

SKRIPSI
PERENCANAAN SABO DAM
UNTUK PENGENDALIAN ALIRAN DEBRIS DI KALI NANGKA
DESA BELANTING KECAMATAN SAMBELIA
KABUPATEN LOMBOK TIMUR



DISUSUN OLEH :
TRIAS IRMAWATI
08.23.017

JURUSAN TEKNIK SIPIL KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2014

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kami panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, oleh karena Rahmat dan karuniaNya, sehingga kami dapat menyelesaikan laporan skripsi ini.

Penyusunan laporan skripsi ini merupakan bagian dari rangkaian akademik Jurusan Teknik Sipil Konsentrasi Sumber Daya Air Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Nasional Malang, Tugas Akhir Perencanaan Sabo Dam Untuk Pengendalian Aliran Debris Di Kali Nangka Desa Belanting Kecamatan Sambelia Kabupaten Lombok Timur ini dibuat dengan tujuan untuk memperdalam ilmu yang diperoleh saat perkuliahan.

Adapun dalam penyelesaian laporan ini, penyusun dibantu oleh banyak pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu pada kesempatan ini, kami menyampaikan rasa terima kasih kepada :

1. Bapak Ir. Agus Santosa, MT, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil S-1.
2. Bapak Ir. H. Hirijanto, MT, selaku Dosen Pembimbing I
3. Ibu Ir. Endro Yuwono, MT, selaku Dosen Pembimbing II
4. Orang tua dan Semua rekan-rekan mahasiswa Sipil yang telah banyak membantu hingga tersusunnya tugas akhir ini.

Penyusun menyadari bahwa dalam penyusunan makalah ini masih terdapat banyak kekurangan. Oleh karena itu segala bentuk saran yang konstruktif sangat kami harapkan demi perbaikan di saat – saat mendatang.

Akhir kata semoga makalah skripsi ini dapat bermanfaat serta menambah pengetahuan bagi penyusun dan pembaca pada umumnya.

Malang, September 2014

Penyusun

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : **Trias Irmawati**

Nim : **08.23.017**

Program Studi : **Teknik Sipil S-1 Konsentrasi Sumber Daya Air**

Fakultas : **Teknik Sipil dan Perencanaan**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya yang berjudul :

**“PENGENDALIAN BANJIR KALI NANGKA DESA
BELANTING KECAMATAN SAMBELIA KABUPATEN
LOMBOK TIMUR”**

Adalah hasil karya saya sendiri yang belum pernah dipublikasikan baik secara keseluruhan maupun sebagian hasil karya saya sendiri dan bukan merupakan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya dari hasil karya orang lain kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Demikian pernyataan ini saya buat secara benar dengan penuh tanggung jawab dan integritas.

Malang, September 2014

Yang membuat pernyataan,



(Trias Irmawati)

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

LEMBAR PENGESAHAN

**PERENCANAAN SABO DAM UNTUK PENGENDALIAN
ALIRAN DEBRIS DI KALI NANGKA DESA BELANTING
KECAMATAN SAMBELIA KABUPATEN LOMBOK TIMUR**

SKRIPSI

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang
Skripsi Jenjang Strata Satu (S - 1)

Pada Hari : Jumat

Tanggal : 22 Agustus 2014

Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu
Persyaratan Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

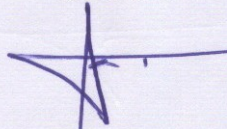
Disusun oleh:

TRIAS IRMAWATI

NIM: 08.23.017

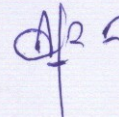
Disahkan oleh:

KETUA



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

SEKRETARIS



(Lila Ayu Ratna Winanda, ST, MT)

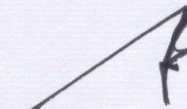
ANGGOTA PENGUJI

PENGUJI I



(Ir. H. Edi Hargono D.P, MS)

PENGUJI II



(Dr. Ir. Kustamar, MT)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2014

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI

PERENCANAAN SABO DAM UNTUK PENGENDALIAN ALIRAN DEBRIS
DI KALI NANGKA DESA BELANTING KABUPATEN LOMBOK TIMUR

Diajukan sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil

Institut Teknologi Nasional Malang

Disusun oleh:

TRIAS IRMAWATI

08.23.017

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I



Ir. H. Hirijanto, MT

Dosen Pembimbing II



Ir. Endro Yuwono, MT

Mengatahui:

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2014

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

Trias Irmawati. 2014. “ Perencanaan Sabo Dam Untuk Pengendalian Aliran Debris Di Kali Nangka Desa Belanting Kecamatan Sambelia Kabupaten Lombok Timur”. Dosen Pembimbing I Ir. H. Hirijanto, MT., Dosen Pembimbing II Ir. Endro Yuwono, MT.

ABSTRAKSI

Aliran debris ini dikenal oleh masyarakat setempat Desa Belanting, Kecamatan Sambelia, Kabupaten Lombok Timur karena kecepatan alirannya dan datang secara tiba-tiba. Aliran ini mempunyai daya rusak yang sangat tinggi terhadap kehidupan manusia, prasarana dan sarana yang memadai. Bencana aliran debris dapat terjadi kapan dan dimana saja, dalam ukuran yang seberapa, dengan pemahaman tersebut maka usaha minimasi dampak negatif akibat bencana aliran debris akan merupakan usaha yang sebaiknya secara terus menerus diupayakan.

Maksud dan tujuan dari pengendalian banjir Kali Nangka Desa Belanting Kecamatan Sambelia Kabupaten Lombok Timur adalah ; 1) untuk penanggulangan aliran sedimen secara efektif, efisien dan terarah, 2) Untuk mengarahkan dan mengendapkan aliran debris menuju tempat yang aman dan mengurangi limpasan debris, 3) Untuk mengamankan penduduk dan sarana/prsarana yang ada dari bencana debris di Desa Belanting Kecamatan Sambelia Kabupaten Lombok Timur. Besarnya limpasan dan sedimen yang terjadi di bagian hulu Kali Nangka = $146980.82 \text{ m}^3/\text{det}$. Besarnya debit rancangan banjir yang direncanakan dengan periode kala ulang 10 tahun = $144.886 \text{ m}^3/\text{det}$. Untuk pengendalian banjir Kali Nangka Desa Belanting akan direncanakan bangunan sabo dam dengan diketahui dimensi berikut dimensi peluap = $168.027 \text{ m}^3/\text{det}$, lebar muka air banjir = 59.20 m, tinggi puncak sabo dam dari pelimpah = 2.00 m, lebar atas pelimpah = 60.00 m, lebar efektif pelimpah = 0.20 m, kemiringan tubuh sabo dam (n) = 0.25.

Kata Kunci : Pengendalian Banjir, Aliran Debris, Perencanaan Sabo Dam .

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAKSI	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	vii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar belakang.....	1
1.2. Identifikasi Masalah.....	3
1.3. Rumusan Masalah.....	3
1.4. Batasan Masalah.....	4
1.5. Maksud dan Tujuan.....	4
1.6. Gambaran Lokasi Studi.....	5
BAB II LANDASAN TEORI	
2.1. Umum.....	7
2.1.1. Curah Hujan Harian.....	7
2.1.2. Curah Hujan Rancangan.....	12
2.1.3..Curah Hujan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (PMP).....	13
2.1.4..Distribusi Curah Hujan.....	15
2.1.5..Pemeriksaan Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi.....	16
2.1.6..Debit Banjir Rencana.....	18
2.2. Perencanaan Sabo Dam.....	21
2.2.1. Pengertian Dan Fungsi Sabo Dam.....	21
2.2.2. Dasar – Dasar Perencanaan Sabo Dam.....	22
2.2.2.1. Pemilihan Lokasi.....	22
2.2.2.2. Pemilihan Tipe Sabo Dam.....	23
2.2.3. Data – Data Untuk Perencanaan.....	24
2.2.3.1. Data Hidrologi.....	24
2.2.3.2. Data Sedimentasi.....	24

2.2.4 Bagian – Bagian Struktur Sabo Dam	24
2.2.4.1. Dimensi Peluap	24
2.2.4.2. Dimensi Sayap	27
2.2.4.3. Dimensi Main Dam.....	28
2.2.4.4. Dimensi Sub Dam	32
2.2.4.5. Dimensi Lubang Drainase.....	36
2.2.4.6. Dimensi Silt	37
BAB III METODOLOGI STUDI	
3.1 Lokasi Studi	39
3.2 Studi Literatur	39
3.3 Pengumpulan Data	39
3.4 Metode Pengolahan Data	40
3.5 Bagan Alir	41
BAB IV ANALISA DATA	
4.1. Analisa Hidrologi.....	42
4.2. Curah Hujan Rencana	42
4.2.1. Metode Log Person Type III	43
4.2.2. Metode EJ Gumbel.....	46
4.2.3. Uji Kesesuaian Distribusi.....	49
4.2.4. Distribusi Hujan Jam – Jaman dan Hujan Efektif	60
4.2.4.1. Distribusi Hujan Jam - Jaman.....	60
4.2.4.2. Koefisien Pengaliran.....	61
4.2.4.3. Hujan Efektif.....	61
4.2.5. Debit Banjir Rancangan	62
4.2.5.1. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....	62
4.3. Analisis Kontrol Aliran Massa Sedimen.....	70
4.3.1. Volume Sedimen Sekali Banjir.....	70
4.3.2. Analisa Faktor Imbangan Sedimen	75
4.3.3. Faktor Imbangan Sedimen Sabo Dam	76
4.3.4. Debit dan Volume Aliran Debris	77
4.4. Perencanaan Bangunan Sabo Dam	78
4.4.1. Perencanaan Detail Desain Bangunan Sabo Dam	78
4.4.2. Ketebalan Ambang Pelimpah Sabo Dam	81

4.5. Stabilitas Bangunan Sabo Dam.....	97
4.6. Analisa Stabilitas Kondisi Banjir Rencana	100
4.7. Analisa Stabilitas Sub Dam.....	104
4.8. Analisa Stabilitas Kondisi Banjir Rencana dengan dan tanpa gempa	108
4.9. Analisa Stabilitas Kondisi Aliran Debris dengan dan tanpa gempa	111
BAB V PENUTUP	
5.1. Kesimpulan	114
5.2. Saran	115
DAFTAR PUSTAKA.....	116
LAMPIRAN	

BAB 1 PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Air merupakan sumber alam yang sangat penting untuk kehidupan manusia, baik sebagai sumber makanan, sumber tenaga maupun untuk kegunaan yang lain. Meskipun air sangat bermanfaat, tetapi air kadang kala menjadi penyebab terjadinya banjir yang bisa menimbulkan kerugian yang tidak sedikit. Apabila air banjir pada musim hujan dapat ditampung dan disimpan, maka pada saat kekurangan air atau pada musim kemarau dapat dimanfaatkan untuk kebutuhan hidup manusia dan keperluan lain seperti, Irigasi, Pertanian, dan Perikanan. Seperti yang telah kita ketahui bersama, sumber air dapat berupa waduk, sungai, atau air tanah (*Ground Water*). Untuk pengaturan air tersebut, diperlukan sarana-sarana tertentu berupa bangunan atau sarana khusus yang diharapkan dapat membantu kelancaran pengaliran air.

Masyarakat setempat Desa Belanting, Kecamatan Sambelia, Kabupaten Lombok Timur menyebut aliran tersebut adalah aliran debris sebagai banjir bandang (*flash flood*) karena kecepatan alirannya dan datang secara tiba-tiba. Aliran debris adalah suatu aliran dengan angkutan sedimen bersifat kolektif / massa yang mempunyai konsentrasi sangat tinggi, meluncur kebawah melalui lereng dan dasar alur sungai atau lembah berkemiringan tinggi sehingga kecepatan aliran juga sangat cepat dengan membawa batu-batu besar dan batang-batang pohon. Aliran ini mempunyai daya rusak yang sangat tinggi terhadap kehidupan manusia, prasarana dan sarana yang memadai. Bencana aliran debris dapat terjadi kapan dan dimana saja, dalam ukuran yang seberapa, dengan pemahaman tersebut

maka usaha minimasi dampak negatif akibat bencana aliran debris akan merupakan usaha yang sebaiknya secara terus menerus diupayakan.

Upaya untuk melakukan pengendalian terhadap daya rusak aliran debris adalah melalui mitigasi bencana secara struktur dan non struktur. Pengendalian secara struktur memerlukan waktu dan dana yang tidak sedikit sehingga pengendalian secara non struktur lebih dahulu dilakukan untuk mitigasi bencana aliran debris di aliran Kali Nangka. Dapat dilakukan cepat dan efisien dalam mencegah korban dan mengurangi kerugian. Masyarakat Desa Belanting umumnya adalah pendatang yang berasal bukan dari daerah pegunungan, sehingga sangat perlu diberikan pemahaman dan kesadaran akan bahayanya aliran debris, mulai dari pra bencana, saat bencana, dan pasca bencana.

Lokasi penelitian, dilakukan di Desa Belanting, Kecamatan Sambelia, yang terkena bencana aliran debris yaitu; Dusun Menanga Reak, Dusun Belanting; Dusun Lepek Loang, Dusun Pedamekan, dan Dusun Sandongan. Secara geografis terletak pada $116^{\circ}32'00''$ BT sampai dengan $116^{\circ}42'30''$ LS dan $8^{\circ}17'00''$ BT sampai dengan $8^{\circ}23'30''$ LS.

Banjir debris di Kali Nangka, Kecamatan Sambelia, Kabupaten Lombok Timur ini telah menyebabkan banyak kerusakan pada fasilitas-fasilitas umum seperti prasarana sumber daya air (subdam sabo dam dan saluran irigasi belanting), prasarana pemukiman dan hancurnya jalan dan jembatan. Akibat bencana ini, berbagai instansi telah berupaya maksimal dalam rangka tanggap darurat bencana. Salah satunya yaitu dengan melakukan perancangan Sabo Dam.

1.2. Identifikasi Masalah

Kawasan Belanting –Sambelia adalah kawasan sedimen hasil gunung api sehingga tidak mempunyai struktur yang jelas, hanya bidang kontak antara formasi lekopiko dengan batuan gunungapi tak terpisahkan. Disamping itu struktur retakan pada larva yang terjadi pada saat batuan tersebut terbentuk. Retakan ini terbentuk ketika magma seketika membeku di permukaan akibat perbedaan suhu yang menyolok antara suhu magma dan permukaan. Akibatnya batuan yang terbentuk mengalami retakan. Akibat terjadinya banjir debris perlu dilakukan perencanaan ulang bangunan-bangunan air, seperti Sabo Dam yang telah rusak agar dikemudian hari dapat berfungsi untuk menampung sedimen banjir debris.

1.3. Rumusan Masalah

Berdasarkan batasan masalah di atas, maka analisa banjir pada Kali Nangka Desa Belanting Kecamatan Sambelia Kabupaten Lombok Timur ini akan menyajikan hal yaitu:

1. Berapa besarnya debit rancangan banjir yang direncanakan dengan periode kala ulang 10 tahun pada daerah studi?
2. Berapa besarnya limpasan debris di bagian hulu Kali Nangka?
3. Bagaimana dimensi Sabo Dam yang direncanakan untuk pengendalian banjir pada Kali Nangka ?

1.4. Batasan Masalah

Dengan melihat permasalahan di atas maka batasan masalah yang di ambil dalam studi ini adalah:

1. Studi ini dilakukan di kawasan Belanting Lombok Timur
2. Analisa perhitungan debit air hujan menggunakan periode kala ulang 10 tahun.
3. Menganalisa debit yang mengalir pada Kali Nangka
4. Merencanakan bangunan pengendalian banjir dengan menggunakan bangunan sabo dam

1.5. Maksud Dan Tujuan

Adapun maksud dan tujuan dari pekerjaan "Pengendali Banjir Sedimen di Kawasan Belanting di Kabupaten Lombok Timur" ini adalah

Maksud perencanaan ini adalah:

1. Untuk penanggulangan aliran sedimen secara efektif, efisien dan terarah.
2. Untuk mengarahkan dan mengendapkan aliran debris menuju tempat yang aman dan mengurangi limpasan debris .

Tujuan perencanaan ini :

1. Untuk menganalisis debit banjir rancangan
2. Untuk menganalisis debit banjir debris
3. Untuk merencanakan Sabo Dam

1.6. Lokasi Studi

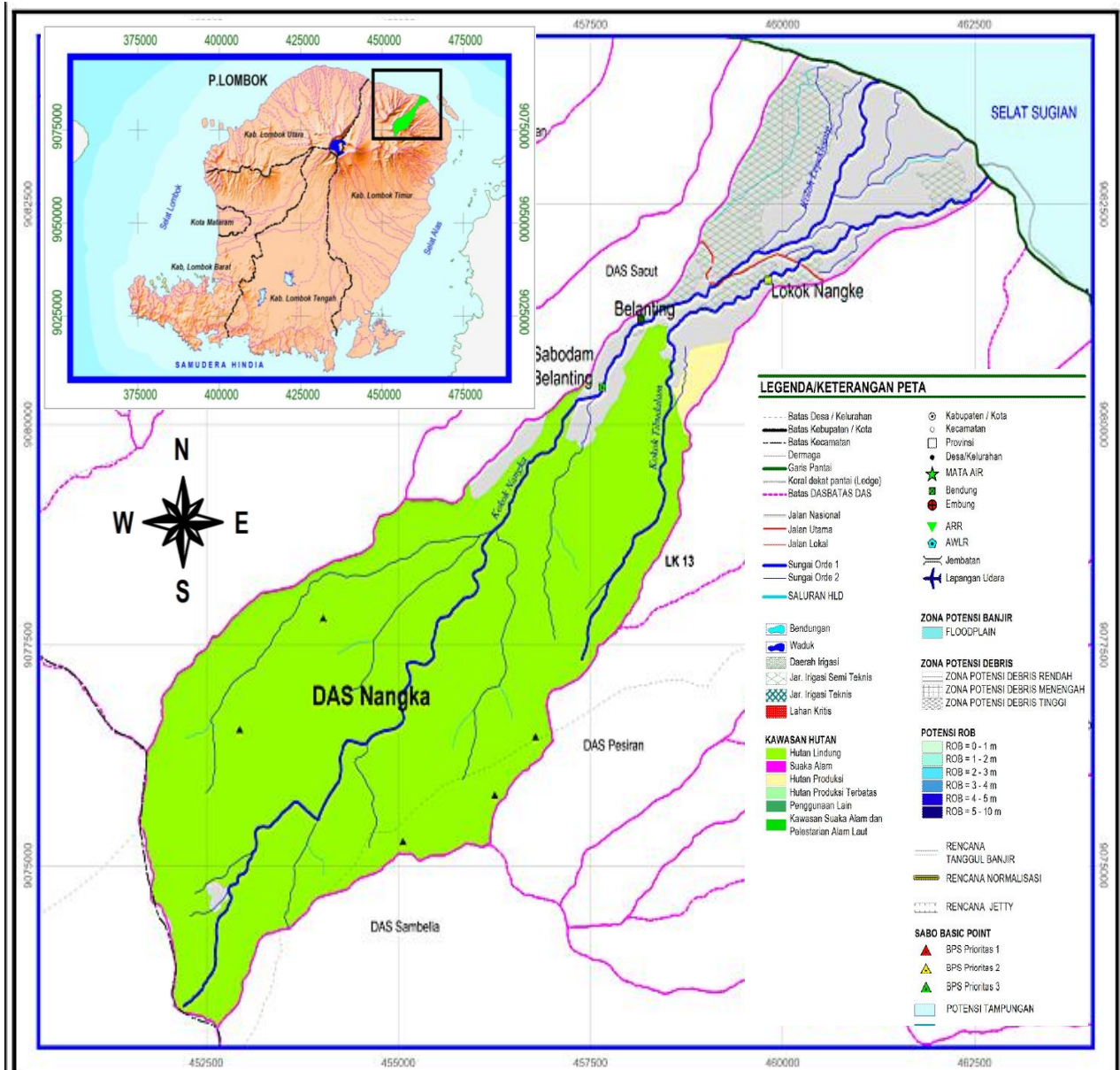
Kabupaten Lombok Timur terletak antara 116° - 117° Bujur Timur dan 8° - 9°

Lintang Selatan, dengan batas wilayah:

- Sebelah Barat : Kabupaten Lombok Barat dan Lombok Timur
- Sebelah Timur : Selat Alas
- Sebelah Utara : Laut Jawa
- Sebelah Selatan : Samudra Indonesia

Luas wilayah Kabupaten Lombok Timur adalah $2.679,88 \text{ km}^2$ terdiri atas daratan dan lautan. Daratan seluas $1.605,55 \text{ km}^2$ (59,91%) dan lautan seluas $1.074,33 \text{ km}^2$ (40,09%).

Luas daratan Kabupaten Lombok Timur mencakup 33,88% dari luas Pulau Lombok atau 7,97% dari luas daratan Propinsi Nusa Tenggara Barat.



Gambar 1.1. Peta Administrasi Lombok Timur

BAB II LANDASAN TEORI

2.1. Umum

Langkah awal dari setiap perencanaan suatu proyek khususnya untuk perencanaan bangunan-bangunan air, didahului dengan perhitungan analisa curah hujan rancangan dengan kala ulang tertentu. Hal ini dimaksudkan untuk merencanakan bangunan, baik dimensinya maupun usia gunanya, dengan pertimbangan bahwa setiap proyek atau bangunan direncanakan untuk keperluan dimasa yang akan datang.

Pada analisa ini data curah hujan yang digunakan adalah data hujan selama 10 (sepuluh) tahun pengamatan. Analisa curah hujan dalam perencanaan bangunan air diperlukan untuk menghitung debit banjir rencana yang mungkin terjadi selama masa efektif dari bangunan tersebut.

2.1.1. Curah Hujan Harian

Dalam menentukan tinggi curah hujan rata-rata di beberapa titik pos penakar hujan, ada tiga cara yang umum digunakan yaitu:

(Suyono 1987;27) yaitu:

a) Cara rata-rata Aljabar (*Aritmatic Mean Method*)

Tinggi rata-rata aljabar curah hujan didapatkan dengan mengambil rata-rata hitung (arithmetic mean) dari penakaran pada penakar hujan yang ada yaitu :

$$R = \frac{1}{n} [R_1 + R_2 + \dots + R_n] \dots \dots \dots (1)$$

Dimana :

R = curah hujan daerah

n = jumlah titik atau pos pengamatan

R₁, R₂,.....R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan

b) Cara polygon Thiessen

Metode Thiessen berusaha mengimbangi tidak meratanya distribusi alat ukur dengan menyediakan suatu faktor pembobot bagi masing-masing stasiun. Cara penggambaran poligon Thiessen adalah sebagai berikut :

- 1) Stasiun diplot pada suatu peta kemudian hubungkan masing-masing stasiun dengan stasiun yang lain dengan sebuah garis bantu.
- 2) Tentukan titik potong poligon dengan garis bantu dengan cara membagi dua sama panjang setiap garis bantu yang menghubungkan dua stasiun tersebut.
- 3) Kemudian tarik garis poligon tegak lurus terhadap garis bantu yang menghubungkan dua stasiun melalui dua titik potong tadi yang terbagi sama panjang. Kemudian rangkaikan garis-garis yang tegak lurus tersebut hingga membentuk suatu poligon.

Sisi-sisi setiap poligon merupakan batas luas daerah efektif daerah tangkapan air hujan yang diasumsikan untuk stasiun

tersebut. Luas masing-masing poligon ditentukan dengan Planimetri dan dinyatakan dalam prosentase dari luas keseluruhan tangkapan air hujan.

Cara poligon thiessen ini berdasarkan rata-rata timbang (*weighted average*). Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung diantara dua buah pos penakar.

Misalnya $A_1 + A_2 + \dots + A_n = A$, merupakan jumlah luas daerah/seluruh areal yang dicari tinggi curah hujannya.

$$C = \frac{A}{\sum A'} \dots \dots \dots (2)$$

Dimana :

C = Koefisien Thyessen pos penakar pada suatu titik

A = Luas pengaruh stasiun pengamatan pada suatu titik

$\sum A$ = Total luas pengaruh stasiun pengamatan di semua titik

Jika pos penakar 1 menakar tinggi hujan R1, pos penakar 2 menakar hujan R2 hingga pos penakar n meanakar hujan Rn, maka

Dimana :

$$\bar{R} = \frac{A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 + \dots + A_n \cdot R_n}{A_{total}} \dots \dots \dots (3)$$

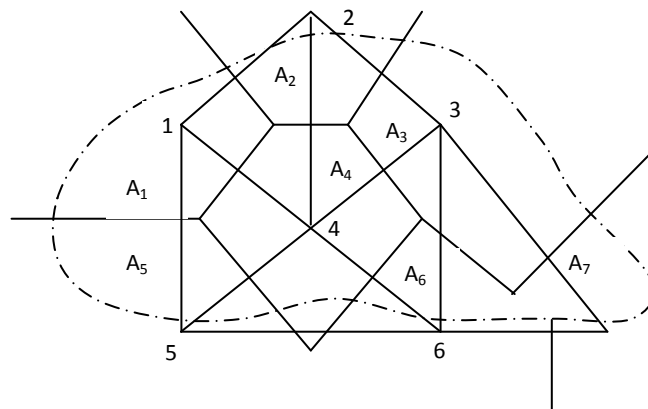
Dimana :

\bar{R} = Curah hujan daerah

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan di titik pengamatan

A_1, A_2, \dots, A_n = Bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan

Cara polygon thiennes dipandang cukup baik karena memberikan koreksi terhadap kedalaman hujan sebagai fungsi luar daerah yang diwakili. Dengan menggunakan cara thiesen ini akan memberikan hasil yang lebih teliti daripada cara aljabar.



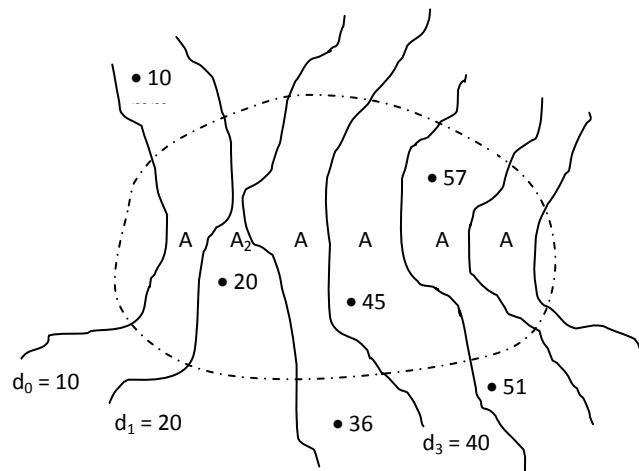
Gambar 2 .1. Peta Polygon Thiesen

c) Cara Garis Isohyet

Metode Isohyet mengijinkan menggunakan dan interprestasi semua data yang tersedia yang telah digunakan atau ditampilkan dan dibahas. Hujan rata-rata suatu daerah dihitung dengan mengalikan hujan rata-rata antara Isohyet yang berdekatan (biasanya diambil sebagai rata-rata dari dua nilai Isohyet) dengan luas antar Isohyet, menjumlahkan hasilnya dan membaginya dengan luas total.

Peta isohyet digambarkan pada peta topografi dengan perbedaan (interval) 10 mm sampai dengan 20 mm berdasarkan data

curah hujan pada titik-titik pengamatan di dalam dan di sekitar daerah yang dimaksud. Luas bagian daerah antara dua garis yang berdekatan diukur dengan planimeter. Demikian pula harga rata-rata dari garis-garis isohyet yang berdekatan yang termasuk daerah-daerah itu dapat dihitung.



Gambar 2.2. Garis Isohyet

Kemudian luas di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur dan harga rata-ratanya dihitung sebagai harga rata-rata timbang dari nilai kontur, seperti berikut :

$$d = \frac{\frac{d_0 + d_1}{2} \cdot A_1 + \frac{d_1 + d_2}{2} \cdot A_2 + \dots + \frac{d_{n-1} + d_n}{2} \cdot A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n}$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1} + d_i}{2} A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \sum_{i=1}^n \frac{\frac{d_{i-1} + d_i}{2} \cdot A_i}{A_i} \dots \dots \dots (4)$$

Dimana :

A = Luas areal DAS (km^2)

d = Tinggi curah hujan rata-rata areal (mm)

$d_0, d_1, d_2, \dots, d_n$ = tinggi curah hujan pada isihyet 0.1.2....n

A_1, A_2, \dots, A_n = luas bagian areal yang dibatasi oleh isohyet-isohyet yang bersangkutan.

Ini adalah cara yang paling teliti, tetapi membutuhkan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat guna memungkinkan untuk membuat garis-garis isohyet.

2.1.2. Curah Hujan Rancangan

Ada dua cara metode yang digunakan untuk menganalisa curah hujan rancangan yaitu:

a) Metode Log Person Type III

➤ Curah hujan rata-rata:

$$\text{Log } x = \frac{\sum_{i=1}^n \log xi}{n}$$

➤ Standar Deviasi:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log xi})^2}{(n-1)}}$$

➤ Koefisien Asimetri C_s :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log xi})^3}{(n-1)(n-2) \times S_i^3}$$

➤ Persamaan Log Pearson Type III

$$\text{Log } x_T = \log x + (K \times S_i)$$

b) Metode Gumbel

Persamaan Gumbel adalah sebagai berikut:

$$X_t = \bar{x} + K \times S$$

dimana: X_t = Curah Hujan Rancangan

\bar{x} = Curah Hujan Rata-rata

K = Faktor Frekuensi

S = Standart Deviasi

Standart Deviasi (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

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

Dimana:

K = Faktor Frekuensi

Y_t = Reduced Variate sebagai fungsi balik

Y_n = Reduced Mean

S_n = Reduced Standart Variate

2.1.3. Curah Hujan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (PMP)

Perhitungan curah hujan maksimum yang mungkin terjadi (PMP) dilakukan dengan menggunakan Metode Hersfield dengan persamaan sebagai berikut : (E. Wilson:33;1993)

$$X_m = X_n + K_m \cdot S_n$$

Dimana;

X_n = Curah hujan terbesar yang mungkin terjadi

K_m = Faktor koefisien Hersfiel

X_n = Harga rata-rata hujan

S_n = Standart deviasi

Tabel 2.1. Reduced variate sebagai fungsi waktu ulang T (YT)

T	YT	T	YT
2	0.36651	100	4.60015
5	1.49994	200	5.29581
10	2.25037	500	6.21361
15	2.67375	1000	6.90726
20	2.97020	2000	7.60065
25	3.19853	5000	8.51709
50	3.90194	10000	9.21029

(Sumber : Hidrologi Teknik, C.D. Soemarto, 1983)

Tabel 2.2. Hubungan besarnya sampel n dengan reduced mean Y_n serta reduced standart deviation S_n

N	Y_n	S_n
10	0.4952	0.9497
15	0.5128	1.0205
20	0.5235	1.0628
25	0.5308	1.0914
50	0.5485	1.1607
100	0.5600	1.2065
500	0.5724	1.2588
1000	0.5745	1.2685

(Sumber : Hidrologi Teknik, C.D. Soemarto, 1983)

2.1.4. Distribusi Curah Hujan

Dalam studi ini, di perhitungkan kemungkinan curah hujan tiap jamnya, dihitung dengan menggunakan rumus Dr. Mononobe, sebagai berikut :

(Suyono :45 : 1989)

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

Dimana :

R_T = Intensitas hujan rerata (mm / jam)

R_{24} = Curah hujan efektif dalam satu hari

t = Waktu konsentrasi hujan (jam)

T = Waktu mulai hujan

Perhitungan curah hujan pada jam ke T, digunakan rumus sebagai berikut

(Suyono Sosrodarsono, 1981):

$$R_t = t \times R_T - (t - 1) \times (R_T - 1)$$

Dimana:

R_t = Curah hujan pada jam ke T

R_T = Intensitas curah hujan rerata

t = Lamanya hujan rerata sampai jam ke (t - 1)

2.1.5. Pemeriksaan Uji Kesesuaian Distribusi Frekwensi

Untuk mengetahui apakah suatu data sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih maka setelah penggambaran pada kertas probabilitas perlu dilakukan pengujian lebih lanjut. Pengujian ini biasanya dengan uji kesesuaian yang dilakukan dengan dua cara uji yaitu Smirnov Kolmogorov dan Uji Chi Kuadrat.

a) Metode Smirnov Kolmogorov

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekwensi.

Dengan pemeriksaan ini akan diketahui :

- Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang diperoleh secara teoritis.
- Kebenaran hipotesa (diterima atau ditolak).

Hipotesa adalah perumusan sementara terhadap suatu hal untuk menjelaskan hal tersebut, kearah penyelidikan selanjutnya. Untuk mengadakan pemeriksaan uji diawali dengan plotting data dari hasil pengamatan pada kertas probabilitas dan durasi yang sesuai.

Tahapan plotting data dan garis durasi pada kertas probabilitas sebagai berikut :

- Data hujan maksimum rerata tiap tahun disusun dari kecil ke besar.
- Probabilitas dihitung dengan persamaan Weibul, yaitu :

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

Dimana:

$$P = \text{Probabilitas } (\%)$$

m = Nomor urut data dari seri data yang telah disusun

n = Nilai data

- Plot data hujan Xi dan probabilitas.
- Plot persamaan analisis frekwensi yang sesuai.

Tabel 2.3. Nilai Kritis 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	0.3	0.34	0.4
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	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	1.07	1.22	1.36	1.63
	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$

Sumber : Bonnier, 1980

Catatan : α = derajat kepercayaan

b) Chi-Square

Dari distribusi (sebaran) Chi-Square, dengan penjabaran seperlunya, dapat diturunkan persamaan:

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

Dimana :

X^2 = Harga Chi-Square

E_f = Frekwensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya.

O_f = Frekwensi yang terbaca pada kelas yang sama.

Nilai X^2 yang didapat, harus lebih kecil dari harga X^2

kritis untuk suatu derajat nyata tertentu, yang diambil 5%.

Derajat kebebasan ini dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Dk = K - (P + 1)$$

Dimana :

Dk = Derajat kebebasan

K = Banyaknya kelas

P = Banyaknya keterikatan atau parameter, untuk sebaran Chi - Square

$$K = 1 + 3.322 \log n$$

Disarankan agar banyaknya kelas tidak kurang dari lima dan frekwensi absolut tiap kelas tidak kurang dari lima pula. Apabila ada kelas yang frekwensinya kurang dari lima, maka dapat dilakukan penggabungan dengan kelas yang lain.

2.1.6. Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana adalah debit banjir terbesar tahunan yang kemungkinan terjadi pada periode ulang tertentu atau debit banjir dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu. Debit banjir rencana ditentukan jangan terlalu kecil agar tidak sering terjadi ancaman perubahan bangunan atau daerah-daerah sekitarnya akibat banjir yang lebih besar. Akan tetapi juga tidak boleh

terlalu besar, sehingga bangunan menjadi tidak ekonomis. Untuk itu besarnya debit rencana hendaknya ditetapkan dengan masa ulang tertentu. Pemilihan masa ulang tertentu harus didasarkan pada pertimbangan hidroekonomis (*Imam Subarkah*, 1980) berdasarkan:

- a. Besarnya kerugian yang akan ditanggung, jika bangunan rusak oleh banjir dan sering tidaknya perusakan itu terjadi
- b. Umur ekonomis bangunan
- c. Biaya bangunan

Perhitungan debit banjir dikerjakan dengan melakukan analisa data curah hujan dan banjir. Besarnya debit banjir rencana dapat ditentukan dengan beberapa metode, diantaranya dengan metode hidrograf banjir, yang dalam hal ini digunakan metode satuan sintetik Nakayasu (CD.Soemarto,1987: 168). Adalah dengan membuat hidrograf banjir pada sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan pengamatan hidrograf banjirnya, selanjutnya dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran. Adapun karekteristik tersebut adalah:

- Tenggang waktu dari pemulaan hujan hingga puncak hidrograf
- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf
- Tenggang waktu hidrograf
- Luas daerah pengaliran
- Panjang alur sungai utama yang terpanjang
- Koefisien pengaliran

Unit hidrograf dengan cara HSS Nakayasu dimana besarnya banjir yang disebabkan satuan spesifik curah hujan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

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

Dimana:

Q_p = Debit puncak banjir (m^3/dtk)

R_0 = Hujan satuan (mm)

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

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

C = koefisien pengaliran

A = luas DAS hulu

2.2 PERENCANAAN SABO DAM

2.2.1 Pengertian dan Fungsi Sabo Dam

Sabo Dam adalah bangunan melintang sungai yang berfungsi menampung dan menahan sedimen dalam jangka waktu sementara atau tetap dan harus tetap melewatkan aliran air baik dari mercu atau lubang drainase.

Sabo merupakan dua buah kata yang berasal dari bahasa Jepang yang masing-masing artinya adalah Sa = pasir, dan Bo = pengendalian. Dengan demikian secara harafiah mengandung pengertian Pengendalian Pasir. Sabo juga dapat diterapkan sebagai sistem penanggulangan bencana erosi dan sedimentasi. Termasuk di dalamnya erosi dan sedimentasi yang disebabkan oleh adanya lahar hujan, sedimen luruh (*Debris*), tanah longsordan lain-lain. Dengan demikian teknik sabo tidak hanya dapat diterapkan di daerah vulkanik saja tetapi juga dapat diterapkan di daerah vulkanik saja tetapi juga dapat diterapkan di daerah non vulkanik, teknologi sabo di Indonesia dikenalkan oleh seorang ahli sabo dari Jepang, **Mr. Tomoaki YOKOTA**, tahun 1970 sejak saat itu teknologi sabo mulai berkembang di Indonesia. Teknologi sabo yang semula di Jepang digunakan untuk menanggulangi bencana akibat letusan gunung berapi kini di Indonesia dikembangkan penerapannya selain digunakan sebagai bangunan penahan lahar dari letusan gunung berapi juga di gunakan sebagai bangunan pengendali sedimen di sungai akibat erosi lahan dan gerusan dasar sungai guna melindungi bangunan persungai lain yang berada di hilir seperti bending, embung, bendungan (waduk) dan lain-lain.

2.2.2 Dasar-dasar Perencanaan Sabo Dam

Dari beberapa buku, karya ilmiah dan studi-studi yang telah dilakukan dalam usaha pengendalian sedimen di sungai yang berlokasi di beberapa daerah, maka dapat diambil cara dan dasar-dasar dalam perencanaan bangunan pengendali sedimen atau sabo dam, yaitu meliputi:

2.2.1. Pemilihan Lokasi

Mengingat fungsi dari sabo dam, maka dalam pemilihan lokasi harus dipilih yang terbaik dari beberapa calon lokasi pada peta topografi serta survei ke lapangan dimana sabo dam akan dibangun. Sehingga nantinya dapat di pertanggungjawabkan dari segi teknis maupun social ekonomi, pertimbangan-pertimbangan yang perlu diperhatikan dalam pemilihan lokasi adalah meliputi **(Anonim E,1993; 1-3)**:

1. Pertimbangan Teknik

Dalam pertimbangan teknik ini lokasi sabo dam dipilih pada kondisi:

- Penampang sungai yang sempit, sehingga bangunan sabo dam tidak panjang.
- Palung sungai yang dalam, sehingga konstruksi memiliki volume tampungan sedimen yang besar.
- Tanah dasar sungai cukup kuat sebagai pondasi, sehingga bangunan aman terhadap gaya-gaya yang bekerja terutama terjadinya penurunan yang tidak seragam sehingga keadaan geologi dasar sungai perlu dan mutlak untuk diketahui.

- Tersedianya material yang ada di lokasi, kemungkinan pengangkutan material dari luar dan jarak pencapaian lokasi, panjang jalan masuk (*Inspection*) dan untuk pemilihan tipe konstruksi yang direncanakan.

2. Pertimbangan Sosial Ekonomi

Dengan dipilihnya lokasi berdasarkan pemilihan di atas maka biaya pembangunan relative murah. Selain itu diharapkan agar dengan dibangunnya sabo dam tersebut masyarakat di sekitar lokasi pembangunan mendapatkan kesempatan untuk memperoleh lapangan pekerjaan secara terbuka baik pada saat pelaksanaan pembangunan maupun setelah bangunan selesai dibangun.

2.2.2. Pemilihan Tipe Sabo Dam

Ada dua sabo dam yaitu tipe Open dan Tipe Close, dimana dalam pemakaiannya kedua tipe tersebut dipilih berdasarkan pada jenis sedimen yang akan dikendalikan. Tipe Open biasanya digunakan untuk mengendalikan sedimen dengan diameter yang besar atau sedimen akibat letusan gunung dan aliran debris yang mengangkut batu-batuan, umumnya dibangun di daerah hulu sungai terutama pada alur sungai yang kemiringan dasar sungainya besar. Sedangkan Tipe Close adalah untuk mengendalikan sedimen dengan diameter kecil atau pasir (*sand*), biasanya dibangun di daerah hilir sungai atau di hilir bangunan pengendali sedimen lain.

2.2.3. Data- Data Untuk Perencanaan

2.2.3.1. Data Hidrologi

Data hidrologi digunakan untuk menghitung besarnya debit banjir rancangan yang terjadi di lokasi sabo dam, untuk itu diperlukan data curah hujan harian maksimum pada stasiun pengamatan curah hujan yang berpengaruh.

2.2.3.2. Data Sedimentasi

Data untuk menghitung besarnya sedimentasi diperoleh dalam bentuk data dan peta yaitu data hujan untuk perhitungan faktor erosifitas, peta indeks pengelolaan tanaman dan konservasi tanah, peta indeks erodibilitas tanah dan peta faktor panjang lereng dan kemiringan lereng. Data-data tersebut untuk digunakan perhitungan laju sedimentasi menggunakan metode Universal Soil Loss Equation (*USLE*).

2.2.4 Bagian-bagian Struktur Sabo Dam

2.2.4.1 Dimensi Peluap

a. Lebar Peluap

Lebar peluap diharapkan mampu mengalirkan debit banjir yang direncanakan. Secara sederhana lebar pelimah dapat dihitung

berdasarkan teori Regime, sebagai berikut :

$$\beta_1 = \alpha \cdot Q_p^{1/2}$$

dengan:

$$\beta_1 = \text{Lebar Pelimpah (m)}$$

α = Koefisien Debit (0,6 – 0,66)

Q_p = Debit banjir rencana + sedimen (12% dari debit banjir rencana dalam m³/detik)

Adapun besarnya nilai α dapat diketahui pada tabel berikut :

Tabel 2.4. Besarnya nilai α berdasarkan luas daerah aliran

Luas Daerah Aliran (km ²)	Nilai α
$A < 1$	2 – 3
$1 \leq A \leq 10$	2 – 4
$10 \leq A \leq 100$	3 – 5
$A > 100$	5 – 6

Sumber : *Sabo Design VSTC*

b. Kedalaman Pelimpah (h)

Kedalaman pelimpah dihitung berdasarkan rumus Weir.

$$Q_p = \frac{2}{15} * C \sqrt{2g} * (3B_1 + 2B_2) h_3^{\frac{3}{2}}$$

Dengan :

Q_p = Debit banjir rencana termasuk sedimen (m³/detik)

C = Koefisien debit (0,6 – 0,66)

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt²)

B_1 = lebar pelimpah bawah (m)

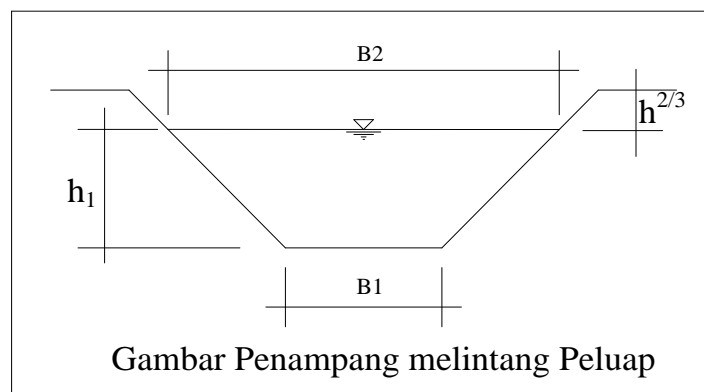
B_2 = lebar permukaan air (m)

h_3 = tinggi muka air di atas pelimpah (m)

$h^{3/2}$ = tinggi jagaan (m)

Apabila kemiringan tepi peluap telah direncanakan besarnya 0,5 maka rumus di atas menjadi :

$$Q_p = (0,71 \cdot h_3 + 1,77 \cdot B_1)h_3^{3/2}$$



c. Tinggi Jagaan / *Free Board* (h_3')

Menurut standart Channeled Work, tinggi jagaan dapat diketahui pada tabel di bawah ini :

Tabel 2.5. Tinggi jagaan menurut standart Channeled Work

Debit (Q) m ³ /detik	Jagaan (h3') m
< 200	0,60
200 – 500	0,80
> 500	1,00

Sumber : Sabo Design VSTC

2.2.4.2. Dimensi Sayap

a. Kemiringan Sayap Dam

Sayap dam sebaiknya direncanakan agar tidak terlampaui oleh aliran air, sebab jika ini terjadi maka, akan mengakibatkan terjadinya gerusan pada tebing kanan atau kiri sungai serta merusak *side wall* dan sub dam. Untuk itu sayap sabo dam direncanakan sebagai sayap yang tidak terlampaui oleh banjir dan mempunyai kemiringan ke arah kedua sisinya seperti ada gambar di bawah ini.



b. Lebar Sayap Dam

Lebar mercu sayap biasanya, diambil sama dengan lebar lebar mercu peluap atau sedikit lebih sempit.

Lebar mercu sayap harus aman terhadap gaya-gaya luar, khususnya untuk sabo dam yang dibangun di daerah di mana terjadi aliran debris. Untuk itu perlu diteliti keamanan sayap terhadap tegangan yang disebabkan oleh tumbukkan batu-batuan pada saat terjadi aliran debris maka perlu dipertimbangkan untuk menambah lebar sayap atau memasang tembok pelindung di bagian hulunya.

c. Menaikkan Sayap Dam

Bila menempatkan, sabo dam pada alur sungai yang membelok, tinggi sayap ada sisi luar belokan harus dinaikkan sehingga lebih tinggi daripada sayap pada belokkan dalam karena muka air akan naik di belokkan luar pada saat banjir.

d. Penetrasi Sayap Dam

Tebing sungai di dekat sayap akan sering tergerus oleh banjir, sehingga sayap harus cukup dalam masuk ke tebing.

Pada kasus dimana, tebing terdiri dari pasir dan kerikil perlu dibuat bangunan penahan tanah untuk mencegah erosi tebing dekat sayap.

2.2.4.3 Dimensi Main Dam**a. Tinggi Main Dam**

Tinggi main dam ditentukan berdasarkan pertimbangan-pertimbangan :

1. Keadaan topografi lokasi pembangunan
2. Geologi
3. Sedimentasi
4. Tampungannya sediment
5. Kegiatan, efektif dan factor ekonomis

b. Ketebalan Mercu Main Dam

Mercu harus cukup kuat untuk menahan pukulan dan gerusan sediment yang melewatinya, tebal pelimpah dapat dihitung dengan rumus yang dipakai

Dr. Huska:

$$- \quad b_i = \frac{n}{2.4} \times \left\{ (0.06 \times V^2) + H + \left(\frac{d_i}{2} \right) \right\}$$

$$- \quad H = h_3 + \frac{V^2}{2g}$$

Dengan :

b_i = tebal mercu pelimpah (m)

n = angka keamanan (diambil = 2)

V = kecepatan rata-rata aliran di atas ambang pelimpah

d_i = tebal gerusan di belakang tembok biasa diambil 0,5

h_3 = tinggi muka air di atas mercu (m)

Ketebalan mercu dapat pula ditentukan berdasarkan keadaan material dan hidrologis, besarnya ketebalan dapat diketahui pada tabel berikut :

Tabel 2.6. Ketentuan Dimensi Tebal Mercu

Berdasarkan Keadaan		Tebal Mercu
Material	Hidrologis	
Pasir dan kerikil atau kerikil dan batu	Kandungan sedimen sedikit sampai banyak	1,5 – 2,5
Batu – batuan besar	Debris flow kecil sampai debris flow besar	3,0 – 4,0

Sumber : *Sabo Design VSTC*

c. Kemiringan *Upstream* dan *Downstream* Main Dam

Mengingat akan keamanan tubuh sabo dam dari bahaya guling (*over turning*), maka kemiringan bagian hulu sabo dam data ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

1. Untuk bangunan sabo dam dengan tinggi $H \leq 15$ m

$$\{(1 + \alpha - \omega) (1 + \mu) + \delta (2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)\}m^2 + [2 (n + \beta) \{1 + \rho\varepsilon^2 - \mu (1 + \alpha - \omega) - \omega\} + (\alpha + \gamma) + 2\alpha \cdot \beta] m - (1 + 3\alpha) - \mu (1 + \alpha - \omega) (n + \beta)^2 - \rho C\varepsilon^2 + \alpha \cdot \beta (4n + \beta) + \gamma (3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0$$

2. Untuk bangunan sabo dam dengan tinggi $H > 15$ m

$$(1 + \alpha)m^2 + [2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha \cdot \beta]m - (1 + 3\alpha) + \alpha \cdot \beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n) = 0$$

Untuk :

m = kemiringan hulu main dam (*downstream slope*)

n = kemiringan hilir main dam (*up stream slope*)

H = tinggi check dam (m)

H_e = tinggi tampungan sediment (m)

α = H_e / H

ε = h_0 / H

ϖ = h^3 / H

β = bt / H

δ = γ_s / γ_0

γ_s = berat volume sediment dalam air (ton / m³)

γ_0 = berat volume air (1,0 ton / m³)

C_e = koefisien tekanan tanah

Untuk penerapan yang mudah criteria untuk mendesain kemiringan up stream main dam adalah sebagai berikut :

Tabel 2.7. Kemiringan Main Dam

M	Batasan
0,5	$H \leq 8,0$ m
0,55	$8,0 < H \leq 11,0$ m
0,60	$11,0 \leq H \leq 15,0$ m

Sumber : *Sabo Design VSTC*

2.2.4.4. Dimensi Sub Dam

a. Letak Sub Dam

Letak sub dam yaitu jarak antara main dam dan sub dam ditentukan dengan rumus empiris yang didasarkan ada pengalaman bertahun-tahun.

Adapun formulasi yang digunakan untuk menghitung jarak antara main dam dengan sub dam adalah sebagai berikut :

$$L = (1,5 \sim 2,0) (H^1 + h_3)$$

Tinggi sub dam didapatkan dengan rumus empiris, sebagai berikut :

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}\right) * H_1$$

Dengan :

H_1 = tinggi main dam (mulai dari permukaan lantai hilir sampai mercu)

H_2 = tinggi sub dam (mulai dari permukaan lantai hulu sampai mercu)

2.3. Dimensi Peredam Energi (Apron)

Karena aliran air bersama debris yang jatuh dari mercu main dam akan menumbuk dan mengakibatkan penggerusan pada lantai di sebelah hilir (*downstream*) main dam. Untuk mengatasi hal tersebut bagian main dam harus dilengkapi dengan bangunan pelindung, yaitu peredam energi, dinding samping (*side wall*) dan pelindung dasar lainnya.

Adapun hal-hal lain yang harus diperhatikan adalah sebagai berikut :

a. Perhitungan Peredam energi (Apron 1)

Peredam energi berfungsi untuk mengurangi kerusakan akibat energi yang dalam aliran , sehingga tidak merusak konstruksi bangunan terjun.

Tipe peredam enegi yang akan di pilih tergantung dari bilangan Froude yang terjadi dalam aliran.

Berikut ini tipe peredam energi kolam olakan USBR :

- 1) Kolam Olak USBR Tipe I untuk bilangan $Fr < 1,7$
- 2) Kolam Olak USBR Tipe II untuk bilangan $Fr > 4,5$
- 3) Kolam Olak USBR Tipe III untuk $Fr > 4,5$ sampai < 18
- 4) Kolam Olak USBR Tipe IV untuk $Fr 2,5$ sampai $4,5$

Adapun formulasi yang di gunakan untuk menghitung peredam energi ialah

$$K = \frac{Q}{b^{2.5}}$$

❖ d_c = Kedalaman keritis

$$d_c = n \times b$$

❖ D_1 = Kedalaman air di awal loncat air

$$D_1 = K \times d_c$$

❖ V_1 = Kecepatan

$$V_1 = \sqrt{2 \times g \left(\frac{1}{2} \times H_1 + 1 \right)}$$

❖ Fr = Angka Froude

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \times d_1}}$$

❖ Panjang Apron

Panjang apron didefinisikan sebagai jarak antara mercu main dam dengan mercu sub dam, maka angka yang dipakai untuk menentukan panjang apron adalah hasil perhitungan jarak antara main dam dengan sub dam (persamaan II - 41).

❖ Tebal Apron

Ketebalan apron data dihitung dengan menggunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$t = 0,1 * (0,6 H_1 + 3h_3 - 1)$$

Dengan :

$$t = \text{ketebalan apron (m)}.$$

b. Tinggi Tembok Tepi (*side wall*)

Tembok tepi dimaksudkan untuk mencegah terjadinya erosi dan longsoran antara main dam dan sub dam yang disebabkan oleh aliran air atau terjunan.

Letak tembok tepi harus berada di sebelah luar dari pengaruh air-air terjun. Elevasi tembok tepi harus diambil sama tinggi dengan sayap subdam sedikit lebih tinggi. Selain itu, elevasi dari dasar tembok tepi sebaiknya dibuat sama dengan elevasi dasar lantai atau bila tidak ada lantai, dibuat sama dengan elevasi dasar main dam.

Formulasi yang digunakan untuk menghitung tembok tepi (*side wall*) adalah sebagai berikut :

$$H_s = (w + h_3 + h_2)$$

Dengan :

$$H_s = \text{tinggi side wall (m)}$$

$$w = \text{tinggi jagaan (m)}$$

$$h_3 = \text{tinggi muka air di atas pelimpah (m)}$$

$$h_2 = \text{tinggi sub dam (m)}$$

Untuk tinggi side wall di sebelah hulusub dam dibuat sama tinggi dengan sub dam.

2.2.4.5. Dimensi Lubang Drainase

Tujuan utama perencanaan *drain hole* adalah untuk mengurangi tekanan air pada main dam. Selain itu *drain hole* dipakai sebagai lubang engaliran pada waktu pelaksanaan pembangunan (Pengaturan dan Perbaikan Sungai, 1984). Sedangkan maksud dari pembuatan lubang drainase menurut Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen (1985) adalah sebagai berikut :

- a. Berfungsi sebagai bangunan pengelak pada waktu pelaksanaan pekerjaan.
- b. Mengurangi tekanan air pada main dam sesudah tempat endapan sediment di hulu dam penuh.
- c. Mengendalikan sediment atau dengan kata lain, aliran sediment ada debit normal data melalui lubang drainase untuk mempertahankan tempat endapan sediment kosong sampai aliran debris atau aliran sediment besar terjadi.

Ukuran lubang drainase biasanya diambil 0,5 ~ 1,0 m (lebar - tinggi) untuk mempertahankan fungsi lubang drainase seperti yang sebelumnya telah dijelaskan.

Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Luas Penampang Lubang Drainase

$$A = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

- Kecepatan Aliran

$$V = C \times \sqrt{g \times b_i}$$

Debit Yang Dialirkan Satu Lubang

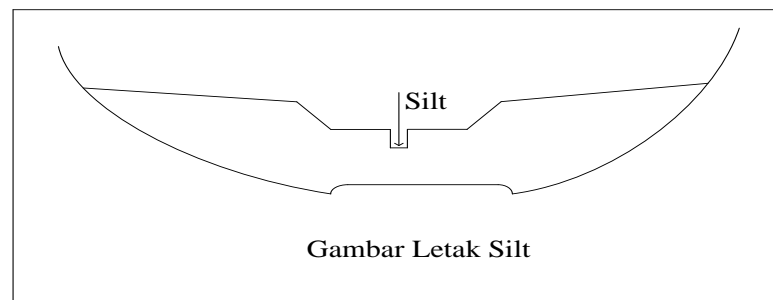
$$Q = A \times V$$

Jadi, jumlah lubang drainase untuk debit dasar adalah :

$$= \frac{10}{Q}$$

2.2.4.6. Dimensi Silt

Pada umumnya, tujuan pembuatan silt adalah agar struktur main dam dapat berfungsi secara efektif. Dalam hal ini, silt adalah semacam celah ada main dam yang berfungsi untuk meloloskan aliran sediment yang tidak untuk ditampung (dengan butiran yang relative kecil). Karena itu, silt pada umumnya hanya direncanakan pada struktur sabo dam type terbuka (*open sabo dam*) yang dikondisikan di hulu sungai.



Sumber : Sabo Design VSTC

Lebar silt secara teoritis dapat dihitung menggunakan formulasi di bawah ini :

$$B = 1,5 \cdot d_{\text{rata}}$$

Dengan :

B = lebar silt (m)

d_{rerata} = diameter rerata butiran sedimen

BAB III METODOLOGI

3.1. Lokasi Studi

Dalam hal ini penulis mengambil lokasi di Kali Nangka Desa Belanting Kecamatan Sambelia Kabupaten Lombok Timur.

3.2. Studi Literatur

Dimana penulis mencari materi dan buku yang berhubungan dengan studi kajian yang dikerjakan demi kesempurnaan laporan.

3.3. Pengumpulan Data

Pengumpulan data untuk kajian ini yaitu sebagai berikut :

1. Observasi ke lapangan untuk mengetahui kondisi lapangan dan pendokumentasian.
2. Data penunjang yang didapat berupa :
 - ✓ Data peta administrasi wilayah layanan
 - ✓ Data curah hujan
 - ✓ Data topografi
 - ✓ Data sedimentasi

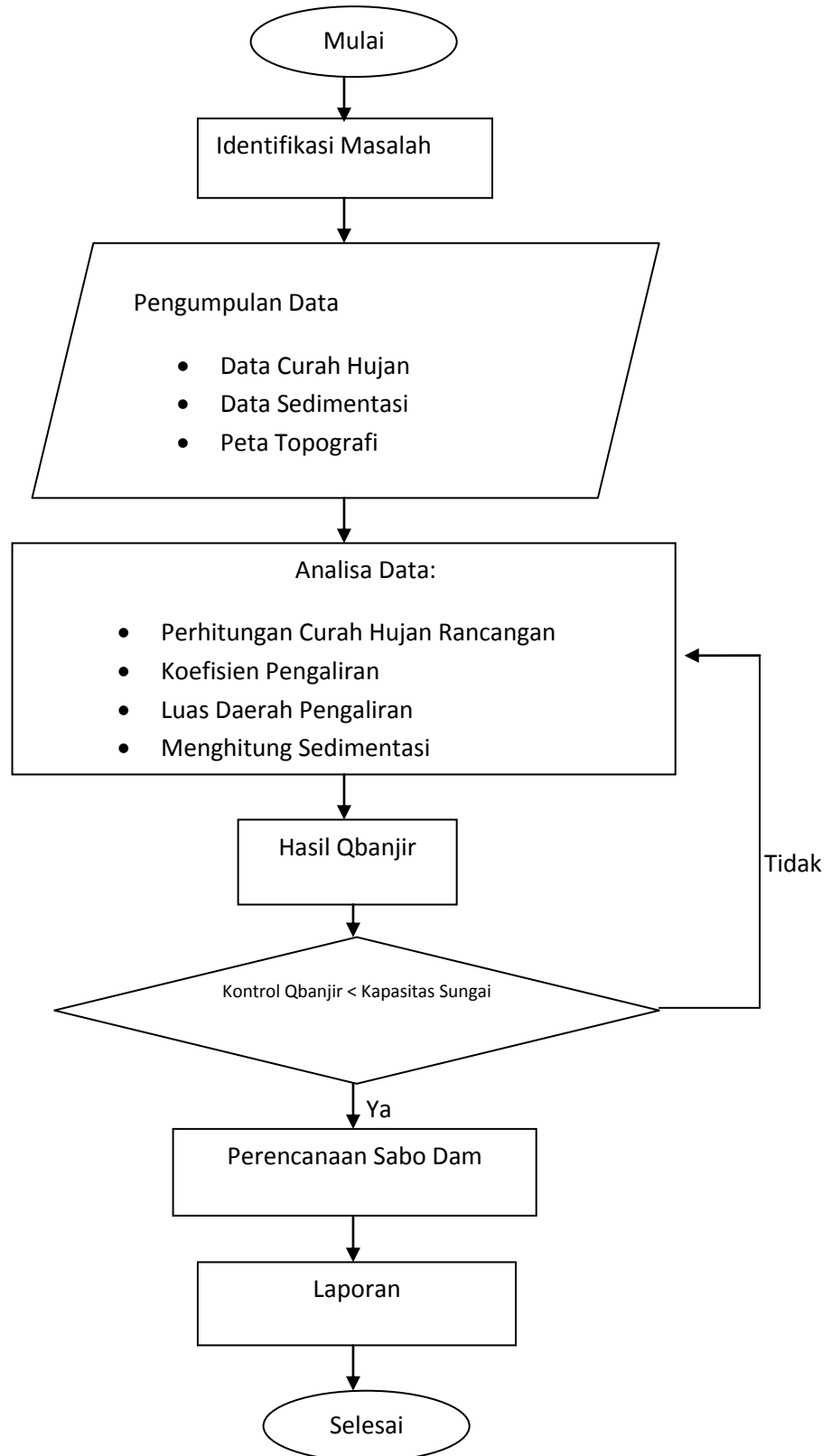
3.4. Metode Pengolahan Data

Untuk menyelesaikan studi ini, langkah-langkah pengolahan data yaitu:

1. Perhitungan hidrologi.
2. Desain pengendali sedimen sungai, untuk mengetahui massa sedimen.
3. Analisis hidraulika untuk mengetahui pada sisi mana terjadi luapan pada alur sungai atau juga dapat digunakan untuk mengetahui dimana terjadi hambatan pada alur sungai sehingga dapat ditentukan dimensi dan perbaikan sungai.
4. Perencanaan detail desain bangunan sabo dam.

Hasil akhir dari studi ini dimana untuk mengendalikan aliran debris perlu direncanakan pembangunan sabo dam

DIAGRAM ALIR



BAB IV ANALISA DATA

4.1. Analisa Hidrologi

Secara umum analisis hidrologi merupakan satu bagian analisis awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidrolis. Pengertian yang terkandung di dalamnya adalah bahwa informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisis hidrologi merupakan masukan penting dalam analisis selanjutnya.

4.2. Curah Hujan Rancana

Berdasarkan hasil pengamatan curah hujan pada Stasiun Sambelia dan Stasiun Sapit yang dianggap mewakili DAS kali Nangka dimana mempunyai luas daerah pengaliran 32,868 km² dengan panjang sungai utama 15,785 km dan didapatkan data curah hujan bulanan maksimum dengan periode pencatatan tahun 2003 – 2012 yang dapat dilihat pada tabel 4.1.

Perhitungan curah hujan rancangan digunakan untuk memprediksi besarnya curah hujan yang terjadi pada waktu kala tertentu, dalam analisa ini dipakai kala ulang 5, 10, 20, dan 50 tahun dengan distribusi Log Person Tipe III. Dimana hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.2.

Data hujan maksimum pada Stasiun Sambelia dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.1. Data Curah Hujan Maksimum Stasiun Sambelia

No.	Tahun	Curah Hujan (mm)
1	2003	90,60
2	2004	100,80
3	2005	70,70
4	2006	110,50
5	2007	44,74
6	2008	60,81
7	2009	33,62
8	2010	43,90
9	2011	55,45
10	2012	106,38

Sumber: Data

Berdasarkan data curah hujan harian maksimum tahunan diatas, maka dapat dihitung besarnya curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Person Type III dan metode EJ Gumbel.

4.2.1.a. Metode Log Person Type III

Metode ini di analisa berdasarkan data dari analisa curah hujan harian maksimum dengan menggunakan metode Poligon Thiessen. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 4.2. dibawah ini.

Tabel 4.2. Perhitungan Curah Hujan Rancangan dengan Log Person Tipe III

No.	Tahun	xi	Log xi	Log xi - Log X	(Log xi - Log X) ²	(Log xi - Log X) ³
0	1	2	3	4	5	6
1	2009	33,62	1,527	-0,296	0,088	-0,02598
2	2010	43,90	1,642	-0,180	0,033	-0,00586
3	2007	44,74	1,651	-0,172	0,030	-0,00510
4	2011	55,45	1,744	-0,079	0,006	-0,0004909
5	2008	60,81	1,784	-0,039	0,00151	-0,00005846
6	2005	70,70	1,849	0,027	0,00071	0,00001889
7	2003	90,60	1,957	0,134	0,0180477	0,0024245566
8	2004	100,80	2,003	0,181	0,033	0,0058978
9	2012	106,38	2,027	0,204	0,042	0,00850
10	2006	110,50	2,043	0,221	0,049	0,01073
Jumlah			18,228		0,299	-0,0099
rerata			1,823			
Si			0,182			
Cs			-0,227			

Sumber : Hasil Perhitungan

1. Curah Hujan Rata – rata :

$$\begin{aligned} \text{Log } \bar{X} &= \frac{\sum \text{Log} X}{n} \\ &= \frac{18.228}{10} \quad \Rightarrow \quad = 1.823 \end{aligned}$$

2. Simpangan Baku :

$$\begin{aligned} S_i &= \sqrt{\frac{\sum (\text{Log} X - \text{Log } \bar{X})^2}{(n-1)}} \\ &= \sqrt{\frac{0,299}{9}} \quad \Rightarrow \quad = 0.182 \end{aligned}$$

3. Koefisien Kepencengan :

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log} X - \text{Log } \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S_i^3}$$

$$= \frac{10 \times 0,0099}{(10-1) \times (10-2) \times 0,182} \Rightarrow = -0.227$$

Pada perhitungan curah hujan rancangan digunakan kala ulang 5, 10, 20, dan 50 tahun dengan peramalan menurut distribusi Log Person Type III adalah $\text{Log } x_T = \text{Log } \bar{X} + G \times Si$. Data pendukung yang dapat digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan dapat dilihat pada tabel 2.1. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut :

1. Kala ulang 5 tahun

$$Cs = -0.227 \quad ; \quad G = 0.851$$

$$\begin{aligned} \text{Log } x_T &= \text{Log } \bar{X} + G \times Si \\ &= 1.823 + 0,851 \times 0,182 \\ &= 1.978 \end{aligned}$$

$$X_{5\text{tahun}} = 95.047 \text{ mm}$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.3. dibawah ini.

Tabel 4.3. Curah hujan Rancangan Dengan Dengan Metode Log Person Type III

Kala Ulang (Tahun)	G	Log X_T	CH Rancangan X_T (mm)
1	2	3	4
5	0,851	1,978	95,047
10	1,254	2,052	112,602
20	1,531	2,102	126,490
50	1,930	2,175	149,534

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.2.b. Metode EJ Gumbel

Dari data curah hujan harian maksimum dengan menggunakan metode Poligon Thiessen, maka dapat digunakan untuk menghitung curan hujan rancangan dengan menggunakan metode EJ Gumbel. Data curah hujan harian maksimum dapat dilihat pada tabel 4.4.

Tabel 4.4. Curah Hujan Harian Maksimum

No.	Tahun	R (mm)
1	2003	90,60
2	2004	100,80
3	2005	70,70
4	2006	110,50
5	2007	44,74
6	2008	60,81
7	2009	33,62
8	2010	43,90
9	2011	55,45
10	2012	106,38

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk analisa parameter – parameter statistik lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 4.5. dibawah ini.

Tabel 4.5. Perhitungan EJ Gumbel

No	Tahun	Xi	Xi - X	(Xi - X) ²
0	1	2	3	4
1	2009	33,62	-38,130	1453,897
2	2010	43,90	-27,850	775,623
3	2007	44,74	-27,010	729,540
4	2011	55,45	-16,300	265,690
5	2008	60,81	-10,940	119,684
6	2005	70,70	-1,050	1,102
7	2003	90,60	18,850	355,323
8	2004	100,80	29,050	843,903
9	2012	106,38	34,630	1199,237
10	2006	110,50	38,750	1501,563
Jumlah		717,500		7245,560
Rerata		71,750		
Si		28,374		

Dari hasil perhitungan diatas, maka diperoleh nilai :

1. Curah hujan rata – rata

$$\begin{aligned}\bar{x} &= \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \\ &= \frac{1}{10} \times 717.500 \quad \Rightarrow \quad = 71.750\end{aligned}$$

2. Standar deviasi

$$\begin{aligned}S &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{7245.560}{(10-1)}} \quad \Rightarrow \quad = 28,374\end{aligned}$$

2. Faktor Frekuensi

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

Dengan :

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

Nilai S_n dapat dilihat pada tabel 2.2. hubungan antara *reduced mean* (Y_n) dengan besarnya sampel n dan Y_n dapat dilihat pada tabel hubungan antara *Reduced Standar Deviation* (S_n) dengan besarnya sampel n . Dari tabel didapatkan:

$n = 10$, maka ;

$Y_n = 0.4952$

$S_n = 0,9497$

Maka Y_T untuk kala ulang 5 tahun :

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

$$= -\ln \left[-\ln \left\{ \frac{6-1}{5} \right\} \right] \Rightarrow = 1,500$$

Faktor Frekuensi untuk kala ulang 5 tahun :

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

$$= \frac{1,500 - 0,4952}{0,9497} \Rightarrow = 1.0580$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.6. dibawah ini.

Tabel 4.6. Perhitungan Reduced Variated dan Faktor Frekuensi

No.	Kala Ulang (tahun)	Reduced Variated (Y_T)	Faktor Frekuensi (K)	X_T
1	5	1,500	1,0580	101,768
2	10	2,250	1,8481	124,188
3	20	2,970	2,6061	145,694
4	50	3,902	3,5872	173,531

Sumber : Hasil Perhitungan

Dengan demikian maka curah hujan rancangan untuk kala ulang 5 tahun adalah :

$$X_{5 \text{ tahun}} = \bar{x} + K.S$$

$$= 71.75 + (1.0580 \times 28.374) \Rightarrow = 101.768 \text{ mm}$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.8. dibawah ini.

Tabel 4.7. Curah Hujan Rancangan Dengan metode EJ Gumbel

Kala Ulang (Tahun)	CH Rancangan X_T (mm)
5	101,768
10	124,188
20	145,694
50	173,531

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.3. Uji Kesesuaian Distribusi

4.1.3.a. Log Person Type III

a. Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Untuk melakukan uji Smirnov-Kolmogorov, data curah hujan harian maksimum tahunan disusun dari angka terkecil ke angka terbesar. Sedangkan untuk menghitung probabilitasnya digunakan rumus :

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

$$= \frac{1}{10+1} \quad \Rightarrow \quad = 0,091$$

$$f(t) = 1,624 \quad ; \quad Pr = 0,948$$

$$P'(x) = 1 - Pr$$

$$= 1 - 0,948 \quad \Rightarrow \quad = 0,052$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.8. dibawah ini.

Tabel 4.8. Pengujian Smirnov-Kolmogorov Pada Probabilitas Log Person Type III

m	Log X	Log x (terurut)	$P_e = [m/(n+1)]$	$f(t) = ((\log x - \log x)/s)$	P_e	P_t	$\Delta (p_e - p_t)$
1	2,093	1,527	0,091	1,624	0,948	0,052	0,039
2	2,032	1,642	0,182	0,989	0,839	0,161	0,020
3	2,050	1,651	0,273	0,944	0,827	0,173	0,100
4	1,931	1,744	0,364	0,433	0,667	0,333	0,031
5	1,941	1,784	0,455	0,213	0,584	0,416	0,039
6	2,200	1,849	0,545	-0,146	0,442	0,558	-0,013
7	1,998	1,957	0,636	-0,737	0,231	0,769	-0,133
8	1,920	2,003	0,727	-0,991	0,161	0,839	-0,112
9	1,895	2,027	0,818	-1,119	0,132	0,868	-0,050
10	1,804	2,043	0,909	-1,210	0,113	0,887	0,022
Rerata, \bar{X}		1,823			Δ Maks.		0,100
Simpangan Baku, s		0,182					

Sumber : Hasil Perhitungan

- Banyak data = 10
- Taraf signifikan (α) = 5 % \Rightarrow = 0,05
- ΔCr = 0,375 (hasil interpolasi)
- Δ Maks = 0,100

Karena Δ Maks < Δ Cr, maka pengujian Smirnov-Kolmogorov pada distribusi Log Person Type III diterima.

Dalam menentukan nilai kritis (Δ Cr) untuk perhitungan diatas, dapat dilihat pada tabel 2.5.

b. Uji Chi Square

Jumlah kelas Distribusi (k) dapat diketahui dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 k &= 1 + (3,322 \times \text{Log } n) \\
 &= 1 + (3,322 \times \text{Log } 10) \\
 &= 4,3 \approx 4
 \end{aligned}$$

Sehingga dapat dibuat 4 kelas distribusi :

$$= \frac{100 \%}{4} \quad \Rightarrow \quad = 25\%$$

Jadi interval yang digunakan adalah : 25 %, 50 %, 75%

Pada pengujian Chi Square terlebih dahulu menentukan nilai Cs yang sebelumnya sudah dihitung, yaitu Cs = -0.227. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut :

1. Interval 75 %

$$Cs = -0.227 ; G = -0,963$$

$$\text{Log } X = \text{Log } \bar{x} + (G \times S)$$

$$= 1,823 + (-0,963 \times 0,182)$$

$$= 1,647$$

$$X = 44,378 \text{ mm}$$

2. Interval 50 %

$$Cs = -0.227 ; G = -0,283$$

$$\text{Log } X = \text{Log } \bar{x} + (G \times S)$$

$$= 1,823 + (-0,283 \times 0,182)$$

$$= 1,771$$

$$X = 59,049 \text{ mm}$$

3. Interval 25 %

$$Cs = -0.227 ; G = 0.322$$

$$\text{Log } X = \text{Log } \bar{x} + (G \times S)$$

$$= 1,823 + (0,322 \times 0,182)$$

$$= 1,881$$

$$X = 76,114 \text{ mm}$$

Tabel 4.9. Pengujian Chi Square pada probabilitas Log Person Type III

No	Kelas	EJ	OJ	EJ-OJ	(EJ-OJ) ²
1	0 - 44,286	2	2,5	-0,5	0,25
2	44,286 - 58,684	4	2,5	1,5	2,25
3	58,684 - 75,697	2	2,5	-0,5	0,25
4	75,697 - @	2	2,5	-0,5	0,25
Jumlah		10	10		3,00

Sumber : Hasil Perhitungan

$$EJ = \frac{\text{banyaknya data}}{\text{jumlah data}} = \frac{10}{4} \Rightarrow = 2,5$$

- Banyaknya data (n) = 10
- Taraf signifikan (α) = 5 %
- Derajat kebebasan (Dk) = kelas – m – 1
= 4 – 2 – 1 \Rightarrow = 1

$$X^2 \text{ standar} = 3,841$$

$$X^2 \text{ hitung} = \frac{\sum(EJ - OJ)^2}{OJ} = \frac{3}{2,5} \Rightarrow = 1,2$$

Karena X^2 hitung < X^2 standar, maka pengujian Chi Square pada distribusi Log Person Type III diterima.

4.1.3. EJ Gumbel

a. Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Untuk melakukan uji Smirnov-Kolmogorov, data curah hujan harian maksimum tahunan disusun dari angka terkecil ke angka terbesar. Sedangkan untuk menghitung probabilitasnya digunakan rumus :

$$P(x) = \frac{m}{n+1} \\ = \frac{1}{10+1} \Rightarrow = 0,091$$

Mencari nilai $P'(x)$:

$$x = 33,62$$

$$x = \bar{x} + (k \times S)$$

$$33,62 = 71,75 + (k \times 28,37)$$

$$k = \frac{71,75 - 33,62}{28,37} \Rightarrow = 1,344$$

$$k = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

$$1,344 = \frac{Y_t - 0,4952}{0,9497}$$

$$Y_t = 0,4952 + (1,344 \times 0,9497) \quad \Rightarrow \quad = 1,771$$

$$P'(x) = 1 - e^{-Y_t}$$

$$= 1 - 2,718^{-2,718^{1,7713}} \quad \Rightarrow \quad = 0,156$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.10. dibawah ini :

Tabel 4.10. Pengujian Smirnov-Kolmogorov Pada Probabilitas EJ Gumbel

m	X	X Terurut	P_e=	K	Yt	Pt	Δ
			(m/(n+1))				Pe-pt
1	90,60	33,62	0,091	1,344	1,771	0,156	-0,065
2	100,80	43,9	0,182	0,982	1,427	0,213	-0,032
3	70,70	44,74	0,273	0,952	1,399	0,219	0,054
4	110,50	55,45	0,364	0,574	1,041	0,298	0,066
5	44,74	60,81	0,455	0,386	0,861	0,345	0,110
6	60,81	70,70	0,545	0,037	0,530	0,445	0,101
7	33,62	90,60	0,636	-0,664	-0,136	0,682	-0,046
8	43,90	100,80	0,727	-1,024	-0,477	0,800	-0,073
9	55,45	101,50	0,818	-1,049	-0,501	0,808	0,010
10	106,38	106,38	0,909	-1,220	-0,664	0,857	0,052
Rerata, X		71,75				Δ Maks.	0,110
Simpangan Baku, s		28,37					

Sumber : Hasil Perhitungan

- Banyak data = 10
- Taraf signifikan (α) = 5 % \Rightarrow = 0,05
- ΔCr = 0,375 (hasil interpolasi)
- Δ Maks = 0,110

Karena Δ Maks < ΔCr , maka pengujian Smirnov-Kolmogorov pada distribusi EJ Gumbel diterima.

b. Uji Chi Square

Jumlah kelas Distribusi (k) dapat diketahui dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} k &= 1 + (3,322 \times \text{Log } n) \\ &= 1 + (3,322 \times \text{Log } 10) \\ &= 4,3 \approx 4 \end{aligned}$$

Sehingga dapat dibuat 5 kelas distribusi :

$$= \frac{100 \%}{4} \quad \Rightarrow \quad = 25\%$$

Jadi interval yang digunakan adalah : 25 %, 25 %, 75%

Pada pengujian Chi Square terlebih dahulu menentukan nilai Y_n dan S_n , dimana nilai $Y_n = 0,4952$ dan $S_n = 0,9497$. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut :

1. Interval 75 %

$$Tr = \frac{100}{75} \quad \Rightarrow \quad = 1,333$$

$$Y_t = -\text{Ln} \left(-\text{Ln} \left(\frac{Tr - 1}{Tr} \right) \right)$$

$$= -\text{Ln}\left(-\text{Ln}\left(\frac{1,333-1}{1,333}\right)\right) \Rightarrow = -0,327$$

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

$$= \frac{(-0,327 - 0,4952)}{0,9497} \Rightarrow = -0,865$$

$$X_t = \bar{X} + (K \times S)$$

$$= 71,75 + (-0,865 \times 28,37) \Rightarrow = 47,197$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.11. dibawah ini.

Tabel 4.11. Batas Kelas Pada Probabilitas EJ Gumbel

No	Pr	Tr	Yt	K	Xt
1	75	1,333	-0,327	-0,865	47,197
2	50	2,000	0,367	-0,136	67,905
3	25	4,000	1,246	0,790	94,178

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.12. Pengujian Chi Square pada probabilitas EJ Gumbel

No.	Batas Kelas	Jumlah Data		EJ-OJ	(EJ-OJ) ²
		EJ	OJ		
1	0 – 47,1965	3	2,5	0,5	0,25
2	47,1965 – 67,9053	2	2,5	-0,5	0,25
3	67,9053 - 94,1782	2	2,5	-0,5	0,25
4	94,1782 – @	3	2,5	0,5	0,25
Jumlah		10	10		1,00

Sumber : Hasil Perhitungan

$$EJ = \frac{\text{banyaknya data}}{\text{jumlah data}} = \frac{10}{4} \Rightarrow = 2,5$$

- Banyaknya data (n) = 10
- Taraf signifikan (α) = 5 %
- Derajat kebebasan (Dk) = kelas – m – 1
= 4 – 1 – 1 \Rightarrow = 2

$$\begin{aligned} X^2 \text{ standar} &= 5,991 \rightarrow \alpha = 5 \% \\ X^2 \text{ hitung} &= \frac{\sum(EJ - OJ)^2}{OJ} = \frac{1,0}{2,5} \Rightarrow = 0,4 \end{aligned}$$

Karena X^2 hitung $<$ X^2 standar, maka pengujian Chi Square pada distribusi EJ

Gumbel diterima.

Tabel 4.13. Perbandingan Curah Hujan Rancangan

Kala Ulang (Tahun)	Log Person III	EJ Gumbel
5	95,047	101,768
10	112,602	124,188
20	126,490	145,694
50	149,534	173,531

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.14. Perbandingan Uji Smirnov-Kolmogorov

Perbandingan	Log Person III	EJ Gumbel
N	10	10
Δ Maks	0,100	0,110
α	5%	5%
Δ Cr	0,375	0,375
Uji Data	Diterima	Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.15. Perbandingan Uji Chi Square

Perbandingan	Log Person III	EJ Gumbel
N	10	10
α	5%	5%
X^2 hitung	1,2	0,4
X^2 standar	3,841	5,991
Uji Distribusi	Diterima	Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan uji distribusi Smirnov-Kolmogorov dan Chi Square pada metode Log Person III dan metode EJ Gumbel dapat diterima. Untuk perhitungan selanjutnya dapat digunakan metode Log Person III sebagai acuan untuk proses analisa selanjutnya, karena pada hasil perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov dengan metode Log Person Type III memiliki Δ Maks lebih kecil dibandingkan metode EJ Gumbel.

4.1.3. Distribusi Hujan Jam –jaman dan Hujan Efektif

4.1.3.1. Distribusi Hujan Jam - jaman

Dalam perhitungan ini, perhitungan kemungkinan curah hujan tiap jamnya dihitung dengan menggunakan rumus (Suyono, 1989) karena curah hujan dianggap terjadi 4 jam dalam sehari :

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

$$T = 1\text{jam} = R_1 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,58 R_{24}$$

$$T = 2\text{jam} R_2 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,37 R_{24}$$

$$T = 3\text{jam} R_3 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,28 R_{24}$$

Maka untuk $R_{24} = 100\%$ di dapatkan hubungan waktu hujan dengan ratio jam ke t yaitu dengan persamaan:

$R_t = t \cdot R_t - (t-1) \cdot R_{(t-1)}$. Dengan memasukkan nilai t pada persamaan di atas akan di dapatkan:

$$1 \text{ jam}, R_1 = 1 \cdot R_1 - (1-1) \cdot R_{(1-1)}$$

$$= 1 \cdot 0,58 R_{24} - 0$$

$$= 0,58 R_{24} \cdot 100\%$$

$$= 58\%$$

$$2 \text{ jam}, R_2 = 2 \cdot R_2 - (2-1) \cdot R_1$$

$$= 2 \cdot 0,37 R_{24} - 1 \cdot 0,58 R_{24}$$

$$= 0,16 R_{24} \cdot 100\%$$

$$= 16\%$$

$$\begin{aligned}
 3 \text{ jam}, R_3 &= 3 \cdot R_3 - (3-1) \cdot R_2 \\
 &= 3 \cdot 0,28 R_{24} - 2 \cdot 0,37 R_{24} \\
 &= 0,1 R_{24} \cdot 100\% \\
 &= 10\%
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4 \text{ jam } R_4 &= 4 \cdot R_4 - (4-1) \cdot R(4-1) \\
 &= 4 \cdot 0,23 R_{24} - 3 \cdot 0,28 R_{24} \\
 &= 0,08 R_{24} \cdot 100\% \\
 &= 8\%
 \end{aligned}$$

Tabel 4.16.
Distribusi Hujan Jam –jaman

No.	Jam ke	Ratio (%)
1	1	58
2	2	16
3	3	10
4	4	8

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.3.2. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran ditentukan berdasarkan tata guna lahan dan tabel koefisien pengaliran yang dapat dilihat pada tabel 2.5. Lokasi perencanaan berada di kabupaten Lombok Timur dengan keadaan tata guna lahannya 65% pemukiman dan 35% sawah dan kebun. Maka koefisien yang akan digunakan dalam perencanaan ini adalah berkisar antara 0,40 – 0,70.

4.1.3.3. Hujan Efektif

Berdasarkan pada hasil perhitungan hujan rencana dengan metode *Log Person III* dan perhitungan distribusi hujann jam – jaman, maka dapaat dihitung hujan efektif dengan dengan menggunakan persamaaan :

$$R_n = C \cdot R$$

$$\text{Curah hujan rancangan 5 tahun} = 95,047$$

$$\text{Koefisien pengaliran} = 0,61$$

Maka :

$$\text{Curah hujan efektif} = 95,047 \times 0,61 = 57,979$$

$$\text{Curah hujan jam-jaman} = 57,979 \times 63\% = 36,524$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.17. dibawah ini.

Tabel 4.17. Perhitungan hujan Efektif

No	Jam ke	Ratio (%)	Distribusi Hujan Jam - jaman (mm)			
			5 Th	10 Th	20 Th	50 Th
1	1	0,63	36,527	50,045	57,466	68,906
2	2	0,16	9,491	13,004	24,479	17,905
3	3	0,11	6,662	9,127	17,181	12,567
4	4	0,0914	5,299	7,260	13,667	9,997
Probabilitas Hujan Harian			95,047	130,223	149,534	179,303
Koefisien Pengaliran			0,61	0,61	0,61	0,61
Hujan Efektif			57,979	79,436	91,216	109,375

Sumber : Hasil perhitungan

4.1.4 Debit Banjir Rancangan

Untuk menentukan debit banjir rancangan pada perencanaan ini dilakukan dengan menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.

4.1.4.1. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Berdasarkan data topografi dan hasil perhitungan maka dapat diketahui data – data sebagai berikut :

$$\text{Luas DAS (A)} = 23,09 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama (L)} = 8,27 \text{ km}$$

$$\text{Koefisien pengaliran (C)} = 0,61$$

$$R_0 = 1,00 \text{ mm (hujan satuan)}$$

1. Menentukan nilai waktu konsentrasi (T_g). Karena $L < 15$ km maka :

$$\begin{aligned} T_g &= 0,27 \times L^{0,7} \\ &= 0,27 \times 8,27^{0,7} \\ &= 1,185 \end{aligned}$$

2. Menentukan nilai T_r yang nilainya antara $0,5 T_g - 1 T_g$

$$\begin{aligned} T_r &= 0,86 \times 1,185 \\ &= 1,0191 \end{aligned}$$

3. Menentukan nilai (T_p) dengan rumus

$$\begin{aligned} T_p &= t_g + 0,8t_r \\ &= 1,185 + (0,8 \times 1,0191) \\ &= 2 \text{ jam} \end{aligned}$$

4. Menentukan nilai $T_{0,3}$

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

$$\begin{aligned} \text{Parameter } \alpha &= \frac{0,47 \times (A.L)^{0,25}}{T_g} \\ &= \frac{0,47 \times (3,09 \times 8,27)^{0,25}}{1,185} \\ &= 1,475 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= 1,475 \times 1,185 \\ &= 1,747 \end{aligned}$$

5. mencari debit puncak (Q_p)

$$Q_p = \frac{A.R_o}{3,6 \times (3.T_p + T_{0,3})}$$

$$= \frac{23,09 \times 1}{3,6 \times 0,3 \times 2 + 1,747}$$

$$= 2,7326 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Menghitung unit hidrograf satuan banjir banjir rancangan dengan menggunakan persamaan – persamaan sebagai berikut :

1. Untuk lengkung naik dengan $0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 2$

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$$

$$= 2,7326 \times \left(\frac{1}{2} \right)^{2,4}$$

$$= 0,444$$

2. Untuk lengkung turun dengan $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 2 \leq t \leq 3,504$

$$Q_{d1} = Q_p \times 0,3 \left(\frac{t-T_p}{T_{0,3}} \right)$$

$$= 2,7326 \times 0,3 \left(\frac{3-2}{1,747} \right)$$

$$= 1,831$$

3. Untuk lengkung turun kedua dengan $(T_p + T_{0,3}) < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}) = 3,504 < t < 5,759$

$$Q_{d2} = Q_p \times 0,3 \left(\frac{t-T_p+0,5 \times T_{0,3}}{1,5 \times T_{0,3}} \right)$$

$$= 2,7326 \times 0,3 \left(\frac{4-2+0,5 \times 1,747}{1,5 \times 1,747} \right)$$

$$= 0,729$$

4. Untuk lengkung turun kedua dengan $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}) = t \geq 6,367$

$$\begin{aligned} Q_{d3} &= Q_p \cdot 0,3 \left(\frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}} \right) \\ &= 2,7326 \times 0,3 \left(\frac{6 - 1 + 1,5 \times 1,504}{2 \times 1,504} \right) \\ &= 0,197 \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.18. dibawah ini.

Tabel; 4.18. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

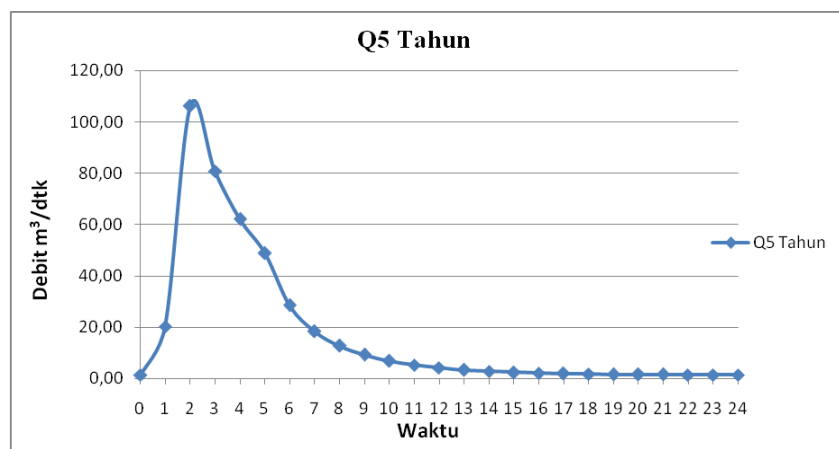
t (Jam)	Qa	Qd1	Qd2	Qd3
0	0,00000			
1	0,51774			
2	2,73263			
3		1,37185		
4			0,72988	
5			0,46104	
6			0,29122	
7				0,19780
8				0,14015
9				0,09930
10				0,07036
11				0,04985
12				0,03532
13				0,02503
14				0,01773
15				0,01256
16				0,00890
17				0,00631
18				0,00447
19				0,00317
20				0,00224
21				0,00159
22				0,00113
23				0,00080
24				0,00057

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.19. Ordinat Banjir Rancangan 5 Tahun

ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 5 TAHUN							
t (Jam)	Q (m ³ /detik)	CURAH HUJAN JAM- JAMAN				Base Flow (Qf)	Q Banjir (m ³ /detik)
		R1	R2	R3	R4		
		36,527	9,491	6,662	5,299		
0	0,00000	0,000				1,400	1,400
1	0,51774	18,911	0,000			1,400	20,311
2	2,73263	99,814	4,914	0,000		1,400	106,127
3	1,37185	50,109	25,936	3,449	0,000	1,400	80,894
4	0,72988	26,660	13,020	18,204	2,744	1,400	62,028
5	0,46104	16,840	6,927	9,139	14,481	1,400	48,787
6	0,29122	10,637	4,376	4,862	7,270	1,400	28,545
7	0,19780	7,225	2,764	3,071	3,868	1,400	18,328
8	0,14015	5,119	1,877	1,940	2,443	1,400	12,780
9	0,09930	3,627	1,330	1,318	1,543	1,400	9,218
10	0,07036	2,570	0,942	0,934	1,048	1,400	6,894
11	0,04985	1,821	0,668	0,662	0,743	1,400	5,293
12	0,03532	1,290	0,473	0,469	0,526	1,400	4,158
13	0,02503	0,914	0,335	0,332	0,373	1,400	3,354
14	0,01773	0,648	0,238	0,235	0,264	1,400	2,785
15	0,01256	0,459	0,168	0,167	0,187	1,400	2,381
16	0,00890	0,325	0,119	0,118	0,133	1,400	2,095
17	0,00631	0,230	0,084	0,084	0,094	1,400	1,893
18	0,00447	0,163	0,060	0,059	0,067	1,400	1,749
19	0,00317	0,116	0,042	0,042	0,047	1,400	1,647
20	0,00224	0,082	0,030	0,030	0,033	1,400	1,575
21	0,00159	0,058	0,021	0,021	0,024	1,400	1,524
22	0,00113	0,041	0,015	0,015	0,017	1,400	1,488
23	0,00080	0,029	0,011	0,011	0,012	1,400	1,462
24	0,00057	0,021	0,008	0,008	0,008	1,400	1,444

Sumber : Hasil perhitungan

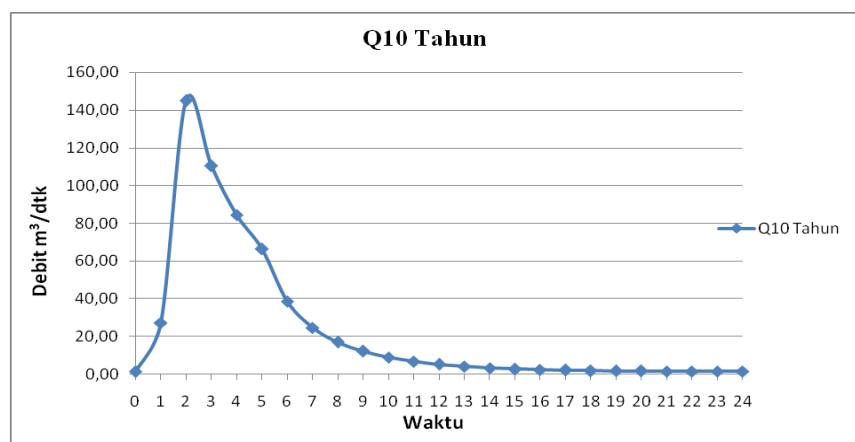


Gambar 4.1. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Tabel 4.20. Ordinat Banjir Rancangan 10 Tahun

ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 10 TAHUN							
t (Jam)	Q (m ³ /detik)	CURAH HUJAN JAM- JAMAN				Base Flow (Q _f)	Q Banjir (m ³ /detik)
		R1	R2	R3	R4		
		50,045	13,004	9,127	7,260		
0	0,00000	0,000				1,400	1,400
1	0,51774	25,910	0,000			1,400	27,310
2	2,73263	136,754	6,732	0,000		1,400	144,886
3	1,37185	68,654	35,534	4,725	0,000	1,400	110,313
4	0,72988	36,527	17,839	24,941	3,759	1,400	84,466
5	0,46104	23,073	9,491	12,521	19,840	1,400	66,325
6	0,29122	14,574	5,995	6,662	9,960	1,400	38,591
7	0,19780	9,899	3,787	4,208	5,299	1,400	24,593
8	0,14015	7,014	2,572	2,658	3,347	1,400	16,991
9	0,09930	4,970	1,822	1,805	2,114	1,400	12,112
10	0,07036	3,521	1,291	1,279	1,436	1,400	8,928
11	0,04985	2,495	0,915	0,906	1,018	1,400	6,734
12	0,03532	1,768	0,648	0,642	0,721	1,400	5,179
13	0,02503	1,252	0,459	0,455	0,511	1,400	4,078
14	0,01773	0,887	0,325	0,322	0,362	1,400	3,297
15	0,01256	0,629	0,231	0,228	0,256	1,400	2,744
16	0,00890	0,446	0,163	0,162	0,182	1,400	2,352
17	0,00631	0,316	0,116	0,115	0,129	1,400	2,075
18	0,00447	0,224	0,082	0,081	0,091	1,400	1,878
19	0,00317	0,158	0,058	0,058	0,065	1,400	1,739
20	0,00224	0,112	0,041	0,041	0,046	1,400	1,640
21	0,00159	0,080	0,029	0,029	0,032	1,400	1,570
22	0,00113	0,056	0,021	0,020	0,023	1,400	1,521
23	0,00080	0,040	0,015	0,015	0,016	1,400	1,485
24	0,00057	0,028	0,010	0,010	0,012	1,400	1,460

Sumber : Hasil perhitungan

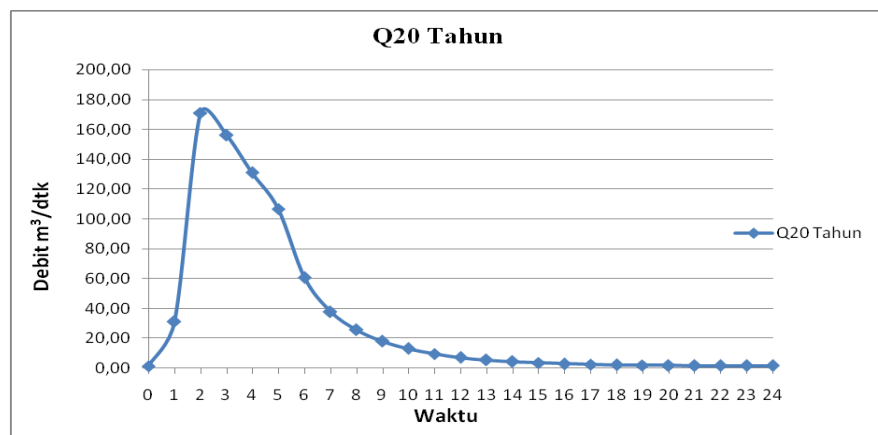


Gambar 4.2. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Tabel 4.21. Ordinat Banjir Rancangan 20 Tahun

ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 20 TAHUN							
t (Jam)	Q (m ³ /detik)	CURAH HUJAN JAM- JAMAN				Base Flow (Q _f)	Q Banjir (m ³ /detik)
		R1	R2	R3	R4		
		57,466	24,479	17,181	13,667		
0	0,00000	0,000				1,400	1,400
1	0,51774	29,752	0,000			1,400	31,152
2	2,73263	157,033	12,674	0,000		1,400	111,844
3	1,37185	78,834	66,891	8,895	0,000	1,400	96,021
4	0,72988	41,943	33,581	46,951	7,076	1,400	85,951
5	0,46104	26,494	17,867	23,570	37,348	1,400	73,679
6	0,29122	16,735	11,286	12,540	18,750	1,400	60,711
7	0,19780	11,367	7,129	7,921	9,976	1,400	37,793
8	0,14015	8,054	4,842	5,004	6,301	1,400	25,601
9	0,09930	5,706	3,431	3,399	3,980	1,400	17,916
10	0,07036	4,043	2,431	2,408	2,703	1,400	12,985
11	0,04985	2,865	1,722	1,706	1,915	1,400	9,609
12	0,03532	2,030	1,220	1,209	1,357	1,400	7,216
13	0,02503	1,438	0,865	0,857	0,962	1,400	5,521
14	0,01773	1,019	0,613	0,607	0,681	1,400	4,320
15	0,01256	0,722	0,434	0,430	0,483	1,400	3,469
16	0,00890	0,512	0,308	0,305	0,342	1,400	2,866
17	0,00631	0,362	0,218	0,216	0,242	1,400	2,439
18	0,00447	0,257	0,154	0,153	0,172	1,400	2,136
19	0,00317	0,182	0,109	0,108	0,122	1,400	1,921
20	0,00224	0,129	0,078	0,077	0,086	1,400	1,769
21	0,00159	0,091	0,055	0,054	0,061	1,400	1,662
22	0,00113	0,065	0,039	0,039	0,043	1,400	1,585
23	0,00080	0,046	0,028	0,027	0,031	1,400	1,531
24	0,00057	0,032	0,020	0,019	0,022	1,400	1,493

Sumber : Hasil perhitungan

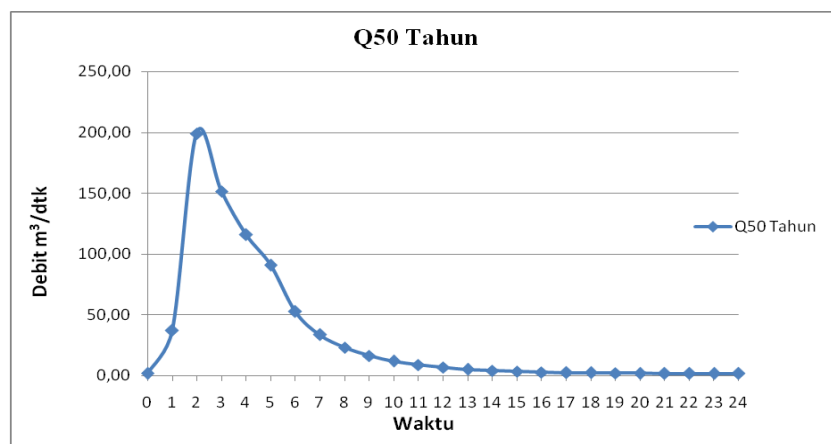


Gambar 4.3. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Tabel 4.22. Ordinat Banjir Rancangan 50 Tahun

ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 50 TAHUN							
t (Jam)	Q (m ³ /detik)	CURAH HUJAN JAM- JAMAN				Base Flow (Q _f)	Q Banjir (m ³ /detik)
		R1	R2	R3	R4		
		68,906	17,905	12,567	9,997		
0	0,00000	0,000				1,400	1,400
1	0,51774	35,675	0,000			1,400	37,075
2	2,73263	188,295	9,270	0,000		1,400	129,252
3	1,37185	94,529	48,927	6,506	0,000	1,400	81,649
4	0,72988	50,294	24,562	34,341	5,176	1,400	60,230
5	0,46104	31,768	13,068	17,240	27,318	1,400	50,135
6	0,29122	20,067	8,255	9,173	13,714	1,400	52,608
7	0,19780	13,630	5,214	5,794	7,297	1,400	33,335
8	0,14015	9,657	3,542	3,660	4,609	1,400	22,868
9	0,09930	6,843	2,509	2,486	2,911	1,400	16,149
10	0,07036	4,848	1,778	1,761	1,977	1,400	11,765
11	0,04985	3,435	1,260	1,248	1,401	1,400	8,744
12	0,03532	2,434	0,893	0,884	0,993	1,400	6,603
13	0,02503	1,725	0,632	0,626	0,703	1,400	5,087
14	0,01773	1,222	0,448	0,444	0,498	1,400	4,012
15	0,01256	0,866	0,317	0,315	0,353	1,400	3,251
16	0,00890	0,613	0,225	0,223	0,250	1,400	2,711
17	0,00631	0,435	0,159	0,158	0,177	1,400	2,329
18	0,00447	0,308	0,113	0,112	0,126	1,400	2,058
19	0,00317	0,218	0,080	0,079	0,089	1,400	1,866
20	0,00224	0,155	0,057	0,056	0,063	1,400	1,731
21	0,00159	0,110	0,040	0,040	0,045	1,400	1,634
22	0,00113	0,078	0,028	0,028	0,032	1,400	1,566
23	0,00080	0,055	0,020	0,020	0,022	1,400	1,518
24	0,00057	0,039	0,014	0,014	0,016	1,400	1,483

Sumber : Hasil perhitungan



Gambar 4.4. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayas

4.3. Analisa Kontrol Aliran Massa Sedimen

Sasaran dari pekerjaan sabo adalah semua material pasir, kerikil maupun batu-batu berbagai ukuran yang ada di hulu “sabo basic point”, baik yang berada di palung sungai, tebing sungai maupun bukit-bukit yang diperkirakan akan longsor atau runtuh. Daerah tempat material ini berada disebut sebagai daerah sumber produksi sedimen. Dalam perencanaan pekerjaan Sabo, dikenal kriteria banjir sedimen tahunan dan banjir massa sedimen. Banjir sedimen tahunan adalah material sedimen, baik pasir, kerikil maupun batu berukuran kecil sampai sedang yang terangkut oleh aliran banjir tahunan dan biasanya terjadi 2 sampai 3 kali dalam setahun. Kuantitas angkutan sedimen sangat tergantung pada kondisi daerah sumber produksi sedimen. Di daerah aliran sungai di sekitar gunung api aktif, abjir sedimen tahunan dapat sangat besar, khususnya beberapa waktu setelah terjadi letusan. Demikian juga, di daerah aliran sungai yang kritis atau gundul tanpa vegetasi penutup yang rapat, angkutan sedimen tahunannya relative cukup besar.

Banjir massa sedimen adalah material sedimen, baik berupa pasir, kerikil maupun batu berukuran kecil sampai besar yang bergerak bersama aliran banjir dengan kuantitas yang sangat besar disebabkan oleh banjir 25, 30, atau 50 tahunan. Banjir massa sedimen semacam ini sangat merusak lingkungan disekitarnya dan selalu menimbulkan bencana.

4.3.1. Volume Sedimen Sekali Banjir

Dengan memasukkan unsur hidrologi dan mempertimbangkan persamaan konsentrasi massa, debit puncak aliran debris dapat dihitung menggunakan rumus Ashida dkk. (1981). [Sumber : Pd T-18-2004-A].

$$Q_t = \frac{2}{3,6} \left(f_2 \times A_2 + f_1 \frac{C_d}{C_* - C_d} A_1 \right) I_{30}$$

Dengan :

Q_t = debit puncak aliran (m³/dt).

f_1, f_2 = koefisien aliran limpasan

A_1 = catchment area di daerah terjadinya debris (km²)

A_2 = catchment area daerah lainnya (km²)

I_{30} = intensitas curah hujan selama 30 menit (mm).

C_d = konsentrasi sedimen aliran debris.

Volume sedimen yang dapat diangkut dalam satu kali banjir debris maupun aliran hiperkonsentrasi dapat diprediksi dengan mempergunakan rumus empiris dari Mizuyama (1988) sebagai berikut :

$$V_{ec} = \frac{R_{24} \times A \times 10^3}{1 - \lambda} \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) f_r$$

dengan :

λ = void rasio ($\pm 0,40$).

f_r = koefisien koreksi aliran, hasil penelitian di Kali Boyong wilayah gunung Merapi nilai $f_r = 0,3 - 0,7$; apabila tidak ada data maka dianggap = 1

A = catchment area (km²).

V_{ec} = volume sedimen yang dapat diangkut oleh aliran (m³)

C_d = konsentrasi sedimen aliran debris.

R24 = curah hujan harian maksimum (mm).

Untuk mengetahui tipe aliran debris atau aliran hiperkonsentrasi yang ada pada alur sungai dapat dibedakan berdasarkan kemiringan dasar sungai dan tinggi aliran relatif.

- (1). Aliran debris terjadi apabila kemiringan dasar sungai lebih besar atau sama dengan kemiringan dasar kritis ($\text{tg } \theta \geq \text{tg } \theta_d$) dapat dihitung menggunakan rumus Takahashi dkk. (1988).

$$\text{tg } \theta_d = \frac{C^* (\rho_s - \rho_w)}{C^* (\rho_s - \rho_w) + \rho_w \left(1 + \frac{1}{K}\right)} \text{tg } \phi$$

dengan :

ρ_s = rapat masa material (ton/m³)

ρ_w = rapat masa air (ton/m³)

k = nilai koefisien eksperimen (0,85 – 1)

Φ = sudut geser dalam statis (°)

C^* = konsentrasi sedimen pada dasar sungai (= 0,6)

- (2). Aliran sedimen hiperkonsentrasi terjadi pada kondisi $\text{tg } \theta_h < \text{tg } \theta < \text{tg } \theta_d$ (kemiringan dasar sungai lebih landai daripada kemiringan kritik terjadinya aliran debris akan tetapi lebih besar atau sama dengan kemiringan dasar kritik untuk aliran hiperkonsentrasi)

$$\text{tg } \theta_n = \frac{C^* (\rho_s - \rho_w)}{C^* (\rho_s - \rho_w) + \rho_w \left(1 + \frac{h_c}{d}\right)} \text{tg } \phi$$

dengan :

h_o = tinggi aliran (m)

d = diameter material dasar (m)

C^* = konsentrasi sedimen pada dasar sungai (= 0,6)

Pada aliran debris, gerakan kolektif partikel dianggap memenuhi seluruh kedalaman aliran, sehingga konsentrasi sedimen (C_d) dianggap sama untuk seluruh kedalaman. Konsentrasi sedimen aliran debris dapat dihitung menggunakan rumus Takahashi dkk. (1988).

$$C_d = \frac{\rho_w \times \text{tg} \theta}{\rho_s - \rho_w} \text{tg} \varphi$$

dengan :

$\text{tg} \theta$ = kemiringan alur ($^\circ$)

C^* = konsentrasi sedimen pada dasar sungai (= 0,6)

Apabila hasil penghitungan C_d lebih dari $0,9 C^*$, C_d diambil $0,9 C^*$ dan apabila C_d lebih kecil dari $0,3$ maka diambil $0,3$.

Pada aliran hiperkonsentrasi gerakan kolektif partikel tidak terjadi pada seluruh kedalaman aliran, melainkan terjadi hanya pada sebagian kedalaman aliran sehingga konsentrasi sedimen (C_d) akan berbeda pada tiap kedalaman aliran. Besarnya konsentrasi sedimen dipengaruhi oleh kemiringan dasar sungai ($\text{tg} \theta$). Konsentrasi sedimen dapat dihitung menggunakan rumus Mizuyama.(1988).

$$C_d = \frac{11,85 \times \text{tg}^2 \theta}{1 + 11,85 \times \text{tg}^2 \theta} \text{tg} \varphi$$

➤ **Perhitungan Volume Sedimen Dalam Sekali Banjir Akibat Hujan Rencana (Vec) DTA Sabodam Kontrol**

DATA PERHITUNGAN :

A	=	23.09	Km ²
R ₂₄	=	194.007	mm
Q _p	=	129.252	m ³ /det
Q _p	=	45.929	
Ø	=	35 ⁰	
i _{rata-rata}	=	0.1391	, maka
ρ _s	=	2750	Kg/m ³
ρ _w	=	1000	Kg/m ³
K _v	=	0.40	
C*	=	0.60	
k	=	0.9	
N	=	0.060	
m _s	=	0.10	
B	=	60.00	m

4.3.2. Analisa Faktor Imbangan Sedimen

Analisis faktor imbangan sedimen digunakan untuk mengetahui volume imbangan Sedimen, yang berpengaruh terhadap fasilitas bangunan sabo. Rumus yang digunakan adalah:

$$V_e = V_{ec} - (V_{se} + V_s)$$

V_e = Volume kelebihan sedimen

V_{ec} = Volume sedimen sekali banjir akibat hujan rencana

V_{se} = Volume tampungan mati

V_s = Kapasitas massa sedimen debris pada sabo dam

- ✓ Dengan panjang sungai (L) = 61.88 m.
- ✓ Elevasi atas = + 231.10 m
- ✓ Elevasi bawah = + 225.88 m
- ✓ Lebar penampang Sungai rata-rata = 114.50
- ✓ $N = 11.84 = 12$

Perhitungan:

$$\begin{aligned} L &= 2 \times n \times h \\ &= 2 \times 12 \times 9 = 201.36 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L^1 &= 3 \times 12 \times 9 \\ &= 302.04 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{2} \times H \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 9 \times 61.88 = 855.78 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum A &= A_1 + A_2 \\ &= \frac{1}{2} \times H \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 9 \times 302.04 \\ &= 1283.68 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$A_2 = 427.89 \text{ m}^2$$

$$V_s = 146,980.82 \text{ m}^3$$

4.3.3. Faktor Imbangan Sedimen Sabo Dam

➤ Diketahui :

$$H = 8.00 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi atas} = + 166,70 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi bawah} = + 154,18 \text{ m}$$

$$L \text{ sungai} = 312,95 \text{ m}$$

$$B = 65,00 \text{ m}$$

Perhitungan :

$$N = 25,00 \text{ m}$$

$$L = 2 \times n \times H$$

$$= 2 \times 25 \times 8 = 399,96 \text{ m}$$

$$L' = 3 \times n \times H$$

$$= 3 \times 25 \times 8 = 599,94 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \times H \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 8 \times 312,95 = 1599.85 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A = A_1 + A_2$$

$$= \frac{1}{2} \times H \times L'$$

$$= \frac{1}{2} \times 8 \times 599.94 = 2399.77 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 799.92 \text{ m}^2$$

$$V_s = 155985.05 \text{ m}^3$$

4.3.4. Debit dan Volume Aliran Debris

Kandungan sedimen terbesar terjadi pada saat puncak banjir. Debit puncak aliran Debris berdasarkan hubungan antara debit puncak limpasan dan kandungan sedimen nya ditunjukkan sebagai berikut :

$$Q_d = \alpha \times Q_p$$

$$\alpha = C^* / C^* - C$$

dimana =

Q_d = Debit puncak aliran debris (m^3/det)

Q_p = Debit puncak limpasan (m^3/det)

α = Koefisien kandungan sedimen

C^* = Konsentrasi volumetrik sedimen pada endapan aliran debris

C_d = Konsentrasi volumetrik sedimen pada aliran debris yang bergerak

Data Perhitungan :

$$A = 23.09 \text{ km}^2 \text{ (Luas DAS)}$$

$$Q_p = 129.252 \text{ m}^3/det$$

$$C^* = 0.60$$

$$C_d = 0.30$$

Perhitungan :

- **Debit Puncak Aliran Debris**

$$Q_d = (C^* / (C^* - C_d)) \times Q_p$$

$$= (0.60 / (0.60 - 0.30)) \times 129.252 = 258.504 \text{ m}^3/det$$

- **Volume Aliran Debris**

$$V_d = 500 \times Q_d$$

$$= 500 \times 258.504 = \mathbf{129251.790 \text{ m}^3}$$

- **Lebar maksimum Aliran Debris**

$$Bd = \varepsilon \times Qp^{0.5}$$

$$= 5 \times 129.252^{0.5} = 56.844 \text{ m}$$

4.4. Perencanaan Bangunan Sabo Dam

Untuk menanggulangi masalah banjir Debris di Kali Nangka ini, direncanakan akan Dibangun Sabo dam dengan pasangan batu kali. Pekerjaan tipe pasangan batu lebih efektif jika dibandingkan dengan tipe beton.

4.4.1. Perencanaan detail Desain Banguna Sabo Dam

▪ Dimensi Peluap

Debit rencana yang melalui pelimpah trapesium sabo dam terdapat 50% campuran sedimen.

$$Qd = (1 + Cd) \times Qp$$

$$= (1 + 0.30) \times 129.252 = 168.027 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tinggi muka air diatas pelimpah

$$Q = 2 / 15 \times C \times \sqrt{2.g} \times (3 \times B1 + 2.B2) h1^{3/2}$$

$$= 2/15 \times C \times \sqrt{2.g} \times (5.B1 + 2 h1m1 + 2h1m2) \times h1^{3/2}$$

$$129.252 = 2 / 15 \times 0.6 \times (2 \times 9.81)^{0.5} \times (5 \times 58.0 + 2 \times h1 \times 0.5 + 2 \times h1 \times 0.5) \times h1^{3/2}$$

Maka tinggi muka air banjir yang melalui pelimpah trapesium adalah

$$H1 = 1.075 \text{ m}$$

$$= 1.00 \text{ m}$$

▪ Lebar Muka Air Banjir

$$B2 = B1 + h1 (m1 + m2)$$

$$= 58.00 + 1.20 \times (0.50 + 0.50) = 59.20 \text{ m}$$

Tabel 4.23. Matrik Perbandingan Keuntungan dan Kerugian Tipe Konstruksi Dam Sabo Sungai Nangka

Tipe Konstruksi Tinjauan	Pasangan Batu	Beton
Kontrol Stabilitas Konstruksi Bangunan (Main Dam & Sub Dam)	Aman terhadap : - Guling - Geser - Gaya Dukung -> Teg.Min&Max	Aman terhadap : - Guling - Geser - Gaya Dukung -> Teg.Min&Max
Turunnya tanah pondasi	Tidak baik , Begitu turun akan rusak, dan tidak berfungsi	Tidak baik , Begitu turun akan rusak, dan tidak berfungsi
Tekanan hidrostatik karena tanah	Perlu suling-suling pelepas tekanan, pada beberapa kasus hal ini yang menyebabkan kegagalan konstruksi	Perlu suling-suling pelepas tekanan, pada beberapa kasus hal ini yang menyebabkan kegagalan konstruksi
Pelaksanaan dewatering	Sulit , karena mutu konstruksi sangat tergantung pada kondisi ini → dengan Cover dam	Sulit , karena mutu konstruksi sangat tergantung pada kondisi ini → dengan Cover dam
Pelaksanaan kualitas	Sulit , pengawasannya mulai dari ketebalannya, campuran mortar, sampai ke acara pemasangannya → Perlu pengawasan intensif	Sulit , pengawasannya mulai dari ketebalannya, campuran mortar, sampai ke acara pemasangannya → Perlu pengawasan intensif
Harga	Relatif Murah	Relatif Mahal
Keamanan karena pengaruh sepek	Cukup aman karena tipe bangunannya bersifat permanen	Cukup aman karena tipe bangunannya bersifat permanen

Sumber : Data

Tabel 4.24. Tinggi Jagaan Pada Peluap

Tinggi jagaan (m ³ /det)	50	50- 100	100- 200	200-500	500-2000
Tinggi jagaan (meter)	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50

Sumber : Data

Maka berdasarkan ketentuan diatas, dipilih nilai tinggi jagaan Sabo Dam

H₂= 1.00 m (standar)

inggi Puncak Sabo dam dari pelimpah

- $H_c = h_1 + h_2$
 $= 1.00 + 1.00 = 2.00 \text{ m}$

- Lebar atas pelimpah
 $B_2 = B_1 + H_c (m_1+m_2)$
 $= 58.00 + 2.00 (0.50 +0.50) = 60.00 \text{ m}$

Diamtere maksimum material pada aliran debris adalah 1.00 dipilih nilai terbesar antara H_c dan d sehingga tinggi pelimpah terbuka adalah 2.00 m.

✚ Cek tinggi pelimpah dengan debit puncak aliran debris yang melalui pelimpah.

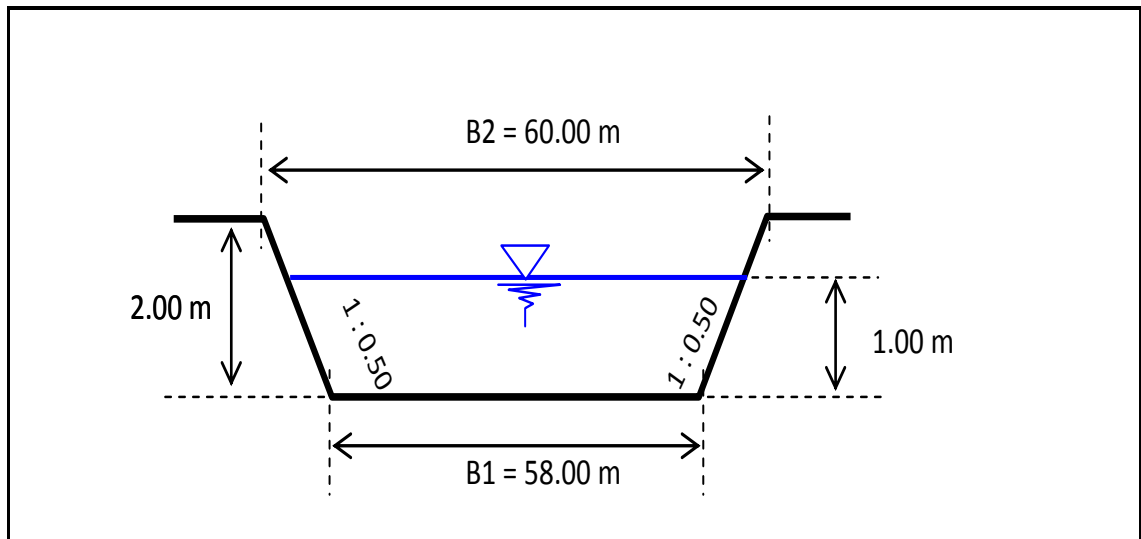
$$H_f = ((n \cdot Qd) / (B \sin \theta)^{1/2})^2 \times^{3/5}$$

$$= (2 \times 0.025 \times 258.504) / (58.00 \times \sin 2.291^{0.5})^{3/5}$$

$$= 0.704 \text{ m}$$

Maka =

$$2.00 < 0.704 \text{ OK.}$$



Gambar 4.5. Penampang Melintang pelimpah Trapesium tipe sabo dam terbuka

4.4.2. Ketebalan ambang pelimpah Sabo Dam

Dari ketentuan ketebalan ambang pelimpah sabo dam dengan jenis material dasar Sungai

Tabel B. 2 Penentuan lebar mercu

Lebar mercu : b	1,50 – 2,00 meter	3,00 – 4,00 meter
Sedimen	Pasir dan kerikil atau kerikil dan batu – batu kecil	Batu – batu besar
Sifat hidarulik aliran	Gerakan mandiri (lepas)	Gerakan massa (<i>debris flow</i>)

Maka berdasarkan ketentuan di atas, dipilih nilai ketebalan ambang pelimpah Sabo Dam :

$$w = 2.00 \text{ m (standart)}$$

Lebar efektif pelimpah

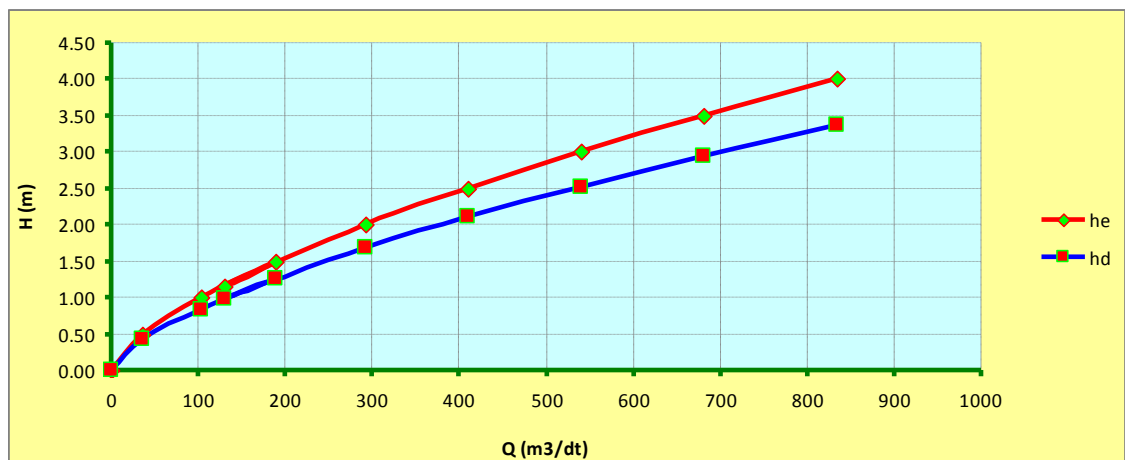
$$\begin{aligned}
 2.(np.Kp + Ka) &= 2 \times (0 \times 0.01 + 0.10) \\
 &= 0.20 \\
 Be &= B_1 - 2.(np.Kp + Ka).h_e \\
 &= 58.00 - 2 \times (0 \times 0.01 + 0.10) \times h_e \\
 &= 58.00 - 0.20 \times h_e
 \end{aligned}$$

Tinggi energi (tekanan total) diatas mercu

$$Q = \frac{2}{15} \times C \times \sqrt{2.g} \times (3.Be + 2.B_2) \times h_e^{3/2}$$

Tabel 4.25. Lengkung Debit di atas pelimpah Sabo Dam

No	he	hd	Be	A	v	Fr	Jenis Aliran	Q
	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m)			(m ³ /dt)
1	0.00	0.00	58.00	0.00	0.000	0.000	Tidak ada aliran	0.000
2	0.50	0.42	57.90	29.08	1.252	0.617	Aliran Sub Kritis	36.395
3	1.00	0.84	57.80	58.30	1.769	0.616	Aliran Sub Kritis	103.118
4	1.50	1.26	57.70	87.68	2.164	0.615	Aliran Sub Kritis	189.764
5	1.16	0.98	57.77	67.81	1.906	0.616	Aliran Sub Kritis	129.252
6	2.00	1.68	57.60	117.20	2.497	0.615	Aliran Sub Kritis	292.663
7	2.50	2.10	57.50	146.88	2.790	0.614	Aliran Sub Kritis	409.709
8	3.00	2.52	57.40	176.70	3.053	0.613	Aliran Sub Kritis	539.497
9	3.50	2.95	57.30	206.68	3.295	0.613	Aliran Sub Kritis	681.004
10	4.00	3.37	57.20	236.80	3.520	0.612	Aliran Sub Kritis	833.445



Gambar 4.6. Lengkung Debit di atas pelimpah Sabo Dam

Profil Muka Air diatas Mercu

Unsur-unsur geometris pada aliran di pelimpah

$$\begin{aligned} A &= (B_e + m \cdot h) \times h \\ &= (57.77 + 0.50xh) \times h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= B_e + 2 \cdot m \cdot h \\ &= 57.77 + 2 \times 0.50 \times h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= B_e + 2 \cdot h \cdot (1+m^2)^{0.5} \\ &= 57.77 + 2 \times h(1+0.50^2)^{0.5} \end{aligned}$$

Kedalaman kritis di atas pelimpah

$$\begin{aligned} 1.00 &= \frac{Q^2 \cdot T}{g \cdot A^3} \\ 1.00 &= \frac{129.252^2 \times (57.77 + 2 \times 0.50 \times Y_c)}{9.81 \times [(57.77 + 0.50 \times Y_c) \times Y_c]^3} \end{aligned}$$

$$h_c = 0.797 \text{ m}$$

jika nilai :

$$h_v = 0.185 \text{ m}$$

$$h_e = 1.162 \text{ m}$$

maka

$$\begin{aligned} h_v/h_e &= 0.185/1.162 \\ &= 0.159 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= (h_v/h_e) - 0.208 \\ &= \frac{0.159 - 0.208}{1} \\ &= -0.049 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= -0.425 + 0.25(h_v/h_e) \\ &= -0.425 + 0.25 \times 0.159 \\ &= -0.385 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= 0.411 - 1.603(h_v/h_e) - [1.568(h_v/h_e)^2 - 0.892(h_v/h_e) + 0.127]^{0.5} \\ &= 0.411 - 1.603 \times 0.159 - [1.568 \times 0.159^2 - 0.892 \times 0.159 + 0.127]^{0.5} \\ &= -0.002 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 0.150 - 0.45(h_v/h_e) \\ &= 0.150 - 0.45 \times 0.159 \\ &= 0.078 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= 0.57 - 0.02(10 \cdot m)^2 \times \text{EXP}(10 \cdot m) \\ &= 0.57 - 0.02 \times (10 \times -0.049)^2 \times \text{EXP}(10 \times -0.049) \\ &= 0.567 \end{aligned}$$

Persamaan luapan tirai atas di mercu Sabo Dam

$$Y/he = A.(X/he)^2 + B.(X/he) + C + D$$

$$Y/1.162 = -0.385(X/1.162)^2 + -0.002(X/1.162) + 0.078 + 0.567$$

Tabel 4.26. Profil luapan tirai atas di mercu Sabo Dam

No	X	Y
1	0.0	0.750
2	1.0	0.417
3	2.0	-0.579
4	3.0	-2.238
5	4.0	-4.559
6	5.0	-7.544
7	6.0	-11.191
8	7.0	-15.501
9	7.1	-15.773

Perhitungan tirai luapan bawah menggunakan prinsip pada mercu ogee yang mempertimbangkan nilai gesekan terkecil antar aliran air dengan permukaan mercu - Permukaan tirai luapan bawah dihitung dengan persamaan :

$$X^{1.810} = 1.939 H_d^{0.810} Y$$

nilai untuk
he = 1.162 m

Persamaan luapan tirai bawah di mercu Sabo Dam

$$X^{1.810} = 1.939 \times 1.162^{0.810} \times Y$$

Tabel 4.27. Profil luapan tirai bawah di mercu Sabo Dam

No	X	Y
1	0.0	0.000
2	1.0	-0.457
3	2.0	-1.601
4	3.0	-3.336
5	4.0	-5.614
6	5.0	-8.408
7	6.0	-11.696
8	6.5	-13.359

Tinggi muka air di kaki pelimpah Sabo Dam

$$\begin{aligned}
 Q/(B \cdot Yz) &= [2 \cdot g \cdot (z + H_e - Yz)]^{0.5} \\
 129.252/(57.77 \times Yz) &= [2 \times 9.81 \times (9.00 + 1.16 - Yz)]^{0.5} \\
 129.252 &= [2 \times 9.81 \times (9.00 + 1.16 - Yz)]^{0.5} \times 57.77 \times Yz \\
 Yz &= 0.159 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Kecepatan air di kaki pelimpah Sabo Dam

$$\begin{aligned}
 v_z &= [2 \cdot g \cdot (z + H_e - Yz)]^{0.5} \\
 &= [2 \times 9.81 \times (9.00 + 1.16 - 0.159)]^{0.5} \\
 &= 14.009 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Bilangan Froude

$$\begin{aligned}
 Fr_z &= v_z / (g \cdot Yz)^{0.5} \\
 &= 14.009 / (9.81 \times 0.159)^{0.5} \\
 &= 11.199
 \end{aligned}$$

Maka jenis aliran di kaki pelimpah Sabo Dam adalah *Aliran Super Kritis*

dan jenis loncatan hidrolik yang terbentuk adalah Loncatan Kuat

Profil Muka Air di Hilir Sabo Dam

Tinggi Loncatan hidrolis (kedalaman konjungsi)

$$\begin{aligned}
 Y_2 &= 1/2 \cdot Y_z \cdot [(1+8Fr^2)^{0.5}-1] \\
 &= 1/2 \times 0.159 \times [(1+ 8 \times 11.199^2)^{0.5} -1] \\
 &= 2.448 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Kecepatan air setelah loncatan

$$\begin{aligned}
 v_2 &= Q/(B_1+m \cdot Y_2) \cdot Y_2 \\
 &= 129.252/(58.00 + 0.50 \times 2.448) \times 2.448 \\
 &= 0.892 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Bilangan Froude

$$\begin{aligned}
 Fr_2 &= v_2/(g \cdot Y_2)^{0.5} \\
 &= 0.892/(9.81 \times 2.448)^{0.5} \\
 &= 0.182
 \end{aligned}$$

maka jenis aliran di hilir sabo dam (apron) adalah *Aliran Sub Kritis*

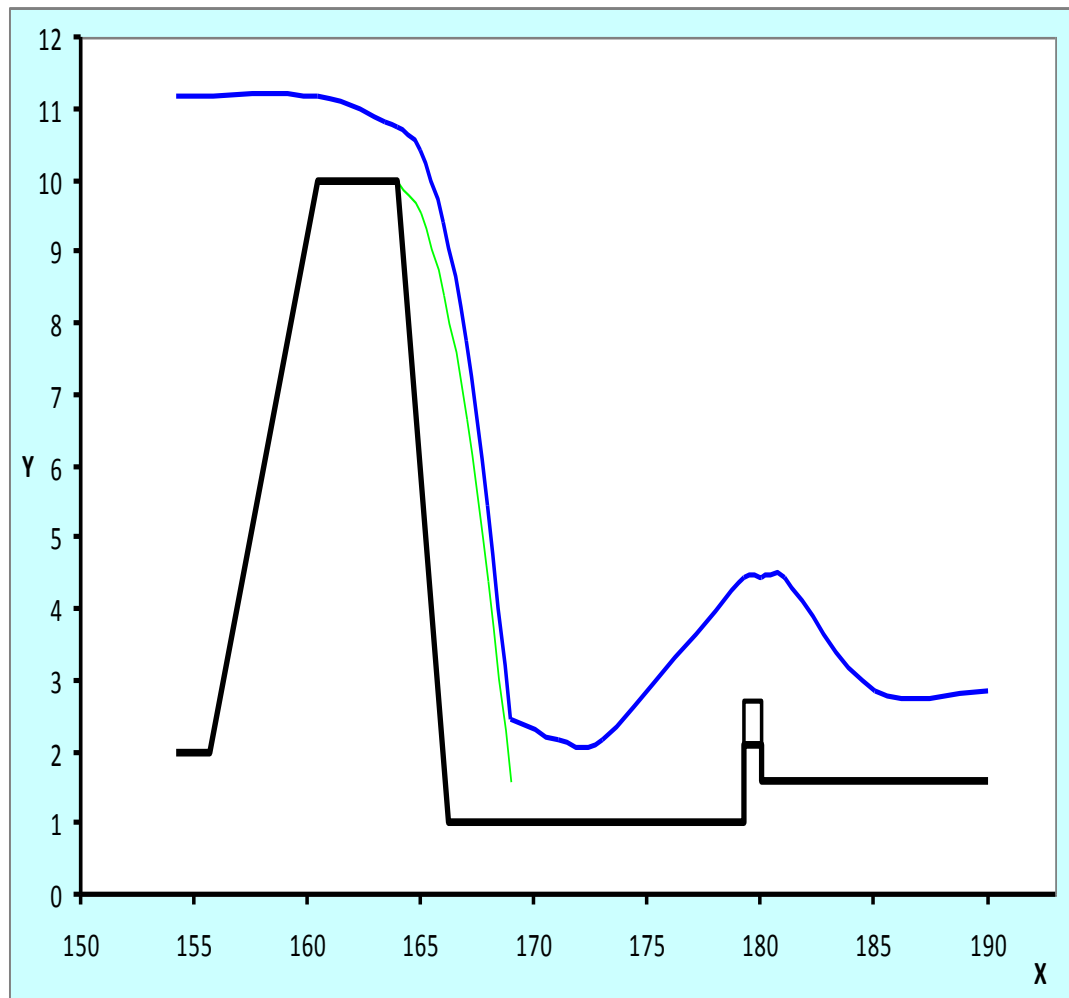
Panjang loncatan hidrolis

$$\begin{aligned}
 L_j &= 6.5 \times (Y_2 - Y_z) \\
 &= 6.5 \times (2.448 - 0.159) \\
 &= 14.873 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tinggi muka air setelah loncatan akibat ketinggian sub sabo (endsill)

$$\begin{aligned}
 Fr_z &= 11.199 \\
 n_a &= 1.100 \text{ m} \\
 Y_z &= 0.159 \text{ m} \\
 \text{maka } n_a/Y_z &= 1.100/0.159 \\
 &= 6.9
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_3/a_a a s c Y_z &= 7.800 \\
 Y_3 &= Y_z \times 7.800 \\
 &= 0.159 \times 7.800 \\
 &= 1.244 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.7. Profil muka air di mercu dan hilir Sabo Dam

Profil Muka Air di Hulu Sabo Dam

Unsur-unsur geometris pada aliran di hilir Sabo Dam

$$\begin{aligned} A &= (B + m \cdot Y) \times Y \\ &= (60.00 + 0.30 \times Y) \times Y \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= B + 2 \cdot m \cdot Y \\ &= 60.00 + 2 \times 0.30 \times Y \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= B + 2 \cdot Y \cdot (1 + m^2)^{0.5} \\ &= 60.00 + 2 \times Y(1 + 0.30^2)^{0.5} \end{aligned}$$

Kedalaman muka air kritis di hilir Sabo Dam (Y_c)

$$1.00 = \frac{\alpha \cdot Q^2 \cdot T}{g \cdot A^3 \cdot \cos \theta}$$

$$1.00 = \frac{1.30 \times 129.252^2 \times (60.00 + 2 \times 0.30 \times Y_c)}{9.81 \times [(60.00 + 0.30 \times Y_c) \times Y_c]^3 \times \cos 2.291}$$

$$Y_c = 0.849 \text{ m}$$

Kedalaman muka air normal di hilir Sabo Dam (Y_n)

$$Q = A \times v$$

$$Q = A \times \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$129.252 = A \times \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \times i^{0.5}$$

$$129.252 = (60.00 + 0.30 \times Y_n) \times (1/0.030) \times \left[\frac{(60.00 + 0.30 \times Y_n) \times Y_n}{(60.00 + 2 \times Y_n (1 + 0.30^2)^{0.5})} \right]^{2/3} \times 0.04000^{0.5}$$

$$Y_n = 0.510 \text{ m}$$

maka :

$$Y = 9.162 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.849 \text{ m}$$

$$Y_n = 0.510 \text{ m}$$

Sehingga :

$$Y > Y_c$$

$$Y > Y_n$$

$$Y_c > Y_n$$

Berdasarkan kriteria profil aliran dengan variabel Y , Y_c , dan Y_n , maka profil aliran yang terbentuk di hulu Sabo Dam termasuk jenis S1 artinya permukaan air memiliki lengkung air balik dengan jenis aliran sub kritis.

2. Dimensi Kemiringan Tubuh Dam

Kemiringan lereng tubuh Sabo Dam direncanakan

Lereng hulu/muka bangunan sabo (*downstream slope*)

$$n = 0.25 \quad (\text{standart})$$

nilai tersebut merupakan standart sabo dam, yang ditentukan dengan mempertimbangkan tubrukan dan goresan yang diakibatkan oleh material debris

Lereng hilir/belakang sabo dam (*upstream slope*) dimana $H < 15$ m, menggunakan rumus sbb:

$$(1+\alpha) m^2 + [2(n+\beta) + n (4\alpha+\gamma) + 2 \alpha \beta] m - (1+3\alpha) + \alpha \beta (4n+\beta) + \gamma(3n\beta+\beta^2 + n^2) = 0$$

dengan :

α	=	h_3/H_d	0.10	m
β	=	b_1/H_d	7.25	m
γ_c	=	Berat bahan	2.50 ton/m ³	ton/m ³
γ	=	γ_c/γ_w	2.08 ton/m ³	ton/m ³
m	=		0.586	

sehingga:

$$(1+\alpha) m^2 + [2(n+\beta) + \alpha (4\alpha+\gamma) + 2 \alpha \beta] m - (1+3\alpha) + \alpha \beta (4n+\beta) + \gamma (3n\beta+\beta^2 + n^2) = 0.00$$

dengan Trial and Error, diperoleh : $m = 0.586$

Agar tubuh sabo aman terhadap guling, geser dan daya dukung maka direncanakan kemiringan hulu dam,

β	=	b1/Hd
γ_c	=	Berat bahan
γ	=	γ_c/γ_w
m	=	0.586

sehingga:

$$(1+\alpha) m^2 + [2(n+\beta) + n (4\alpha+\gamma) + 2 \alpha \beta] m - (1+3\alpha) + \alpha \beta (4n+\beta) + \gamma (3n\beta+\beta^2 + n^2) = 0.00$$

dengan Trial and Error, diperoleh : m =0.586

Agar tubuh sabo aman terhadap guling, geser dan daya dukung maka direncanakan kemiringan hulu dam,

= 0.60

3. Dimensi Pondasi Sabo

Kedalaman Pondasi Sabo Dam

dari ketentuan kedalaman pondasi dengan jenis material bawah permukaan tanah letak rencana sabo dam dibangun

Standart Penetrasi Pondasi Kedalaman Tanah (D)

Material Dasar		Kedalaman minimum penetrasi
Pasir dan Kerikil (Sand-Gravel)		Minimum 2.00 m
Batuan	Batuan lunak (Soft rock)	2.00 m
	Batuan keras (Hard rock)	1.00 m

dari pekerjaan survey , diperoleh informasi bawah

Jenis tanah = **Pasir berkrikil**

dari ketentuan diatas, maka kedalaman pondasi sabo dam adalah

D = 2.00 m (standart)

- Koperan (Cut-off)

Metode koperan (cut-off) diterapkan jika kemiringan dasar sungai / Slope terlalu curam

(Sumber : *Desain bangunan pengendali sedimen (Desain Sabo)*, Ir.Pitoyo S, 2012

(ISBN:978-602-96989-4-7), Hal.46)

Sehingga dalam perencanaan ini : *Tidak menerapkan Metode Koperan*

- Sayap Sab Dam (*wing of sabo dam*)

- Tinggi tubuh utama Sabo Dam

$$\begin{aligned} H &= H_d + D \\ &= 8.00 + 2.00 \\ &= 10.00 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lebar kaki pondasi hilir :

$$\begin{aligned} L_1 &= H \times n \\ &= 10.00 \times 0.25 \\ &= 2.50 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tumit pondasi hilir

$$\begin{aligned} L_{t1} &= L_1 - H_d \cdot n \\ &= 2.50 - 8.00 \times 0.25 \\ &= 0.50 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lebar kaki pondasi hulu

$$\begin{aligned} L_2 &= H \times m \\ &= 10.00 \times 0.60 \\ &= 6.00 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tumit pondasi hulu

$$\begin{aligned} L_{t2} &= L_2 - H_d \cdot m \\ &= 6.00 - 8.00 \times 0.60 \\ &= 1.20 \text{ m} \end{aligned}$$

Kemiringan talud sayap bangunan sabo yang direncanakan untuk aliran debris adalah slope

rata-rata dasar sungai :

$$I = 0.040$$

Ketentuan untuk panjang sayap sabo dam adalah kebalikan (*inverse*) dari slope rata-rata sungai

dikalikan kemiringan talud sayap pelimpah :

$$Lw = n \times m_1$$

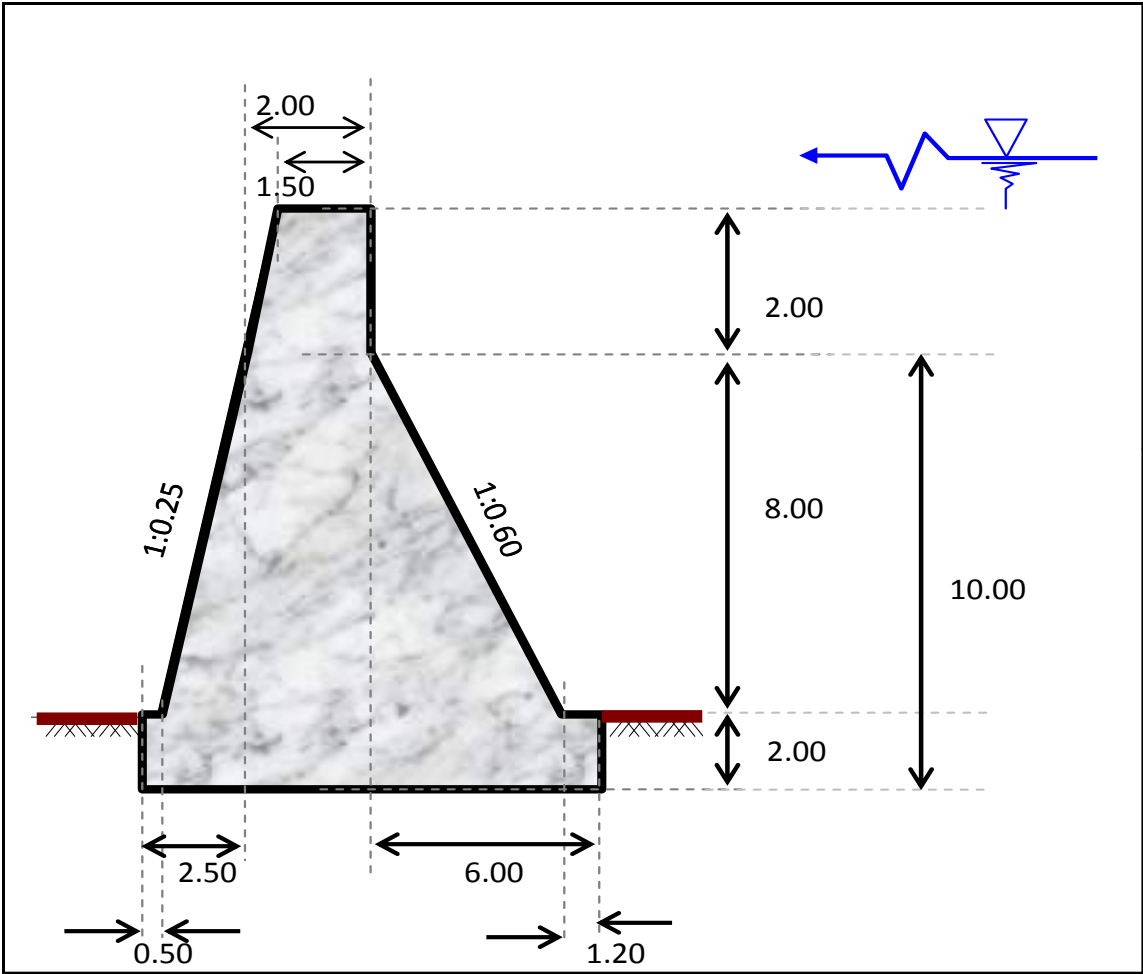
$$\begin{aligned} n &= 1/I = 1/0.04000 \\ &= 25.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Lw &= 25.00 \times 0.50 \\ &= 12.50 \text{ m} \\ &\approx 12.50 \text{ m} \end{aligned}$$

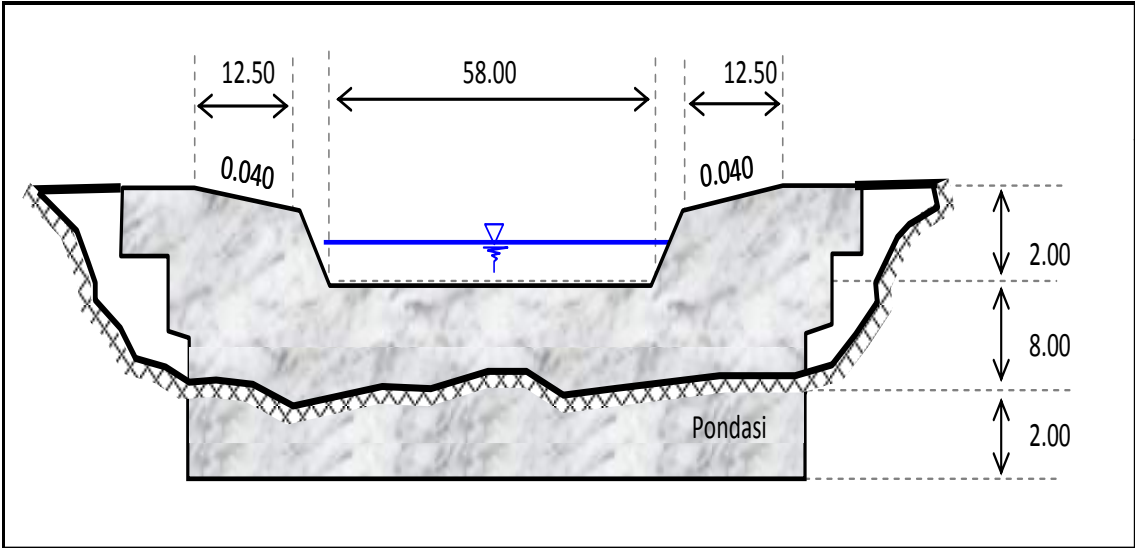
Ketebalan sayap sabo nilainya boleh kurang dari ketebalan puncak pelimpah, ini akan diputuskan dengan mempertimbangkan keamanan struktur bangunan sabo. Dengan ketentuan tebal sayap sabo minimum 2 m dan tidak lebih dari ketebalan puncak pelimpah, maka direncanakan tebal sayap sabo :

Ketebalan sayap sabo nilainya boleh kurang dari ketebalan puncak pelimpah, ini akan diputuskan dengan mempertimbangkan keamanan struktur bangunan sabo. Dengan ketentuan tebal sayap sabo minimum 2 m dan tidak lebih dari ketebalan puncak pelimpah, maka direncanakan tebal sayap sabo :

$$\begin{aligned} w &= W - n.Hc \\ &= 2.00 - 0.25 \times 2.00 \\ &= 1.50 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 4.8. Dimensi tubuh utama Sabo Dam



Gambar 4.9. Penampang melintang sayap Sabo Dam

4. Dimensi Sub Sabo

- Jarak antara Sabo Dam dengan sub sabo dam

$$\begin{aligned} L &= 1.5 \times (H_1 + h_1) \\ &= 1.5 \times (9.00 + 1.20) \\ &= 16.800 \text{ m} \\ &\approx 17.00 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tinggi sub sabo dari pondasi Sabo Dam utama

$$\begin{aligned} H_2 &= \frac{1}{4} \times H \\ &= \frac{1}{4} \times 10.00 \\ &= 2.50 \text{ m} \end{aligned}$$

- jadi tinggi sub sabo dari permukaan apron

$$\begin{aligned} n_a &= H_2 - D \\ &= 2.50 - 2.00 \\ &= 0.50 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tebal puncak sub sabo dam

$$\begin{aligned} t &= 0.1 \times (0.6H_1 + 3h_1 - 1) \\ &= 0.1 \times (0.6 \times 9.00 + 3 \times 1.16 - 1) \\ &= 0.788 \text{ m} \\ &\approx 0.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Kedalaman pondasi sub sabo dam ditentukan berdasarkan jenis material tanah bawah permukaan

Jenis Tanah	Kedalaman pondasi Sub Sabo
Pasir dan Kerikil	1.50 m
Batuan lunak	1.00 M
Batuan keras	0.50 M

Dari pekerjaan survey geoteknik lapangan berupa kegiatan boring di lokasi Sub Sabo Dam, diperoleh informasi :

Jenis tanah = Pasir berkerikil

dari ketentuan diatas, maka kedalaman pondasi sub sabo dam adalah

$$l = 1.50 \text{ m}$$

Prinsip perencanaan dimensi sub sabo dam pada dasarnya sama dengan sabo dam utama, dimana :

kemiringan lereng hilir sub sabo dam adalah 0.25 dengan lereng hulu sub sabo berupa dinding tegak lebar bukaan aliran sub sabo dam adalah 58.00 m dengan tinggi tanggul bukaan 0.60 m

- Apron Sabo Dam

Jika rencana apron membentuk level horizontal dengan permukaan tanah, maka panjang apron :

$$\begin{aligned} La &= 1.5 \times (H_1+h_1) - n.H \\ &= 1.5 \times (9.00+1.16) - 0.25 \times 10.00 \\ &= 12.739 \text{ m} \\ &\approx 13.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Tebal lantai apron

Mengingat jenis site sabo terletak pada Pasir berkrikil, maka tebal apron dihitung dengan rumus empiris:

$$\begin{aligned} ta &= 0.1 \times (0.6H_1 + 3h_1 - 1) \\ &= 0.1 \times (0.6 \times 9.00 + \\ &= 3 \times 1.16 - 1) \\ &= 0.788 \text{ m} \\ &\approx 0.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan standart minimum tebal apron untuk dasar pasir dan kerikil adalah 1.00 m, maka penetapan tebal apron harus mengacu pada tabel berikut :

Tabel : Tebal apron untuk lapisan dasar pasir dan kerikil.

Tinggi dam utama (H_m)	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m
Tebal apron (t_a)	1,0 m	1,0 m	1,2 m	1,2 m	1,5 m
Tinggi dam utama (H_m)	11 m	12 m	13 m	14 m	15 m
Tebal apron (t_a)	1,5 m	1,5 m	1,5 m	1,5 m	2,0 m

Sumber : Technical Standard and Guidline for Planning and Design Sabo, March 2002

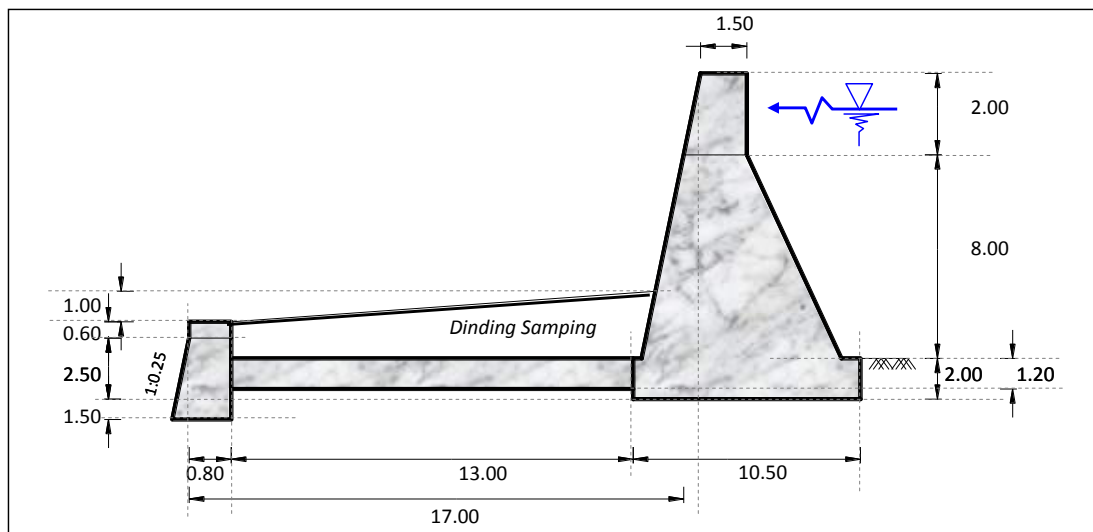
Sehingga dari tabel diatas ditetapkan tebal apron:

Jadi tinggi sub sabo dari dasar apron

$$H_2' = H_2 + l$$

$$= 2.50 + 1.50$$

$$= 4.00 \text{ m}$$



Gambar 4.10. Dimensi Dam Sabo dengan apron dan sub dam sabo

4.5. Stabilitas Bangunan Sabo Dam

Data Perhitungan :

H	=	12.00 m	(tinggi sabo dam)
Hd	=	8.00 m	(tinggi efektif sabo dam)
D	=	2.00 m	(kedalaman pondasi)
W	=	2.00 m	(tebal pelimpah)
h ₁	=	1.00 m	(tinggi muka air banjir)
Hc	=	2.00 m	(tinggi pelimpah)
n	=	0.25	(kemiringan lereng hilir sabo)
m	=	0.60	(kemiringan lereng hulu sabo)
L ₁	=	2.50 m	(lebar kaki pondasi hilir sabo)
L ₂	=	6.00 m	(lebar kaki pondasi hulu sabo)
B	=	10.50 m	(lebar pondasi sabo dam)
L	=	58.00 m	(panjang melintang sabo dam)
K.S	=	Pasangan Batu	(konstruksi tubuh sabo)
γ sabo	=	2.20 t/m ³	(berat jenis konstruksi sabo)
K.w	=	Beton	(konstruksi tubuh sayap)
γ sayap	=	2.35 t/m ³	(berat jenis konstruksi sayap)
σ	=	2.75 t/m ³	(berat jenis material)

$$\rho = 1.00 \text{ t/m}^3 \quad (\text{berat jenis air})$$

$$\text{Koefisien Gempa} = 0.11$$

Data debris

$$Q_d = 258.504 \text{ m}^3/\text{dt} \quad (\text{debit puncak aliran debris})$$

$$C_d = 0.30 \quad (\text{konsentrasi sedimen aliran debris})$$

$$h_d = 1.87 \text{ m} \quad (\text{tinggi aliran debris})$$

$$v_d = 5.11 \text{ m/dt} \quad (\text{kecepatan aliran debris})$$

$$SF_G = 1.50 \quad (\text{faktor keamanan guling dan daya dukung})$$

$$SF_S = 1.20 \quad (\text{faktor keamanan geser})$$

Data tanah

jenis tanah = Pasir dan Kerikil

$$\phi = 38.34^\circ \quad (\text{sudut geser dalam tanah})$$

$$G_s = 2.63 \quad (\text{spesifik gravity})$$

$$K_v = 0.40 \quad (\text{void ratio})$$

$$c = 1.00 \quad (\text{koefisien kohesi})$$

$$c_e = 0.30 \quad (\text{koefisien tekanan tanah dari akumulasi sedimen})$$

Dengan nilai ϕ dari tabel faktor daya dukung Terzaghi didapat :

$$N_c = 63.57$$

$$N_q = 51.32$$

$$N_\gamma = 82.86$$

Perhitungan :

Berat volume tanah jenuh (saturated) :

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{sat}} &= [\rho \cdot (G_s + K_v)] / (1 + K_v) \\ &= [1.00 \times (2.63 + 0.40)] / (1 + 0.40) \\ &= 2.164 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

Berat jenis campuran lumpur, pasir dan kerikil di daerah akumulasi sedimen

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0.6 \times (\sigma - \rho) \\ &= 0.6 \times (2.75 - 1.00) \\ &= 1.05 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

Berat jenis material debris

$$\begin{aligned}\rho_d &= \sigma \cdot C_d + \rho(1-C_d) \\ &= 2.75 \times 0.30 + 1.00 \times (1-0.30) \\ &= 1.525 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

Berat jenis campuran lumpur, pasir dan kerikil dalam aliran debris

$$\begin{aligned}\rho_f &= \rho_d - \rho \\ &= 1.53 - 1.00 \\ &= 0.53 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

Gaya hidrostatis aliran debris

$$\begin{aligned}F_d &= (\rho_d/g) \cdot h_d \cdot v_d^2 \\ &= (1.53/9.81) \times 1.87 \times 5.11^2 \\ &= 7.574 \text{ t/m}\end{aligned}$$

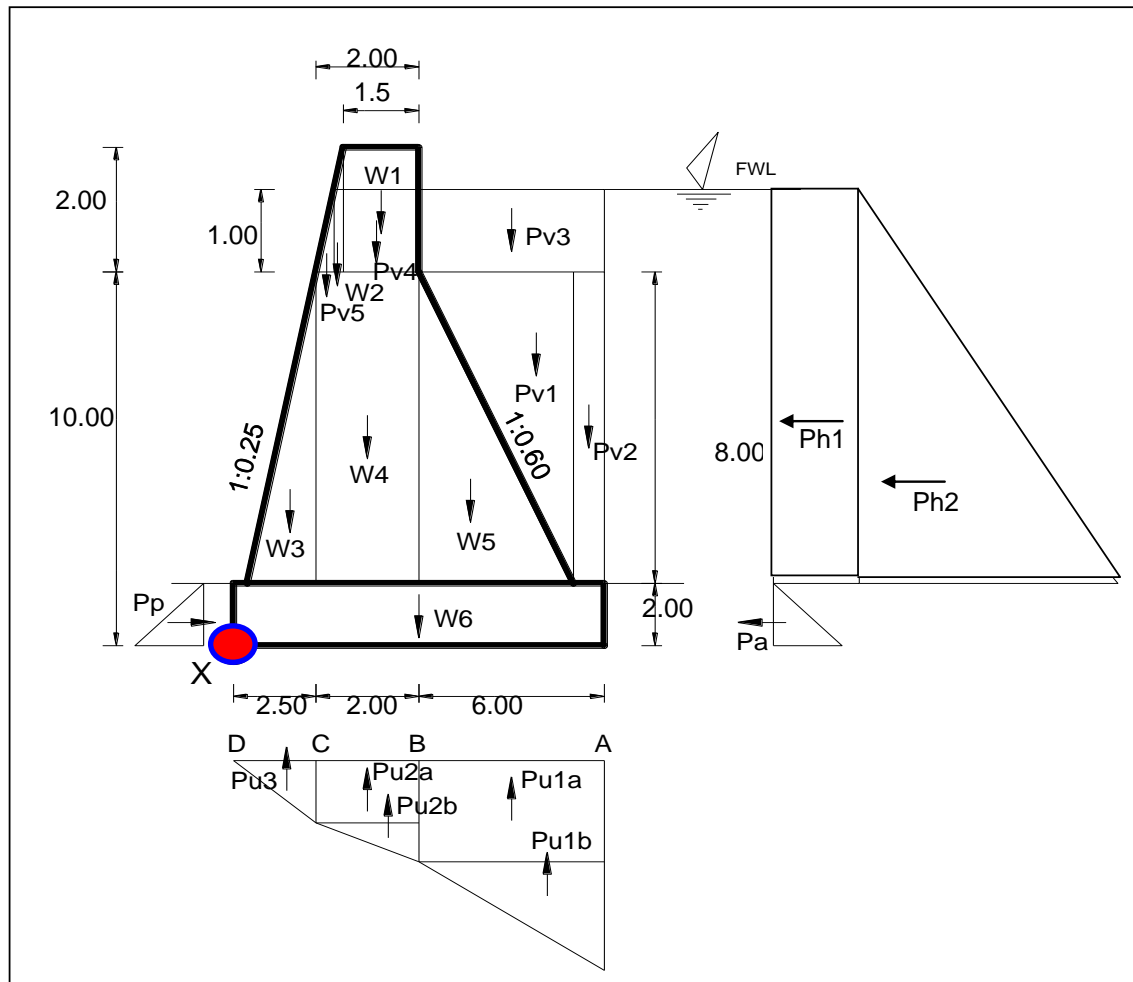
Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}K_a &= (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) \\ &= (1 - \sin 33.62) / (1 + 33.62) \\ &= 0.287\end{aligned}$$

Koefisien tanah pasif :

$$\begin{aligned}K_p &= 1/K_a \\ &= 1/0.234 \\ &= 4.268\end{aligned}$$

4.6. Analisa Stabilitas Kondisi Banjir Rencana



Gambar 4.11. Gaya-gaya yang bekerja pada Dam Sabo kondisi banjir rencana

A. Tanpa Gempa

Kontrol Stabilitas dam sabo pada Kondisi Banjir

1. Stabilitas terhadap Guling

$$\begin{aligned}
 F_g &= \Sigma M_T / \Sigma M_G \\
 &= 30.91 / 8.07 \\
 &= 3.83 > 1.50 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser

Tanah dasar $\phi = 38^\circ$. Bila dasar pondasi dianggap sangat kasar, maka $\delta_b = \phi = 38^\circ$.

$$\begin{aligned}
 F_s &= \Sigma V \cdot \tan \delta_b / \Sigma H \\
 &= 8.21 \cdot \tan 38^\circ / 4.073 \\
 &= 1.59 > 1.20 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap Daya Dukung Jumlah Gaya Vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned}\Sigma V &= \Sigma V_B - \Sigma V_A \\ &= 14.30 - 6.09 \\ &= 8.21 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M &= \Sigma M_T - \Sigma M_G \\ &= 30.91 - 8.07 \\ &= 22.84 \text{ t.m}\end{aligned}$$

Titik kerja resultan Gaya

$$\begin{aligned}x &= \Sigma M / \Sigma V \\ &= 15.403 / 6.596 \\ &= 2.335 \text{ m dari X (titik referensi)}\end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned}e &= I_x - (B/2) I \\ &= I 2.335 - (1.950/2) I \\ &= 1.360\end{aligned}$$

B. Dengan Gempa

Kontrol Stabilitas dam sabo pada Kondisi Banjir

1. Stabilitas terhadap Guling

$$\begin{aligned}F_G &= \Sigma M_T / \Sigma M_G \\ &= 984.40 / 709.19 \\ &= 1.39 \geq 1.30 \text{ AMAN!}\end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser

Tanah dasar $\delta = 0$. Bila dasar pondasi dianggap sangat kasar, maka $\delta_b = \delta = 0$.

$$\begin{aligned}F_s &= \Sigma V \cdot \tan \delta_b / \Sigma H \\ &= 104.90 \cdot \tan 38 / 49.428 \\ &= 1.68 \geq 1.30 \text{ AMAN!}\end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap Daya Dukung

$$\begin{aligned}q_{ult} &= c \cdot N_c + \gamma_{sat} \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma_{sat} \cdot N_\gamma \\ &= 1.00 \times 63.57 + 2.164 \times 2.00 \times 51.32 + 0.5 \times 10.500 \times 2.164 \times 82.86 \\ &= 1227.261 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ijin} &= q_{ult}/SF \\ &= 1,226.961/1.30 \\ &= 944.047 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Jumlah Momen

$$\begin{aligned}\Sigma M &= \Sigma M_T - \Sigma M_G \\ &= 984.40 - 709.19 \\ &= 275.22 \text{ t.m}\end{aligned}$$

Jumlah Gaya Vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned}\Sigma V &= \Sigma V_B - \Sigma V_A \\ &= 190.54 - 85.64 \\ &= 104.90 \text{ ton}\end{aligned}$$

Titik kerja resultan Gaya

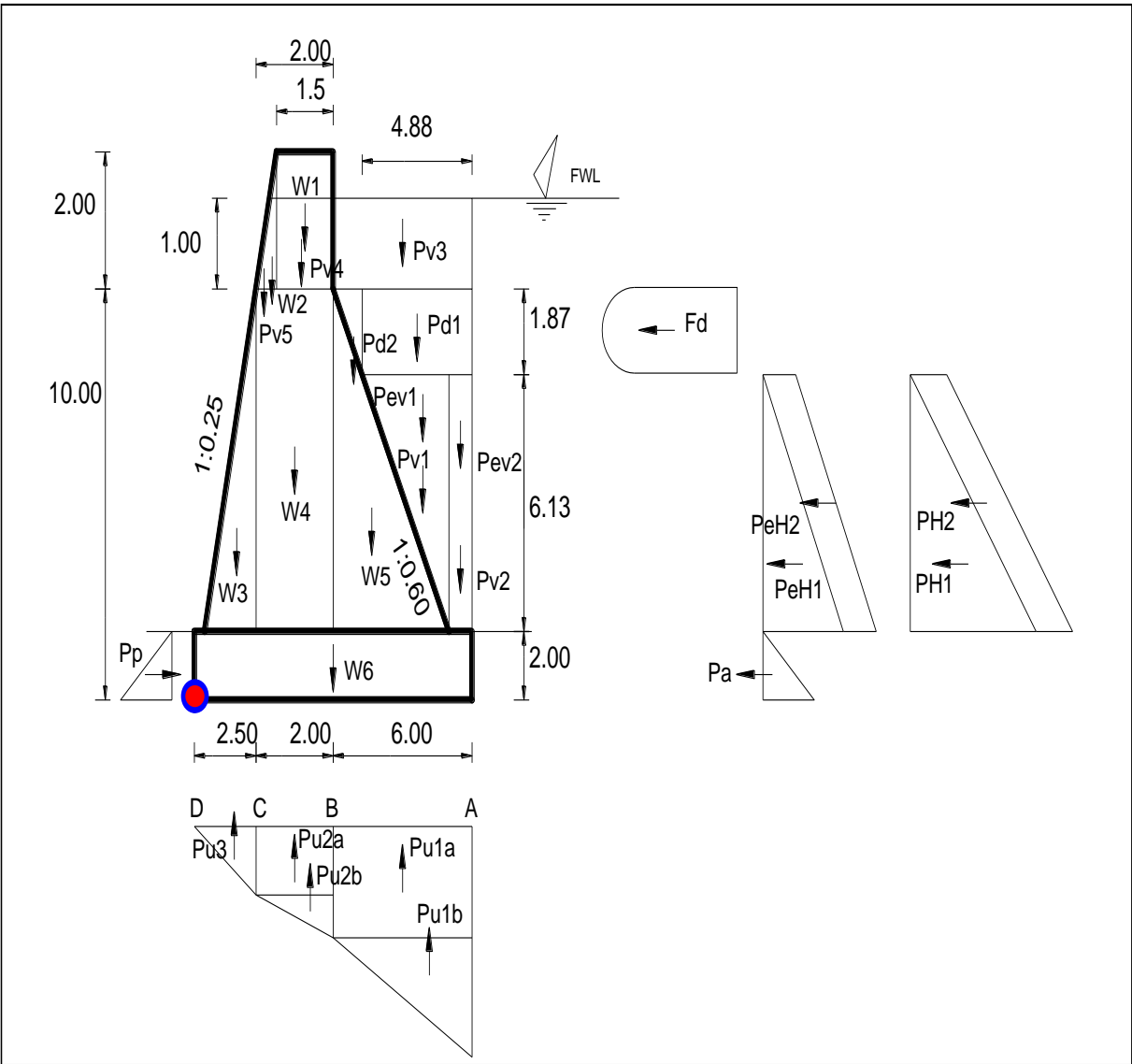
$$\begin{aligned}x &= \Sigma M/\Sigma V \\ &= 275.218 / 104.903 \\ &= 2.624 \text{ m dari X (titik referensi)}\end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned}e &= I_x - (B/2) I \\ &= I 2.624 - (10.500/2) I \\ &= 2.626\end{aligned}$$

Daya dukung pada dasar dam sabo untuk :

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= (\Sigma V/B) \times [1+(6.e/B)] \\ &= (104.903/10.500) \times [1+(6 \times 2.626/10.500)] \\ &= 24.985 \text{ t/m}^2 \\ &= \sigma_{max} < \sigma_{ijin} \\ &= 24.985 < 944.047 \text{ AMAN!}\end{aligned}$$



Gambar 4.12. Gaya-gaya yang bekerja pada Dam Sabo kondisi aliran debris

Analisa Stabilitas Sub Dam

Data Perhitungan :

Dimensi Sabo

H	=	5.00 m	(tinggi Sub Dam Sabo)
Hd	=	2.50 m	(tinggi efektif Sub Dam Sabo)
D	=	1.50 m	(kedalaman pondasi)
W	=	1.00 m	(tebal pelimpah)
h_1	=	1.24 m	(tinggi muka air banjir)
Hc	=	0.60 m	(tinggi pelimpah)
n	=	0.25	(kemiringan lereng hilir)
m	=	0.60	(kemiringan lereng hulu)
L_1	=	0.95 m	(lebar kaki pondasi hilir)
L_2	=	0.00 m	(lebar kaki pondasi hulu)
B	=	1.95 m	(lebar pondasi Sub Dam Sabo)
L	=	58.00 m	(panjang melintang Sub Dam Sabo)
K.S	=	Pasangan Batu	(konstruksi tubuh Sub dam sabo)
γ sabo	=	2.20 t/m ³	(berat jenis konstruksi Sub dam sabo)
K.w	=	Beton	(konstruksi tubuh sayap)
γ sayap	=	2.35 t/m ³	(berat jenis konstruksi sayap)
σ	=	2.75 t/m ³	(berat jenis material)
ρ	=	1.00 t/m ³	(berat jenis air)
Kf. Gempa	=	0.11	

Data debris

Qd	=	258.504 m ³ /dt	(debit puncak aliran debris)
Cd	=	0.30	(konsentrasi sedimen aliran debris)
h_d	=	1.87 m	(tinggi aliran debris)
v_d	=	5.11 m/dt	(kecepatan aliran debris)
SF _G	=	1.50	(faktor keamanan guling dan daya dukung)
SF _S	=	1.20	(faktor keamanan geser)

Data tanah

jenis tanah	=	Pasir dan Kerikil	
\emptyset	=	38.34 °	(sudut geser dalam tanah)
Gs	=	2.63	(spesifik gravity)
Kv	=	0.40	(void ratio)
C	=	1.00	(koefisien kohesi)
c_e	=	0.30	(koefisien tekanan tanah dari akumulasi sedimen)

Dengan nilai \emptyset dari tabel faktor daya

dukung Terzaghi didapat :

$$\begin{aligned} N_c &= 63.57 \\ N_q &= 51.32 \\ N_\gamma &= 82.86 \end{aligned}$$

A. Tanpa Gempa

Kontrol Stabilitas dam sabo pada Kondisi Aliran Debris

1. Stabilitas terhadap Guling

$$\begin{aligned} F_G &= \Sigma M_T / \Sigma M_G \\ &= 1,197.96 / 667.30 \\ &= 1.80 > 1.50 \text{ AMAN!} \end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser

Tanah dasar $\phi = 38$. Bila dasar pondasi dianggap sangat kasar, maka $\delta_b = \phi = 38$.

$$\begin{aligned} F_s &= \Sigma V \cdot \tan \delta_b / \Sigma H \\ &= 147.19 \cdot \tan 38 / 47.137 \\ &= 2.47 > 1.20 \text{ AMAN!} \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap Daya Dukung

Jumlah Momen

$$\begin{aligned} \Sigma M &= \Sigma M_T - \Sigma M_G \\ &= 1,197.96 - 667.30 \\ &= 530.65 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Jumlah Gaya Vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned} \Sigma V &= \Sigma V_B - \Sigma V_A \\ &= 215.44 - 68.25 \\ &= 147.19 \text{ ton} \end{aligned}$$

Titik kerja resultan Gaya

$$\begin{aligned} X &= \Sigma M / \Sigma V \\ &= 530.652 / 147.193 \\ &= 3.605 \text{ m dari X (titik referensi)} \end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned} E &= I_x - (B/2) I \\ &= I 3.605 - (10.500/2) I \\ &= 1.645 \end{aligned}$$

Daya dukung pada dasar dam sabo untuk :

$$\sigma_{\max} = (\Sigma V / B) \times [1 + (6 \cdot e / B)]$$

$$\begin{aligned}
&= (147.193/10.500) \times [1 + (6 \times 1.645/10.500)] \\
&= 27.194 \text{ t/m}^2 \\
&= \sigma_{\max} < \sigma_{\text{ijin}} \\
&= 27.194 < 818.174 \text{ AMAN!}
\end{aligned}$$

B. Dengan Gempa

Kontrol Stabilitas dam sabo pada Kondisi Aliran Debris

1. Stabilitas terhadap Guling

$$\begin{aligned}
F_G &= \Sigma M_T / \Sigma M_G \\
&= 1,197.96 / 740.45 \\
&= 1.62 > 1.50 \text{ AMAN!}
\end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser

Tanah dasar $\phi = 38^\circ$. Bila dasar pondasi dianggap sangat kasar, maka $\delta_b = \phi = 38^\circ$.

$$\begin{aligned}
F_s &= \Sigma V \cdot \tan \delta_b / \Sigma H \\
&= 129.81 \cdot \tan 38^\circ / 64.524 \\
&= 1.59 > 1.20 \text{ AMAN!}
\end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap Daya Dukung

Jumlah Momen

$$\begin{aligned}
\Sigma M &= \Sigma M_T - \Sigma M_G \\
&= 1,197.96 - 740.45 \\
&= 457.51 \text{ t.m}
\end{aligned}$$

Jumlah Gaya Vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned}
\Sigma V &= \Sigma V_B - \Sigma V_A \\
&= 215.44 - 85.64 \\
&= 129.81 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Titik kerja resultan Gaya

$$\begin{aligned}
X &= \Sigma M / \Sigma V \\
&= 457.511 / 129.806 \\
&= 3.525 \text{ m dari X (titik referensi)}
\end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned}
E &= I_x - (B/2) I \\
&= I \cdot 3.525 - (10.500/2) I \\
&= 1.725
\end{aligned}$$

Daya dukung pada dasar dam sabo untuk :

$$\begin{aligned}
\sigma_{\max} &= (\Sigma V/B) \times [1 + (6 \cdot e/B)] \\
&= (129.806/10.500) \times [1 + (6 \times 1.725/10.500)] \\
&= 24.551 \text{ t/m}^2 \\
&= \sigma_{\max} < \sigma_{\text{ijin}} \\
&= 24.551 < 944.047 \text{ AMAN!}
\end{aligned}$$

Perhitungan :

Berat volume tanah jenuh (saturated) :

$$\begin{aligned}
 \Gamma_{\text{sat}} &= [\rho \cdot (G_s + K_v)] / (1 + K_v) \\
 &= [1.00 \times (2.63 + 0.40)] / (1 + 0.40) \\
 &= 2.164 \quad \text{t/m}^3
 \end{aligned}$$

Berat jenis campuran lumpur, pasir dan kerikil di daerah akumulasi sedimen

$$\begin{aligned}
 P_s &= 0.6 \times (\sigma - \rho) \\
 &= 0.6 \times (2.75 - 1.00) \\
 &= 1.05 \quad \text{t/m}^3
 \end{aligned}$$

Berat jenis material debris

$$\begin{aligned}
 P_d &= \sigma \cdot C_d + \rho(1 - C_d) \\
 &= 2.75 \times 0.30 + 1.00 \times (1 - 0.30) \\
 &= 1.525 \quad \text{t/m}^3
 \end{aligned}$$

Berat jenis campuran lumpur, pasir dan kerikil dalam aliran debris

$$\begin{aligned}
 P_f &= \rho_d - \rho \\
 &= 1.53 - 1.00 \\
 &= 0.53 \quad \text{t/m}^3
 \end{aligned}$$

Gaya hidrostatik aliran debris

$$\begin{aligned}
 F_d &= (\rho_d / g) \cdot h_d \cdot v_d^2 \\
 &= (1.53 / 9.81) \times 1.87 \times 5.11^2 \\
 &= 7.574 \quad \text{t/m}
 \end{aligned}$$

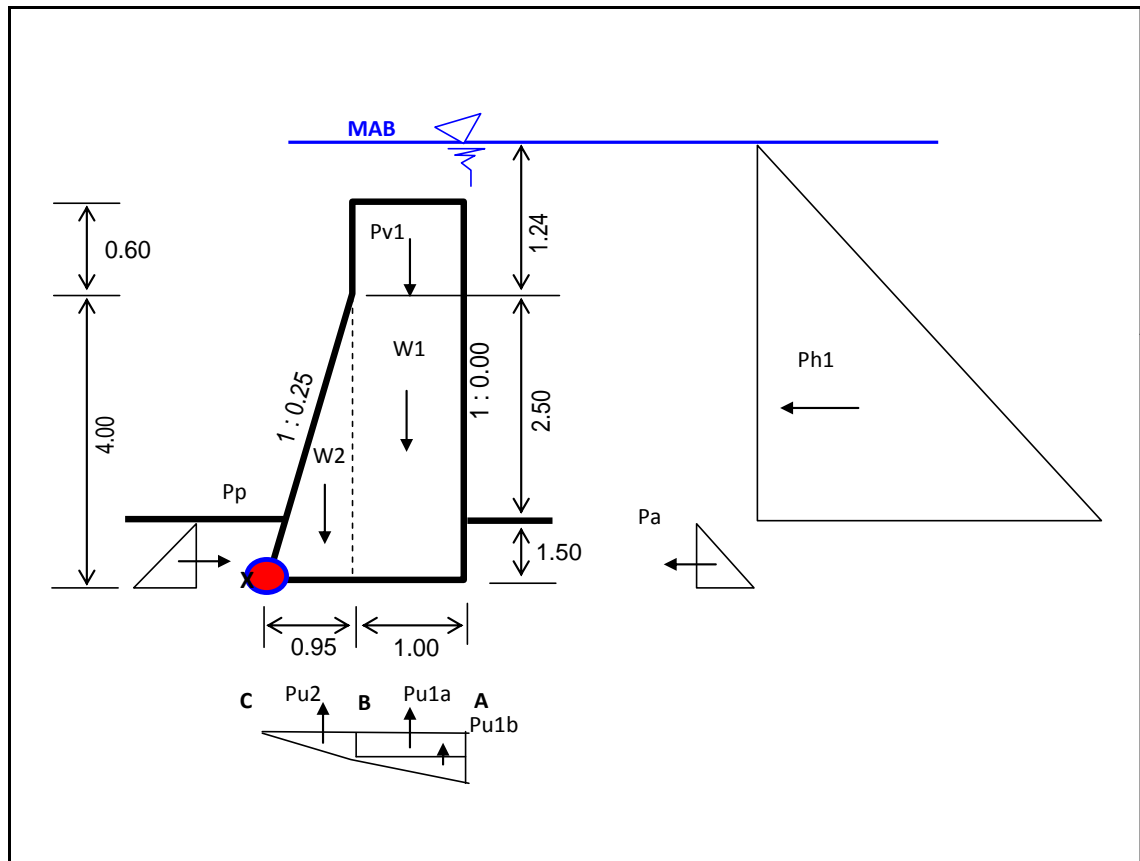
Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 K_a &= (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) \\
 &= (1 - \sin 38.34) / (1 + \sin 38.34) \\
 &= 0.234
 \end{aligned}$$

Koefisien tanah pasif :

$$\begin{aligned}
 K_p &= 1 / K_a \\
 &= 1 / 0.234 \\
 &= 4.268
 \end{aligned}$$

Analisa Stabilitas Kondisi Banjir Rencana dengan dan Tanpa Gempa



Gambar 4.13. Gaya-gaya yang bekerja pada Sub Dam Sabo

A. Tanpa Gempa

Kontrol Stabilitas Sub Dam Sabo pada Kondisi Banjir

1. Stabilitas terhadap Guling

$$\begin{aligned}
 F_G &= \Sigma M_T / \Sigma M_G \\
 &= 30.91 / 8.07 \\
 &= 3.83 \geq 1.50 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser

Tanah dasar $\phi = 38^\circ$. Bila dasar pondasi dianggap sangat kasar, maka $\delta_b = \phi = 38^\circ$.

$$\begin{aligned}
 F_s &= \Sigma V \cdot \tan \delta_b / \Sigma H \\
 &= 8.21 \cdot \tan 38^\circ / 2.384 \\
 &= 2.72 \geq 1.20 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap Daya Dukung

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= c \cdot N_c + \gamma_{sat} \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma_{sat} \cdot N_\gamma \\
 &= 1.00 \times 63.57 + 2.164 \times 1.50 \times 51.32 + 0.5 \times 1.950 \times 2.164 \times 82.86 \\
 &= 405.034 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{ijin} = q_{ult} / SF$$

$$\begin{aligned}
 &= 405.034/1.50 \\
 &= 270.022 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah Momen

$$\begin{aligned}
 \Sigma M &= \Sigma M_T - \Sigma M_G \\
 &= 30.91 - 8.07 \\
 &= 22.84 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

Jumlah Gaya Vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= \Sigma V_B - \Sigma V_A \\
 &= 14.30 - 6.09 \\
 &= 8.21 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Titik kerja resultan Gaya

$$\begin{aligned}
 X &= \Sigma M / \Sigma V \\
 &= 22.840 / 8.212 \\
 &= 2.781 \text{ m dari X (titik referensi)}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned}
 E &= I_x - (B/2) I \\
 &= I 2.781 - (1.950/2) I \\
 &= 1.806
 \end{aligned}$$

Daya dukung pada dasar Sub Dam Sabo untuk :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\max} &= (\Sigma V/B) \times [1+(6.e/B)] \\
 &= (8.212/1.950) \times [1+(6 \times 1.806/1.950)] \\
 &= 27.617 \text{ t/m}^2 \\
 &= \sigma_{\max} < \sigma_{\text{ijin}} \\
 &= 27.617 < 270.022 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

B. Dengan Gempa

Kontrol Stabilitas Sub Dam Sabo pada Kondisi Banjir

1. Stabilitas terhadap Guling

$$\begin{aligned}
 F_G &= \Sigma M_T / \Sigma M_G \\
 &= 30.91 / 15.50 \\
 &= 1.99 \geq 1.30 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser

Tanah dasar $\phi = 0$. Bila dasar pondasi dianggap sangat kasar, maka $\delta_b = \phi = 0$.

$$\begin{aligned}
 F_s &= \Sigma V \cdot \tan \delta_b / \Sigma H \\
 &= 6.60 \cdot \tan 38 / 2.384 \\
 &= 2.19 \geq 1.30 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap Daya Dukung

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= c.Nc + \gamma_{sat}.D.Nq + 0.5.B.\gamma_{sat}.N\gamma \\
 &= 1.00 \times 63.57 + 2.164 \times 1.50 \times 51.32 + 0.5 \times 1.950 \times 2.164 \times 82.86 \\
 &= 405.034 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ijin} &= q_{ult}/SF \\
 &= 404.734/1.30 \\
 &= 311.564 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah Momen

$$\begin{aligned}
 \Sigma M &= \Sigma M_T - \Sigma M_G \\
 &= 30.91 - 15.50 \\
 &= 15.40 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

Jumlah Gaya Vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= \Sigma V_B - \Sigma V_A \\
 &= 14.30 - 7.70 \\
 &= 6.60 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Titik kerja resultan Gaya

$$\begin{aligned}
 X &= \Sigma M / \Sigma V \\
 &= 15.403 / 6.596 \\
 &= 2.335 \text{ m dari X (titik referensi)}
 \end{aligned}$$

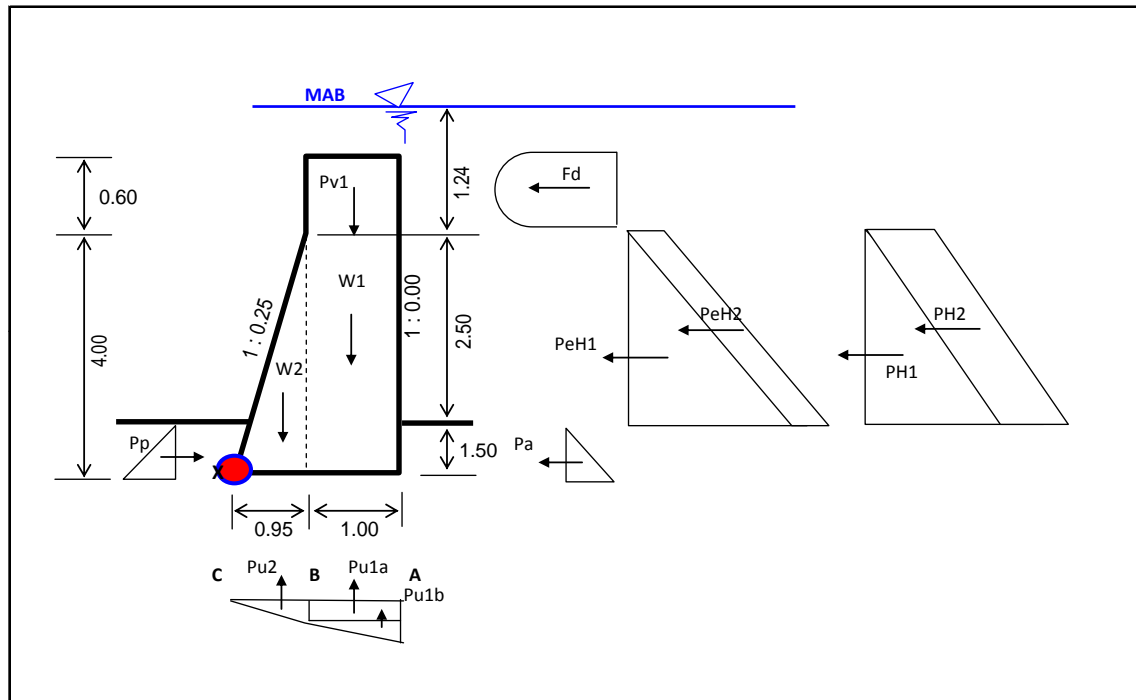
Eksentrisitas

$$\begin{aligned}
 E &= I_x - (B/2) I \\
 &= I 2.335 - (1.950/2) I \\
 &= 1.360
 \end{aligned}$$

Daya dukung pada dasar Sub Dam Sabo untuk :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{max} &= (\Sigma V/B) \times [1 + (6.e/B)] \\
 &= (6.596/1.950) \times [1 + (6 \times 1.360/1.950)] \\
 &= 17.540 \text{ t/m}^2 \\
 &= \sigma_{max} < \sigma_{ijin} \\
 &= 17.540 < 311.564 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

Analisa Stabilitas Kondisi Aliran Debris dengan dan Tanpa Gempa



Gambar 4.14. Gaya-gaya yang bekerja pada Sub Dam Sabo kondisi aliran debris

A. Tanpa Gempa

Kontrol Stabilitas Sub Dam Sabo pada Kondisi Aliran Debris

1. Stabilitas terhadap Guling

$$\begin{aligned}
 F_G &= \Sigma M_T / \Sigma M_G \\
 &= 30.91 / 8.07 \\
 &= 3.83 > 1.50 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser

Tanah dasar $\phi = 38^\circ$. Bila dasar pondasi dianggap sangat kasar, maka $\delta_b = \phi = 38^\circ$.

$$\begin{aligned}
 F_s &= \Sigma V \cdot \tan \delta_b / \Sigma H \\
 &= 8.21 \cdot \tan 38 / 4.073 \\
 &= 1.59 > 1.20 \text{ AMAN!}
 \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap Daya Dukung

Jumlah Momen

$$\begin{aligned}
 \Sigma M &= \Sigma M_T - \Sigma M_G \\
 &= 30.91 - 8.07 \\
 &= 22.84 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

Jumlah Gaya Vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= \Sigma V_B - \Sigma V_A \\
 &= 14.30 - 6.09
 \end{aligned}$$

$$= 8.21 \text{ ton}$$

Titik kerja resultan Gaya

$$\begin{aligned} X &= \Sigma M / \Sigma V \\ &= 22.840 / 8.212 \\ &= 2.781 \text{ m dari X (titik refrensi)} \end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned} E &= I_x - (B/2) I \\ &= I 2.781 - (1.950/2) I \\ &= 1.806 \end{aligned}$$

Daya dukung pada dasar Sub Dam Sabo untuk :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= (\Sigma V/B) \times [1+(6.e/B)] \\ &= (8.212/1.950) \times [1+(6 \times 1.806/1.950)] \\ &= 27.617 \text{ t/m}^2 \\ &= \sigma_{\max} < \sigma_{\text{ijin}} \\ &= 27.617 < 270.022 \text{ AMAN!} \end{aligned}$$

B. Dengan Gempa

Kontrol Stabilitas Sub Dam Sabo pada Kondisi Aliran Debris

1. Stabilitas terhadap Guling

$$\begin{aligned} F_G &= \Sigma M_T / \Sigma M_G \\ &= 30.91 / 15.50 \\ &= 1.99 > 1.50 \text{ AMAN!} \end{aligned}$$

2. Stabilitas terhadap Geser

Tanah dasar $\phi = 38$. Bila dasar pondasi dianggap sangat kasar, maka $\delta_b = \phi = 38$.

$$\begin{aligned} F_s &= \Sigma V \cdot \tan \delta_b / \Sigma H \\ &= 6.60 \cdot \tan 38 / 4.073 \\ &= 1.28 > 1.20 \text{ AMAN!} \end{aligned}$$

3. Stabilitas terhadap Daya Dukung

Jumlah Momen

$$\begin{aligned} \Sigma M &= \Sigma M_T - \Sigma M_G \\ &= 30.91 - 15.50 \\ &= 15.40 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Jumlah Gaya Vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned} \Sigma V &= \Sigma V_B - \Sigma V_A \\ &= 14.30 - 7.70 \\ &= 6.60 \text{ ton} \end{aligned}$$

Titik kerja resultan Gaya

$$\begin{aligned} X &= \Sigma M / \Sigma V \\ &= 15.403 / 6.596 \\ &= 2.335 \text{ m dari X (titik refrensi)} \end{aligned}$$

Eksentrisitas

$$\begin{aligned} E &= I_x - (B/2) I \\ &= I 2.335 - (1.950/2) I \\ &= 1.360 \end{aligned}$$

Daya dukung pada dasar Sub Dam Sabo untuk :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= (\Sigma V/B) \times [1+(6.e/B)] \\ &= (6.596/1.950) \times [1+(6 \times 1.360/1.950)] \\ &= 17.540 \text{ t/m}^2 \\ &= \sigma_{\max} < \sigma_{\text{ijin}} \\ &= 17.540 < 311.564 \text{ AMAN!} \end{aligned}$$

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

1. Besarnya limpasan dan sedimen yang terjadi di bagian hulu Kali Nangka adalah = $146980.82 \text{ m}^3/\text{det}$
2. Besarnya debit rancangan banjir yang direncanakan dengan periode kala ulang 10 tahun adalah sebesar = $144.886 \text{ m}^3/\text{det}$
3. Untuk pengendalian banjir di Kali Nangka, di bangun Sabo dam dengan
 - Dimensi Peluap = $168.027 \text{ m}^3/\text{det}$
 - Lebar Muka Air Banjir = 59.20 m
 - Tinggi Puncak Sabo Dam dari pelimpah = 2.00 m
 - Lebar atas pelimpah = 60.00 m
 - Cek Tinggi pelimpa = 0.704 m
 - Lebar Efektif pelimpah = 0.20 m
 - Tinggi Loncat Hidrolik = 2.448 m
 - Panjang loncatan hidrolik = 14.873 m
 - Kemiringan Tubuh Sabo Dam (n) = 0.25
 - Kedalaman Pondasi Sabo dam = 2 m
 - Jarak antara Sabo Dam dengan Sub Sabo Dam = 17 m
 - Tinggi Sub Sabo Dam dari pondasi sabo dam utama = 2.5 m
 - Tinggi Sub Sabo dam dari permukaan apron = 0.50 m
 - Panjang apron = 13 m

5.2. Saran

1. Untuk penanganan struktur massa sedimen di kawasan Belanting ini tidak akan menerapkan penanganan dengan struktur Kantong Pasir (*Sandpocket*) dengan alasan :
 - Berdasarkan analisis imbangan massa sedimen (*sediment balance*), maka kelebihan sedimen (V_e) dari Rencana Dam Sabo (*Shimoda, 1995*) telah memenuhi syarat volume sedimen ijin yaitu kurang dari 10% ($5,31\% < 10\%$) atau dapat diartikan bahwa kapasitas struktur dam sabo mampu mengelola volume kelebihan sedimen dari Sabo Dam Belanting,
 - Untuk menjaga keseimbangan sungai maka sungai masih harus menerima asupan/suplay sedimen dari hulu minimal kurang dari 10% (Aliran sedimen debris & lahar).

DAFTAR PUSTAKA

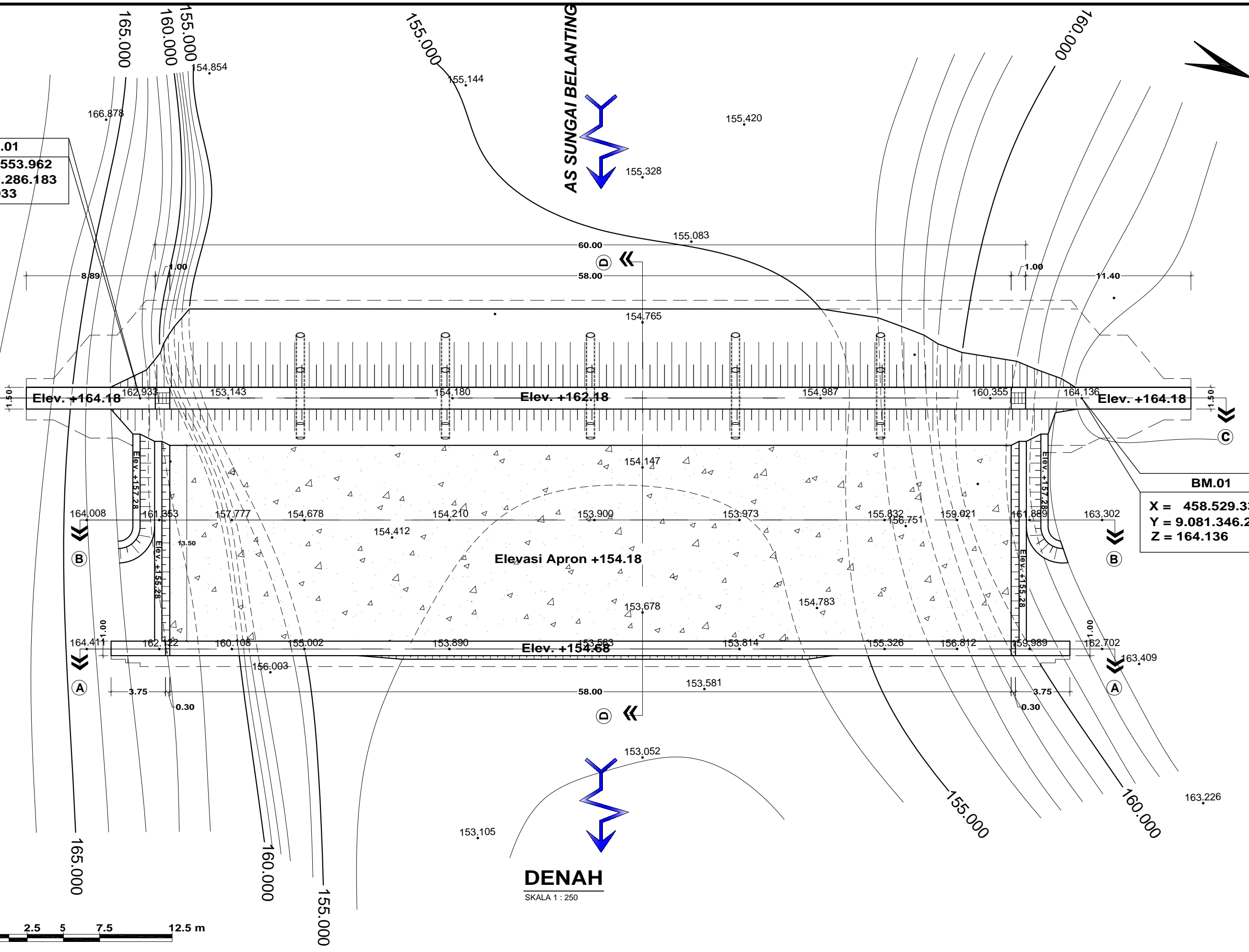
- Ahmad Rismed Daud (2006). *Tugas Akhir (Perencanaan Sabo Dam)*. Malang.
- Anonim. *Collection of Formulae for Sabo Design*. Asosiasi Sabo Jepang.
- Anonim, *Technical Standart of River and Sabo Engineering*. Biro Persungaian Departemen Pekerjaan Umum Jepang.
- C.D. Soemarto (1983), *Hidrologi Teknik*.
- C.D. Soemarto (1986), *Hidrologi Teknik*.
- Debris flow* (1991). Disaster Prevention Research Intitute, Kyoto University, International Assosiation for Hydrolic Research (IAHR), A.A Balkema / Rotterdam / Brookfield,.
- Haryono (2007). *Banjir dan Aliran Debris*, Materi kuliah Program Sarjana Megister pengelolaan Bencana Alam, Fakultas Teknik dan Lingkungan Universitas Gadjah Mada.
- Departemen Kimbangwil (2000) .*Mannual Perencanaan Sabo*, Ditjen Pengembangan Perdesaan,
- Balitbang PU, (1988). *Petunjuk Perhitungan Debit Banjir*, Pusat Litbang, Pengairan,
- Balitbang PU (1988). *Petunjuk Perencanaan Bangunan Pengendali Sedimen*, Puslitbang Pengairan.
- Subarkah. I (1978), *Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air*, Idea dharma, Bandung.
- VSTC (1985). *Perencanaan Bagunan pengendali Sedimen*. Japan International Cooperation Agency (JICA), Indonesia.

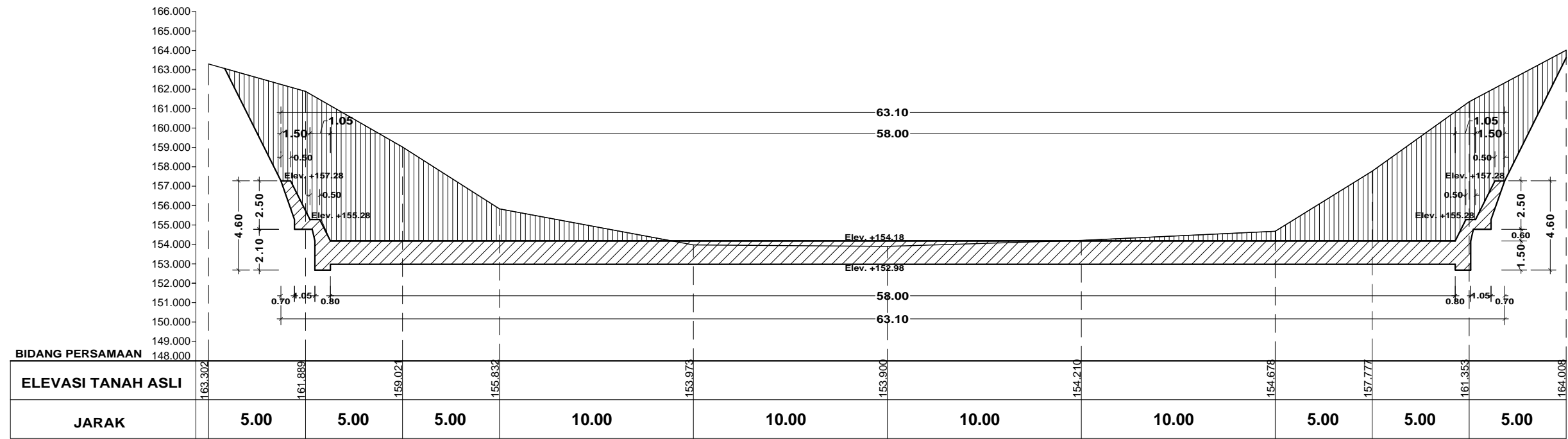
CP.01
 X = 458.553.962
 Y = 9.081.286.183
 Z = 162.933

BM.01
 X = 458.529.334
 Y = 9.081.346.249
 Z = 164.136

AS SUNGAI BELANTING

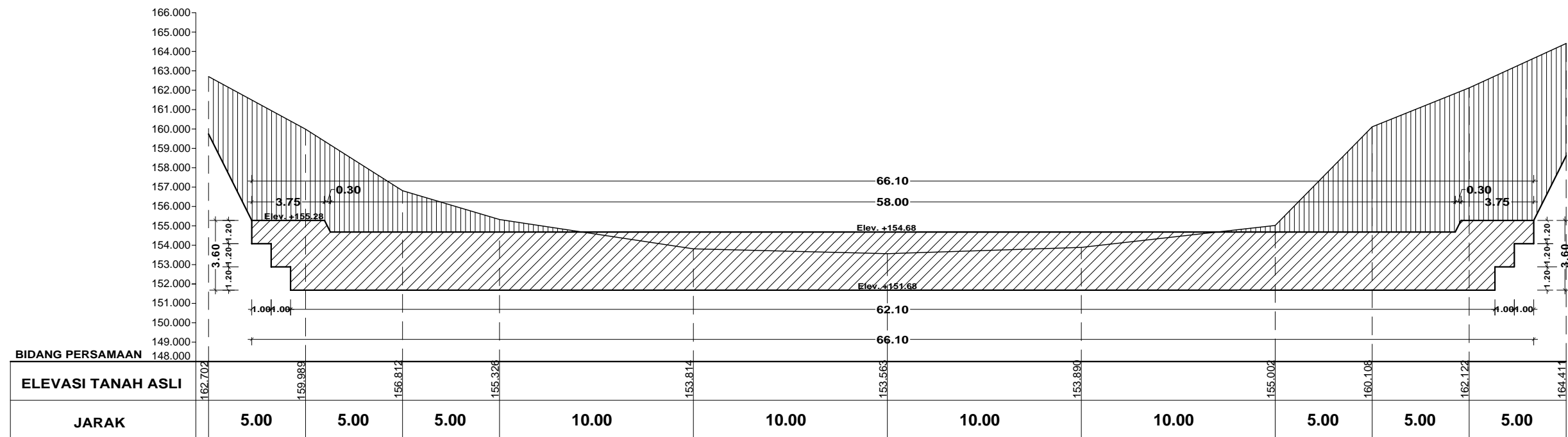
DENAH
 SKALA 1 : 250





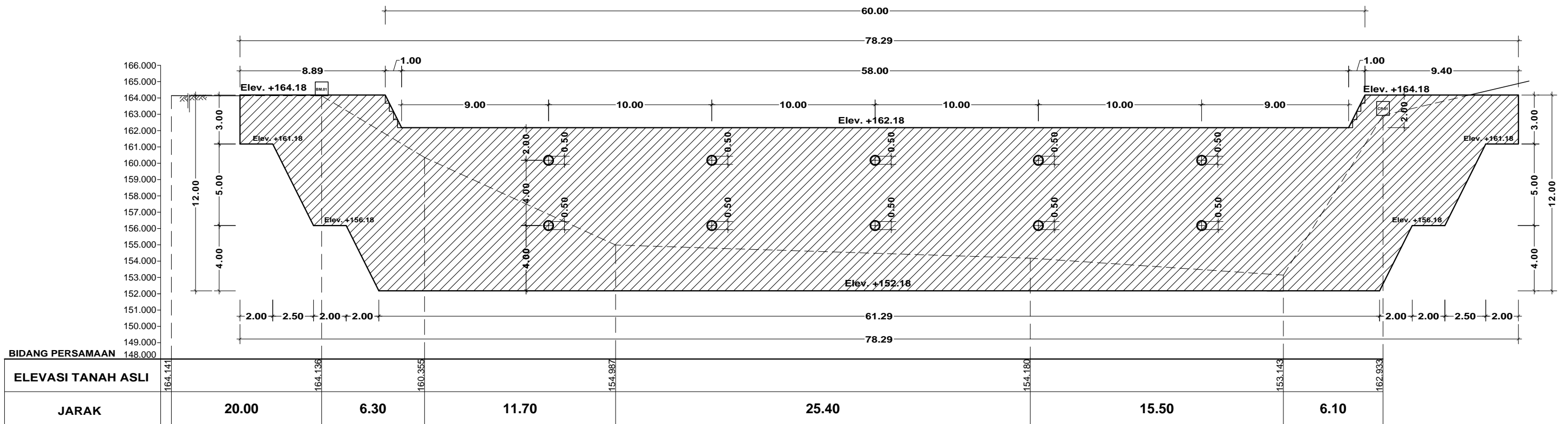
POTONGAN B - B

SKALA 1 : 250



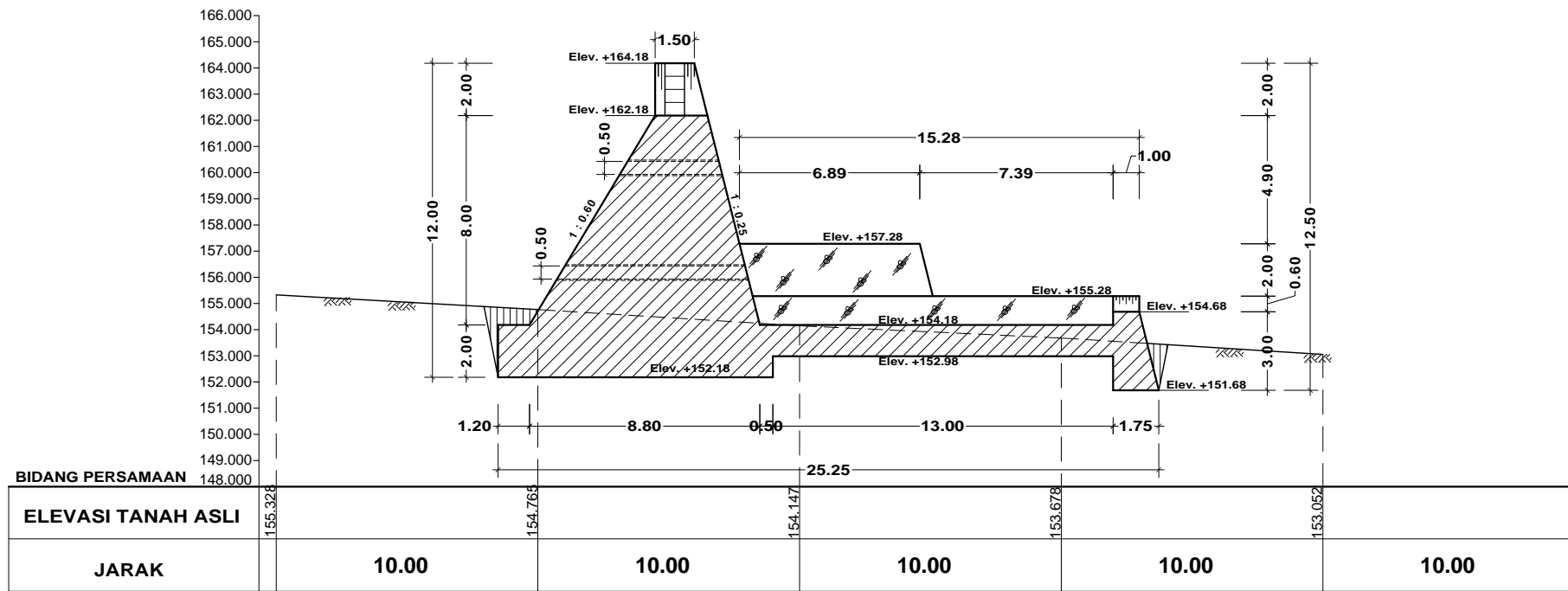
POTONGAN A - A

SKALA 1 : 250



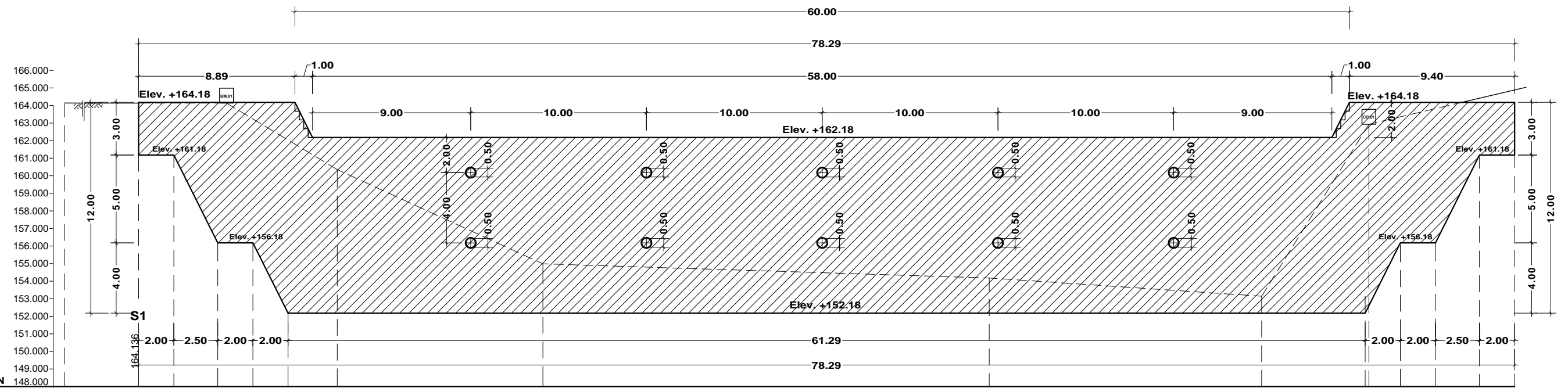
POTONGAN C - C

SKALA 1 : 250



POTONGAN D - D

SKALA 1 : 250

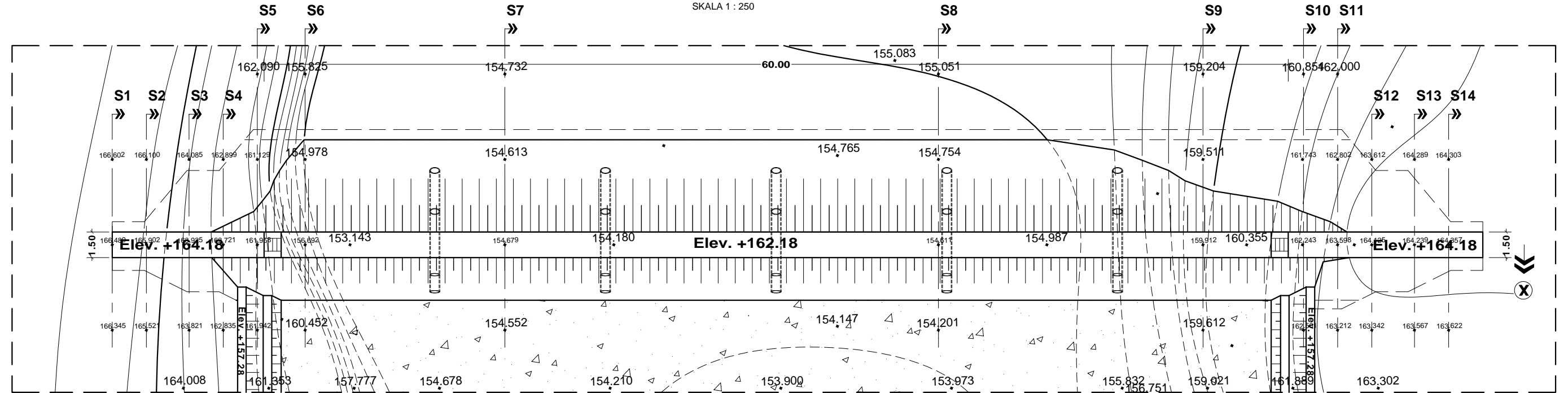


BIDANG PERSAMAAN

NOMOR PATOK	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14
ELEVASI TANAH ASLI	164.136	164.136	164.136	164.136	164.136	160.355	154.987	154.180	153.143	162.443	153.143	153.143	153.143	153.143
JARAK	20.00			6.30			11.70						15.50	6.10

POTONGAN X - X

SKALA 1 : 250



DENAH SABO DAM

SKALA 1 : 250