm)	95,12 % Xi (% x Hujan Max) (mm)		
2014	18-Mar	72	3,514	1,8	1,712	5,226	124,913
	11-Dec	55	2,684	128,5	122,229	124,913	
2015	5 des	46	2,245	1,2	1,141	3,386	87,974
	22-Apr	29	1,415	91	86,559	87,974	
2016	29 des	41	2,001	0	0,000	2,001	109,261
	01-Dec	13	0,634	114,2	108,627	109,261	
2017	13-Nov	126	6,149	0	0,000	6,149	96,390
	14-Feb	84,5	4,124	97	92,266	96,390	
2018	09-Nov	49	2,391	68,2	64,872	67,263	78,945
	20-Jan	15,5	0,756	82,2	78,189	78,945	
2019	05-Apr	56	2,733	25	23,780	26,513	42,620
	23-Mar	43	2,098	42,6	40,521	42,620	
2020	06-Apr	46	2,245	0	0,000	2,245	32,649
	03-Feb	37,5	1,830	32,4	30,819	32,649	
2021	16-Feb	44,5	2,172	30,2	28,726	30,898	41,049
	09-Nov	42	2,050	41	38,999	41,049	

5.1.3 Analisis Frekuensi Hujan

Selanjutnya dilakukan analisis distribusi frekuensi, digunakan untuk mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Terdapat 4 jenis distribusi frekuensi yang sering digunakan yaitu distribusi Normal, Log Normal, Log Pearson III, dan Gumbel. Berikut perhitungan parameter statistik dan parameter statistik logaritma untuk menentukan distribusi probabilitas yang akan digunakan pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Perhitungan Parameter Statik

No	Tahun	Xi	(Xi-X)	(Xi-X) ²	(Xi-X) ³	(Xi-X) ⁴
1	2001	37,000	-23,505	552,488	-12986,267	305243,027
2	2002	30,400	-30,105	906,315	-27284,667	821406,659
3	2003	26,800	-33,705	1136,031	-38290,009	1290567,204
4	2004	23,000	-37,505	1406,630	-52755,742	1978607,466
5	2005	44,600	-15,905	252,971	-4023,521	63994,358
6	2006	60,000	-0,505	0,255	-0,129	0,065
7	2007	60,000	-0,505	0,255	-0,129	0,065
8	2008	75,000	14,495	210,103	3045,432	44143,342
9	2010	43,000	-17,505	306,427	-5364,029	93897,669
10	2011	51,000	-9,505	90,346	-858,747	8162,443
11	2012	90,500	29,995	899,696	26986,330	809453,226
12	2013	55,000	-5,505	30,306	-166,835	918,437
13	2014	124,913	64,408	4148,408	267191,226	17209288,793
14	2015	87,974	27,469	754,564	20727,384	569367,464
15	2016	109,261	48,756	2377,184	115902,887	5651004,724
16	2017	96,390	35,885	1287,729	46210,060	1658245,029
17	2018	78,945	18,440	340,033	6270,195	115622,247
18	2019	42,620	-17,886	319,893	-5721,455	102331,329
19	2020	32,649	-27,856	775,967	-21615,479	602124,765
20	2021	41,049	-19,456	378,546	-7365,095	143297,232
Jumlah		1210,1013	0,0000	16174,1477	309901,409	31467675,547
Rata - Rata (X)		60,5051	0,0000	808,7074	15495,0705	1573383,7773

1. Nilai Rata-Rata

$$\begin{aligned}\bar{x} &= \frac{\sum x}{n} \\ &= \frac{1210,1013}{20} \\ &= 60,5051 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Standar Deviasi

$$\begin{aligned}S_d &= \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{16174,1477}{20-1}} \\ &= 29,1765\end{aligned}$$

3. Koefisien Variasi

$$C_v = \frac{s}{x}$$

$$Cv = \frac{29,1765}{60,5051}$$

$$Cv = 0,4822$$

4. Koefisien *Skewness*

$$Cs = \frac{\sum(X-\bar{X})^3 \times n}{(n-1)(n-2)S^3}$$

$$= \frac{309901,09 \times 20}{(20-1)(20-2)29,1765^3}$$

$$= 0,7292$$

5. Koefisien *Kurtosis*

$$Ck = \frac{\sum(X-\bar{X})^4 \times n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4}$$

$$= \frac{1573383,7773 \times 20^2}{(20-1)(20-2)(20-3)29,1765^4}$$

$$= 2,9875$$

Setelah melakukan perhitungan parameter statistik kemudian melakukan perhitungan parameter statistik logaritma. Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.5

Tabel 5.5 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma

No	Tahun	Xi	Log Xi	Log (Xi-X)	Log (Xi-X) ²	Log (Xi-X) ³	Log (Xi-X) ⁴
1	2001	37,0000	1,5682	-0,166	0,027	-0,005	0,001
2	2002	30,4000	1,4829	-0,251	0,063	-0,016	0,004
3	2003	26,8000	1,4281	-0,306	0,093	-0,029	0,009
4	2004	23,0000	1,3617	-0,372	0,138	-0,052	0,019
5	2005	44,6000	1,6493	-0,085	0,007	-0,001	0,000
6	2006	60,0000	1,7782	0,044	0,002	0,000	0,000
7	2007	60,0000	1,7782	0,044	0,002	0,000	0,000
8	2008	75,0000	1,8751	0,141	0,020	0,003	0,000
9	2010	43,0000	1,6335	-0,100	0,010	-0,001	0,000
10	2011	51,0000	1,7076	-0,026	0,001	0,000	0,000
11	2012	90,5000	1,9566	0,223	0,050	0,011	0,002
12	2013	55,0000	1,7404	0,007	0,000	0,000	0,000
13	2014	124,913	2,0966	0,363	0,132	0,048	0,017
14	2015	87,974	1,9444	0,210	0,044	0,009	0,002
15	2016	109,261	2,0385	0,305	0,093	0,028	0,009
16	2017	96,3900	1,9840	0,250	0,063	0,016	0,004
17	2018	78,9450	1,8973	0,163	0,027	0,004	0,001
18	2019	42,6195	1,6296	-0,104	0,011	-0,001	0,000
19	2020	32,6489	1,5139	-0,220	0,048	-0,011	0,002
20	2021	41,0488	1,6133	-0,121	0,015	-0,002	0,000
	Jumlah	020,1013	34,6773	0,0000	0,8456	0,004	0,071
	Rata - Rata (X)	60,5051	1,7339	0,0000	0,0423	0,0002	0,0035

1. Nilai Rata-Rata

$$\begin{aligned}\bar{x} &= \frac{\sum \log x}{n} \\ &= \frac{34,6773}{20} \\ &= 1,7339 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Standar Deviasi

$$\begin{aligned}S &= \sqrt{\frac{\sum \log(X-\bar{X})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{0,8446}{20-1}} \\ &= 0,211\end{aligned}$$

3. Koefisien Variasi

$$\begin{aligned}Cv &= \frac{s}{x} \\ &= \frac{0,211}{1,733} \\ &= 0,122\end{aligned}$$

4. Koefisien *Skewness*

$$\begin{aligned}Cs &= \frac{\sum \log(X-\bar{X})^3 \times n}{(n-1)(n-2)S^3} \\ &= \frac{0,004 \times 20}{(20-1)(20-2)0,211^3} \\ &= 0,023\end{aligned}$$

5. Koefisien *Kurtosis*

$$\begin{aligned}Ck &= \frac{\sum \log(X-\bar{X})^4 \times n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \\ &= \frac{0,071 \times 20^2}{(20-1)(20-2)(20-3)0,211^4} \\ &= 2,461\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan dilakukan penentuan distribusi dengan mencocokkan parameter statistik dengan syarat masing - masing jenis distribusi. Parameter statistik dapat dilihat pada Tabel 5.6

Tabel 5.6 Hasil Analisis Parameter Statistik

Jenis Sebaran			
Distribusi	Syarat	Hasil	Cek
Normal	$C_s \approx 0$	0,730	Tidak Memenuhi
	$C_k \approx 3$	2,988	
Gumbel	$C_s = 1,14$	0,730	Tidak Memenuhi
	$C_k = 5,4$	2,988	
Log <i>Pearson</i> Tipe III	Tidak Ada Batasan		Memenuhi
Log Normal	$C_s = 0,120$	0,367	Tidak Memenuhi
	$C_v = 3,020$	3,240	

Dari hasil perhitungan didapatkan jenis sebaran yang digunakan yaitu Log *Pearson* Tipe III. Perhitungan sebaran Log *Pearson* Tipe III.

5.1.4 Uji Kecocokan Distribusi

Uji kecocokan distribusi dilakukan untuk menguji kecocokan distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut.

1. Uji *Chi* Kuadrat

Uji *Chi* Kuadrat bertujuan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang akan dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Analisis dapat diterima jika nilai *Chi* Kuadrat terhitung < *Chi* Kuadrat kritis.

$$\begin{aligned} G &= 1 + 3,322 \log n \\ &= 1 + 3,322 \log 20 \\ &= 5,322 \approx 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} DK &= G - (P + 1) \\ &= 5 - (2 + 1) \\ &= 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_i &= \frac{n}{G} \\ &= \frac{20}{5} \\ &= 4 \end{aligned}$$

Perhitungan Uji *Chi* Kuadrat dapat dilihat pada Tabel 5.7 dan 5.8

Tabel 5.7 Hasil Analisis Parameter Statistik

Kelas (Px)	Log X	Kt	S	(Log X + KtS)	Xt
5,00	1,734	0,841	0,211	1,911	81,508
2,50	1,734	-0,004	0,211	1,733	54,078
1,67	1,734	-0,563	0,211	1,615	41,210
1,25	1,734	-0,843	0,211	1,556	35,978

Tabel 5.8 Hasil Analisis Parameter Statistik

Kelas	Interval		Ei	Oi	Oi-Ei	X ²
1		> 81,508	4	5	1	0,250
2	54,078		4	5	1	0,250
3	41,210		4	4	0	0,000
4	35,978		4	2	-2	1,000
5		< 35,978	4	4	0	0,000
Jumlah			20	20		1,5

Berdasarkan tabel didapatkan X^2 sebesar 1,5, Uji Chi Kuadrat dapat digunakan jika memenuhi syarat $X^2 < X^2_{cr}$. Berdasarkan perhitungan didapatkan $X^2 < X^2_{cr}$ sebesar $1,5 < 5,991$, sehingga distribusi *Log Pearson* Tipe III memenuhi syarat Uji Chi Kuadrat.

2. Uji Kolmogorov - Smirnov

Tahapan pengujian metode Kolmogorov – smirnov dilakukan dengan langkah – langkah sebagai berikut.

Berdasarkan Tabel 3.8 Jumlah data (n) = 20 dengan nilai α sebesar 5% didapat $\Delta P_{kritik} = 0.29$. Selanjutnya melakukan perhitungan curah hujan kala ulang dengan distribusi Log Pearson III dapat dilah pada tabel 5.9.

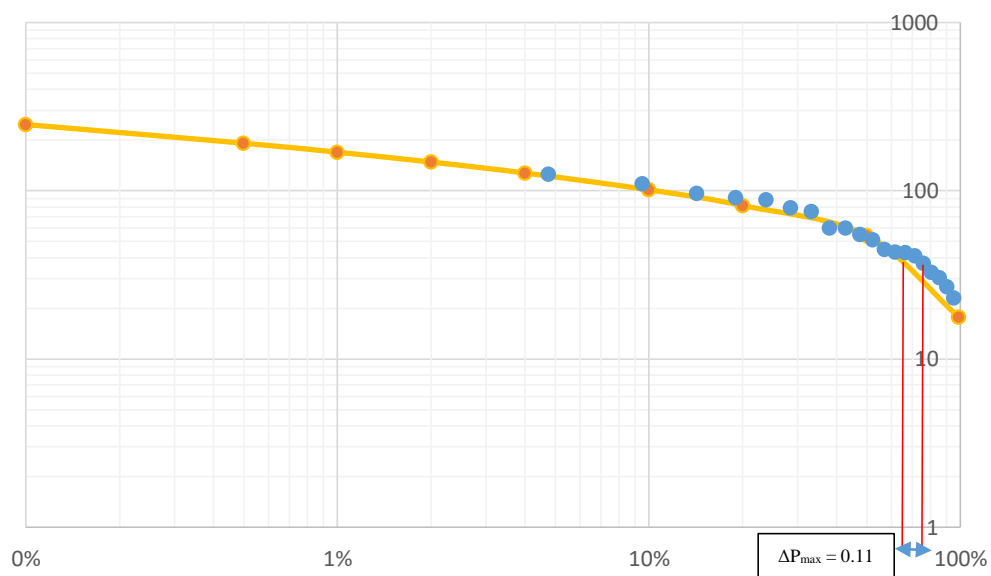
Tabel 5.9 Hasil Perhitungan Uji Kolmogorov – Smirnov

No	Periode Ulang	Xrt	Kt	S	Log Xt	Xt
1	1.0101	1.73	-2.31103	0.21	1.246	17.63254
2	2	1.73	-0.00398	0.21	1.733	54.07836
3	5	1.73	0.840596	0.21	1.911	81.50791
4	10	1.73	1.28434	0.21	2.005	101.1148
5	25	1.73	1.758955	0.21	2.105	127.3334
6	50	1.73	2.0664	0.21	2.170	147.8437
7	100	1.73	2.343313	0.21	2.228	169.1305
8	200	1.73	2.597993	0.21	2.282	191.4038
9	1000	1.73	3.123925	0.21	2.393	247.118

Penggambaran dilakukan berdasarkan kedalaman hujan dan probabilitasnya. Angkat probabilitas dihitung menggunakan rumus yang dikembangkan oleh Weibull ($P(X_i) = \frac{m}{n+1} 100\%$) hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.10. hasil penggambaran dapat di lihat pada Gambar 5. 11

Tabel 5. 10 Data Hujan Dan Probabilitasnya

No.	X_i (mm)	$P'(X_i)$ (%)
1	125	5%
2	109	6%
3	96	13%
4	91	16%
5	88	18%
6	79	20%
7	75	23%
8	60	42%
9	60	42%
10	55	49%
11	51	51%
12	45	59%
13	43	60%
14	43	60%
15	41	62%
16	37	65%
17	33	70%
18	30	75%
19	27	80%
20	23	90%



Tabel 5.11 Penggambaran Probabilitas Log Pearson III

Dari Gambar 5.11 di dapatkan $\Delta P_{\max} = 0.11$. Nilai jarak penyimpangan terbesar ΔP_{\max} harus lebih kecil dari ΔP_{kritik} . Berdasarkan hasil pengujian nilai $\Delta P_{\max} < \Delta P_{\text{kritik}}$ yaitu $0.11 < 0.29$ maka distribusi *Log Pearson Tipe III* dapat diterima.

5.1.5 Intensitas Hujan

Intensitas curah hujan adalah besarnya jumlah hujan yang turun yang dinyatakan dalam tinggi curah hujan atau volume hujan tiap satuan waktu. Besarnya intensitas hujan berbeda beda, tergantung dari lamanya curah hujan dan frekuensi kejadiannya.

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

$$I_t = \frac{147,84}{24} \times \left(\frac{24}{1}\right)^{2/3}$$

$$I_t = 51,309 \text{ mm/jam}$$

Perhitungan jam ke 2 sampai jam ke 24 dapat dilihat pada Tabel 5.10.

Tabel 5.12 Perhitungan Intensitas Hujan

t (Jam)	R24
	50 Tahun
	147,8437
1	51,309
2	32,315
3	24,658
4	20,353
5	17,538
6	15,530
7	14,012
8	12,818
9	11,850
10	11,046
11	10,365
12	9,781
13	9,272
14	8,825
15	8,428
16	8,073
17	7,753
18	7,463
19	7,199
20	6,957
21	6,734
22	6,528
23	6,338
24	6,160

Setelah itu membuat *Hyetograph* rencana dari kurva IDF dengan menggunakan *Alternating Block Method* (ABM). *Hyetograph* rencana yang dihasilkan yaitu hujan yang terjadi dalam n rangkaian interval waktu yang berurutan dengan durasi Δt selama waktu $T_d = n\Delta t$. untuk periode ulang tertentu, intensitas hujan diperoleh dari kurva IDF pada setiap durasi waktu Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, dan seterusnya. Kedalaman hujan diperoleh dari perkalian antara intensitas hujan dan durasi waktu. Contoh perhitungan dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} I_t &= i_t \times t \\ &= 18,718 \times 1 \\ &= 18,718 \text{ mm} \end{aligned}$$

Δp adalah selisih dari I_n dengan I_{n+1} pada jam 1

$$\begin{aligned} \Delta p &= I_{t1} \\ &= 20,284 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_t &= \frac{\Delta p}{R_{eff}} \times 100\% \\ &= \frac{20,284}{36,8590} \times 100\% \\ &= 55,032 \% \end{aligned}$$

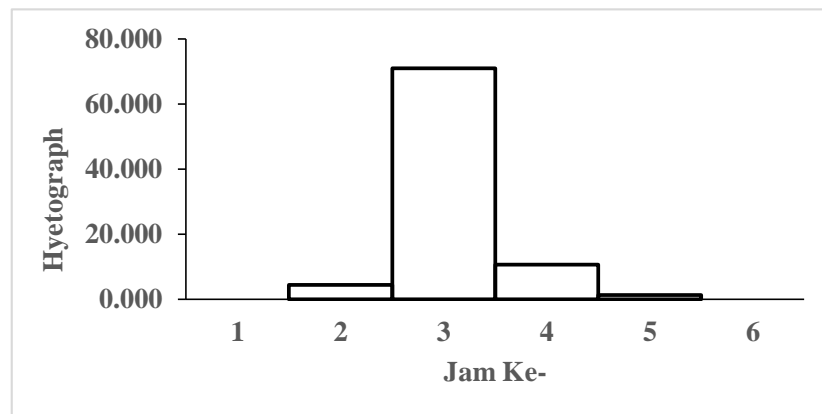
$$\begin{aligned} \phi \text{ indeks} &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \times A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \times (A/SN)^4 \\ &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \times 4,515^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \times \\ &\quad (4,515/0,5455)^4 \\ &= 10,4902 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.11

Tabel 5.13 Perhitungan ABM Kala Ulang 50 Tahun

Td	Δt	I_t	$I_t T_d$	Δp	Pt	<i>Hyetograph</i>		Hujan Efektif (mm)
jam	jam	mm/jam	mm	mm	%	%	mm	
1	(0-1)	51,309	51,309	51,309	55,065	6,739	9,964	-0,526
2	(1-2)	32,315	64,630	13,321	14,297	10,027	14,824	4,334
3	(2-3)	24,658	73,973	9,343	10,027	55,065	81,410	70,920
4	(3-4)	20,353	81,410	7,437	7,981	14,297	21,137	10,646
5	(4-5)	17,538	87,690	6,280	6,739	7,981	11,800	1,310
6	(5-6)	15,530	93,179	5,489	5,891	5,891	8,709	-1,781
Jumlah				93,179	100	100	147,844	84,902

Besar kehilangan air disebabkan oleh infiltrasi, aliran air masuk kedalam tanah melalui permukaan tanah. Cara ini beranggapan bahwa limpasan hanya akan terjadi apabila hujan yang terjadi pada suatu aliran lebih besar daripada laju infiltrasi pada saat itu. Dengan demikian apabila hujan yang terjadi lebih kecil daripada laju infiltrasi, maka tidak akan terjadi lipasaan. Penyelesaian untuk masalah tersebut adalah menggunakan indeks infiltrasi yang menganggap bahwa laju infiltrasi terjadi sama selama proses hujan terjadi. Grafik distribusi hujan ABM setelah pengurangan indeks infiltrasi dapat di lihat pada Gambar 5.4.



Gambar 5.3 Grafik Distribusi Hujan Efektif ABM Kala Ulang 50 Tahun

5.1.6 Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Rencana

Selanjutnya melakukan perhitungan hidrograf debit banjir rencana menggunakan metode Nakayasu dan metode Gama 1

1. Hodrograf Debit Banjir Rencana metode Nakayasu

$$t_g = 0,21 \times (5,832^{0,7})$$

$$= 0,722 \text{ jam}$$

$$t_r = 0,75 \times 0,722$$

$$= 0,541 \text{ jam}$$

$$T_p = 0,722 + 0,8 (0,541)$$

$$= 1,155 \text{ jam}$$

$$\alpha = 2$$

$$T_{0,3} = 2 \times 0,722$$

$$= 1,443 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned}
0,5T_{0,3} &= 0,722 \text{ jam} \\
1,5 T_{0,3} &= 2,165 \text{ jam} \\
2,0 T_{0,3} &= 2,886 \text{ jam} \\
\text{Debit puncak (Q}_p\text{)} &= \frac{4,515 \times 1}{3,6 \times (0,3 \times 1,155) + 1,443} \\
&= 0,701 \text{ m}^3/\text{detik}
\end{aligned}$$

Dari data diatas didapat unit hidrograf sebagai berikut.

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

$$\begin{aligned}
Q_t &= Q_p \times \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \\
&= 0,701 \times \left(\frac{1}{1,155}\right)^{2,4} \\
&= 0,4964 \text{ m}^3/\text{dt}
\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
Q_t &= Q_p \times 0,3 \frac{t-T_p}{T_{0,3}} \\
&= 0,701 \times 0,3 \frac{1,155-1,155}{1,443} \\
&= 0,7008 \text{ m}^3/\text{dt}
\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
Q_t &= Q_p \times 0,3 \frac{t-T_p+0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \\
&= 0,701 \times 0,3 \frac{2,598-1,155+0,722}{2,165} \\
&= 0,2102 \text{ m}^3/\text{dt}
\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
Q_t &= Q_p \times 0,3 \frac{t-T_p+1,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}} \\
&= 0,701 \times 0,3 \frac{4,763-1,155+2,165}{2,886} \\
&= 0,0631 \text{ m}^3/\text{dt}
\end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5.14 Perhitungan Hidrograf Metode Nakayasu

Bentuk Hidrograf	Jam Ke (t)	Hidrograf Satuan (m ³ /dt)
kurva naik (0<t<Tp)	0	0
	1	0,4964
kurva turun Tp<t<Tp+T0,3	1,155	0,7008
	2	0,3462
kurva turun Tp+T0,3<t<Tp+T0,3+1,5T0,3	2,598	0,2102
	3	0,1681
	4	0,0964
kurva turun t>Tp+T0,3+1,5T0,3	4,763	0,0631
	5	0,0571
	6	0,0376
	7	0,0248
	8	0,0163
	9	0,0108
	10	0,0071
	11	0,0047
	12	0,0031
	13	0,0020
	14	0,0013
	15	0,0009
	16	0,0006
	17	0,0004
	18	0,0003
	19	0,0002
	20	0,0001
	21	0,0001
	22	0,0000

Selanjutnya menghitung hidrograf satuan sintetis terkoreksi.

$$\begin{aligned} \text{Volume limpasan langsung (VLL)} &= 2,2487 \times 60 \times 60 \\ &= 8095,2381 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi limpasan langsung (TLL)} &= \frac{8095,2381}{4,515 \times 10^6} \times 1000 \\ &= 1,739 \text{ mm} \end{aligned}$$

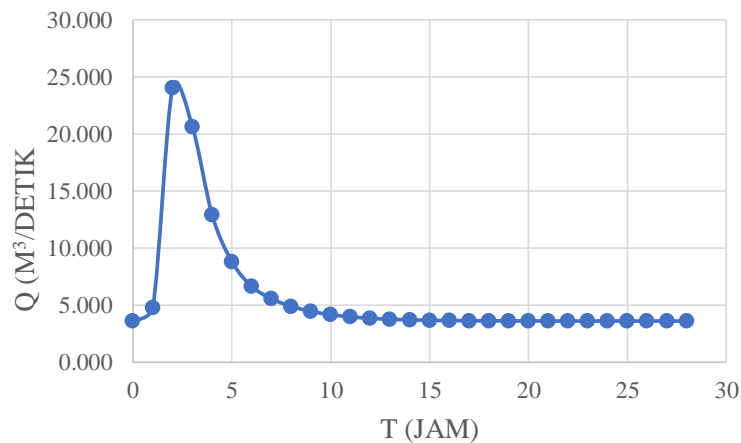
Perhitungan hidrograf satuan sintesis terkoreksi dapat dilihat pada Tabel 5.13.

Tabel 5.15 Perhitungan Hidrograf Koreksi Metode Nakayasu

Jam Ke (t)	Hidrograf Satuan (m ³ /dt)	V	Hidrograf Satuan Koreksi (m ³ /dt)	V Koreksi
0	0	893,505	0,000	498,335
1	0,4964	2154,997	0,277	1201,908
1,155	0,7008	1884,608	0,391	1051,104
2	0,3462	1001,564	0,193	558,603
2,598	0,2102	681,029	0,117	379,831
3	0,1681	476,082	0,094	265,526
4,763	0,0631	216,360	0,035	120,671
5	0,0571	170,582	0,032	95,139
6	0,0376	112,403	0,021	62,691
7	0,0248	74,067	0,014	41,309
8	0,0163	48,806	0,009	27,220
9	0,0108	32,160	0,006	17,937
10	0,0071	21,191	0,004	11,819
11	0,0047	13,964	0,003	7,788
12	0,0031	9,201	0,002	5,132
13	0,0020	6,063	0,001	3,382
14	0,0013	3,995	0,001	2,228
15	0,0009	2,633	0,000	1,468
16	0,0006	1,735	0,000	0,968

$$\begin{aligned} \text{Volume limpasan langsung (VLL)} &= 1,2542 \times 60 \times 60 \\ &= 4.515 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi limpasan langsung (TLL)} &= \frac{4.515}{4,515 \times 10^6} \times 1000 \\ &= 1 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Gambar 5.4 Grafik Unit Hydrograph Nakayasu**

Berikut perhitungan debit banjir kala ulang 50 dalam Tabel 5.14.

Tabel 5.16 Perhitungan Debit Banjir Rencana Kala Ulang 50 Tahun

Jam Ke (t)	Hidrograf Satuan (m ³ /dt)	Kala Ulang 50 Tahun				Q HSS (m ³ /dt)	Base Flow (m ³ /dt)	Q Total (m ³ /dt)
		1	2	3	4			
		4,33	70,92	10,65	1,31			
0	0,000	0,000				0,000	3,602	3,602
1	0,277	1,200	0,000			1,200	3,602	4,802
2	0,193	0,837	19,634	0,000		20,471	3,602	24,073
3	0,094	0,406	13,693	2,947	0,000	17,046	3,602	20,648
4	0,054	0,233	6,649	2,056	0,363	9,300	3,602	12,902
5	0,032	0,138	3,813	0,998	0,253	5,202	3,602	8,803
6	0,021	0,091	2,260	0,572	0,123	3,046	3,602	6,647
7	0,014	0,060	1,489	0,339	0,070	1,958	3,602	5,560
8	0,009	0,040	0,981	0,224	0,042	1,286	3,602	4,888
9	0,006	0,026	0,646	0,147	0,027	0,847	3,602	4,449
10	0,004	0,017	0,426	0,097	0,018	0,558	3,602	4,160
11	0,003	0,011	0,281	0,064	0,012	0,368	3,602	3,970
12	0,002	0,007	0,185	0,042	0,008	0,242	3,602	3,844
13	0,001	0,005	0,122	0,028	0,005	0,160	3,602	3,761
14	0,001	0,003	0,080	0,018	0,003	0,105	3,602	3,707
15	0,000	0,002	0,053	0,012	0,002	0,069	3,602	3,671
16	0,000	0,001	0,035	0,008	0,001	0,046	3,602	3,647
17	0,000	0,001	0,023	0,005	0,001	0,030	3,602	3,632
18	0,000	0,001	0,015	0,003	0,001	0,020	3,602	3,622
19	0,000	0,000	0,010	0,002	0,000	0,013	3,602	3,615
20	0,000	0,000	0,007	0,001	0,000	0,009	3,602	3,610
21	0,000	0,000	0,004	0,001	0,000	0,006	3,602	3,607
22	0,000	0,000	0,003	0,001	0,000	0,004	3,602	3,605
23	0,000	0,000	0,002	0,000	0,000	0,002	3,602	3,604
24	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,002	3,602	3,603
25	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	3,602	3,603
26	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	3,602	3,602
27	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	3,602	3,602
28	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	3,602	3,602

Dari hasil perhitungan didapatkan debit banjir rencana kala ulang 50 tahun sebesar 24,073 m³/detik.

2. Hidrograf Debit Banjir Rencana metode Gama 1

Luas das (A)	= 4,515 km ²
Panjang utama sungai (L)	= 5,832 km
Kemiringan dasar sungai (S)	= 0,0362
Panjang sungai tingkat 1	= 7,4515 km
Panjang sungai semua tingkat	= 13,9218 km
Pangsa sungai tingkat	= 12
Pangsa sungai semua tingkat	= 22
Pertemuan sungai (JN)	= 11
WL	= 0,8373 km
WU	= 3,6190 km
AU	= 2,4 km ²
Faktor sumber (SF)	= 0,5352
Frekuensi sumber (SN)	= 0,5455
Faktor lebar (WF)	= 4,3224
Luas relative DAS sebelah hulu (RUA)	= 0,5270
Factor simetri (SIM)	= 0,111
Kerapatan jaringan kuras (D)	= 3,0835

Dari data di atas dihitung beberapa parameter sebagai berikut

a. Waktu puncak HSS Gama I (TR)

$$\begin{aligned}
 TR &= 0,43 \left(\frac{L}{100SF} \right)^3 + 1,0665 \text{ SIM} + 1,2775 \\
 &= 0,43 \left(\frac{4,515}{100 \times 0,5352} \right)^3 + 1,0665 \times 0,111 + 1,2775 \\
 &= 3,7068 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

b. Debit Puncak Banjir (QP)

$$\begin{aligned}
 QP &= 0,1836A^{0,5886} \times TR^{-0,4008} \times JN^{0,2381} \\
 &= 0,1836 \times 4,515^{0,5886} \times 3,7068^{-0,4008} \times 11^{0,2381} \\
 &= 0,4668 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

c. Waktu dasar (TB)

$$TB = 27,4132TR^{0,1457} \times S^{-0,0986} \times SN^{0,7344} \times RUA^{0,2574}$$

$$\begin{aligned}
 &= 27,4132 \times 3,7068^{0,1457} \times 0,0362^{-0,0986} \times 0,5455^{0,7344} \times \\
 &\quad 0,5270^{0,2574} \\
 &= 25,0077 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

d. Koefisien resesi (K)

$$\begin{aligned}
 K &= 0,5617A^{0,1798} \times S^{-0,1446} \times SF^{-0,0897} \times D^{0,0452} \\
 &= 0,5617 \times 4,515^{0,1798} \times 0,0362^{-0,1446} \times 0,5352^{-0,0897} \times \\
 &\quad 3,0835^{0,0452} \\
 &= 2,4750
 \end{aligned}$$

e. Aliran dasar (QB)

$$\begin{aligned}
 QB &= 0,4715 \times 0,5617A^{0,6444} \times D^{0,9430} \\
 &= 0,4715 \times 0,5617 \times 4,515^{0,6444} \times 3,0835^{0,9430} \\
 &= 3,6017 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

f. ϕ indeks

$$\begin{aligned}
 \phi \text{ indeks} &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \times A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \times (A/SN)^4 \\
 &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \times 4,515^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \times \\
 &\quad (4,515/0,5455)^4 \\
 &= 10,4902 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 5.15

Tabel 5.17 Perhitungan Hidrograf Metode Gama I

Jam Ke (t)	Hidrograf Satuan (m ³ /dt)
0	0
1	0,1259
2	0,2518
3	0,3778
3,7068	0,4668
4	0,4146
5	0,2768
6	0,1848
7	0,1234
8	0,0824
9	0,0550
10	0,0367
11	0,0245
12	0,0164

Lanjutan Tabel 5.18 Perhitungan Hidrograf Metode Gama I

Jam Ke (t)	Hidrograf Satuan (m ³ /dt)
13	0,0109
14	0,0073
15	0,0049
16	0,0033
17	0,0022
18	0,0014
19	0,0010
20	0,0006
21	0,0004
22	0,0003
23	0,0002
24	0,0001
25	0,0001
26	0,0001

Selanjutnya menghitung hidrograf satuan sintetis terkoreksi dengan cara berikut,

$$\text{Volume limpasan langsung (VLL)} = 1,5013 \times 60 \times 60$$

$$\text{Volume limpasan langsung (VLL)} = 5404,5989 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi limpasan langsung (TLL)} &= \frac{7598,4115}{4,515 \times 10^6} \times 1000 \\ &= 1,683 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan hidrograf satuan terkoreksi dapat dilihat pada Tabel 5,16,

Tabel 5,19 Perhitungan Hidrograf Koreksi Metode Gama I

Jam Ke (t)	Hidrograf Satuan (m ³ /dt)	V	Hidrograf Satuan Koreksi (m ³ /dt)	V Koreksi
0	0	226,662	0,000	115,102
1	0,1259	679,987	0,064	345,306
2	0,2518	1133,312	0,128	575,510
3	0,3778	1520,177	0,192	771,965
3,7068	0,4668	1586,517	0,237	805,653
4	0,4146	1244,589	0,211	632,018
5	0,2768	830,912	0,141	421,948
6	0,1848	554,734	0,094	281,701
7	0,1234	370,351	0,063	188,069
8	0,0824	247,254	0,042	125,559

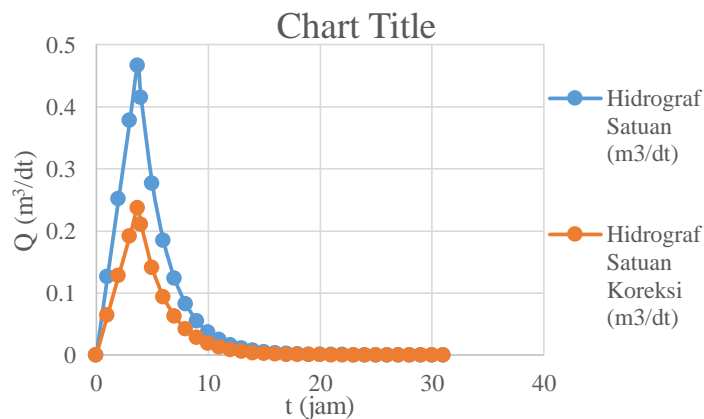
Lanjutan Tabel 5,20 Perhitungan Hidrograf Koreksi Metode Gama I

Jam Ke (t)	Hidrograf Satuan (m ³ /dt)	V	Hidrograf Satuan Koreksi (m ³ /dt)	V Koreksi
9	0,0550	165,072	0,028	83,826
10	0,0367	110,205	0,019	55,964
11	0,0245	73,575	0,012	37,362
12	0,0164	49,120	0,008	24,944
13	0,0109	32,794	0,006	16,653
14	0,0073	21,894	0,004	11,118
15	0,0049	14,617	0,002	7,423
16	0,0033	9,758	0,002	4,955
17	0,0022	6,515	0,001	3,308
18	0,0014	4,349	0,001	2,209
19	0,0010	2,904	0,000	1,475
20	0,0006	1,939	0,000	0,984
21	0,0004	1,294	0,000	0,657
22	0,0003	0,864	0,000	0,439
23	0,0002	0,577	0,000	0,293
24	0,0001	0,385	0,000	0,196
25	0,0001	0,257	0,000	0,131
26	0,0001	0,172	0,000	0,087

$$\begin{aligned} \text{Volume limpasan langsung (VLL)} &= 1,2542 \times 60 \times 60 \\ &= 4,515 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi limpasan langsung (TLL)} &= \frac{4,515}{4,515 \times 10^6} \times 1000 \\ &= 1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Grafik Unit Hydrograph Gama I dapat dilihat pada gambar 5.5



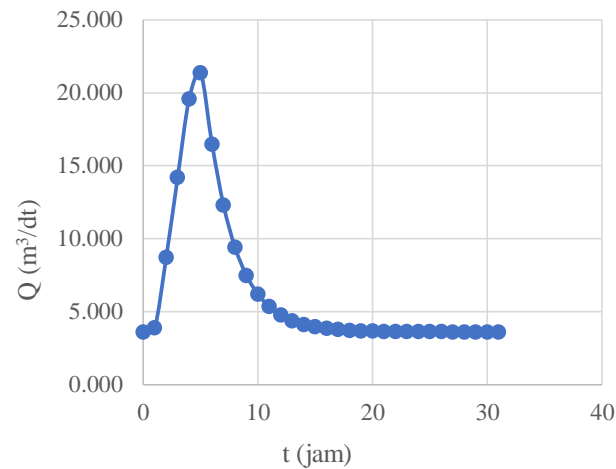
Gambar 5.5 Grafik Unit Hydrograph Gama I

Berikut perhitungan perencanaan sabo dam kala ulang 50 dalam Tabel 5.17

Tabel 5.21 Perhitungan Debit Banjir Rencana Kala Ulang 50 Tahun

Jam Ke (t)	Hidrograf Satuan (m ³ /dt)	Kala Ulang 50 Tahun				Q HSS (m ³ /dt)	Base Flow (m ³ /dt)	Q Total (m ³ /dt)
		1	2	3	4			
		4,33	70,92	10,65	1,31			
0	0,000	0,000				0,000	3,602	3,602
1	0,064	0,277	0,000			0,277	3,602	3,879
2	0,128	0,554	4,535	0,000		5,089	3,602	8,691
3	0,192	0,831	9,070	0,681	0,000	10,582	3,602	14,184
4	0,211	0,913	13,605	1,362	0,084	15,963	3,602	19,565
5	0,141	0,609	14,932	2,042	0,168	17,751	3,602	21,353
6	0,094	0,407	9,969	2,242	0,251	12,869	3,602	16,470
7	0,063	0,272	6,656	1,497	0,276	8,699	3,602	12,301
8	0,042	0,181	4,443	0,999	0,184	5,808	3,602	9,410
9	0,028	0,121	2,967	0,667	0,123	3,877	3,602	7,479
10	0,019	0,081	1,980	0,445	0,082	2,589	3,602	6,190
11	0,012	0,054	1,322	0,297	0,055	1,728	3,602	5,330
12	0,008	0,036	0,883	0,198	0,037	1,154	3,602	4,756
13	0,006	0,024	0,589	0,133	0,024	0,770	3,602	4,372
14	0,004	0,016	0,393	0,088	0,016	0,514	3,602	4,116
15	0,002	0,011	0,263	0,059	0,011	0,343	3,602	3,945
16	0,002	0,007	0,175	0,039	0,007	0,229	3,602	3,831
17	0,001	0,005	0,117	0,026	0,005	0,153	3,602	3,755
18	0,001	0,003	0,078	0,018	0,003	0,102	3,602	3,704
19	0,000	0,002	0,052	0,012	0,002	0,068	3,602	3,670
20	0,000	0,001	0,035	0,008	0,001	0,046	3,602	3,647
21	0,000	0,001	0,023	0,005	0,001	0,030	3,602	3,632
22	0,000	0,001	0,016	0,003	0,001	0,020	3,602	3,622
23	0,000	0,000	0,010	0,002	0,000	0,014	3,602	3,615
24	0,000	0,000	0,007	0,002	0,000	0,009	3,602	3,611
25	0,000	0,000	0,005	0,001	0,000	0,006	3,602	3,608

Grafik Hydrograph Gama I dapat di dilihat pada Gambar 5,6



Gambar 5.6 Rekapitulasi Grafik Hydrograph Gama I

Dari hasil analisis perhitungan didapatkan debit banjir rencana kala ulang 50 tahun sebesar 21,353 m³/detik,

5,2 Analisis Sedimen

Debit desain digunakan untuk keperluan menghitung dimensi pelimpah, Perhitungan debit banjir sabo dam ditetapkan dengan memperhitungkan konsentrasi sedimen seperti pada persamaan berikut,

$$\begin{aligned}
 C_d &= \frac{\rho \times \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \theta - \tan \theta)} \\
 &= \frac{1,2 \times \tan 0,036}{(2,65 - 1,2)(\tan 40^\circ - 0,036)} \\
 &= 0,0260 \approx 0,3
 \end{aligned}$$

Jika $C_d > 0,9 \cdot C^*$, maka nilai C_d sebesar $0,9 \cdot C^*$, jika $C_d < 0,3$, maka nilai C_d ditetapkan sebesar 0,3, Berdasarkan hitungan nilai C_d yang digunakan yaitu 0,3,

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{C^*}{C^* - C_d} \\
 &= \frac{0,6}{0,6 - 0,3} \\
 &= 2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{d50} &= \alpha \times Q_p \\
 &= 2 \times 24,07 \\
 Q_{d50} &= 48,1456 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

5,3 Analisis Hidrolika

5,3,1 Main Dam

Main dam merupakan komponen dari bangunan sabo dam yang berada di sebelah hulu yang fungsinya adalah untuk membendung aliran debit besar yang lewat sehingga sebagian sedimen yang mengalir bersamaan aliran air tertahan/tertampung tidak mengalir semuanya ke arah hilir,

1. Tinggi Efektif *Main Dam*

Tinggi efektif main dam direncanakan pada ketinggian tertentu guna menghasilkan kemiringan dasar sungai stabil, Kemiringan dasar sungai stabil dapat dihitung menggunakan rumus berikut,

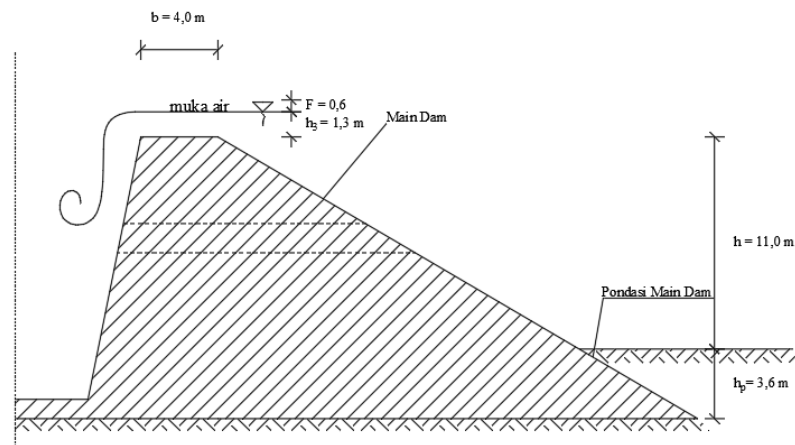
$$\begin{aligned}
 I_s &= \left(\frac{80,9 \times d}{g \times 10^2} \right)^{\frac{10}{7}} \left(\frac{B}{n \times Qd} \right)^{\frac{6}{7}} \\
 &= \left(\frac{80,9 \times 1}{g \times 10^2} \right)^{\frac{10}{7}} \left(\frac{143,06}{0,035 \times 48,1456} \right)^{\frac{6}{7}} \\
 &= 0,1112
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{El, Dasar sungai teoritis} &= \text{el, Dasar sungai bag hilir} - (\text{panjang sugai} \times I_s) \\
 &= 1146,95 - (5832 \times 0,1112) \\
 &= 498,3192
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Perbedaan tinggi} &= \text{elevasi tebing sungai} - \text{elevasi dasar sungai di lokasi} \\
 &= 1205,61 - 1146,95 \\
 &= 58,66 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tinggi efektif main dam harus lebih pendek dari tinggi tebing sungai, hal ini dikarenakan apabila terjadi limpasan pada main dam, air tetap dapat ditampung oleh tebing sungai, Dari hasil perhitungan didapatkan perbedaan

tinggi antara tebing sungai dan dasar sungai adalah 58,66 m, oleh sebab itu tinggi main dam (h) dapat direncanakan 11 m,



Gambar 5.7 Tinggi Efektif Main Dam

2. Lebar pelimpah (*spillway*)

Untuk menghitung lebar pelimpah sabo dam data yang digunakan adalah koefisien limpahan dan data debit rencana, Besar koefisien limpahan tergantung dari luas Das yang ditinjau, berikut nilai koefisien limpahan untuk masing masing luas das,

Tabel 5,22 Nilai Koefisien Limpahan

Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)	Koefisien limpahan (a)
$A \leq 1 \text{ km}^2$	2-3
$1 \text{ km}^2 \leq A \leq 10 \text{ km}^2$	3-4
$10 \text{ km}^2 \leq A \leq 100 \text{ km}^2$	3-5
$A \geq 100 \text{ km}^2$	3-6

Sumber: Data hujan stasiun Jrasah dan Stabelan

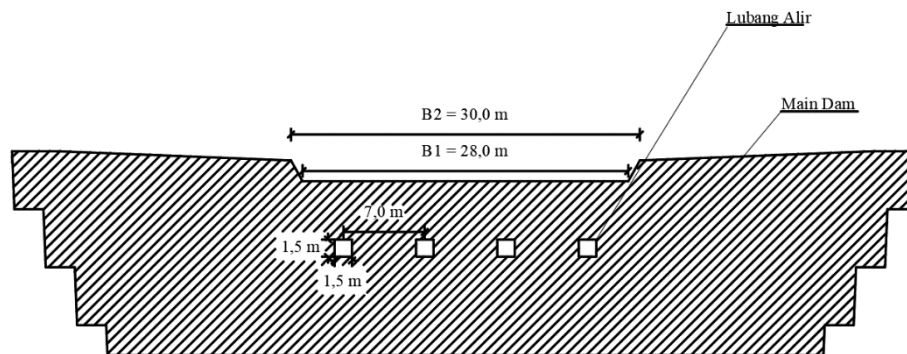
Rumus yang digunakan untuk menghitung lebar pelimpah adalah sebagai berikut

$$B1 = a \times \sqrt{Q_{d50}}$$

$$= 4 \times \sqrt{48,1456}$$

$$B1 = 27,75 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan lebar pelimpah main dam adalah 28 m,



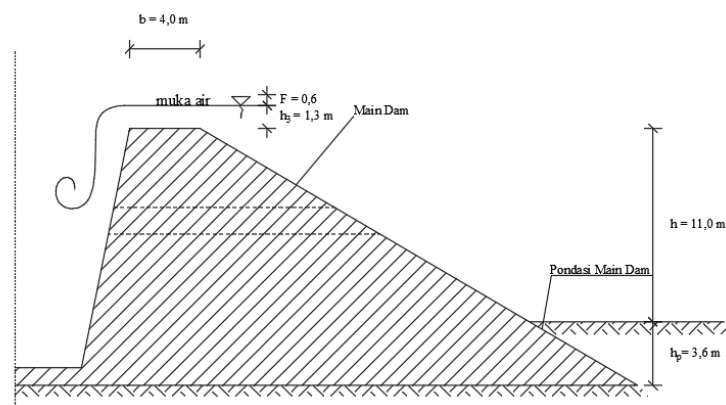
Gambar 5.8 Lebar Dasar Pelimpah Main Dam (B1)

3. Tinggi limpasan di atas pelimpah

Tinggi limpasan di atas pelimpah dihitung dengan tujuan agar debit bajir rencana dapat mengalir tanpa terjadi luapan, Perhitungan tinggi limpasan di atas pelimpah menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_{d50} &= \frac{2}{15} \times C \times \sqrt{2g} \times (3B_1 + 2B_2) \times h_3^{3/2} \\
 48,1456 &= \frac{2}{15} \times 0,6 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times (3 \times 31 + 2(31 + 1 \times h_3)) \times h_3^{3/2} \\
 48,1456 &= 0,08 \times 4,429 \times 159 + 2(31 + 1 \times h_3) \times h_3^{3/2} \\
 h_3 &= 1,2357 \text{ m}
 \end{aligned}$$

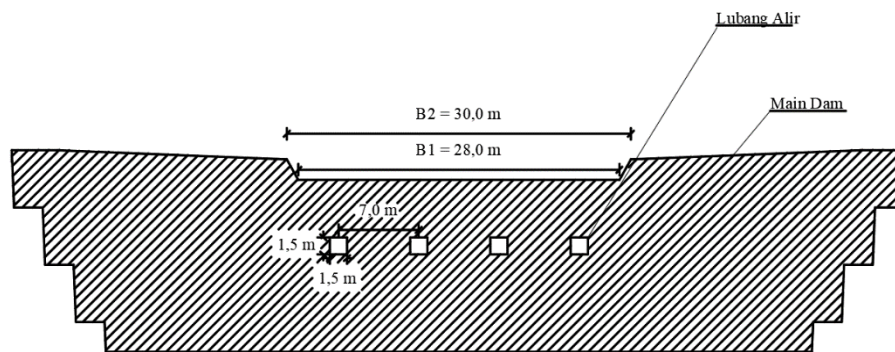
setelah dilakukan trial and error didapatkan nilai h_3 adalah 1,2357 dibulatkan menjadi 1,3 m,



Gambar 5.9 Tinggi Muka Air Diatas Pelimpah (h_3)

$$B_2 = 28 + 2 \times 0,5 \times 1,3$$

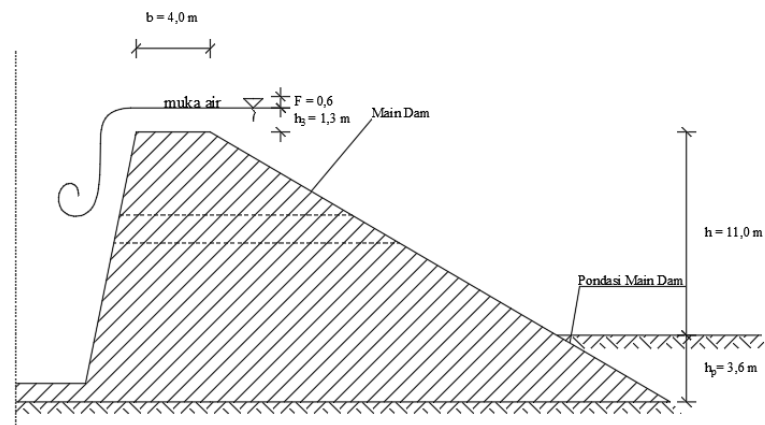
$B_2 = 29,2 \text{ m}$ dibulatkan 30 m



Gambar 5.10 Lebar Muka Di Atas Pelimpah (B2)

4. Tinggi jagaan

Untuk mengantisipasi faktor ketidakpastian dari besarnya debit aliran debris makan perlu diberi tinggi jagaan, Tinggi jagaan dapat ditentukan berdasarkan debit banjir rencana yang melimpas dan berdasarkan kemiringan dasar sungai, dapat dilihat pada Tabel 3,9, Debit banjir rencana yang terjadi sebesar $48,1456 \text{ m}^3/\text{dt}$, maka berdasarkan tabel tinggi jagaan direncanakan 0,6 m



Gambar 5.11 Tinggi Jagaan Pada Pelimpah Main Dam (F)

5. Tinggi pelimpah

Tinggi pelimpah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut,

$$\begin{aligned} H_c &= h_3 + f \\ &= 1,3 + 0,6 \\ &= 1,9 \text{ m} \end{aligned}$$

6. Kontrol Tinggi Pelimpah Terhadap Debit Puncak Aliran Debris

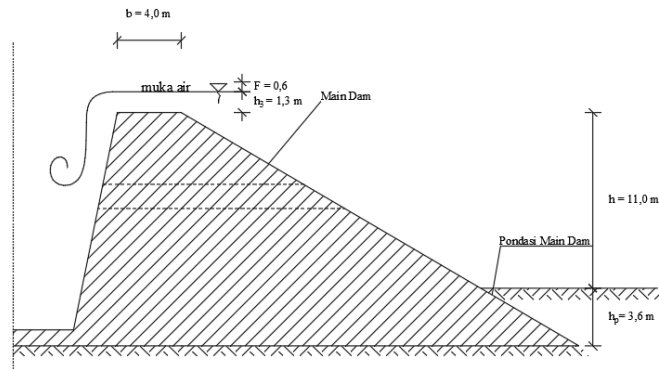
Untuk sabo dam di wilayah aliran debris, tinggi pelimpah harus dikonfirmasi terhadap tinggi aliran debris pada debit puncaknya, Berikut perhitungan control pelimpah terhadap debit puncak aliran debris,

$$\begin{aligned}
 h &= \left[\frac{nQ_{d50}}{B(\sin\theta)^{0,5}} \right] \\
 &= \left[\frac{0,1 \times 59,714}{143,06 (\sin 2,216)^{0,5}} \right]^{\frac{3}{5}} \\
 &= 2,0127 \text{ m di asumsikan } R = h \\
 u &= \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} (\sin\theta)^{\frac{1}{2}} \\
 &= \frac{1}{0,1} 2,0127^{\frac{2}{3}} (\sin 2,216)^{\frac{1}{2}} \\
 &= 0,2611 \text{ m/dt} \\
 hd &= \frac{Qd}{B \times u} \\
 &= \frac{48,1456}{143,06 \times 0,2611} \\
 &= 1,5988 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan ketinggian aliran debris (hd) < ketinggian pelimpah (Hc), yaitu $1,5988 \text{ m} < 1,9 \text{ m}$,

7. Tebal Mercu Pelimpah

Tebal mercu pelimpah (*crest opening*) ditetapkan dengan melihat kondisi material dasar sungai, kondisi aliran sedimen (*sediment run-off*) dan debit desain, Ambang pelimpah direncanakan sedemikian rupa agar tahan terhadap gaya pukul (*impact*) sedimen maupun gerusan batu yang melewatinya, Berdasarkan SNI 2851 : 2015, tebal mercu pelimpah (b) ditentukan 4 m dapat dilihat pada Gambar 5.12



Gambar 5.12 Tebal Mercu Pelimpah (b)

8. Kedalaman pondasi main dam

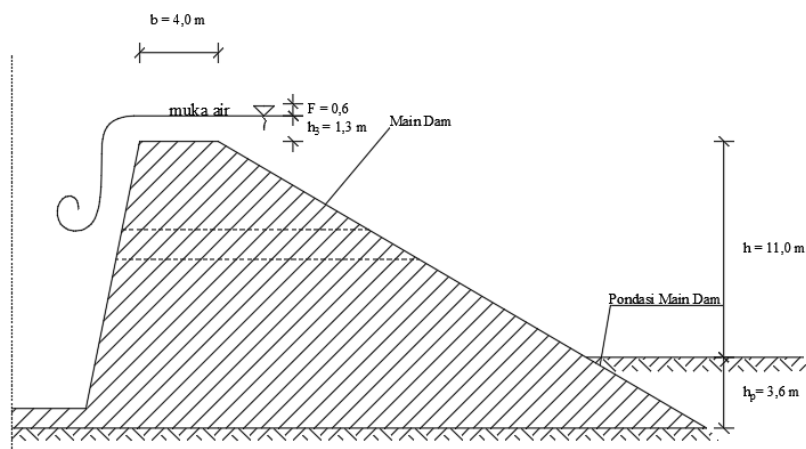
Pertimbangan dalam pemilihan pondasi suatu konstruksi adalah jenis tanah, kekuatan dan daya dukung tanah dan beban bangunan itu sendiri, Tanah yang memiliki daya dukung baik, maka pondasi membutuhkan konstruksi yang sederhana sebaliknya jika kondisi tanah labil dan memiliki daya dukung jelek, maka penentuan pondasinya juga harus teliti, Untuk menghitung kedalaman pondasi, dapat digunakan rumus sebagai berikut,

$$h_p = \left(\frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{4}\right) (h_3 + h)$$

$$h_p = \left(\frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{4}\right) (1,3 + 11)$$

$$= 3,56 \text{ sampai } 4,7667 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan maka kedalaman pondasi yaitu 3,6 m



Gambar 5.13 Kedalam Pondasi Main Dam (h_p)

9. Kemiringan Badan Main Dam

Kemiringan main dam terdiri dari kemiringan pada hulu dan hilir, kemiringan pada hilir lebih kecil daripada kemiringan pada hulu, tujuannya untuk menghindari terjadinya benturan akibat batu-batuan yang melimpas dari pelimpah yang dapat menyebabkan terjadinya abrasi pada bagian hilir main dam,

a. Kemiringan Hilir Main Dam

Kemiringan standar sisi hilir sabo dam ditetapkan 0,2 : 1 dimaksudkan untuk menghindari kerusakan akibat benturan dan abrasi oleh jatuhnya material debris,

b. Kemiringan Hulu Main Dam

Kemiringan tubuh hulu main dam dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut,

$$(1 + \alpha)m^2 + \{2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta\} \times m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0$$

$$\begin{aligned} h_t &= h_p + h \\ &= 4 + 11 \\ &= 14,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{h_3}{h_t} \\ &= \frac{1,3}{14,6} \\ &= 0,0890 \end{aligned}$$

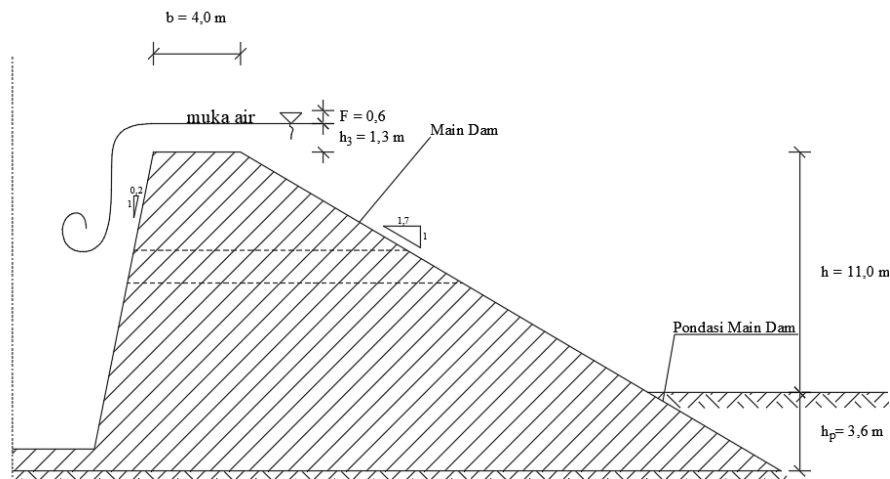
$$\begin{aligned} \beta &= \frac{b}{h_t} \\ &= \frac{28}{14,6} \\ &= 1,9178 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{\gamma_{\text{batu kali}}}{\gamma_{\text{air}}} \\ &= \frac{2,35}{1,2} \\ &= 1,9583 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & (1 + 0,0890)m^2 + \{2(0,2 + 1,9178) + 0,2(4 \times 0,0890 + 1,9583) + \\
 & 2 \times 0,0890 \times 1,9178\} \times m - (1 + 3 \times 0,0890) + 0,0890 \times 1,9178 (4 \times 0,2 + \\
 & 1,9178) + 1,9583(3 \times 0,2 \times 1,9178 + 1,9178^2 + 0,2^2) = 0 \\
 & -5,040 \times m^2 + 8,6300 \times m + 2,1780 = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m_{1,2} &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 &= \frac{-8,63 \pm \sqrt{8,63^2 - 4 \times -5,040 \times 2,1780}}{2 \times -5,04} \\
 &= 1,6482
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan, didapatkan kemiringan tubuh main dam bagian hulu adalah 1,7 dapat di lihat pada Gambar 5.14

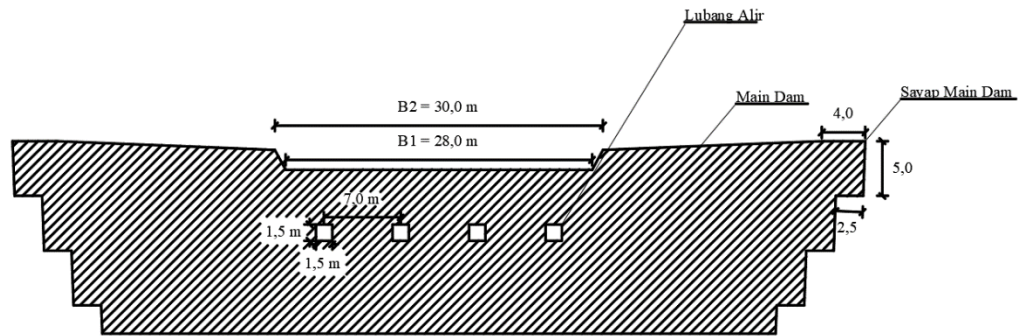


Gambar 5.14 Kemiringan Badan Main Dam

10. Desain Sayap Pelindung

Pada prinsipnya bagian sayap sabo dam tidak diperkenankan dilimpasi aliran debris atau sedimen, Sayap dam harus aman terhadap tekanan gaya luar yang diterimanya, Kemiringan permukaan sayap dam sabo dibuat sama dengan kemiringan dasar sungai asli yang ada. Permukaan sayap sabo dam harus masuk (penetrasi ke dalam tebing batuan sebagai faktor pengaman seperti pondasi dam,

Pada lapisan tanah pasir dan kerikil kedalaman penetrasi permukaan sayap antara 2,0 hingga 4,0 meter, Pada lereng tebing curam permukaan galian dibuat bertangga,



Gambar 5.15 Sayap Pelindung Main Dam

3,3,2 Sub Dam

Sub dam merupakan bangunan yang direncanakan unruk menahan material dasar sungai terutama material batu agar tidak terangkut aliran, Jarak sub dam dari dam utama ditentukan sama seperti panjang apron,

1. Tinggi sub dam

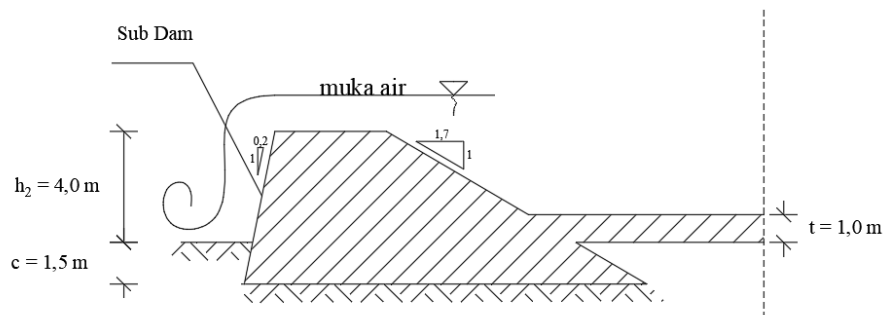
Subdam bangunan sabo dam memiliki fungsi yang hampir sama dengan main dam, Namun dengan ukuran lebih kecil dari main dam, Tinggi subdam dibuat lebih kecil dari main dam, Perencanaan tinggi sub dam menggunakan rumus sebagai berikut :

$$h_2 = \left(\frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{4}\right) \times (h + h_p)$$

$$h_2 = \left(\frac{1}{3} \text{ sampai } \frac{1}{4}\right) \times (11 + 3.6)$$

$$= 3,55 \text{ m sampai } 4,8667 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan dihasilkan bahwa tinggi subdam dapat direncanakan pada ketinggian 3,55 m sampai 4,8667 m, sehingga tinggu sub (h) dam direncanakan 4 meter



Gambar 5.16 Tinggi Sub Dam (h_2)

2. Lebar peluap Sub Dam

Lebar peluap sub dam direncanakan sesuai dengan perhitungan main dam yaitu 28 m

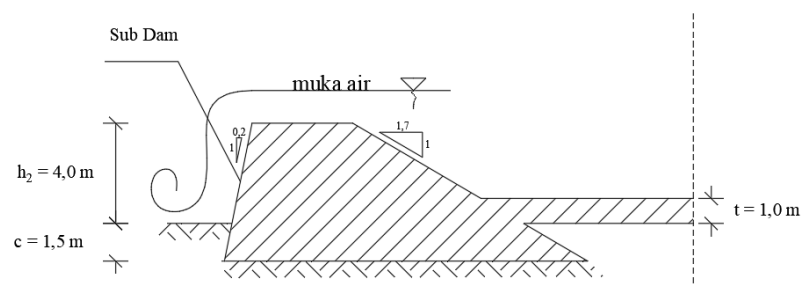
3. Apron

Struktur apron dibuat untuk melindungi dam utama terhadap gerusan di hilirnya, menjaga stabilitas pondasi dam dan melindungi terhadap runtuhnya kedua tebing,

a. Tebal Apron

Tebal apron dihitung menggunakan persamaan berikut ini,

$$\begin{aligned} t &= c \times (0,60 \times h \times 3 \times h_3 - 1) \\ &= 0,1 \times (0,60 \times 11 \times 3 \times 1,3 - 1) \\ &= 0,95 \text{ m} \approx 1 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.17 Tebal Apron (t)

b. Panjang Apron datar

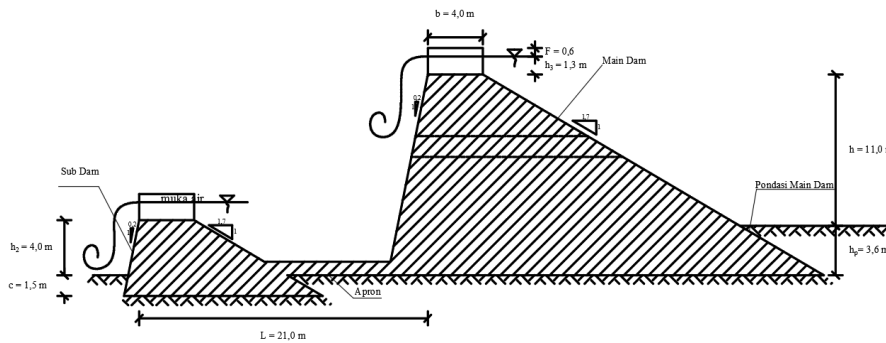
Panjang apron di tulis dengan persamaan sebagai berikut,

$$L = 1,5 (h_1 + h_3) - nh$$

$$L = 1,5 (13,6+1,3) - 0,2 \times 11$$

$$= 20,15 \text{ m} \approx 21 \text{ m}$$

Dari perhitungan didapatkan panjang apron sebesar 21 meter



Gambar 5.18 Panjang Lantai Apron (L)

2. Pondasi subdam

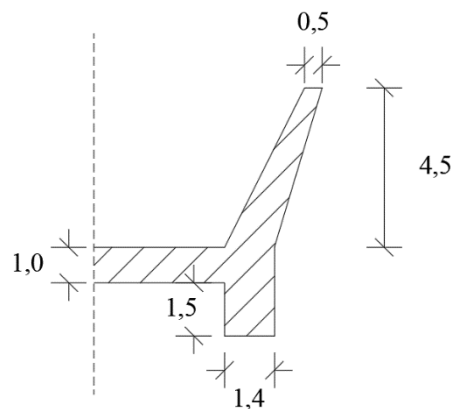
Pondasi subdam direncanakan 1,5 m sesuai pada tabel 3,12

2. Kemiringan badan subdam

Kemiringan tubuh sub dam sama dengan perhitungan pada kemiringan main dam yaitu 0,2 untuk kemiringan tubuh bagian hilir dan 1,2 untuk kemiringan tubuh bagian hulu,

5,3,4 Tembok Tepi

Tembok tepi berfungsi untuk mencegah erosi dan longsor antara main dam dan sub dam yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati mercu main dam,



Gambar 5.19 Tembok Tepi

5,3,5 Lubang Alir

Sepanjang sebuah sabo dam perlu dilengkapi dengan lubang air (*drain holes*), selain ukuran dan bentuk lubang maka lubang alir harus ditentukan sedemikian rupa guna memenuhi tujuan dibuatnya lubang alir tersebut, tanpa mengurangi stabilitas bangunan, Berikut perhitungan untuk menentukan dimensi lubang alir

$$Q_{d50} = c \times A \times \sqrt{2 \times g \times h_0}$$

$$48,1456 = 0,75 \times A \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 3,5}$$

$$48,1456 = 0,75 \times A \times 8,2867$$

$$A = 7,7466 \text{ m}^2$$

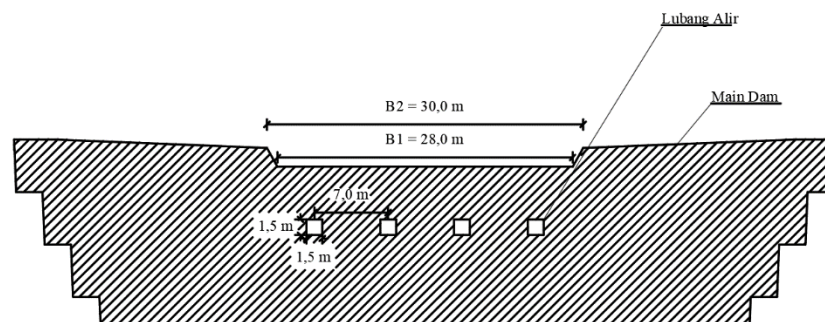
Dimensi lubang alir direncanakan berbentuk persegi dengan lebar dan tinggi 1,5 m, sehingga dengan luas 7,7466 m² jumlah lubang alir direncanakan dengan rumus berikut

$$A = n \times \text{lebar} \times \text{tinggi}$$

$$7,7466 = n \times 1,5 \times 1,5$$

$$n = 3,4429 \text{ buah}$$

dari perhitungan dimensi lubang alir direncanakan 1,5 m × 1,5 m dan berjumlah 4 buah



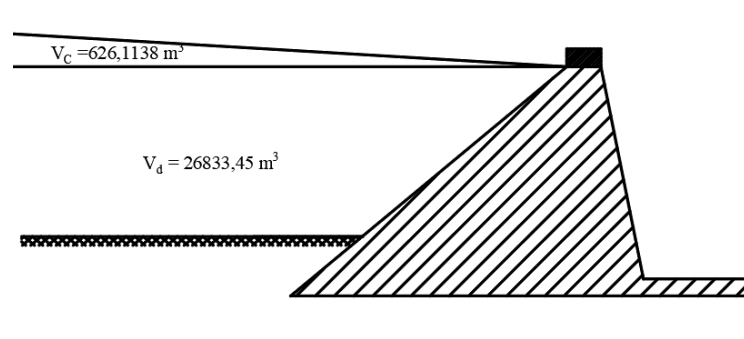
Gambar 5.20 Lubang Alir

5,3,6 Analisis Kapasitas Tampungan

Untuk menganalisis besarnya volume sedimen yang digunakan pada perencanaan bangunan pengendali sedimen persamaan yang digunakan sebagai berikut,

$$V_d = 1,5 \times (1/n \times i \times h^2 \times B)$$

$$\begin{aligned}
 V_d &= 1,5 \times (1/0,35 \times 0,03617 \times 11^2 \times 143,06) \\
 V_d &= 26833,45 \text{ m}^3 \\
 V_c &= 1,5 \times (2/3 \times i \times h^2 \times B) \\
 V_c &= 1,5 \times (2/3 \times 0,03617 \times 11^2 \times 143,06) \\
 V_c &= 626,1138 \text{ m}^3 \\
 V_{\text{total}} &= V_d + V_c \\
 V_{\text{total}} &= 26833,45 + 626,1138 \\
 V_{\text{total}} &= 27459,56 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



Gambar 5.21 Kapasitas Tampungan Sedimen

5,3,7 Analisis Stabilitas

Analisis stabilitas dilakukan untuk memperoleh gaya berat yang stabil pada saat menerima gaya – gaya dari luar. Perhitungan stabilitas sabo dam dengan tinggi sabo dam < 15 m dihitung sebagai berikut.

1. Perhitungan stabilitas kondisi normal dan banjir

Data yang digunakan untuk perhtungan sebagai berikut.

$$\text{Lebar peluap (h}_3\text{)} = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bendung utama (h)} = 14,5 \text{ m}$$

$$\text{Berat isi beton } \gamma_c = 2,3 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Berat isi sedimen } \gamma_s = 1,5 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Berat isi air } \gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$$

$$m = 1,6 \text{ (kemiringan tubuh bagian hulu)}$$

$$n = 0,2 \text{ (kemiringan tubuh bagian hilir)}$$

$$mh = 24,82 \text{ m}$$

$$nh = 2,92 \text{ m}$$

$$b_2 = 4 \text{ m (lebar pelimpah bendung utama)}$$

Gaya – gaya yang bekerja

Berat sendiri :

$$W_1 = \frac{1}{2} \times \gamma_c \times m \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 2,3 \times 24,82^2 = 416,73 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = \gamma_c \times b_2 \times h = 2,3 \times 4 \times 14,6 = 134,32 \text{ ton/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \times \gamma_c \times n \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 2,3 \times 2,92^2 = 49,03 \text{ ton/m}$$

Tekanan air statik

$$P_{v1} = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times m \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 24,82^2 = 181,19 \text{ ton/m}$$

$$P_{v2} = \gamma_w \times m \times h_3 \times h = 1 \times 1,7 \times 1,3 \times 14,6 = 32,27 \text{ ton/m}$$

$$P_{v3} = \gamma_w \times b_2 \times h_3 = 1 \times 4 \times 1,3 = 5,20 \text{ ton/m}$$

$$P_{h1} = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 14,6^2 = 106,58 \text{ ton/m}$$

$$P_{h2} = \gamma_w \times h_3 \times h = 1 \times 1,3 \times 14,6 = 18,98 \text{ ton/m}$$

Panjang lengan dari gaya gaya yang bekerja

$$L_{w1} = \frac{2}{3} \times m \cdot h = \frac{2}{3} \times 24,82 = 16,55 \text{ m}$$

$$L_{w2} = m \cdot h + \frac{1}{2} \times b_2 = 24,82 + \frac{1}{2} \times 4 = 26,82 \text{ m}$$

$$L_{w3} = m \cdot h + b_2 + \frac{1}{3} \times n h = 24,82 + 4 + \frac{1}{3} \times 2,92 = 29,79 \text{ m}$$

Tekanan air statik

$$L_{pv1} = \frac{1}{3} \times m \cdot h = \frac{1}{3} \times 24,82 = 8,27 \text{ m}$$

$$L_{pv2} = \frac{1}{2} \times m \cdot h = \frac{1}{2} \times 24,82 = 12,41 \text{ m}$$

$$L_{pv3} = m \cdot h + \frac{1}{2} \times b_2 = 24,82 + \frac{1}{2} \times 4 = 26,82 \text{ m}$$

$$L_{ph1} = \frac{1}{3} \times h = \frac{1}{3} \times 14,6 = 4,87 \text{ m}$$

$$L_{ph2} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 14,6 = 7,30 \text{ m}$$

Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.21

Tabel 5. 23 Gaya Yang Bekerja Pada Sabo Dam Keadaan Normal Dan Banjir

Beban	Notasi	V	H	Lengan	Momen Penahan	Momen Pengguling
Berat Sendiri	W ₁	416.73		16.55	6895.46	
	W ₂	134.32		26.82	3602.46	
	W ₃	49.03		29.79	1460.67	
Tekanan Air Statik	P _{V1}	181.19		8.27	1499.01	
	P _{V2}	32.27		12.41	400.42	
	P _{V3}	5.20		26.82	139.46	
	P _{H1}		106.58	4.87		-518.69
	P _{H2}		18.98	7.30		-138.55
Total		818.73	125.56	132.83	13997.49	-657.24

Selanjutnya melakukan perhitungan stabilitas terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah

a. Stabilitas terhadap guling

$$FK_{\text{guling}} = \frac{\sum M_{VA}}{\sum M_{HA}} = \frac{13997.49}{657.24} = 21,3 > 1.5 \text{ (Ok)}$$

b. Stabilitas terhadap geser

$$FK_{\text{geser}} = \frac{f \sum V + b_2'}{\sum H} = \frac{0,7 \times 818,73 + 31,74}{125,56} = 4,165 > 1,5 \text{ (Ok)}$$

c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Eksentrisitas resultan gaya

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{657.24 + 113997.49}{818.73} = 16,294 \text{ m}$$

$$e = \frac{b_2'}{2} - x = \frac{31,74}{2} - 16,294 = -0,424 \text{ m}$$

Tekanan tanah normal minimum

$$\sigma = \frac{\sum V}{b_2'} \left[1 + \frac{6e}{b_2'} \right] = \frac{818.73}{31,74} \times \left[1 + \frac{6 \times -0,424}{31,74} \right] = 23,728 \text{ ton/m}^2 < 100 \text{ ton/m}^2 \text{ (Ok)}$$

Tekanan tanah normal maksimum

$$\sigma = \frac{\sum V}{b_2'} \times \left[1 - \frac{6e}{b_2'} \right] = \frac{818.73}{31,74} \times \left[1 - \frac{6 \times -0,424}{31,74} \right] = 27,862 \text{ ton/m}^2 < 100 \text{ ton/m}^2 \text{ (Ok)}$$

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6,1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan hasil sebagai berikut,

1. Debit banjir rencana kala ulang 50 tahun sebesar $24,073 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan debit banjir rencana dengan sedimen kala ulang 50 tahun sebesar $48,1456 \text{ m}^3/\text{detik}$
2. Berdasarkan perhitungan didapatkan analisis kapasitas tampungan sebesar $27459,56 \text{ m}^3$
3. Berdasarkan perhitungan perencanaan bangunan sabo dam di dapatkan dimensi main dam sebagai berikut,
 - tinggi efektif main dam (h) = 11 m,
 - lebar pelimpah (B_1) = 28 m,
 - tinggi limpasan di atas pelimpah (h_3) = 1,3 m, (B_2) = 30 m,
 - tinggi jagaan (F) = 0,6,
 - tinggi pelimpah (H_c) = 1,9 m,
 - tebal mercu pelimpah (b) = 4 m,
 - kedalam pondasi main dam (h_p) = 3,6 m,
 - kemiringan hilir main dam 0,2 : 1
 - kemiringan hulu dan 1,7 : 1
 - lubang alir sebanyak 4 buah,Berdasarkan perhitungan didapatkan dimensi sub dam sebagai berikut,
 - tinggi sub dam (h_2) = 4 m,
 - tebal apron = 1 m,
 - panjang apron datar = 21 m,
 - pondasi subdam = 1,5 m, lebar peluap sub dam dan kemiringan subdam direncanakan sesuai dengan perhitungan main dam,
4. Berdasarkan analisis stabilitas terhadap kondisi normal dan banjir didapatkan stabilitas terhadap guling $21,3 > 1,5$ (Ok), stabilitas terhadap

geser $4,165 > 1,5$ (Ok), analisis terhadap daya dukung tanah $23,728 \text{ ton/m}^2 < 100 \text{ ton/m}^2$ (Ok), $27,862 \text{ ton/m}^2 < 100 \text{ ton/m}^2$ (Ok).

6,2 Saran

Berdasarkan analisis “Perencanaan Sabo Dam Sebagai Pengendali Sedimen Di Kali Apu” didapatkan beberapa saran antara lain :

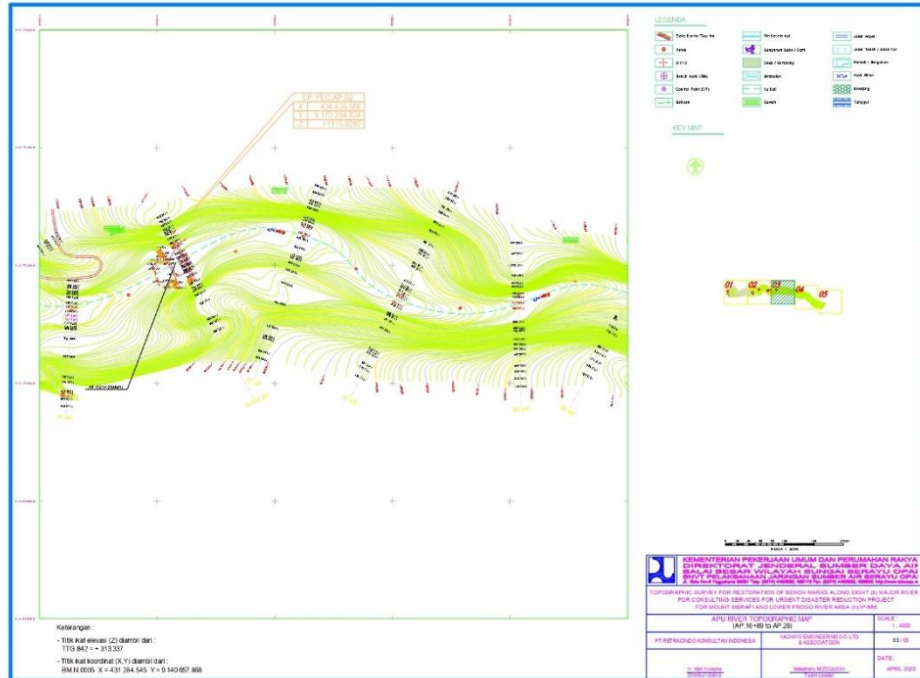
1. Melakukan penelitian lebih lanjut mengenai bangunan sabo dam dan bangunan pengendali sedimen lainnya
2. Perlu di lakukan tinjauan mengenai biaya dan pelaksanaan sabo dam untuk melengkapi penelitian ini,

Daftar Pustaka

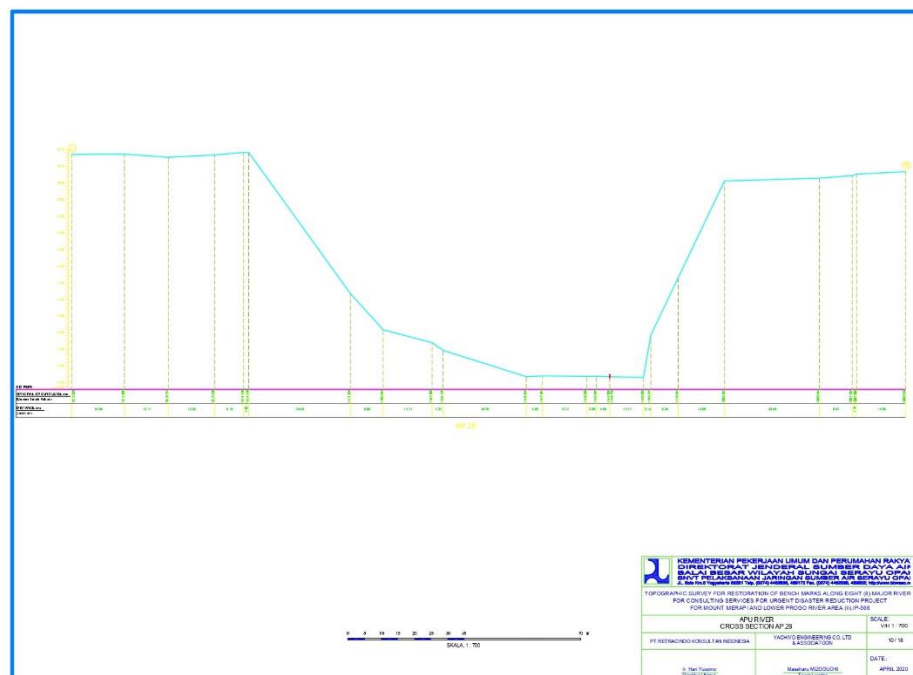
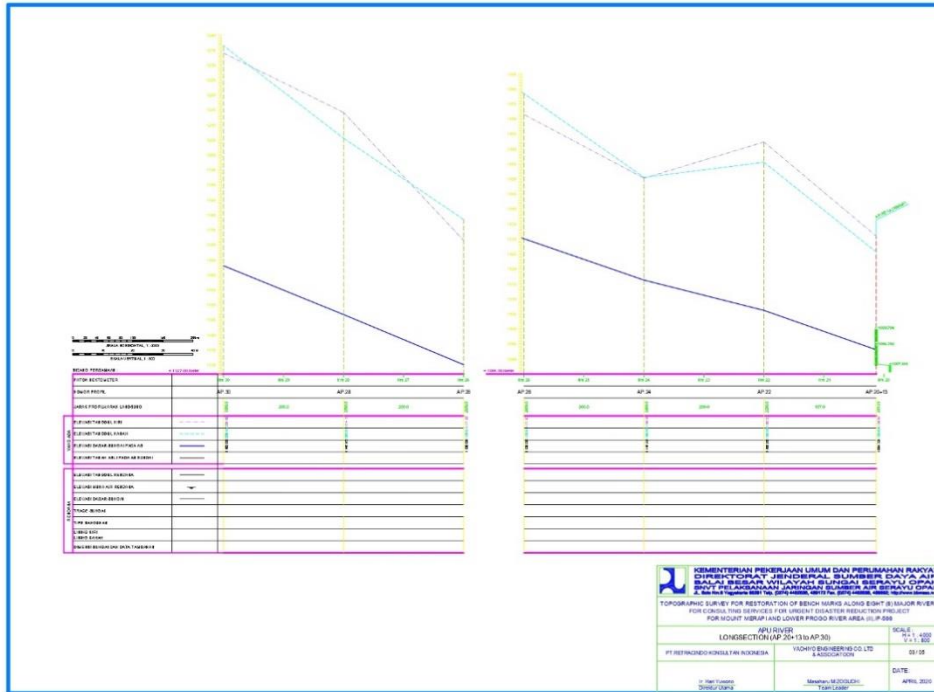
- Badan Standardisasi Nasional, 2015, SNI 2851 *Desain Bangunan Penahan Sedimen*, Jakarta: BSN
- Cahyono, J, 2010, *Pengantar Teknologi Sabo*, Yogyakarta: Yayasan Sabo Indonesia.
- Departement of Public Works and Highways, 2010, Technical Standards and Guidelines for Planning and Design of Sabo Structures, Japan: Japan International Cooperation Agency.*
- Direktorat Jenderal Sumber Daya Air, 2010, *Review Buku ISDM Seri Buku Teknologi Sabo*, Yogyakarta: Kementerian Pekerjaan Umum,
- Direktorat Jendral Sumber Daya Air, 2012, *Desain Bangunan Pengendali Sedimen*, Kementerian Pekerjaan Umum.
- Modul 3, 2018, *Analisis Hidrologi Dan Sedimen*, Kementerian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat.
- Modul 4, 2018, *Perencanaan Dimensi Bangunan Sabo*, Kementerian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat.
- Pratiwi, R,D,S, 2016, *Perencanaan Sabo Dam Tipe Terbuka (Tipe Lubang) Sebagai Bangunan Pengendali Sedimen Gunung Semeru Di Sungai Mujur Kabupaten Lumajang*, Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Setyawan, D, 2014, *Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen Kali Putih KM 16,7 Yogyakarta*, Universitas Diponegoro.
- Soemarto, C, 1999, *Hidrologi Teknik*, Penerbit Usaha Nasional Surabaya.
- Suryanto, A, 2014, *Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen di Kali Kreo*, Universitas Diponegoro.
- Triatmojo, B, 2008, *Hidrologi Terapan*, Yogyakarta. Beta Offset Yogyakarta

LAMPIRAN

Lampiran 1 Peta Topografi Kali Apu



Lampiran 2 Long Section dan Cross Section Kali Apu



Lampiran 3 Data Hujan Sta. Stabelan dan Sta Jrasah

Tabel Sta, Stabelan 2014 – 2021

No	Tanggal/Bulan	Tahun	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember
1	11-Dec	2014	0.0	48.8	83.8	51.6	29.2	36.0	89.8	2.6	0.0	7.8	47.8	128.5
2	22-Apr	2015	89.8	47.0	58.8	91.0	13.8	4.8	0.0	0.8	0.0	0.0	20.4	79.2
3	01-Dec	2016	0.0	0.0	0.0	0.0	25.2	35.8	24.8	43.4	67.2	80.6	58.4	114.2
4	14-Feb	2017	81.8	97.0	70.0	35.4	41.8	47.4	7.6	0.0	16.8	0.0	0.0	0.0
5	20-Jan	2018	82.2	57.6	61.6	26.2	4.2	0.0	0.2	1.8	23.4	23.4	68.2	63.8
6	23-Mar	2019	42.4	35.6	42.6	25.0	12.8	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	5.4	26.6
7	03-Feb	2020	28.0	32.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0
8	09-Nov	2021	36.8	31.2	20.0	31.0	24.6	23.4	6.6	9.6	12.8	38.4	41.0	36.0

Tabel Sta, Jarak 2001 – 2021

No	Tanggal/Bulan	Tahun	Januari	Februari	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agustus	September	Oktober	November	Desember
1	16-Mar	2001	19.5	20	37	24	26	8.4	22.8	0.4	2	28	15.8	27
2	31-Mar	2002	20	20.2	30.4	18	18	17.4	4.4	0	0	0.4	0	0
3	30-Oct	2003	22	20	19	13	13	8	0.6	0	1.6	26.8	20	24
4	11-Mar	2004	18	0	23	13.4	14.4	10.6	10	0	6.2	6	19.2	19.2
5	17-Feb	2005	41	44.6	15	38	6	31	15	9	9	18	22	22.6
6	02-May	2006	50	59.2	23	24	60	0.4	0.2	0	0	2	5.2	22
7	27-Mar	2007	17	25	60	40	30	40	20	0	0	0	40	40
8	06-Nov	2008	40.0	40.0	40.0	40.0	20.0	0.0	0	7	40	40	75	0
9	29-May	2010	14	33.5	40	17	43	12	24	6	35	30	12.5	26.5
10	29-Mar	2011	37.0	28.0	51.0	24.0	28.5	5.5	3.0	0.0	1.0	34.5	25.0	42.0
11	24-Nov	2012	34	56	44	37	22.5	46	0	0	0.5	20	90.5	29
12	05-Jan	2013	55	24.5	30	25.5	33	35.5	15	0	0.5	15	19	20
13	18-Mar	2014	17.5	30	72	24	10.5	14	27	0	0	14.5	20	55
14	5 Des	2015	37.5	18.5	37.5	38	9	4.5	0	1	0	0	20.5	46
15	29 Des	2016	35	40.5	29	24	21	19	16	31	21	25.5	35	41
16	13-Nov	2017	95.5	91.5	58.5	40.5	49	44.5	2.5	0	21	76	126	58
17	09-Nov	2018	34.0	24.0	32.5	15.0	7.0	3.5	0	1	30	0.5	49	44.5
18	05-Apr	2019	40.5	39.5	43	56	6	0	0	0.5	0	8	19	28
19	06-Apr	2020	42.5	37.5	30.5	46	40	6	4	17.5	7.5	38.5	34.5	32.5
20	16-Feb	2021	37.0	44.5	34.5	22.5	18.5	24.0	10.5	9.5	23.0	27.0	42.0	38.0

Lampiran 4 Perhitungan Stabilitas SNI 2851 Tahun 2015

Tabel C.3 Gaya-gaya yang bekerja pada bangunan penahan sedimen

Tinggi bendung	Pada debit normal	Pada debit banjir
< 15 meter	-	1. berat sendiri; 2. tekanan air statik;
≥ 15 meter	1. berat sendiri; 2. tekanan air statik; 3. tekanan tanah sedimen; 4. tekanan air ke atas; 5. tekanan air dinamik; 6. gaya inersia gempa.	1. berat sendiri; 2. tekanan air statik; 3. tekanan tanah (sedimen); 4. tekanan air ke atas;

Tabel C.7 Contoh gaya-gaya yang bekerja pada bangunan penahan sedimen tinggi < 15 meter (keadaan normal dan banjir)

Beban	Notasi	Gaya	V	H	Lengan	Momen
Berat sendiri	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \gamma_c m h^2$	+		$\frac{2}{3}mh$	+
	W_2	$\gamma_c b_2 h$	+		$mh + \frac{1}{2}b_2$	+
	W_3	$\frac{1}{2} \gamma_c n h^2$	+		$mh + b_1 + \frac{1}{3}nh$	+
Tekanan air statik	P					
	P_{v1}	$\frac{1}{2} \gamma_w m h^2$	+		$\frac{1}{3}mh$	+
	P_{v2}	$\gamma_w m h h_3$	+		$\frac{1}{2}mh$	+
	P_{v3}	$\gamma_w b_2 h_3$	+		$mh + \frac{1}{2}b_2$	+
	P_{h1}	$\frac{1}{2} \gamma_w h^2$		+	$\frac{1}{3}h$	-
	P_{h2}	$\gamma_w h_3 h$		+	$\frac{1}{2}h$	-
Keterangan :						
b_2 adalah lebar sayap bendung utama;						
γ_c adalah berat volume tubuh bangunan penahan sedimen;						
γ_w adalah berat volume air;						
h adalah tinggi total bendung utama;						
h_3 adalah tinggi muka air di atas peluap bendung utama;						
m adalah kemiringan tubuh bendung bagian hulu;						
n adalah kemiringan tubuh bendung bagian hilir.						
CATATAN lengan momen diperhitungkan terhadap titik penggulingan depan (titik A pada Gambar 4, 6 dan 7).						

Lampiran 5 Foto Lokasi Perencanaan

