

**STUDI PERENCANAAN EMBUNG TALANGO DESA TALANGO
KECAMATAN ANGGREK KABUPATEN GORONTALO UTARA
PROPINSI GORONTALO**

SKRIPSI

**Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
menempuh gelar sarjana teknik**

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



SISWANTO

NIM. 0210640068 - 64

DEPARTEMEN PENDIDIKAN NASIONAL

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

FAKULTAS TEKNIK

JURUSAN PENGAIRAN

MALANG

2009

**STUDI PERENCANAAN EMBUNG TALANGO DESA TALANGO
KECAMATAN ANGGREK KABUPATEN GORONTALO UTARA
PROPINSI GORONTALO**

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik

UNIVERSITAS BRAWIJAYA



Disusun oleh :

SISWANTO

NIM. 0210640068 - 64

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Heri Suprijanto, MS
NIP. 131 475 846

Ir. Suwanto Marsudi, MS
NIP. 131 629 863

**STUDI PERENCANAAN EMBUNG TALANGO DESA TALANGO
KECAMATAN ANGGREK KABUPATEN GORONTALO UTARA
PROPINSI GORONTALO**

Disusun oleh :

SISWANTO

NIM. 0210640068 – 64

Skripsi ini telah di uji dan dinyatakan lulus pada tanggal 16 juli 2009

Majelis Penguji :

Dosen Pembimbing dan penguji

Dosen Pembimbing dan penguji

Ir. Heri Suprijanto, MS
NIP. 131 475 846

Ir. Suwanto Marsudi, MS
NIP. 131 629 863

Dosen penguji

Dosen penguji

Ir. Dwi Priyantoro, MS
NIP. 131 475 845

Very Darmawan, ST. MT
NIP. 132 232 480

Mengetahui :

Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Ir. Rini Wahyu Sayekti, MS

NIP. NIP. 131 629 862

Kata Pengantar

Puji syukur kami panjatkan kepada Allah SWT, karena berkat serta rahmat Nya kami mampu menyelesaikan skripsi dengan judul STUDI PERENCANAAN EMBUNG TALANGO DESA TALANGO KECAMATAN ANGGREK KABUPATEN GORONTALO UTARA PROPINSI GORONTALO.

Skripsi ini ditempuh sebagai salah satu syarat wajib untuk memperoleh gelar sarjana teknik pada Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik universitas Brawijaya Malang. Pada kesempatan ini tidak lupa kami sampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Ibu Ir. Rini Wahyu Sayekti,MS selaku ketua jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya,
2. Bpk. Ir. Heri Suprijanto, MS dan Bpk. Ir. Suwanto Marsudi, MS selaku dosen Pembimbing skripsi ini,
3. Bpk. Ir. Dwi Priyantoro,MS dan Bpk. Veri Darmawan, ST. MT selaku dosen penguji skripsi ini,
4. Semua pihak yang turut membantu dalam proses pengerjaan skripsi ini.

Kami menyadari bahwa skripsi ini masih jauh dari sempurna, hal ini semata-mata dikarenakan kurangnya pengetahuan, pengalaman, serta kemampuan kami selaku penyusun. Akhir kata, semoga skripsi ini bermanfaat bagi pembaca pada umumnya dan penulis pada khususnya.

Malang, 16 juli 2009

Penyusun

ABSTRAK

Siswanto, Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Juli 2008.
Studi Perencanaan Embung Talango Desa Talango Kecamatan Anggrek Kabupaten
Gorontalo Utara Propinsi Gorontalo. Dosen Pembimbing : Ir. Heri Suprijanto, MS
dan. Ir. Suwanto Marsudi, MS

Skripsi ini bertujuan untuk mengetahui kondisi hidrologi, hidraulika dan stabilitas konstruksi pada bangunan pelimpah Embung Talango. Kajian ini dilakukan untuk dijadikan sebagai rekomendasi *design*.

Berdasarkan hasil studi embung Talango menggunakan debit rencana $Q_{50} = 121,54 \text{ m}^3/\text{dt}$ dengan debit banjir yang terjadi dimensi pelimpah embung talango direncanakan dengan lebar pelimpah (B) 20m pada elevasi dasar sungai di hulu + 28,00 m, hilir +26,00 m dan puncak pelimpah +37,00 m. Pada kondisi banjir dengan debit yang direncanakan tinggi muka air yang terjadi diatas pelimpah setinggi (h) 2,035 m pada elevasi + 39,035 m dan pada akhir kolam olakan tinggi muka air yang terjadi adalah 4.23 m pada elevasi +30,23 m. dari kondisi di atas embung talango direncanakan menggunakan mercu pelimpah OGEE tipe III dan melihat kondisi bilangan froude ($F = 8,57$) yang terjadi pada loncatan setelah mercu pelimpah maka dalam perencanaan kolam olakan embung talango menggunakan tipe USBR III dan panjang kolam olak adalah 11.42 m.

Stabilitas merupakan hal yang sangat perlu diperhatikan dalam sebuah perencanaan karena stabilitas merupakan faktor yang paling menentukan dalam keamanan suatu bangunan atau konstruksi. Dalam studi embung talango stabilitas ditinjau dari dua kondisi yaitu kondisi normal dan kondisi banjir yang disertai dengan gempa (*extreme*), dan stabilitas pada embung talango pada pelimpah dan dinding penahan pada tinjauan keamanan terhadap guling dan geser telah stabil dengan faktor keamanan minimum yang di ijinakan 1,5 pada kondisi normal dan 1,1 pada kondisi *extreme*. Sedangkan daya dukung tanahnya telah memenuhi nilai minimum tegangan yang di ijinakan pada pondasi embung yaitu $2.6293 \text{ t/m}^2 < 185,274 \text{ t/m}^2$ (σ_{ijin}) untuk kondisi normal dan $10,1687 \text{ t/m}^2 < 217,8 \text{ t/m}^2$ (σ_{ijin}) untuk kondisi *extreme*.

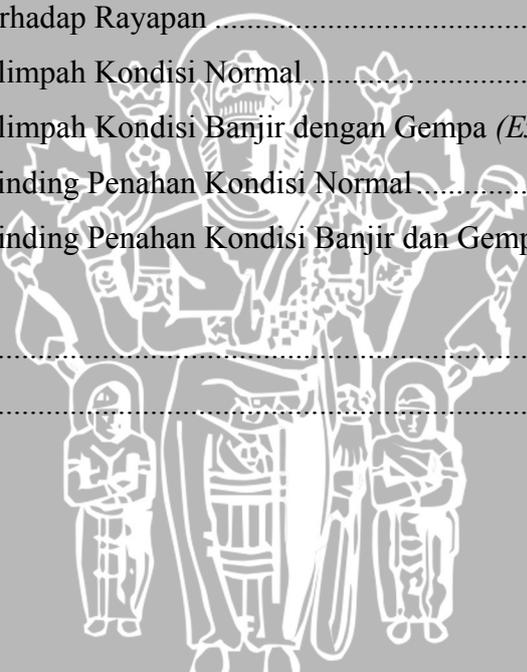
Kata kunci : Embung, Pelimpah, Stabilitas

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN	
KATA PENGANTAR	
ABSTRAK	
DAFTAR ISI	i
DAFTAR TABEL	iv
DAFTAR GAMBAR	vi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Identifikasi Masalah	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Rumusan Masalah	2
1.5. Maksud dan Tujuan	2
BAB II LANDASAN TEORI	
2.1. Analisa Hidrologi	4
2.1.1. Perpanjangan Data Hujan	4
2.1.1.1 Umum	4
2.1.1.2. <i>Parsial Duration Series</i>	4
2.1.2. Hujan Rancangan	6
2.1.3. Uji Kesesuaian Frekuensi	7
2.1.3.1. <i>Uji Smirnov – Kolmogorov</i> (horisontal)	7
2.1.3.2. <i>Uji Chi Square</i>	7
2.1.4. Koefisien Pengaliran	8
2.1.5. Debit Banjir Rancangan	9
2.2. Analisa Hidraulika	12
2.2.1. Kekekalan Energi	12
2.2.2. Energi Spesifik	14
2.2.3. Persamaan Momentum	15
2.3. Analisa Hidraulika pada Pelimpah	16
2.3.1. Aliran pada Pelimpah	16
2.3.2. Koefisien Debit Limpahan	16
2.2.3. Lebar Efektif Pelimpah	17
2.2.4. Tinggi Muka Air di atas Pelimpah dan Tubuh Pelimpah	19

2.4. Peredam Energi.....	20
2.4.1. Tipe Kolam Olakan (<i>Stilling Basin Type</i>).....	21
2.4.1.1. Kolam Olakan Datar Tipe I.....	21
2.4.1.2. Kolam Olakan Datar Tipe II.....	21
2.4.1.3. Kolam Olakan Datar Tipe III.....	22
2.4.1.4. Kolam Olakan Datar Tipe IV.....	22
2.5. Loncatan Hidraulik.....	23
2.6. Kapasitas Daya Dukung Tanah.....	24
2.7. Menentukan Panjang Lantai.....	27
2.8. Analisis Pembebanan.....	28
2.8.1. Tekanan Air.....	28
2.8.2. Gaya Vertikal akibat Berat Konstruksi.....	29
2.8.3. Tekanan Tanah.....	30
2.8.4. Gaya Akibat Pengaruh Gempa.....	31
2.8.5. Gaya Tekan Air Pori (<i>Up Lift</i>).....	31
2.9. Analisis Stabilitas.....	32
2.9.1. Stabilitas Terhadap Guling.....	32
2.9.2. Stabilitas Terhadap Geser.....	32
2.9.3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah.....	33
BAB III METODOLOGI	
3.1. Kebutuhan Data.....	34
3.2. Tahapan Studi.....	34
BAB IV PEMBAHASAN	
4.1. Analisa Hidrologi.....	38
4.1.1. Data Hidrologi.....	38
4.1.2. Analisa Frekuensi.....	40
4.1.2.1. Metode Log Person Type III.....	40
4.1.2.2. Metode Gumbel.....	42
4.1.3. Uji Kesesuaian Distribusi.....	44
4.1.3.1. Uji Smirnov Kolmogorov Log Person Type III.....	44
4.1.3.2. Uji Chi-Kuadrat Log Person Type III.....	46
4.1.3.4. Uji Smirnov Kolmogorov Metode Gumbel.....	47
4.1.4. Perhitungan Koefisien Pengaliran.....	49
4.1.5. Perhitungan Distribusi Hujan jam – jaman.....	50

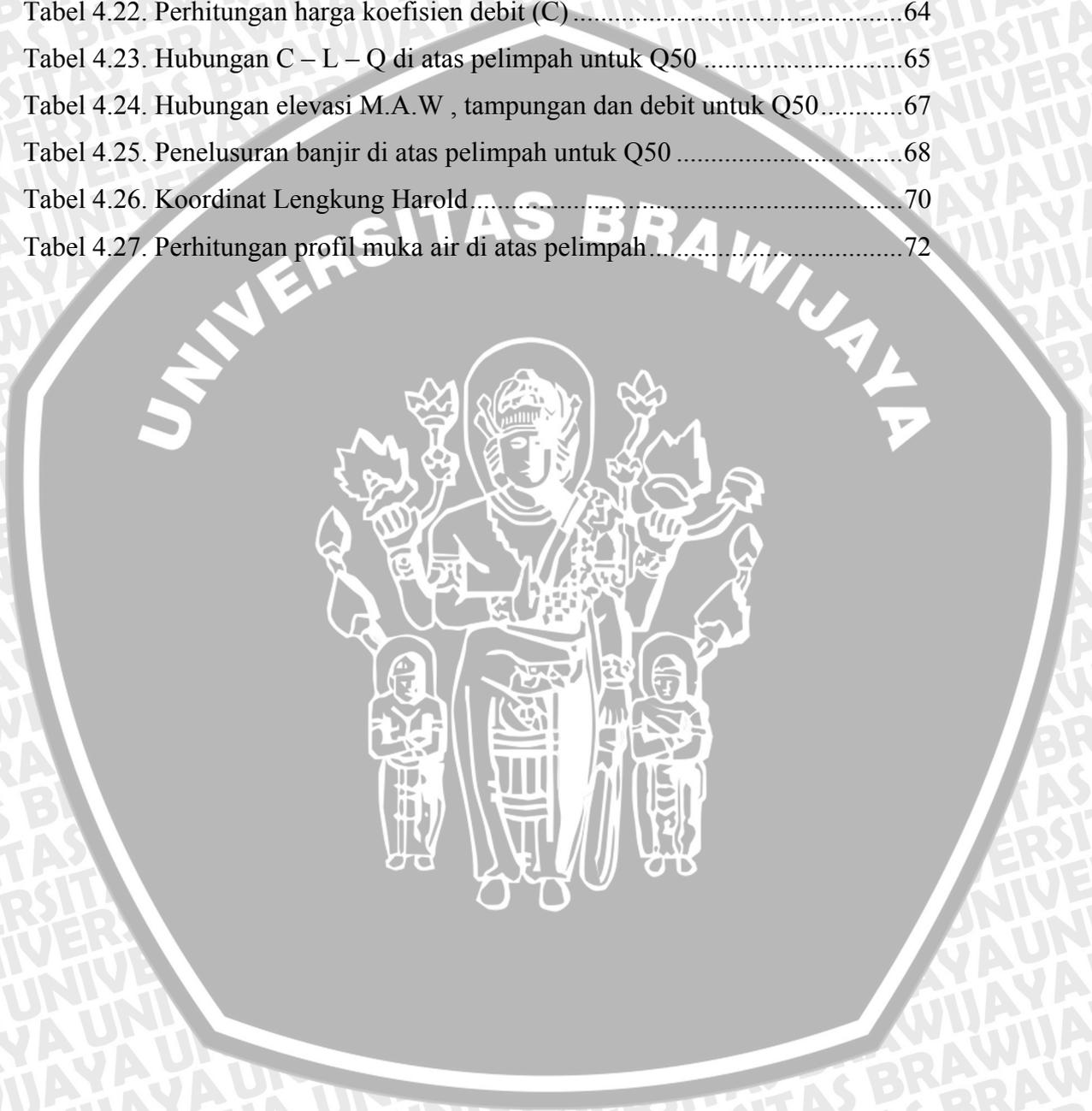
4.1.6. Perhitungan Curah Hujan Efektif	51
4.1.8. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik <i>Nakayasu</i>	52
4.2. Perencanaan Bangunan Utama	63
4.2.1. Perencanaan Bendung Pelimpah Bebas	63
4.2.2. Perhitungan Koefisien Debit Pelimpah	63
4.2.3. Penelusuran banjir di atas pelimpah	67
4.3. Perencanaan Mercu Pelimpah (<i>spillway</i>)	70
4.4. Perhitungan profil muka air di atas pelimpah	71
4.5. Peredam Energi	73
4.6. Perhitungan Tebal Lantai Saluran	77
4.6.1 Tebal lantai di pelimpah	77
4.6.2. Tebal lantai kolam olakan	77
4.7. Stabilitas Terhadap Rayapan	78
4.8. Stabilitas Pelimpah Kondisi Normal	79
4.9. Stabilitas Pelimpah Kondisi Banjir dengan Gempa (<i>Extreme</i>)	83
4.10. Stabilitas dinding Penahan Kondisi Normal	88
4.11. Stabilitas dinding Penahan Kondisi Banjir dan Gempa (<i>extreme</i>)	91
BAB V Penutup	
5.1. Kesimpulan	94
5.2. Saran	95
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Hubungan Antara Kala Ulang Partial dan Annual series	6
Tabel 2.2. Harga Komponen C oleh faktor Intensitas Hujan.....	8
Tabel 2.3. Harga Komponen C oleh Faktor Topografi.....	9
Tabel 2.4. Harga Komponen C oleh Faktor Tampunguan Permukaan.....	9
Tabel 2.5. Harga komponen C oleh Faktor Infiltrasi.....	9
Tabel 2.6. Harga Komponen C oleh Faktor Penutup Lahan.....	9
Tabel 2.7. Korelasi antara (N) SPT dengan kepekatan relative dan kepadatan relative tanah serta daya dukung tanah yang diperkenankan.....	26
Tabel 4.1. Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan	38
Tabel 4.2. Perpanjangan Data Curah Hujan Metode Parsial Duration Series Pada Stasiun Tudi Anggrek	39
Tabel 4.3. Hasil Perpanjangan Data Curah Hujan Metode Parsial Duration Series	40
Tabel 4.4. Perhitungan curah hujan rencana dengan Metode Log Pearson III	41
Tabel 4.5. Perhitungan curah hujan rencana	42
Tabel 4.6. Perhitungan curah hujan rencana dengan Metode Gumbel	43
Tabel 4.7. Perhitungan curah hujan rencana	43
Tabel 4.8. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov.....	45
Tabel 4.9. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Chi-Kuadrat.....	46
Tabel 4.10. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov.....	47
Tabel 4.11. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Chi-Kuadrat	48
Tabel 4.12 Distribusi Hujan Jam – jaman.....	51
Tabel 4.13. Distribusi Hujan Jam - jaman	52
Tabel 4. 14. Perhitungan Unit Hidrograf Satuan dengan Metode Nakayasu.....	54
Tabel 4.15. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q1 th.....	55
Tabel 4.16. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q5th.....	56
Tabel 4.17. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q10th....	57
Tabel 4.18. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q20th....	58

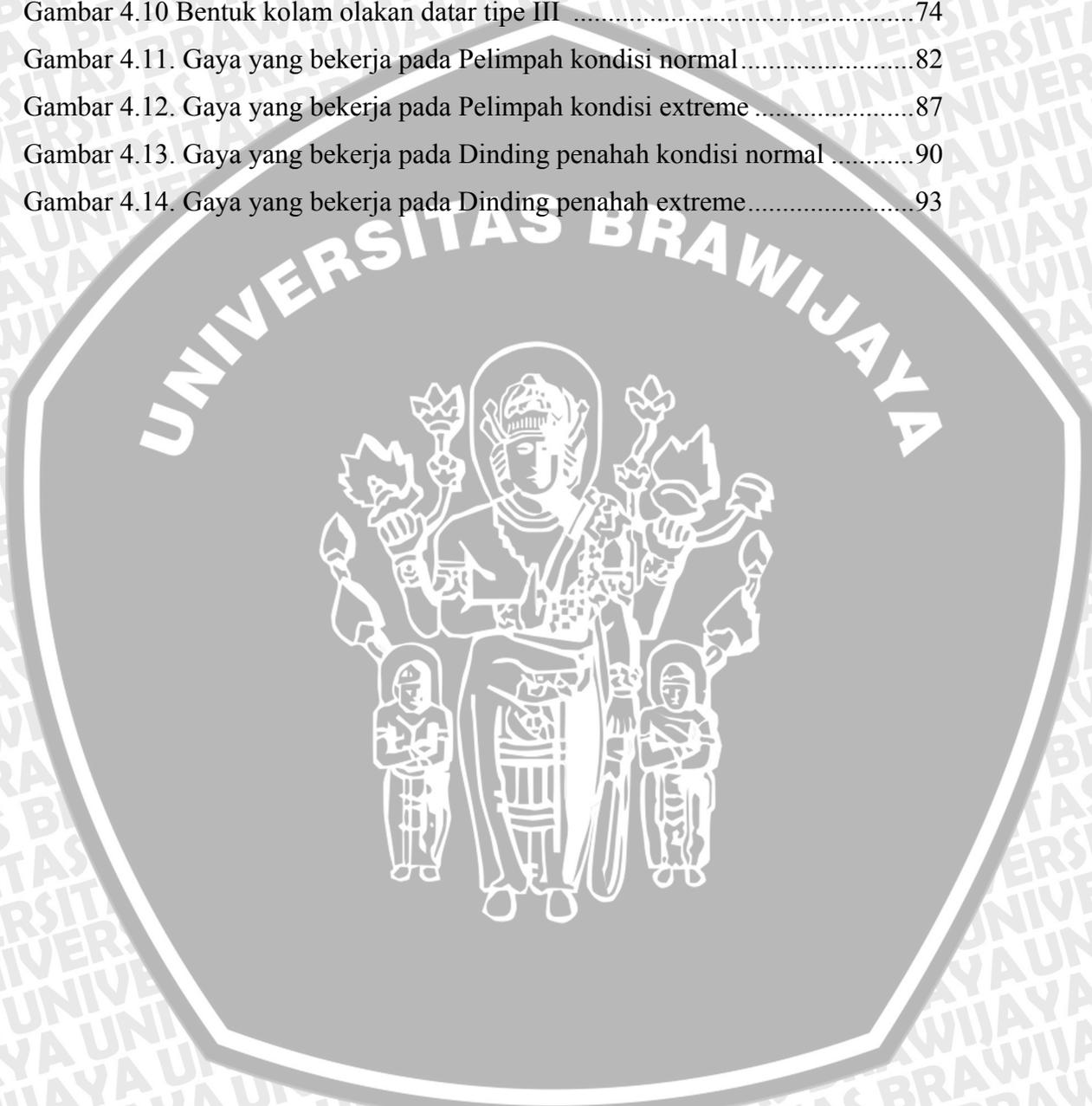
Tabel 4.19. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q50th....	59
Tabel 4.20. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q100th..	60
Tabel 4.21. Rekapitulasi Perhitungan Metode HSS Nakayasu.....	61
Tabel 4.22. Perhitungan harga koefisien debit (C).....	64
Tabel 4.23. Hubungan C – L – Q di atas pelimpah untuk Q50	65
Tabel 4.24. Hubungan elevasi M.A.W , tampungan dan debit untuk Q50.....	67
Tabel 4.25. Penelusuran banjir di atas pelimpah untuk Q50	68
Tabel 4.26. Koordinat Lengkung Harold.....	70
Tabel 4.27. Perhitungan profil muka air di atas pelimpah.....	72



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Energi dalam aliran saluran terbuka berubah beraturan	13
Gambar 2.2. Lengkung energi spesifik	14
Gambar 2.3. Prinsip energi dan momentum yang digunakan untuk saluran terbuka	15
Gambar 2.4. Koefisien limpahan dari berbagai tipe bendung (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah).....	17
Gambar 2.5. Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk depan masing-masing pilar).....	18
Gambar 2.6. Koefisien kontraksi pilar (sesuai dengan bentuk tumpuannya).....	18
Gambar 2.7. Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah	19
Gambar 2.11. Kolam olakan datar tipe I.....	21
Gambar 2.12. Bentuk kolam olakan datar tipe II.....	21
Gambar 2.13. Bentuk kolam olakan datar tipe III	22
Gambar 2.14. Bentuk kolam olakan datar tipe IV	22
Gambar 2.15. Sketsa loncatan hidraulik	23
Gambar 2.16. Persamaan momentum dalam loncatan hidraulik	23
Gambar 2.17. Split Barrel Sampler	24
Gambar 2.18. Split Barrel Sampler	25
Gambar 2.19. Rembesan metode Lane	27
Gambar 2.20. Tekanan air	28
Gambar 2.21. Tekanan tanah	30
Gambar 2.22. Gaya tekan air pori pada bendung	31
Gambar 3.1. Bagan Alir Perhitungan Hujan Rancangan	34
Gambar 3.2. Bagan Alir Perhitungan Debit Banjir Rancangan	35
Gambar 3.3. Diagram Alir Penyelesaian	36
Gambar 3.4. Lokasi Studi	37
Gambar 4.1. Perpanjangan Data Curah Hujan Metode Parsial Duration Series pada Stasiun Tudi Anggrek	39
Gambar 4.2. Uji Kesesuaian distribusi Frekuensi Log person Type III	45
Gambar 4.3. Uji Kesesuaian distribusi Frekuensi Metode E.J. Gumbel	48
Gambar 4.4. Hidrograf Satuan Sintesis Metode Nakayasu	62
Gambar 4.5. Potongan Memanjang Pelimpah	63

Gambar 4.6. Grafik Lengkung Kapasitas Tampungan dan genangan dengan Elevasi	66
Gambar 4.7. Hidrograf Satuan Sintesis Metode Nakayasu	69
Gambar 4.8. Profil Lengkung Harold Mercu OGEE III	71
Gambar 4.9. Profil Muka Air di atas Pelimpah	73
Gambar 4.10 Bentuk kolam olakan datar tipe III	74
Gambar 4.11. Gaya yang bekerja pada Pelimpah kondisi normal	82
Gambar 4.12. Gaya yang bekerja pada Pelimpah kondisi extreme	87
Gambar 4.13. Gaya yang bekerja pada Dinding penahah kondisi normal	90
Gambar 4.14. Gaya yang bekerja pada Dinding penahah extreme	93



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dengan memanfaatkan kondisi topografi daerah cekungan pada dataran berbukit untuk menampung air saat hujan turun dan memanfaatkan air tersebut saat kemarau. Dalam hal ini embung (waduk kecil) merupakan salah satu alternatif solusi penyediaan air.

Dengan adanya embung, maka air hujan yang terbangun setiap tahun dapat ditampung dan dimanfaatkan untuk bermacam-macam keperluan seperti :

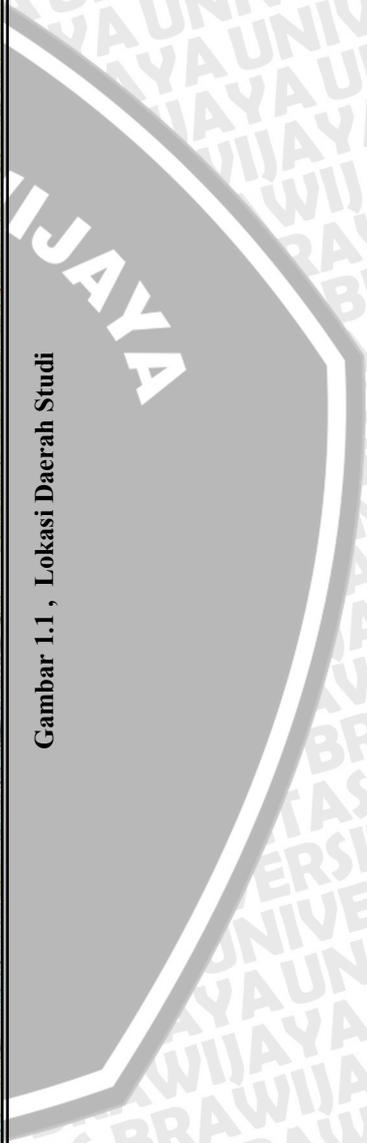
- a. Irigasi,
- b. Air minum manusia,
- c. Air minum hewan,
- d. Kebun,
- e. Sebagai tempat kunjungan wisata berbasis Sumber Daya Air sehingga meningkatkan pendapatan masyarakat desa sekitar embung.

Provinsi Gorontalo dengan luas 12.215,44 km² yang merupakan propinsi termuda di pulau Sulawesi dan diapit oleh Propinsi induk yaitu Sulawesi Utara dan Sulawesi Tengah disebelah timur dan baratnya, Sedangkan disebelah utara dan selatan diapit oleh Laut sulawesi dan Teluk Tomini. Secara geografis terletak antara 0 19' 1.15" LU dan 121 23' – 123 43' BT. Propinsi Gorontalo mempunyai potensi lokasi embung, yang dapat dimanfaatkan secara optimal bagi masyarakat.

Lokasi rencana embung Talango terletak di Sungai Talango Desa Talango Kecamatan Anggrek Kabupaten Gorontalo Utara Provinsi Gorontalo. Secara geografis terletak pada 468,883 BT dan 091,199 LU lihat gambar 1.1



Gambar 1.1 , Lokasi Daerah Studi



1.2 Identifikasi Masalah

Propinsi Gorontalo merupakan salah satu propinsi termuda di Indonesia, dalam rangka mewujudkan Gorontalo sebagai kota pertanian (Agropolitan) pemerintah Propinsi Gorontalo berupaya meningkatkan fasilitas infrastruktur yang salah satunya yaitu, pembangunan beberapa embung .

Dengan adanya embung, maka air hujan yang terbangun setiap tahun dapat ditampung dan dimanfaatkan untuk bermacam-macam

Mengingat pentingnya bangunan embung Talango ini, maka perlu perencanaan yang baik, sehingga embung dapat difungsikan seperti yang diharapkan.

1.3 Batasan Masalah

Agar permasalahan yang dibahas tidak meluas, maka permasalahan dibatasi sebagai berikut:

- 1 Studi ini dilaksanakan pada perencanaan embung Talango di Desa Talango Kecamatan Anggrek Kabupaten Gorontalo Utara Provinsi Gorontalo
- 2 Tidak membahas ketersediaan dan kebutuhan airnya
- 3 Tidak membahas BOQ dan RAB
- 4 Tidak membahas dampak lingkungan dan sosial
- 5 Tidak membahas operasional dan pemeliharaan

1.4 Rumusan Masalah

Dari batasan masalah diatas, maka dapat dirumuskan masalah dari studi ini, sebagai berikut:

1. Bagaimana debit banjir rencana?
2. Bagaimana desain bangunan pelimpah embung Talango?
3. Bagaimana daya dukung, stabilitas geser dan guling pelimpahnya?

1.5 Maksud dan Tujuan

Maksud dari studi ini adalah untuk mengetahui bagaimana desain pelimpah embung talango di Desa Talango Kecamatan Anggrek Kabupaten Gorontalo Utara Provinsi Gorontalo.

Sedangkan tujuan dari studi ini adalah untuk memberi sumbangan pemikiran dalam perencanaan embung yang diharapkan dapat dipakai sebagai acuan.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Analisa Hidrologi

2.1.1 Umum

Terdapat tiga model yang digunakan dalam perhitungan-perhitungan hidrologi yaitu model deterministik, model probabilistik, model stokastik. Model stokastik mampu mengisi kekosongan diantara kedua model tersebut, yaitu mempertahankan sifat-sifat peluang yang berhubungan dengan runtun waktu kejadiannya. Termasuk dalam model stokastik adalah proses perpanjangan runtun data.

Sedangkan dasar-dasar teknik pembangkitan data dapat dijelaskan seperti berikut, dasar proses perpanjangan runtun data (*generated*) adalah bahwa prosesnya tidak berubah, dalam arti sifat-sifat statistik proses terhadap runtun data historis tidak berubah terhadap waktu sehingga sifat-sifat kejadian sesungguhnya dapat dipakai untuk membuat runtun data sintesis yang panjang.

Pembangkitan data dalam hal ini memerlukan proses dimana kekuatan-kekuatan yang saling bersangkutan paut dan menimbulkan pengaruh bertindak menghasilkan suatu rangkaian waktu (*time series*). Proses terbaik adalah yang sesuai dengan karakteristik fisik dari rangkaian waktu tersebut. Sedangkan dari segi pandang stokastik, curah hujan bisa dipandang dari empat komponen yaitu :

- Komponen kecenderungan (T_t).
- Komponen periodik atau musiman (S_t).
- Komponen korelasi (K_t).
- Komponen acak (t).

Yang dapat dikombinasikan secara sederhana sebagai berikut :

$$X_t = T_t + S_t + K_t + \epsilon_t$$

Konsep dari metode stokastik adalah pembangkitan data dengan cara mempertahankan karakteristik data hujan shistoris, melalui parameter rerata data, standar deviasi dan koefisien korelasi antar waktu.

2.1.1.1. Parsial Duration Series

Hasil perpanjangan yang digunakan sebagai acuan dalam perhitungan hujan rencana adalah hujan signifikan maksimum tahunan yang diperoleh dari hujan signifikan maksimum harian. Adakalanya tinggi hujan signifikan maksimum yang digunakan,

dilampaui oleh tinggi hujan signifikan ditahun sebelumnya. Demikian juga tinggi hujan signifikan (R_s) maksimum tahunan, adakalanya R_s tersebut dilampaui oleh R_s bulanan pada tahun sebelumnya.

Perpanjangan data dengan metode *Annual-Partial Duration Series* membatasi penggunaan data tinggi hujan maksimum bulanan sebanyak 2 hingga 3 data setiap tahunnya (Harto, Sri. 1987. *Analisa Hidrologi*). Dengan demikian diperoleh serangkaian data baru (*data series*). Namun pada proses perhitungan hujan rencana dengan kala ulang tertentu, rangkaian data tersebut harus diparsialkan kembali.

Data tinggi hujan signifikan selama satu tahun adalah kumpulan data yang disebut 1 rangkaian data (*one data series*). Dari setiap rangkaian data dalam satu tahun diambil tinggi gelombang signifikan yang terbesar, yaitu urutan terbesar pertama hingga ke-tiga. Jika rangkaian data selama enam tahun tersebut digabungkan dalam satu rangkaian data yang baru, akan diperoleh *partial data series*. Untuk mendapatkan varian yang dapat mewakili tinggi gelombang maksimum tahunan, rangkaian data tersebut harus diolah menjadi *annual data series* menggunakan tabel G.W.Kite.

Chow (1964) merumuskan hubungan antara kala ulang (*return period*) dengan kemungkinan disainnya sebuah variat (*probability of being exceeded*) dalam kala ulang tertentu dengan hubungan berikut :

$$T_r = \frac{1}{P(x_i \geq x)} \tag{2-1}$$

dengan :

T_r = kala ulang (*return period*)

$P(x_i \geq x)$ = kemungkinan bahwa x_i lebih besar atau sama dengan x .

Sejalan dengan hal itu, dengan menggunakan parial series maupun annual series akan didapatkan kala tinggi gelombang dengan kala ulang tertentu (H_{th}). Berdasarkan hubungan diatas Chow merumuskan hubungan antara T_E dan T_M , sebagai berikut :

$$T_E = \frac{1}{\ln T_M - \ln(T_M - 1)} \tag{2-2}$$

dengan

T_E = kala ulang untuk *partial series*

T_M = kala ulang untuk *annual series*

Kite (1984) merumuskan hubungan antara T_E dan T_M

<i>Partial Duration</i>	<i>Annual Duration</i>
0,5	1,16
1	1,58
1,44	2
2	2,54
5	5,52
10	10,5
20	20,5
50	50
100	100,5

Tabel 2.1. Hubungan Antara Kala Ulang *Partial* dan *Annual series*

Sumber : G.J.W. Kite, 1988 : I-2

2.1.2. Hujan Rancangan

Hujan rancangan maksimum adalah curah hujan terbesar tahunan yang mungkin terjadi di suatu daerah dengan kala ulang tertentu.

Berbagai metode yang dapat dipakai dalam menganalisa curah hujan rancangan antara lain distribusi *Gumbel*, *Log Normal*, *Log Pearson III* dan lain-lain.

Untuk menentukan macam analisa frekuensi, perlu dihitung parameter-parameter statistik seperti koefisien C_s , C_v , C_k . Syarat untuk distribusi :

- *E.J Gumbel* : $C_k = 5,4$ dan $C_s = 1,14$
- *Log Normal* : $C_s = 0,0$ dan $C_k = 3,0$
- *Log Pearson III* : C_s dan C_k tidak ditentukan

Dalam studi ini dipilih cara *Log Pearson III* dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel dan dapat dipakai untuk semua sebaran data (Pilgrim,1991:207).

Tahapan untuk menghitung hujan rancangan maksimum dengan metode *Log Pearson III* adalah sebagai berikut :

1. Hujan harian maksimum diubah dalam bentuk logaritma.

2. Menghitung harga logaritma rata-rata dengan rumus :

$$\text{Logx} = \frac{\sum \text{Logxi}}{n} \quad (2-3)$$

3. Menghitung harga simpangan baku dengan rumus :

$$S_i = \sqrt{\frac{\sum (\text{Logxi} - \text{Logx})^2}{n-1}} \quad (2-4)$$

1. Menghitung harga koefisien kemiringan dengan rumus :

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Logxi} - \text{Logx})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S_i^3} \quad (2-5)$$

2. Menghitung logaritma hujan rancangan dengan kala ulang tertentu dng rumus :

$$\text{Log Rt} = \text{Log x} + G \cdot S_i \quad (2-6)$$

3. Menghitung antilog Rt untuk mendapatkan curah hujan rancangan dengan kala ulang tertentu, atau dengan membaca grafik pengeplotan Rt lawan peluang di kertas logaritma.

2.1.3. Uji Kesesuaian Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi bertujuan untuk mengetahui kesesuaian data yang tersedia dengan distribusi yang dipakai. Uji yang dipakai ada dua macam yaitu:

2.1.3.1. Uji *Smirnov – Kolmogorov* (horisontal)

Dari hasil pembacaan grafik pengeplotan data curah hujan pada kertas probabilitas logaritma, didapat perbedaan antara distribusi teoritis dan empirisnya pada sumbu horisontal yang merupakan data probabilitas. Selisih ini dicari yang maksimum yang disebut Δ maks. Uji *Smirnov-Kolmogorov* ini akan membandingkan harga Δ maks dengan suatu harga kritis yang ditentukan berdasarkan jumlah data dan batas nilai simpangan data. Bila Δ maks $<$ Δ kritis, hipotesa tersebut dapat diterima.

2.1.3.2. Uji *Chi Square*

Dari hasil pembacaan grafik pengeplotan data curah hujan pada kertas probabilitas logaritma, didapat perbedaan antara distribusi teoritis dan empirisnya pada sumbu vertikal yang merupakan data curah hujan rancangan. Langkah-langkahnya adalah :

- a. Menghitung selisih nilai data curah hujan hasil perhitungan (X_t) dengan nilai data curah hujan hasil pengamatan (X_e).
- b. Selisih tersebut dikuadratkan lalu dibagi nilai tiap tahunnya kemudian dijumlahkan untuk beberapa tahun. Nilai ini disebut X^2 hit.
- c. Harga X^2 hit dibandingkan dengan harga $X^2 Cr$ dari tabel harga Chi Kuadrat dengan α dan jumlah data (n) tertentu. Apabila X^2 hit $<$ $X^2 Cr$ maka hipotesa distribusi dapat diterima.

2.1.4. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah perbandingan antara limpasan air hujan dengan total hujan penyebab limpasan. Pada studi ini, koefisien pengaliran ditetapkan berdasarkan kondisi tata guna lahan. Sehingga untuk menghitung besarnya koefisien pengaliran rata-rata digunakan rumus :

$$C = C_p + C_t + C_o + C_s + C_c \quad (2-7)$$

dengan :

- C_p = Komponen C yang disebabkan oleh intensitas hujan yang bervariasi.
- C_t = Komponen C yang disebabkan oleh keadaan topografi.
- C_o = Komponen C yang disebabkan oleh tumpang permukaan.
- C_s = Komponen C yang disebabkan Infiltrasi .
- C_c = Komponen C yang disebabkan oleh penutup lahan .

(Sumber :Pedoman Kriteria Design Embung Kecil untuk Daerah Semi Kering di Indonesia,1995, Design Pengaliran , Dep. PU.)

Tabel 2.2. Harga Komponen C oleh faktor Intensitas Hujan

Intensites Hujan (mm./jam)	Cp
< 25	0.05
25 – 50	0.15
50 – 75	0.25
> 75	0.30

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil

Tabel 2.3. Harga Komponen C oleh Faktor Topografi

Kedatan Topografi	Kemiringan m/km	Ct
Curam dan tidak rata	200	0.10
Berbukit –bukit	100 –200	0.05
Landai	50 – 100	0.00
Hampir datar	0 – 50	0.00

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil

Tabel 2.4. Harga Komponen C oleh Faktor Tampang Permukaan

Tampang Permukaan	Cp
1. Daerah pengaliran yang curam, sedikit despresi permukaan	0.10
2. Daerah pengaliran yang sempit dengan sistim teratur	0.05
3. Tampang dan aliran permukaan yang berarti; terdapat kolam	0.05
4. Sungai berkelok –kelok dengan usaha pelestarian lahan	0.00

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil

Tabel 2.5. Harga komponen C oleh Faktor Infiltrasi

Kemampuan Infiltrasi Tanah	K(cm/dt)	D.1.Cs
Infiltrasi besar (tidak terdapat penutup lahan)	$< 10^{-5}$	0.25
Infiltrasi lambat (lempung)	$10^{-5}-10^{-6}$	0.20
Infiltrasi sedang (loam)	$10^{-3}-10^{-4}$	0.10
Infiltrasi cepat (pasir tebal, tanah beragregat baik)	$> 10^{-3}$	0.05

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil

Tabel 2.6. Harga Komponen C oleh Faktor Penutup Lahan

Penutup Tumbuh-tumbuhan Pada Dearah Penggilingan	Cp
1. Tidak terdapat tanaman yang efektif	0.25
2. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 10%	0.20
3. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 50%, ditanami atau banyak pepohonan	0.10
4. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 90%, hutan	0.05

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil

2.1.5. Debit Banjir Rancangan

Dalam merencanakan suatu bangunan air, diperlukan perkiraan besarnya banjir yang mungkin terjadi pada lokasi tersebut. Untuk itu diperlukan suatu periode pengamatan debit banjir yang cukup, agar estimasi yang dilakukan akan mendekati keadaan yang sebenarnya. Untuk perencanaan embung, karena tidak tersedianya pengamatan debit banjir di lokasi embung, maka perkiraan debit banjir rancangan dianalisa berdasarkan data curah hujan yang ada.

Hidrograf Satuan sintetik metode Nakayasu

Untuk menentukan Hidrograf satuan daerah pengaliran sungai yang tidak terpasang stasiun AWLR (*Automatic Water Level Recorder*), dapat digunakan hidrograf sintesis “*Nakayasu*” (buku hidrologi untuk pengaliran).

Parameter yang mempengaruhi unit hidrograf adalah :

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*).
2. Tenggang waktu dari titik berat sampai titik berat hidrograf (*time log*).
3. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
4. Luas daerah pengaliran
5. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*).
6. Koefisien pengaliran (*run-off coefficient*)

Rumus dari hidrograf satuan *Nakayasu* adalah :

$$Q_p = \frac{A \cdot R_o}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \quad (2-8)$$

dengan :

Q_p = Debit puncak banjir (m³/det)

R_o = Hujan satuan (mm)

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

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

A = Cactment Area (Luas daerah pengaliran sampai *outlet*)

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_p &= t_g + 0,8 t_r \\ T_{0,3} &= \alpha t_g \\ t_r &= 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \end{aligned}$$

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

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

dengan :

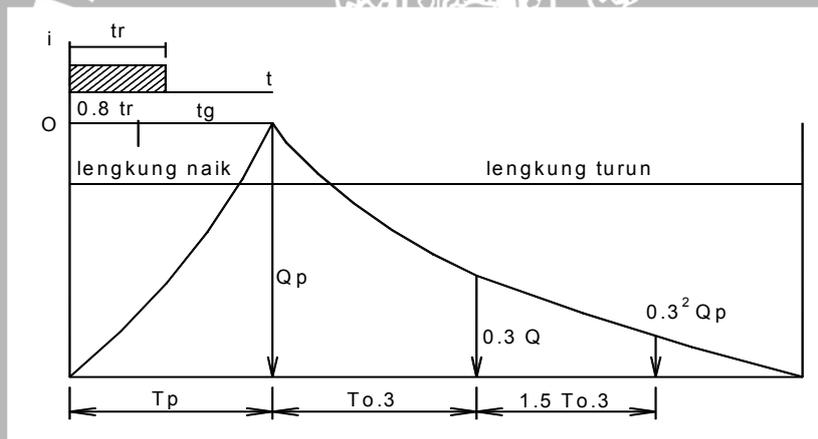
t_r = Satuan waktu hujan (jam)

α = Parameter hidrograf, untuk

$\alpha = 2$ (Pada daerah pengaliran biasa)

$\alpha = 1,5$ (Pada bagian naik *hidrograf* lambat, dan turun cepat)

$\alpha = 3$ (Pada bagian naik *hidrograf* cepat, turun lambat)



1. Pada waktu naik : $0 < t < T_p$

$$Q_p = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q_p \tag{2-9}$$

Dimana :

$Q(t)$ = Limpasan sebelum mencari debit puncak (m³)

t = Waktu (jam)

2. Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \tag{2-10}$$

b. Selang nilai : $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p + 0,5 T_{0,3})}{1,5 T_{0,3}} \quad (2-11)$$

c. Selang nilai : $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

Hidrograf banjir dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad (2-12)$$

dimana :

- Q_k = Debit Banjir pada jam ke - k
- U_i = Ordinat hidrograf satuan (I = 1, 2, 3 n)
- P_n = Hujan netto dalam waktu yang berurutan (n = 1,2,...n)
- B_f = Aliran dasar (*base flow*)

2.2. Analisa Hidraulika

2.2.1. Kekekalan Energi

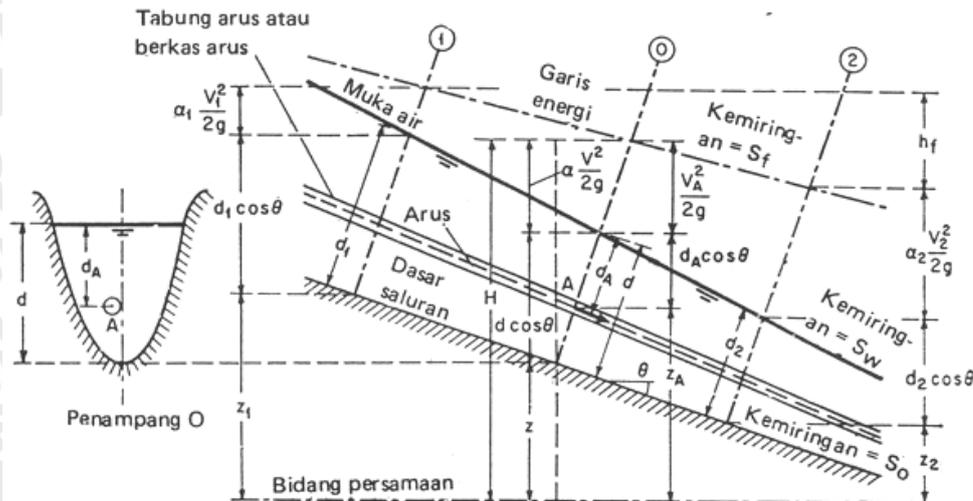
Jumlah energi dari setiap aliran yang melalui suatu penampang saluran dapat dinyatakan sebagai jumlah tinggi air yang setara dengan jumlah dari ketinggian di atas bidang persamaan, tinggi tekan dan tinggi kecepatan (*Chow, Ven Te 1997:35*).

Persamaan kekekalan energi dinyatakan sebagai berikut :

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (2-13)$$

dengan :

- H = Tinggi energi (m)
- z = Tinggi di atas bidang persamaan (m)
- d = Kedalaman muka air diukur sepanjang penampang saluran (m)
- $\frac{v^2}{2g}$ = Tinggi kecepatan (m)
- θ = Sudut kemiringan dasar saluran ($^{\circ}$)
- α = Koefisien *coriolis*



Gambar 2.1. Energi dalam aliran saluran terbuka berubah beraturan
(Sumber : Chow, Ven Te 1997:35)

Menurut prinsip kekekalan energi, jumlah tinggi energi pada penampang 1 di hulu akan sama dengan jumlah tinggi energi pada penampang 2 di hilir akan sama dengan jumlah tinggi h_f di antara kedua penampang, atau dinyatakan dengan persamaan (Chow, Ven Te 1997:36):

$$z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (2-14)$$

Persamaan di atas berlaku untuk aliran sejajar atau berubah beraturan. Untuk suatu saluran yang kemiringannya kecil, persamaan tersebut berubah menjadi :

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + hf \quad (2-15)$$

dengan :

z = Tinggi di atas bidang persamaan (m)

y = Kedalaman muka air (m)

= $d \cos \theta$

θ = Sudut kemiringan dasar saluran ($^\circ$)

α = Koefisien *coriolis*

$\frac{V^2}{2g}$ = Tinggi kecepatan (m)

h_f = Kehilangan total tinggi tekanan (m)

2.2.2. Energi Spesifik

Energi spesifik dalam suatu penampang saluran dinyatakan sebagai energi air setiap pon pada setiap penampang saluran, diperhitungkan terhadap dasar saluran. Oleh karena itu, menurut persamaan (1) untuk $z = 0$, dengan saluran yang kemiringannya kecil dan $\alpha = 1$, maka energi spesifik menjadi (Chow, Ven Te 1997:37):

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad (2-16)$$

dengan :

E = Energi spesifik (m)

y = Kedalaman aliran (m)

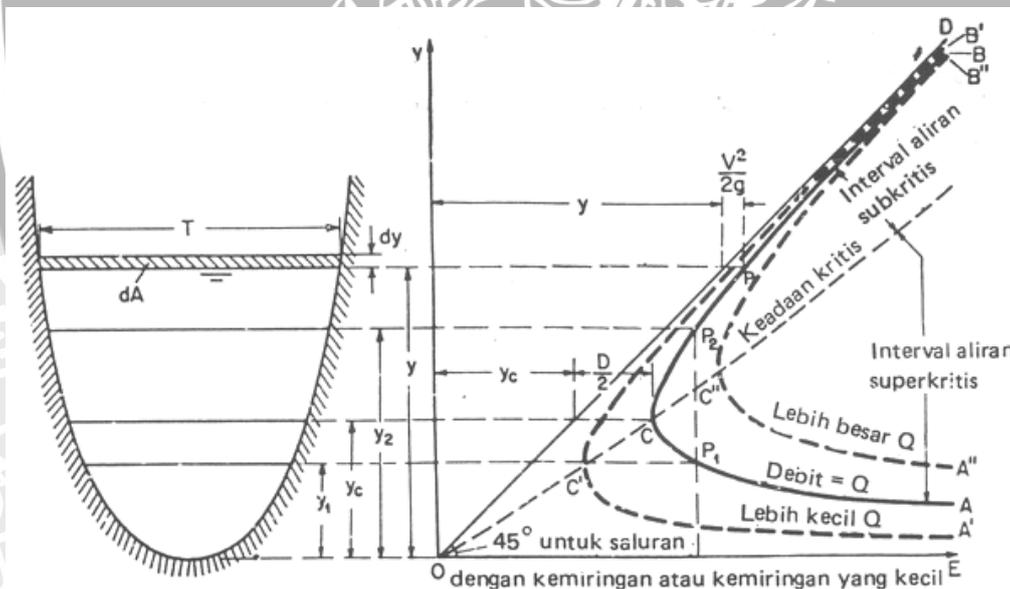
v = Kecepatan aliran (m/dt)

g = Percepatan gravitasi (m/dt²)

Q = Debit aliran (m³/dt)

A = Luas penampang basah (m²)

Apabila hubungan E dan y tersebut ditinjau lebih mendalam akan dapat dibuat suatu kurva sebagai berikut :



Gambar 2.2. Lengkung energi spesifik

Sumber : (Chow, Ven Te 1997:38)

Kedalaman aliran dimana energi spesifik menjadi suatu harga minimum untuk debit yang ditentukan dinamakan kedalaman kritis y_c (critical depth). Nilai E_{min} terjadi pada saat (Chow, Ven Te 1997:38):

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{D}{2} \text{ atau } \frac{v^2}{g \cdot D} = 1 \text{ atau } \frac{v}{\sqrt{g \cdot D}} = Fr = 1 \quad (2-17)$$

Untuk saluran segiempat, kedalaman kritis diperoleh dengan persamaan : (Raju, Ranga 1986:109) :

$$y_c^3 = \frac{q^2}{g} \quad (2-18)$$

$$E_{\min} = \frac{3}{2} y_c \quad (2-19)$$

2.2.3. Persamaan Momentum

Dengan memulai dari Hukum Newton II tentang gerak, kita bisa memperoleh persamaan momentum yang menyatakan bahwa pengaruh dari semua gaya luar terhadap volume kontrol dari cairan dalam setiap arah sama dengan besarnya perubahan momentum dalam arah tersebut (Raju, K.G.R. 1986.).

$$\sum F_x = \rho Q \cdot (\Delta V) \quad (2-20)$$

Sesuai dengan gambar 2.4 dan dengan mempertimbangkan volume kontrol 1-2-3-4, persamaan (2.12) dapat ditulis :

$$W \sin \theta + P_1 - P_2 - F_f - F_a = \rho Q (U_2 - U_1) \quad (2-21)$$

dimana :

Q = Debit aliran (m^3/dt)

U = Kecepatan rerata aliran (m/dt)

g = Percepatan gravitasi (m/dt^2)

ρ = Berat satuan air (kg/m^3)

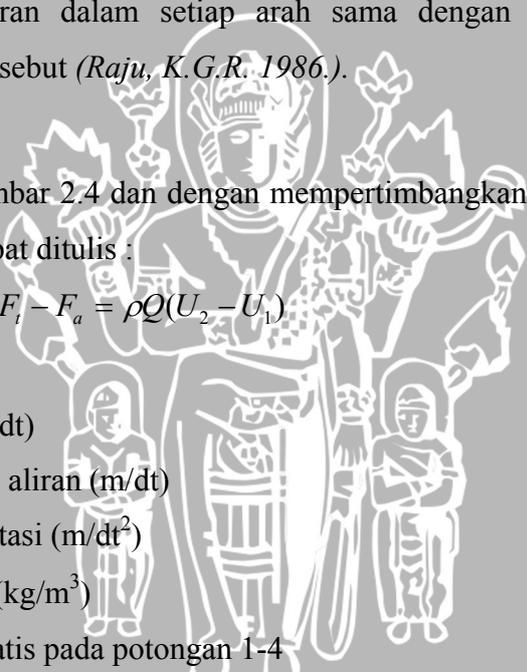
P_1 = Tekanan hidrostatik pada potongan 1-4

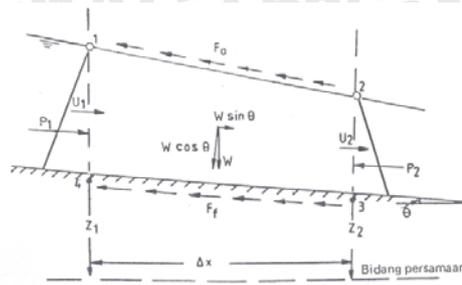
P_2 = Tekanan hidrostatik pada potongan 2-3

θ = Sudut kemiringan terhadap bidang datar ($^\circ$)

F_f = Gesekan batas terhadap panjang Δx

F_a = Tahanan udara pada permukaan bebas





Gambar 2.3. Prinsip energi dan momentum yang digunakan untuk saluran terbuka

(Sumber : Raju, K.G.R. 1986:10)

2.3. Analisa Hidraulika pada Pelimpah

2.3.1. Aliran pada Pelimpah

Bangunan bentuk mercu pelimpah (*overflow spillway*) adalah suatu bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi searah terhadap saluran pengatur aliran di hulunya (*Sosrodarsono 2002:190*)

Persyaratan yang perlu diperhatikan pada bangunan pelimpah tipe ini adalah agar debit banjir yang melintasinya, tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan mercu pada saluran pengatur, karenanya agar saluran samping dibuat cukup rendah terhadap bendung tersebut.

Untuk dapat memenuhi persyaratan tersebut, maka bangunan pelimpah direncanakan sedemikian rupa, agar pada saat mengalirkan debit banjir abnormal, perbedaan elevasi permukaan air di hulu dan di hilir bendung pengatur tidak kurang dari tinggi air di atas mercu bendung tersebut.

2.3.2. Koefisien Debit Limpahan

Koefisien limpahan pada bendung tersebut biasanya berkisar antara angka 2,0 – 2,1, yang dipengaruhi oleh beberapa faktor sebagai berikut :

- Kedalaman air didalam saluran pengarah aliran.
- Kemiringan lereng udik bendung
- Tinggi air diatas mercu bendung
- Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan.

Pengaruh-pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng udik bendung terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada gambar 2.5.

Besarnya koefien debit limpahan (C) dari tipe standar suatu bendung dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut :

$$C_d = 2,200 - 0,0416(H_d / W)^{0,9900} \tag{2-22}$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2\alpha(h / H_d)}{1 + \alpha(h / H_d)} \tag{2-23}$$

dengan :

C = Koefisien debit limpahan

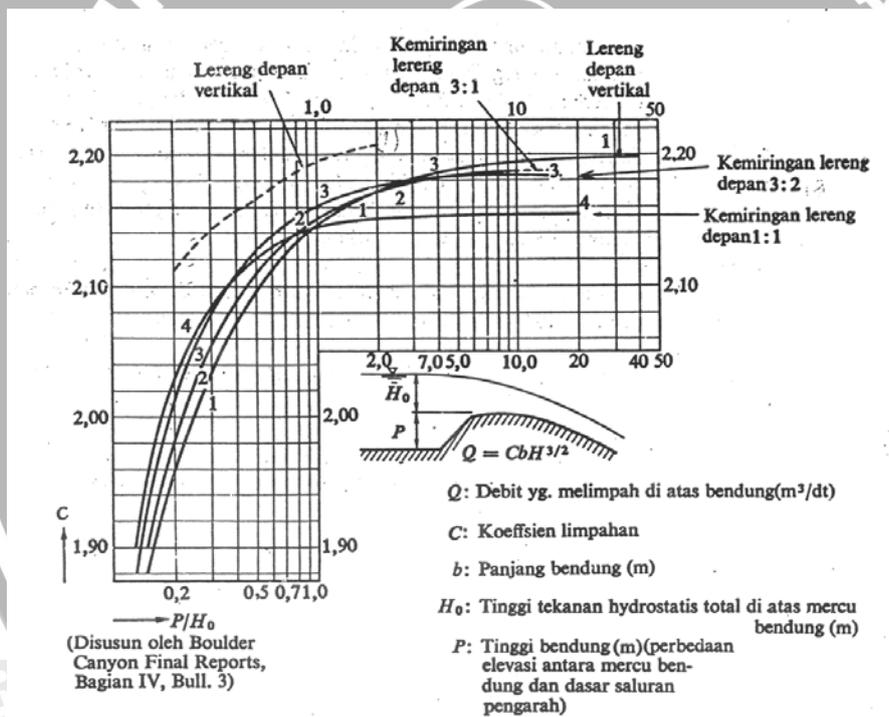
C_d = Koefisien debit limpahan pada saat h = H_d

h = Tinggi air di atas mercu bendung (m)

H_d = Tinggi tekanan rencana di atas mercu bendung (m)

W = Tinggi bendung (m)

α = Konstanta



Gambar 2.4. Koefisien limpahan dari berbagai tipe bendung (yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah).

(Sumber : Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 2002:182)

2.3.3. Lebar Efektif Pelimpah

Pada saat terjadi pelimpahan air melintasi mercu suatu pelimpah terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping pelimpah maupun di sekitar pilar-

pilar yang dibangun di atas mercu pelimpah tersebut, sehingga secara hidraulik lebar efektif suatu pelimpah akan lebih kecil dari lebar keseluruhan pelimpah yang sebenarnya. Dan debit air yang melintasi mercu pelimpah yang bersangkutan selalu didasarkan pada lebar efektifnya, yaitu dari hasil pengurangan lebar sesungguhnya dengan jumlah seluruh kontraksi yang timbul pada aliran air yang melintasi mercu pelimpah tersebut.

Rumus yang digunakan untuk menghitung panjang efektif Pelimpah adalah sebagai berikut :

$$L = L' - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \tag{2-24}$$

dengan :

L = lebar efektif pelimpah (m)

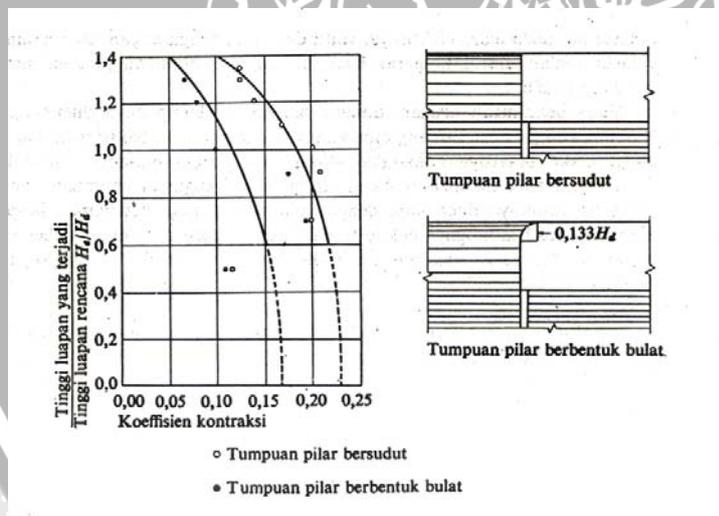
L' = lebar pelimpah sebenarnya (m)

N = jumlah pilar-pilar di atas mercu

K_p = koefisien kontraksi pilar (sesuai gambar 2.6)

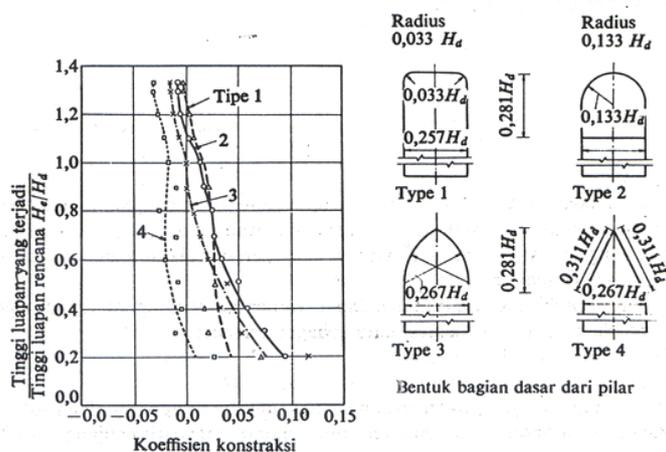
K_a = koefisien kontraksi dinding samping (sesuai gambar 2.7)

H = tinggi tekanan total di atas mercu pelimpah (m)



Gambar 2.5. Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk depan masing-masing pilar)

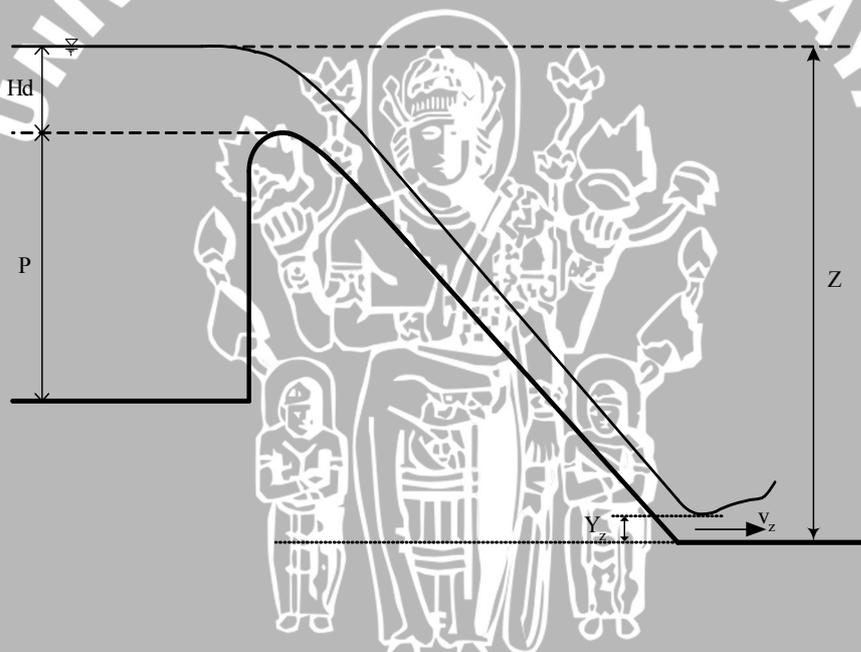
(Sumber : Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 2002:183)



Gambar 2.6. Koefisien kontraksi pilar (sesuai dengan bentuk tumpuannya)

(Sumber : Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 2002:184)

2.3.4. Tinggi Muka Air di atas Pelimpah (Crest) dan Tubuh Pelimpah



Gambar 2.7. Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah

(Sumber : Ven Te. 1997:347)

Kecepatan aliran teoritis pada pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut

(Chow, Ven Te 1997:345) :

$$V_z = \sqrt{2g(Z + H_d - y_z)} \tag{2-25}$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot y_z \tag{2-26}$$



$$F_1 = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} \quad (2-27)$$

dengan :

Q = debit aliran (m^3/dt)

L = lebar efektif pelimpah (m)

V_z = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

Z = tinggi jatuh atau jarak vertikal dari permukaan hulu sampai lantai kaki hilir (m)

H_d = tinggi kecepatan hulu (m)

Y_z = kedalaman aliran di kaki pelimpah (m)

F_1 = bilangan Froude

Sedangkan untuk menghitung tinggi muka air di atas mercu (*crest*) pelimpah, digunakan persamaan dimana kondisi di atas mercu pelimpah dianggap kritis (nilai $F_r = 1$) sehingga :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot y_{cr}} \right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \quad (2-28)$$

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2-29)$$

dengan :

y_{cr} = tinggi muka air kritis di atas mercu pelimpah (m)

q = debit aliran persatuan lebar ($m^3/dt/m'$)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

2.4. Peredam Energi

Sebelum aliran yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi superkritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran subkritis. Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus yang sangat kuat yang timbul dalam aliran tersebut harus direduksi hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan. (Sosrodarsono, 2002:213)

Peredam energi mempunyai berbagai tipe yang disesuaikan dengan kondisi topografi dan sistem kerjanya, yaitu :

1. Tipe Kolam Olakan (*Stilling Basin Type*)

Agar diperoleh tipe peredam energi yang sesuai untuk bangunan pelimpah, maka perlu dipertimbangkan hal-hal sebagai berikut :

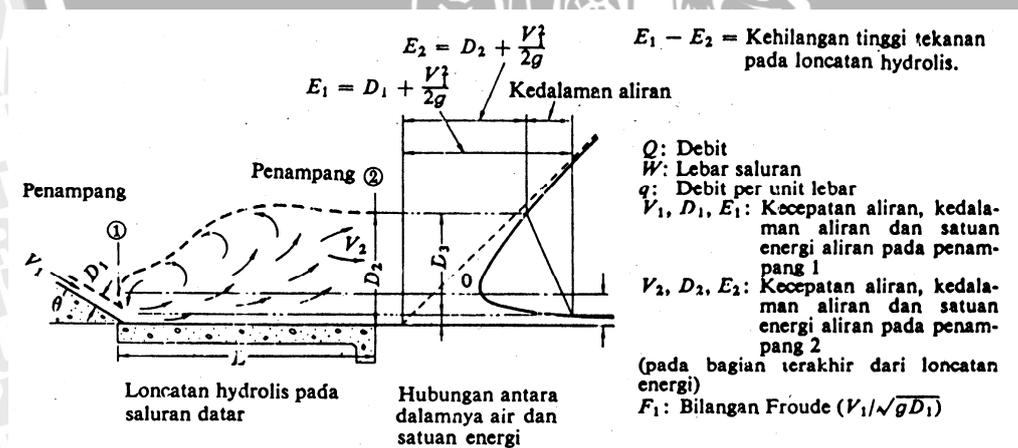
1. Gambaran karakteristik hidrolis pada peredam energi yang direncanakan.
2. Hubungan lokasi antara peredam energi dengan tubuh bendungan.
3. Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruktif dari bangunan pelimpah.
4. Kondisi-kondisi topografi, geologi dan hidrolika di daerah tempat kedudukan calon peredam energi.
5. Situasi serta tingkat perkembangan dari sungai di sebelah hilir.

2.4.1. Tipe Kolam Olakan (*Stilling Basin Type*)

Kolam olakan datar mempunyai berbagai variasi yang dibedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya, yaitu :

2.4.1.1. Kolam Olakan Datar Tipe I

Tipe ini digunakan untuk debit yang kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olakannya berdimensi kecil. Tipe ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut.



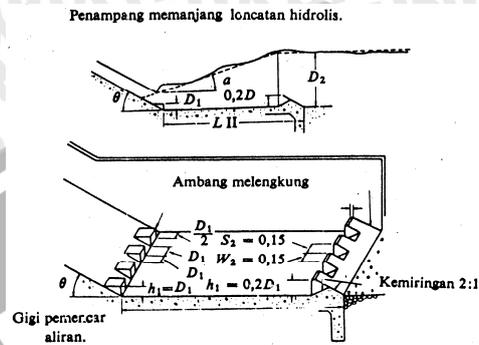
Gambar 2.11. Kolam olakan datar tipe I

(Sumber : Sosrodarsono, 2002:217)



2.4.1.2. Kolam Olakan Datar Tipe II

Kolam olakan ini dilengkapi dengan gigi-gigi pemencar aliran di pinggir hulu dasar kolam dan ambang bergerigi di pinggir hilirnya. Kolam olakan tipe ini digunakan untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang tinggi dan dengan debit yang besar ($q = 45 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, tekanan hidrostatis $> 60 \text{ m}$ dan bilangan froude > 4.5)

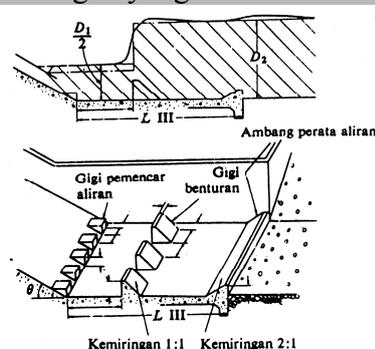


Gambar 2.12. Bentuk kolam olakan datar tipe II
(Sumber : Sosrodarsono, Suyono. 2002:218, Bendungan Tipe Urugan)

Gigi-gigi pemencar aliran berfungsi untuk untuk lebih meningkatkan efektifitas peredaman, sedangkan ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis dalam kolam olakan tersebut. Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan tipe urugan dan penggunaanya cukup luas.

2.4.1.3. Kolam Olakan Datar Tipe III

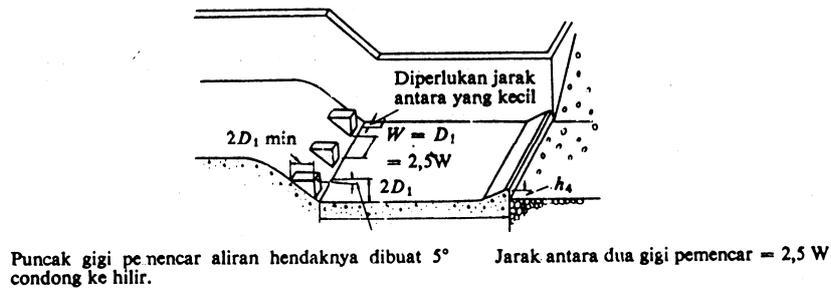
Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan ini sangat mirip dengan sistim kerja kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18.5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18 \text{ m}/\text{dt}$ dan bilangan froude > 4.5). Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi-gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi-gigi penghadang aliran pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah.



Gambar 2.13. Bentuk kolam olakan datar tipe III
(Sumber : Sosrodarsono, Suyono. 2002:218)

2.4.1.4. Kolam Olakan Datar Tipe IV

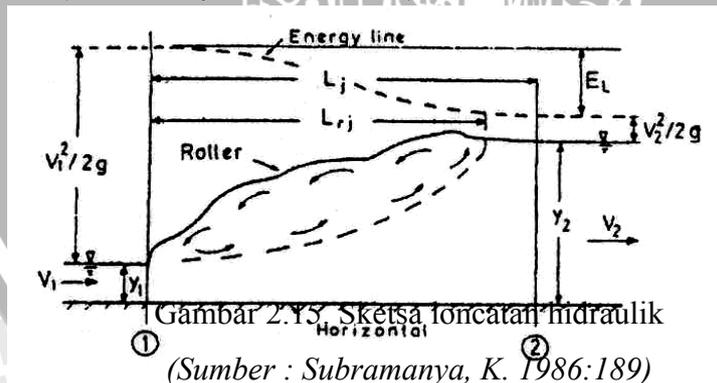
Sistem kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistem kerja kolam olakan tipe III, tetapi penggunaannya yang cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan froude antara 2.5 s/d 4.5. Biasanya kolam olakan ini digunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah.



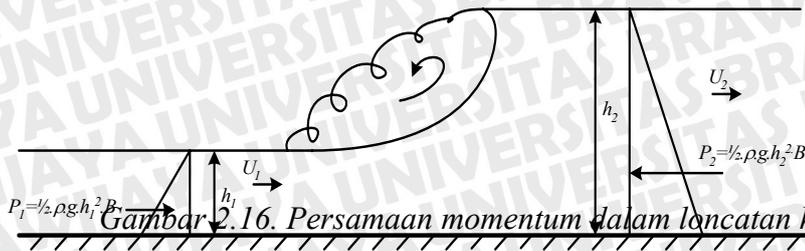
Gambar 2.14. Bentuk kolam olakan datar tipe IV
(Sumber : Sosrodarsono, Suyono. 2002:219)

2.5. Loncatan Hidraulik

Loncatan hidraulik terjadi apabila suatu aliran berubah dari kondisi superkritis ke kondisi subkritis. Terdapat suatu kenaikan yang tiba-tiba pada permukaan air dan kehilangan energi yang besar dalam loncatan hidraulik. Pusaran turbulen yang berukuran besar terbentuk pada awal loncatan. Pusaran ini menarik energi dari aliran utama dan pusaran terpecah-pecah menjadi bagian-bagian yang lebih kecil sambil mengalir ke hilir (Subramanya, K. 1986:185).



Pada peristiwa loncatan hidraulik, komponen dasar yang berpengaruh pada perhitungan energi adalah persamaan momentum



Gambar 2.16. Persamaan momentum dalam loncatan hidraulik

(Sumber : Ranga Raju, 1986:12)

Dimana :

$$P_1 - P_2 = \rho \cdot Q \cdot (v_2 - v_1) \quad (2-37)$$

$$\left(\frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot y_1^2 - \frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot y_2^2 \right) \cdot B = \rho \cdot v_1 \cdot y_1 \cdot B \cdot (v_2 - v_1) \quad (2-38)$$

$$(y_1 - y_2)(y_1 + y_2) = \frac{2v_1 y_1}{g} \cdot (v_2 - v_1) \quad (2-39)$$

Sedangkan dari persamaan kontinuitas :

$$q = v_1 \cdot y_1 = v_2 \cdot y_2 \quad (2-40)$$

Dengan menggabungkan persamaan (2-39) dan (2-40), diperoleh :

$$(y_1 + y_2) = \frac{2v_1^2}{g} \cdot \frac{y_1}{y_2} \quad (2-41)$$

$$\frac{y_2}{y_1} \left(1 + \frac{y_2}{y_1} \right) = 2F_1^2 \quad (2-42)$$

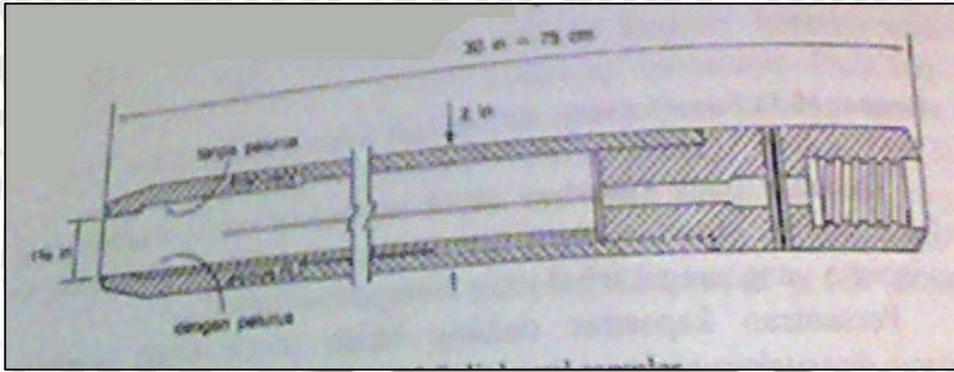
Dengan menyederhanakan persamaan diatas maka diperoleh persamaan :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (2-43)$$

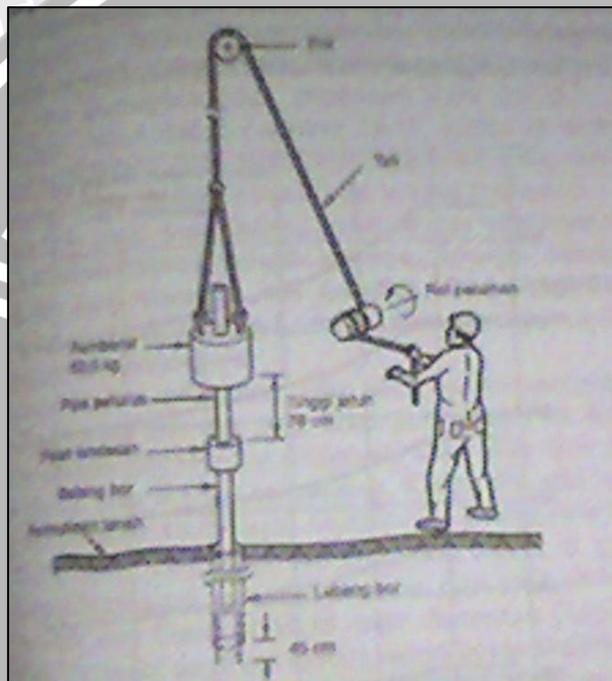
2.6. Kapasitas Daya Dukung Tanah

Pengujian untuk menentukan kapasitas daya dukung tanah dilapangan terutama dilakukan pada tanah-tanah yang mudah terganggu pada waktu pengambilan contohnya, tanah-tanah jenis *non kohesif* (pasir, kerikil). Uji dilapangan yang sering dilakukan untuk keperluan tersebut antara lain adalah SPT (*Standart Penetration Test*)

Uji SPT (*Standart Penetration Test*) dilakukan dengan cara melakukan pengeboran inti pada lapisan tanah yang diuji, mata bor dilepas dan digantikan dengan alat yang disebut *Standart Split Barrel Sampler* (**Gambar 2.14**). Diatas ujung pipa bor, yang berada dipermukaan tanah, dipasang pemberat seberat 63,5 kg yang digantung



Gambar 2.17. Split Barrel Sampler
(Sumber : Hardiyatmo, Harycristadi, 2007: 346)



Gambar 2.18. Split Barrel Sampler
(Sumber : Hardiyatmo, Harycristadi, 2007: 347)

pada sebuah katrol. Pemberat ini ditarik naik dan turun dengan tinggi jatuh 76 cm. Sesudah suatu pemukulan awal sedalam 15cm, jumlah pukulan untuk tiap penurunan *Split Barrel Sampler* sebesar 30,5 cm (1ft) dihitung, Nilai N didefinisikan sebagai jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk N penetrasi silinder *Split Barrel Sampler* sedalam 30,5 cm pada setiap pengujian. (Hardiyatmo, Hary cristadi 2007, 346)

Korelasi antara (N) SPT terkoreksi ($N' = 15 + \frac{1}{2} (N - 15)$ untuk nilai $N > 15$) dengan nilai bearing capacity (unconfined Compressive Strength) diformulakan sebagai berikut :

$$q_a = 8N \left(\frac{B + 0.30}{B} \right), \text{ Meyerhof, 1956.}$$

Dimana :

- qa = Kapasitas dukung (KN/m²)
- qc = Nilai rata-rata tahanan konus
- B = Lebar fondasi
- N = Nilai SPT

Tabel 2.7. Korelasi antara (N) SPT dengan kepekatan relative dan kepadatan relative tanah serta daya dukung tanah yang diperkenankan

SAND			CLAY		
N Value	Kepadatan Relative	Daya dukung Ijin (t/m ²)	N Value	Kepadatan Relative	Daya dukung Ijin (t/m ²)
0 – 4	Sangat lepas	Perlu pemadatan	< 2	Sangat lunak	< 2
4 – 10	Lepas	Perlu pemadatan	2 – 4	Lunak	2 ~ 4.5
10 – 30	Sedang	7 ~ 25	4 – 8	Sedang	4.5 ~ 9
30 – 50	Padat	24 ~ 45	8 – 15	Kuat	9 ~ 18
> 50	Sangat Padat	> 45	15 – 30	Sangat kuat	18 ~ 36
			> 30	Keras	> 36

(Sumber : Terzaghi, Karl dan B. Peck, Ralph.,1987:78)

2.7. Menentukan Panjang Lantai

Pada saat air dibendung, maka terjadi perbedaan tinggi air di depan dan di belakang bendung, yang akan menimbulkan perbedaan tekanan. Perbedaan tekanan ini mengakibatkan adanya aliran di bawah bendung. Apabila tekanan untuk mendesak butir-butir tanah cukup besar, maka akan terjadi gerusan, terutama di ujung belakang bendung. Bangunan-bangunan utama seperti bendung dan bendung gerak harus dicek keamanannya erosi bawah tanah, untuk mengatasi hal tersebut diperlukan panjang lantai yang tepat. Metode empiris yang dapat digunakan untuk menentukan panjang lantai adalah :

1. Metode Bligh
2. Metode Lane
3. Metode Kosla

Dalam studi ini dipakai metode Lane, karena untuk bangunan-bangunan yang relatif kecil, penggunaannya lebih mudah daripada metode-metode yang lain (Anonim a, 1986 : 124).

Lane pada dasarnya mendukung teori Bligh, tetapi juga memperbaiki teori Bligh. Lane sependapat bahwa aliran air itu mungkin atau dapat melalui garis kontak (garis creep), karena ada kemungkinan bahwa lintasan air dapat mencapai tempat yang perlawanannya lebih lemah. Di bawah pondasi atau lantai bendung, besar kemungkinannya merupakan garis lintasan terlemah karena sukar didapat ikatan yang erat antara tanah dan dasar pondasi. Teori Lane menyatakan bahwa energi yang diperlukan oleh air untuk melewati jalan vertikal lebih besar daripada jalan yang horizontal dengan perbandingan 3 : 1. Jadi dianggap bahwa $L_V = 3 L_H$ untuk suatu panjang yang sama. Dari pernyataan di atas, maka rumus yang diperoleh adalah :

$$C_L = \frac{\sum L_V + \frac{1}{3} \sum L_H}{\Delta H} \quad (2-44)$$

Dimana :

ΔH = beda tinggi muka air (m)

L_H = panjang garis rayapan horizontal (m)

L_V = panjang garis rayapan vertikal (m)

C_L = angka rembesan Lane

Untuk keamanan terhadap piping Lane membuat rumusan sebagai berikut :

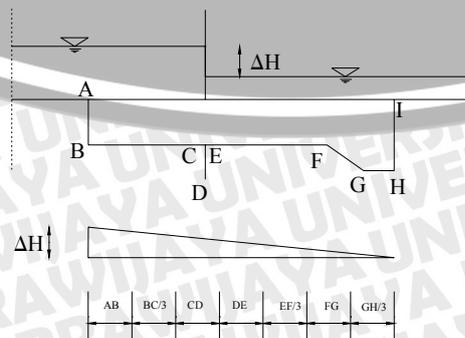
$$L_L = C_L \cdot \Delta H \quad (2-45)$$

Dimana :

ΔH = beda tinggi muka air (m)

L_L = panjang total garis rayapan Lane (m)

C_L = koefisien rayapan Lane



Gambar 2.19. Rembesan metode Lane

2.7.1. Menentukan Tebal Lantai Apron

Lantai apron harus mempunyai ketebalan yang cukup untuk dapat menahan gaya ke atas (*up lift*), terutama pada kondisi paling kritis yaitu saat air di hulu setinggi bendung dan di hilir kosong. Tebal lantai dihitung dengan persamaan sebagai berikut (*Anonim, 1986 :123*) :

$$T_x \geq \frac{1,25 \cdot (Up_x - W_x)}{\gamma_b} \quad (2 - 46)$$

Dimana:

T_x = tebal lantai rencana pada titik yang ditinjau (m)

W_x = berat air pada titik yang ditinjau (t/m^2)

γ_b = berat jenis material (t/m^3)

Up_x = tekanan ke atas pada titik yang ditinjau (t/m^2)

$$= \left(H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H \right) \gamma_w$$

H_x = beda tinggi energi di hulu dan titik yang ditinjau (m)

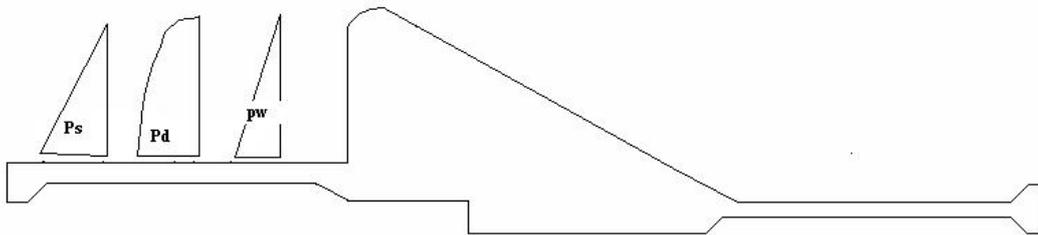
L_x = panjang rayapan pada titik yang ditinjau (m)

L = panjang rayapan total (m)

2.8. Analisis Pembebanan

Perhitungan pembebanan dalam analisis stabilitas bangunan pelimpah didasarkan pada kombinasi berbagai gaya yang bekerja pada bangunan tersebut.

2.8.1. Tekanan Air



1. Tekanan Air Statis

$$Pw = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2 - 47)$$

$$Yw = 1/3 \cdot H \quad (2 - 48)$$

Dimana :

- P_w = tekanan air statis (t)
- γ_w = berat jenis air (t/m^3)
- H = kedalaman air (m)
- Y_w = jarak gaya dari dasar (m)

2. Tekanan Air Dinamis

$$P_d = 7/12 \cdot \gamma_w \cdot K_h \cdot H^2 \quad (2-49)$$

$$Y_d = 2/5 \cdot H \quad (2-50)$$

Dimana :

- P_d = tekanan air dinamis (t)
- γ_w = berat jenis air (t/m^3)
- K_h = koefisien gempa (=0,15)
- H = tinggi bendung (m)
- Y_d = jarak gaya dari dasar (m)

3. Tekanan Sedimen

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot C_s \cdot H^2 \quad (2-51)$$

Dimana :

- P_s = tekanan sedimen (t)
- γ_{sat} = berat jenis tanah keadaan jenuh (t/m^3)
- C_s = koefisien tekan tanah
- H = tinggi sedimen (m)

4. Berat Air di Atas Bendung

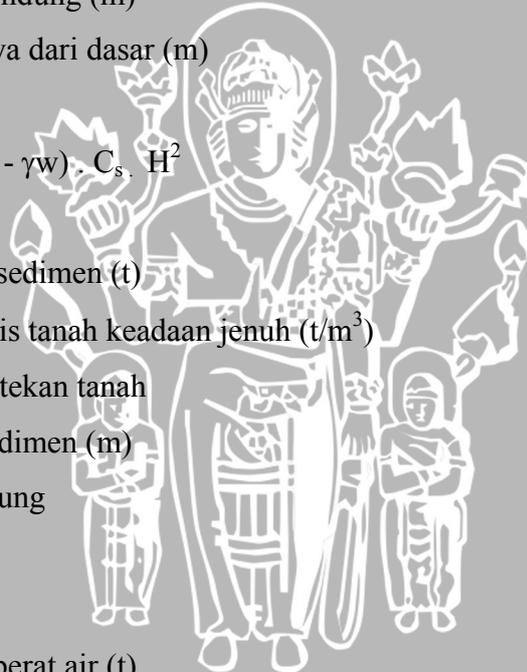
$$W_w = V \cdot \gamma_w \quad (2-52)$$

Dimana :

- W_w = volume berat air (t)
- V = volume air (m^3)
- γ_b = berat jenis air (t/m^3)

2.8.2. Gaya Vertikal akibat Berat Konstruksi

Gaya akibat berat konstruksi adalah gaya-gaya yang bekerja vertikal ke bawah di mana garis kerjanya melewati titik berat konstruksi tersebut. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:



$$W = W_1 + W_2 + W_3 + \dots + W_n \quad (2-53)$$

$$W_n = V \cdot \gamma_b \quad (2-54)$$

Dimana :

W = volume berat sendiri bangunan (t)

V = volume bangunan (m^3)

γ_b = berat jenis bahan bangunan (t/m^3)

W_n = berat bangunan masing-masing pias (t)

2.8.3. Tekanan Tanah

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a \quad (\text{tanah aktif}) \quad (2-55)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p \quad (\text{tanah pasif}) \quad (2-56)$$

Dimana :

P_a = tekanan tanah aktif (t)

P_p = tekanan tanah pasif (t)

γ_w = berat jenis tanah (t/m^3)

H = tinggi tanah (m)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

$$= \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \quad (2-57)$$

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

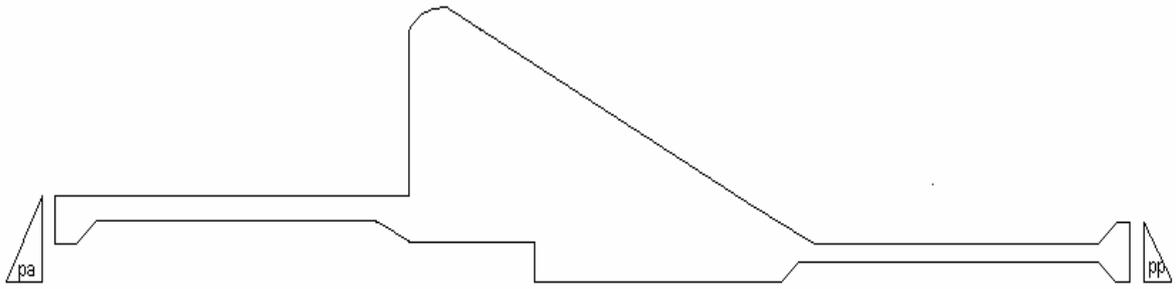
$$= \frac{1}{K_a} \quad (2-58)$$

θ = sudut geser dalam tanah ($^\circ$)

Untuk kondisi gempa:

$$\theta' = \theta - \tan^{-1} kh \quad (2-59)$$

kh = koefisien gempa



Gambar 2.21. Tekanan tanah

2.8.4. Gaya Akibat Pengaruh Gempa

$$W_e = W \cdot k_h \quad (2 - 60)$$

Dimana :

- W_e = gaya akibat pengaruh gempa
- W = berat sendiri
- k_h = koefisien gempa
= 0,15

2.8.5. Gaya Tekan Air Pori (*Up Lift*)

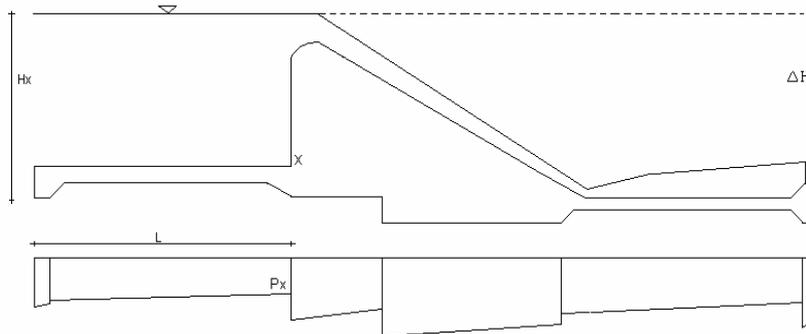
Gaya tekan air pori merupakan gaya air di bawah dasar atau pondasi bangunan yang bergerak vertikal ke atas. Untuk menghitung besarnya gaya tekan ke atas akibat tekanan pori digunakan persamaan (*anonim, 1986 : 116*):

$$P_x = \left[H_x - \left[\frac{L_x}{L} \right] \cdot \Delta H \right] \gamma_w \quad (2 - 61)$$

Dimana :

- P_x = tekanan angkat pada titik tinjau (t/m^2)
- γ_w = berat jenis tanah (t/m^3)
- ΔH = beda tinggi energi (m)
- H_x = tinggi energi pada titik tinjau (m)
- L = panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah (m)

Dan dimana L_x dan L adalah jarak relatif yang dihitung menurut cara Lane.



Gambar 2.22. Gaya tekan air pori pada bendung

2.9. Analisis Stabilitas

Berdasarkan dari fungsi dan manfaat yang akan diperoleh maka pembangunan bendung harus juga memperhatikan usia gunanya. Usia guna bendung tidak akan sesuai dengan yang direncanakan apabila dampak akibat banjir, sifat-sifat hidrolis air, sifat mekanis tanah serta dampak akibat kondisi alam terutama gempa tidak dapat dikendalikan. Untuk itu konstruksi bendung harus dibuat cukup aman dan stabil.

2.9.1. Stabilitas Terhadap Guling

Untuk menentukan stabilitas terhadap guling dihitung dengan persamaan (Sosrodarsono, 1984 : 88) :

Keadaan normal :

$$SF = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} > 1,5 \quad (2 - 62)$$

Keadaan gempa :

$$SF = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} > 1,1 \quad (2 - 63)$$

Dimana :

SF = faktor keamanan

Mt = momen tahan (t.m)

Mg = momen guling (t.m)

2.9.2. Stabilitas Terhadap Geser

Untuk menentukan stabilitas terhadap geser dihitung dengan persamaan (Sosrodarsono, 1984 : 86) :

$$SF = \frac{f \sum V + c \cdot A}{\sum H} \quad (2-64)$$

Dimana :

- SF = faktor keamanan
- = untuk keadaan normal SF > 1,5
- = untuk keadaan gempa SF > 1,1

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (t)

$\sum H$ = jumlah gaya horisontal (t)

f = koefisien gesekan antar pondasi

c = satuan kekuatan geser bahan (t/m^2)

A = luas dasar yang dipertimbangkan (m^2)

2.9.3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Untuk menentukan stabilitas terhadap daya dukung tanah dihitung dengan persamaan (Sosrodarsono, 1984 : 89) :

$$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum V} \cdot \frac{L}{2} \right| \quad (2-65)$$

$$\text{Jika } e < \frac{L}{6}, \text{ maka } \sigma_{\text{maks/min}} = \frac{\sum V}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad (2-66)$$

$$\text{Jika } e > \frac{L}{6}, \text{ maka } \sigma_{\text{maks}} = 2 \frac{\sum V}{X} \quad (2-67)$$

Dimana :

σ = besarnya reaksi daya dukung tanah (t/m^2)

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (t)

E = eksentrisitas pembebanan (m)

L = panjang pondasi (m)

A = luas dasar pondasi per meter panjang (m^2)

X = lebar efektif dari kerja pondasi (m)

$$= 3 \left(\frac{L}{2} - e \right) \quad (2-68)$$

BAB III METODOLOGI

3.1. Kebutuhan Data

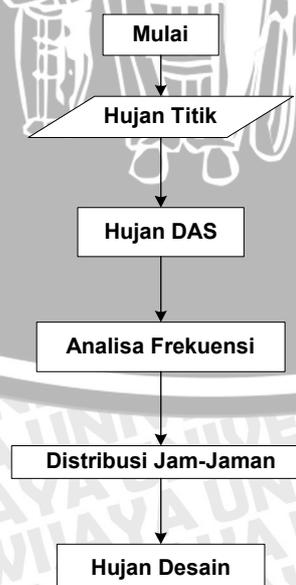
Dalam studi ini diperlukan data-data penunjang untuk melakukan perhitungan dan analisa. Data-data yang diperlukan dalam perhitungan studi ini adalah:

1. Data curah hujan
2. Data topografi
3. Data geologi

3.2. Tahapan Studi

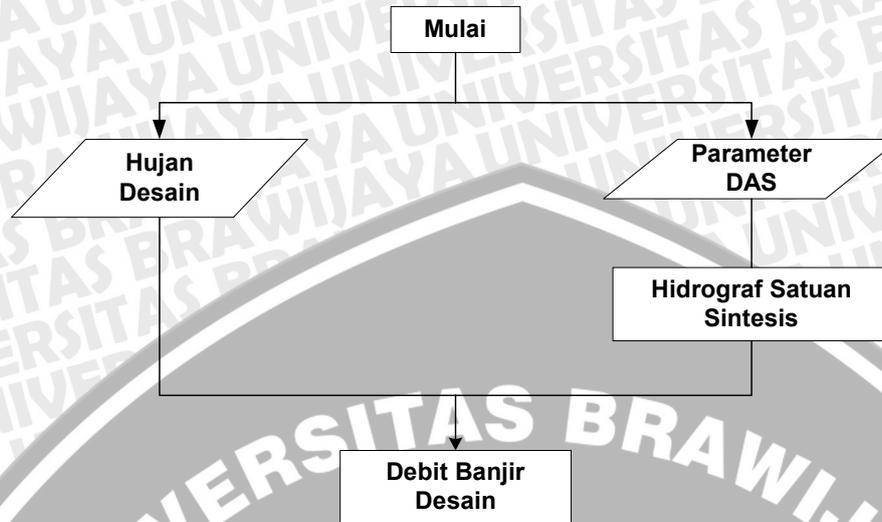
Untuk menyelesaikan studi sehingga mencapai dari maksud dan tujuan yang diharapkan, maka tahapan prosedur perhitungan dan analisa yang dilakukan dalam studi ini dengan merujuk dari data yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

1. Menghitung curah hujan rancangan dengan menggunakan metode *Log pearson type III*, metode *Gumbel* dengan kala ulang yang direncanakan.
2. Menguji Kesesuaian Distribusi yang telah dilakukan dengan uji *Smirnov kolmogorov* dan uji *chi- Square*.
3. Mencari nilai koefisien pengaliran berdasarkan kondisi lahan daerah tangkapan.
4. Menghitung curah hujan efektif dengan input curah hujan rancangan
5. Menghitung distribusi efektif jam-jaman sesuai dengan kala ulang yang direncanakan.



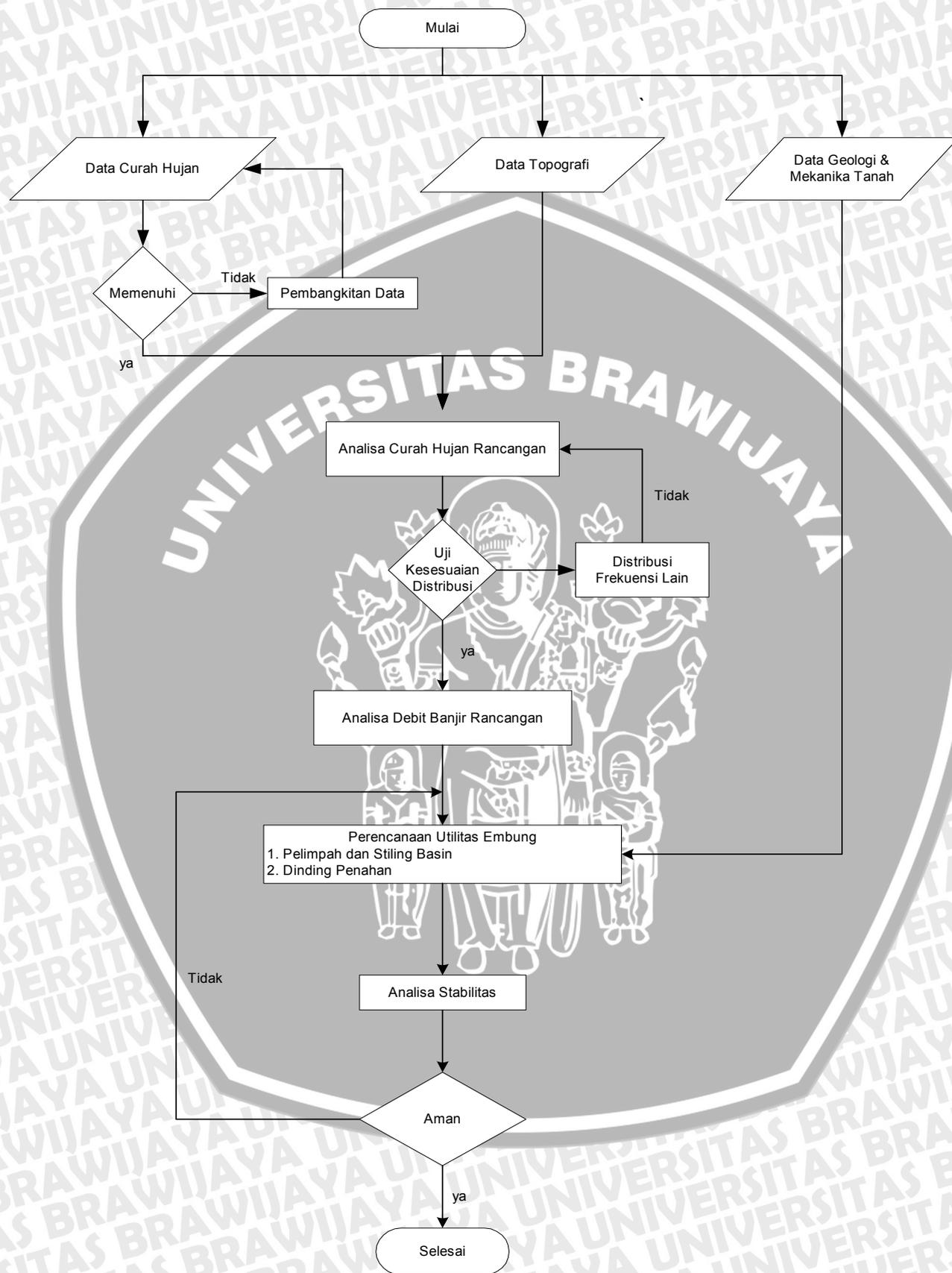
Gambar 3.1. Bagan Alir Perhitungan Hujan Rancangan

6. Menghitung hidrograf satuan sintetik dengan menggunakan metode *Nakayasu*
7. Menghitung Hidrograf banjir rancangan



Gambar 3.2. Bagan Alir Perhitungan Debit Banjir Rancangan

8. Melakukan perhitungan dimensi pelimpah embung
9. Melakukan analisa pembebanan dari konstruksi yang telah direncanakan meliputi analisa pembebanan dan stabilitas konstruksi yang diakibatkan dari proses pembebanan yang akan terjadi.



Gambar 3.3. Diagram Alir Penyelesaian

BAB IV PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi

4.1.1. Data Hidrologi

Pada studi ini, data yang diperlukan adalah data hujan dari stasiun penakar hujan yang berpengaruh pada daerah aliran sungai “Talango”. Data- data hujan ini diperoleh dari :

1. Stasiun pencatat hujan Tudi Anggrek

Berikut disajikan data curah hujan harian maksimum tahunan masing-masing stasiun hujan:

**Tabel 4.1. Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan
Sta. Tudi Anggrek**

Tahun	Tanggal	CH Max (mm/hari)
2001	21-Nov	84
2002	29-Jan	78
2003	14-Mar	105
2004	7-May	83
2005	6-Jan	88
2006	15-Jan	67
Jumlah		343
Rerata		85.75
Deviasi		15.64981

Dikarenakan data hujan maksimum tahunan yang tersedia hanya 7 tahun, Maka diperlukan adanya perpanjangan data hujan maksimum tahunan sehingga mendapatkan 10 tahun data hujan atau lebih.

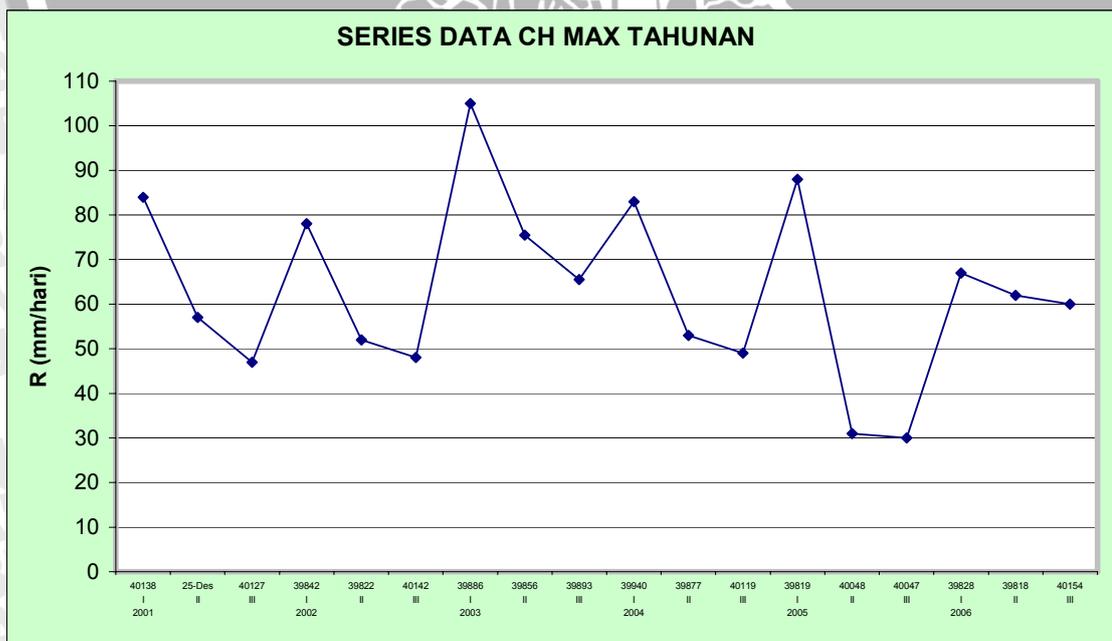
Metode yang digunakan dalam proses perpanjangan data adalah, Metode PARTIAL DURATION SERIES.

Dengan memilih lebih dari satu data atau lebih yang maksimum pada tiap tahun seperti tabel 4.2. dibawah ini :

Tabel 4.2. Perpanjangan Data Curah Hujan Metode Parsial Duration Series Pada Stasiun Tudi Anggrek.

Tahun	No	Tgl Terjadi	CH MAX (mm/hari)
2001	I	21-Nov	84
	II	25-Des	57
	III	10-Nov	47
2002	I	29-Jan	78
	II	9-Jan	52
	III	25-Nov	48
2003	I	14-Mar	105
	II	12-Feb	75.5
	III	21-Mar	65.5
2004	I	7-May	83
	II	5-Mar	53
	III	2-Nov	49
2005	I	6-Jan	88
	II	23-Aug	31
	III	22-Aug	30
2006	I	15-Jan	67
	II	5-Jan	62
	III	7-Dec	60

Gambar 4.1. Perpanjangan Data Curah Hujan Metode Parsial Duration Series pada Stasiun Tudi Anggrek



Dari hasil perpanjangan data Metode Partial Duration Series didapatkan curah hujan maksimum tahunan sebagai berikut,

Tabel 4.3. Hasil Perpanjangan Data Curah Hujan Metode Parsial Duration Series

No	CH MAX (mm/hari)
1	105
2	88
3	84
4	83
5	78
6	75.5
7	67
8	65.5
9	62
10	60
11	57
12	53
13	52
14	49
15	48
16	47
17	31
18	30

4.1.2. Analisa Frekuensi

Untuk perhitungan curah hujan rancangan ini dipakai metode Log Pearson Type III dan metode Gumbel dengan alasan bahwa metode ini akan dibandingkan dengan metode lainnya hasil uji kesesuaian distribusinya paling memenuhi syarat.

4.1.2.1. Metode Log Person Type III

Contoh perhitungan Metode Log Pearson III:

Jumlah pengamatan (n) = 18

- Rata-rata : $\overline{\text{Log X}} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log X}_i}{n}$
 $= 1,778$

- Standar deviasi : $Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log X}_i - \overline{\text{Log X}})^2}{n-1}}$
 $= 0,1462$



• Koefisien kepeccangan : $C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3}$
 $= -0,544$

- Curah hujan dengan kala ulang tertentu :

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + G \cdot Sd$$

Dari perhitungan didapatkan nilai C_s positif, maka nilai G dicari dengan menggunakan tabel nilai G distribusi Log Pearson Type III. Untuk kala ulang 5 tahun, didapatkan nilai G sebesar 0,075

$$\text{Log } X_{5th} = 1,778 + (0,075 \cdot 0,1462)$$

$$= 1,7888$$

$$X = \text{antilog } 1,7888$$

$$= 61.489 \text{ mm/hari}$$

Selanjutnya untuk perhitungan yang lain dapat dilihat pada tabel 4.4 sebagai berikut

Tabel 4.4. Perhitungan curah hujan rencana dengan Metode Log Pearson III

No	Curah Hujan, X (mm/hari)	Log X	(Log X - Log X_r) ²	(Log X - Log X_r) ³
1	30	1.4771213	0.09039776	-0.0271791883
2	31	1.4913617	0.08203742	-0.0234973031
3	47	1.6720979	0.01116944	-0.0011804494
4	48	1.6812412	0.00932040	-0.0008998120
5	49	1.6901961	0.00767155	-0.0006719307
6	52	1.7160033	0.00381678	-0.0002358012
7	53	1.7242759	0.00286306	-0.0001531955
8	57	1.7558749	0.00047999	-0.0000105158
9	60	1.7781513	0.00000014	0.0000000000
10	62	1.7923917	0.00021340	0.0000031174
11	66	1.8162413	0.00147901	0.0000568794
12	67	1.8260748	0.00233205	0.0001126181
13	76	1.8779470	0.01003273	0.0010049130
14	78	1.8920946	0.01306704	0.0014937083
15	83	1.9190781	0.01996418	0.0028208310
16	84	1.9242793	0.02146103	0.0031439514
17	88	1.9444827	0.02778863	0.0046323429
18	105	2.0211893	0.05924641	0.0144209217
Jumlah	1135.000	32.00010214	0.36334101	-0.02613891
Rerata	63.056	1.7778345	0.02018561	-0.00145216
Maksimum	105.000	2.02118930	0.09039776	0.01442092
Minimum	30.000	1.47712125	0.00000014	-0.02717919
Deviasi	19.838	0.14619508	0.02795129	0.00941253

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.5. Perhitungan curah hujan rencana

No	Periode Ulang (T) (tahun)	Periode Ulang (T) (tahun)	G (tabel)	Harga Ekstrapolasi (Xt) (mm/hari)	Harga Ekstrapolasi (Xt) (mm/hari)
	Partial Duration	Annual Duration		Partial Duration	Annual Duration
1	1.44	2	-1.050	42.093	47.86
2	5	6	0.812	78.784	80.31
3	10	11	1.320	93.499	94.58
4	20	21	1.939	115.165	115.43
5	50	50	2.321	130.964	130.96
6	100	101	2.671	147.335	147.34

Sumber : Hasil Perhitungan

Data = 18
 Koef. Skewness (Cs) = -0.554
 Log X = Log X_{rt} + G . S
 Log X_{rt} = 1.778
 S = 0.1462

4.1.2.2. Metode Gumbel

Persamaan yang digunakan adalah :

$$x = \bar{X} + Std.K$$

di mana :

- \bar{X} = rerata curah hujan (mm/hari)
- Std = standart deviasi/simpangan baku
- K = faktor frekuensi

Faktor frekuensi K dihitung dengan persamaan:

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn}$$

di mana:

- Yt = reduced variate
- Yn = rerata (reduced)
- Sn = simpangan baku (reduced)

Harga Yt dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Yt = -Ln \left[-Ln \left(\frac{Tr - 1}{Tr} \right) \right]$$

di mana :

- Tr = kala ulang (tahun)

Hasil perhitungan Metode E J Gumbel disajikan Tabel 4.6. dan Tabel 4.7

Tabel 4.6. Perhitungan curah hujan rencana dengan Metode Gumbel

No	Curah Hujan (mm/hari)	[X - X _{rt}]	[X - X _{rt}] ²
1	30.00	-33.06	1092.67
2	31.00	-32.06	1027.56
3	47.00	-16.06	257.78
4	48.00	-15.06	226.67
5	49.00	-14.06	197.56
6	52.00	-11.06	122.23
7	53.00	-10.06	101.11
8	57.00	-6.06	36.67
9	60.00	-3.06	9.34
10	62.00	-1.06	1.11
11	65.50	2.44	5.98
12	67.00	3.94	15.56
13	75.50	12.44	154.86
14	78.00	14.94	223.34
15	83.00	19.94	397.78
16	84.00	20.94	438.67
17	88.00	24.94	622.23
18	105.00	41.94	1759.34
Jumlah	1135.00		6690.44
xrerata	63.06		371.69
Maximum	105.00		1759.34
Minimum	30.00		1.11
stdev	19.84		476.12
skew	0.25		1.87
kurtosis	-0.18		3.34

Sumber : Hasil Perhitungan

Hubungan Jumlah data, Reduced Mean (Y_n) & Reduced Standard Deviation (S_n)

Data	18
S _n	1.0493
Y _n	0.5202
1/a	18.906
b	53.221
X _t = b + 1/a . Y _t	

Tabel 4.7. Perhitungan curah hujan rencana

No	Periode Ulang (T) (tahun) Partial Duration	Periode Ulang (T) (tahun) Annual Duration	Reduced Variate (Y _t)	Harga Ekstrapolasi, (X _t) (mm/hari) Partial Duration	Harga Ekstrapolasi, (X _t) (mm/hari) Annual Duration
1	1.44	2	-0.170	50.00	54.97
2	5	5.52	1.500	81.58	83.05
3	10	10.5	2.250	95.77	96.45
4	20	20.5	2.970	109.38	109.67
5	50	50	3.902	126.99	126.99
6	100	100.5	4.600	140.19	140.19

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.3. Uji Kesesuaian Distribusi

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Uji ini dilakukan secara horisontal dengan menggunakan metode Smirnov Kolmogorof dan vertikal dengan menggunakan metode Chi Square.

4.1.3.1. Uji Smirnov Kolmogorov Log Person Type III

Contoh perhitungan :

- Probabilitas distribusi empiris (P_e) :

Data curah hujan diurutkan dari kecil ke besar, probabilitas distribusi empiris (P_e) dihitung dengan rumus :

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

Untuk curah hujan 30 mm probabilitas distribusi empiris (P_e) adalah :

$$P = \frac{1 \cdot 100}{18 + 1} (\%)$$
$$= 5.263$$

- Probabilitas distribusi teoritis (P_t) :

$$P_t = 100 - P \%$$

Untuk curah hujan = 30 mm/hari

$$G = \frac{\text{Log } X - \overline{\text{Log } X}}{S_d}$$
$$= \frac{1,477 - 1,777}{0,146}$$
$$= -1,050$$

Dengan $C_s = -0,544$ dan $G = -1,050$, maka $P \%$ dapat dicari pada tabel nilai G distribusi Log Pearson Type III dengan menggunakan interpolasi. Didapatkan $P = 96.202 \%$

$$P_t = 100 - 96,202$$
$$= 3,798 \%$$

Untuk $n = 18$ dan $\alpha = 0,05$ pada tabel, diperoleh harga $\Delta_{\text{kritis}} = 0,41$. Dari hasil perhitungan $\Delta_{\text{maks}} = 0,0817$ sehingga $\Delta_{\text{maks}} < \Delta_{\text{kritis}}$, maka data diterima.

Tabel 4.8. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov

No	Curah Hujan X (mm/hari)	Probabilitas Distribusi Empiris, Pe (%)	Probabilitas Distribusi Teoritis, Pt (%)	\square Pe-Pt (%)
1	30.00	5.263	3.798	1.465
2	31.00	10.526	4.231	6.295
3	47.00	15.789	23.955	8.166
4	48.00	21.053	25.955	4.902
5	49.00	26.316	27.914	1.598
6	52.00	31.579	33.558	1.980
7	53.00	36.842	35.368	1.474
8	57.00	42.105	42.280	0.174
9	60.00	47.368	47.152	0.216
10	62.00	52.632	50.327	2.304
11	65.50	57.895	56.725	1.170
12	67.00	63.158	59.363	3.795
13	75.50	68.421	73.278	4.857
14	78.00	73.684	77.073	3.389
15	83.00	78.947	83.133	4.186
16	84.00	84.211	84.147	0.063
17	88.00	89.474	88.086	1.388
18	105.00	94.737	97.186	2.449
DELTA MAX (%)				8.17

Sumber : Perhitungan

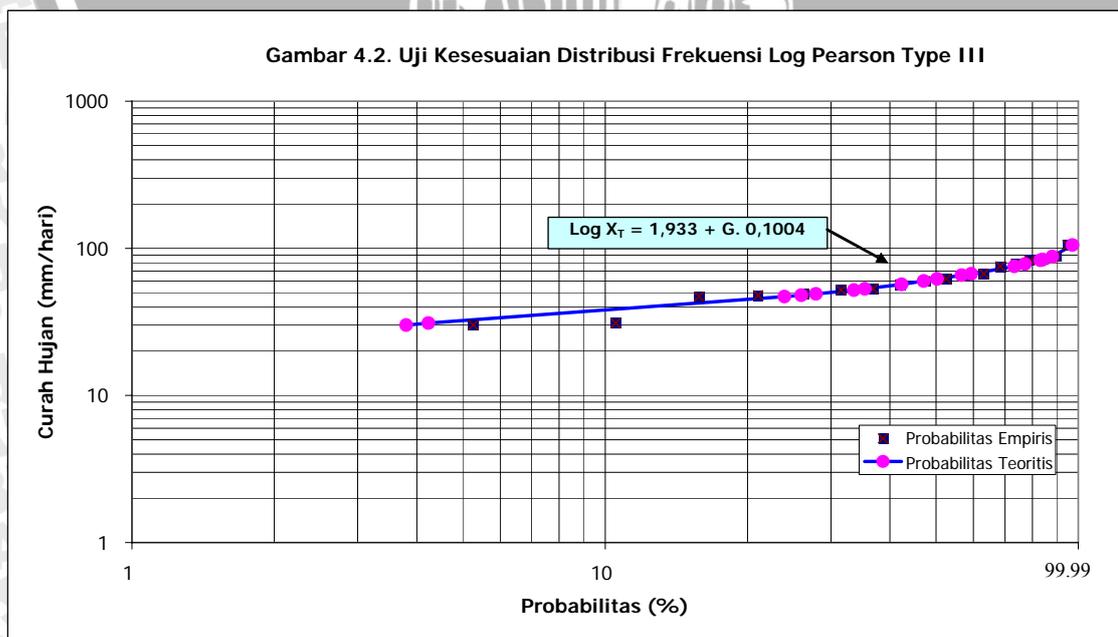
UJI SMIRNOV KOLMOGOROF TEST

Jumlah Data 18.00
 Signifikan (J, %) 5.00

J) Kritis 47.00%
 J) Maksimum 8.17%

Kesimpulan Hipotesa Log Pearson Diterima

Gambar 4.2. Uji Kesesuaian distribusi Frekuensi Log person Type III



4.1.3.2. Uji Chi-Kuadrat Log Person Type III

Contoh perhitungan :

- Jumlah data (n) = 18
- Jumlah kelas (k) :
 $k = 1 + 3,322 \text{ Log } n$
 $= 5$
- Derajat kebebasan (DK) :
 $DK = k - 1$
 $= 5 - 1$
 $= 4$
- Level signifikan (α) = 5%
- Expected Frequency (Ef) :

$$Ef = \frac{n}{k}$$

$$= \frac{18}{5}$$

$$= 3,6$$

- Observed Frequency (Of) :

Nilai Observed Frequency didapatkan dari perhitungan probabilitas distribusi teoritis (Pt) dengan memakai interval probabilitas.

Untuk interval $0 < P \leq 20$ didapatkan nilai Observed Frequency = 2

Untuk perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel 4.8 sebagai berikut :

Tabel 4.9. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Chi-Kuadrat

No	Probability (P)	Expected Frequency (Ef)	Observed Frequency (Of)	Ef - Of	(Ef - Of) ²
1	0 < P ≤ 20	3.600	2	1.600	2.560
2	20 < P ≤ 40	3.600	5	1.400	1.960
3	40 < P ≤ 60	3.600	5	1.400	1.960
4	60 < P ≤ 80	3.600	2	1.600	2.560
5	80 < P ≤ 100	3.600	4	0.400	0.160
	JUMLAH	18.00	18.00		9.20

Sumber : Perhitungan

$$x^2_{hf} = \frac{\sum (Ef - of)^2}{Ef} = \frac{9.20}{3.60} = 2,56$$

Untuk $DK = 2$ dan $\alpha = 0,05$ pada tabel diperoleh harga $X^2_{kritis} = 28.87$. Dari hasil perhitungan $X^2_{hitung} = 2,56$ sehingga $X^2_{hitung} < X^2_{kritis}$, maka data diterima.

4.1.3.4. Uji Smirnov Kolmogorov Metode Gumbel

Hasil Perhitungan uji kesesuaian distribusi Chi Square dan Smirnov Kolmogorof untuk Metode E.J Gumbel dapat dilihat pada **Tabel 3.21** sampai **Tabel 3.22**. Sedangkan gambar plotting data curah hujan dengan probabilitas dapat dilihat pada **Gambar 3.2**.

Tabel 4.10. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov

No	Curah Hujan X (mm/hari)	Probabilitas Distribusi Empiris, Pe (%)	Probabilitas Distribusi Teoritis, Pt (%)	η Pe-Pt (%)
1	30.00	5.26	3.29	1.98
2	31.00	10.53	3.92	6.61
3	47.00	15.79	24.92	9.13
4	48.00	21.05	26.77	5.71
5	49.00	26.32	28.65	2.33
6	52.00	31.58	34.41	2.84
7	53.00	36.84	36.36	0.48
8	57.00	42.11	44.10	1.99
9	60.00	47.37	49.72	2.36
10	62.00	52.63	53.34	0.71
11	65.50	57.89	59.31	1.42
12	67.00	63.16	61.73	1.43
13	75.50	68.42	73.51	5.09
14	78.00	73.68	76.37	2.68
15	83.00	78.95	81.30	2.36
16	84.00	84.21	82.17	2.04
17	88.00	89.47	85.31	4.16
18	105.00	94.74	93.74	1.00
DELTA MAX (%)				9.13

Sumber : Perhitungan

UJI SMIRNOV KOLMOGOROF TEST

Jumlah Data	18.00
Signifikan (η , %)	5.00
η Kritis	47.00%
η Maksimum	9.13%
Kesimpulan	Hipotesa E.J Gumbel Diterima

Tabel 4.11. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Chi-Kuadrat

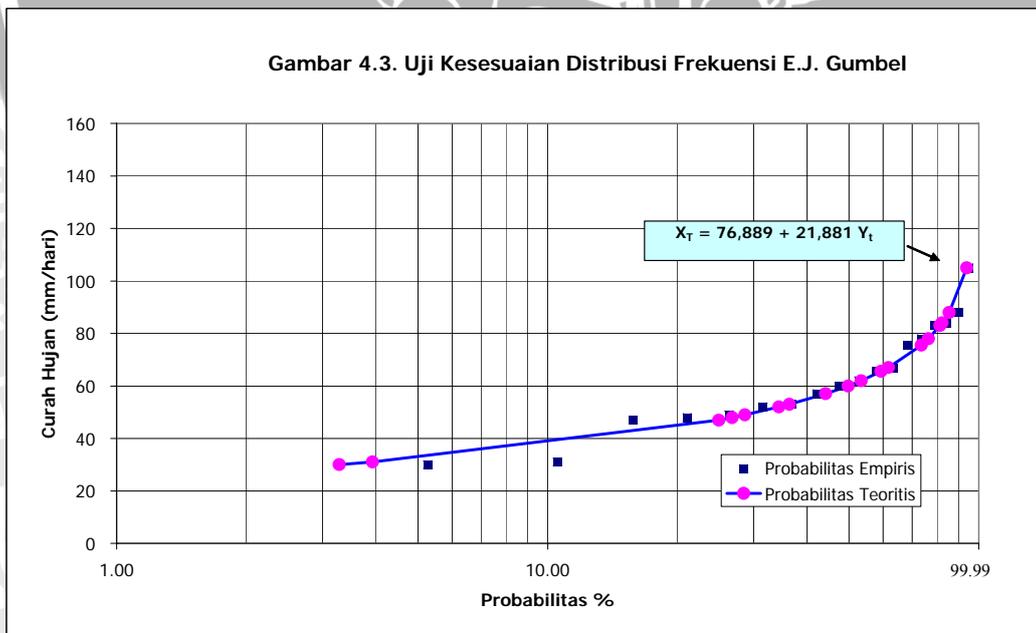
Jumlah Kelas : $K = 1 + 3,322 \text{ Log } P$
 $K = 5$
 Derajat Bebas (n) : $K - h - 1 ; h = 2$
 Derajat Bebas (n) 2.00
 Signifikan (♦, %) 5.00
 ♦ kritis 28.87
 Expected Frequency 3.600

No	Probability (P)	Expected Frequency (Ef)	Observed Frequency (Of)	Ef - Of	(Ef - Of) ²
1	0 < P <= 20	3.600	2	1.60	2.56
2	20 < P <= 40	3.600	5	1.40	1.96
3	40 < P <= 60	3.600	4	0.40	0.16
4	60 < P <= 80	3.600	3	0.60	0.36
5	80 < P <= 100	3.600	4	0.40	0.16
	JUMLAH	18.00	18.00		5.20

♦ kritis 28.87
 χ^2 hitung 1.44
Kesimpulan HIPOTESA E.J GUMBEL DITERIMA

$$\chi^2_{hi} = \frac{\sum (Ef - of)^2}{Ef} = \frac{5.20}{3.60} = 1,44$$

Gambar 4.3. Uji Kesesuaian distribusi Frekuensi Metode E.J. Gumbel



Jadi karena semua distribusi setelah di uji kesesuaian distribusi baik Metode Log Person Tipe III dan Metode E.J. Gumbel keduanya bisa diterima, maka yang digunakan untuk studi ini adalah Metode Log Person Tipe III karena memiliki nilai yang lebih tinggi dari pada Metode E.J. Gumbel dan Metode Log Person Tipe III juga memiliki nilai kemencengan yang lebih kecil dari pada Metode E.J. Gumbel.

4.1.4. Perhitungan Koefisien Pengaliran

Perhitungan koefisien pengaliran diambil berdasarkan faktor kondisi daerah studi, antara lain

- Intensitas Hujan
- Topografi
- Tampungan Permukaan
- Infiltrasi

Sehingga didapatkan nilai koefisien pengaliran

Tabel Harga Komponen C oleh Faktor Intensitas Hujan

Intensitas Hujan (mm/jam)	Cp
< 25	0,05
25 - 50	0,15
50 - 75	0,25
> 75	0,30

Tabel Harga Komponen C oleh Faktor Topografi

Keadaan Topografi	Kemiringan m/km	Ct
Curam dan tidak rata	200	0,10
Berbukit-bukit	100 - 200	0,05
Landai	50 - 100	0,00
Hampir datar	0 - 50	0,00

Tabel Harga Komponen C oleh Faktor Tampilan Permukaan

Tampilan Permukaan	Co
1. Daerah pengaliran curam, sedikit depresi permukaan	0,10
2. Daerah pengaliran yang sempit dengan sistem teratur	0,05
3. Tampilan dan aliran permukaan yang berarti; terdapat kolam;berkontur	0,05
4. Sungai berkelok-kelok dengan usaha pelestarian lahan	0,00

Tabel Harga Komponen C oleh Faktor Infiltrasi

Kemampuan Infiltrasi Tanah	K (cm/dt)	Cs
Infiltrasi besar (tidak terdapat penutup lahan)	< 10 ⁻⁵	0,25
Infiltrasi lambat (lembut)	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁶	0,20
Infiltrasi sedang (loam)	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁴	0,10
Infiltrasi cepat (pasir tebal, tanah beragregat baik)	> 10 ⁻³	0,05

Tabel Harga Komponen C oleh Faktor Infiltrasi

Penutup Tumbuh-tumbuhan Pada Daerah Pengaliran	Cc
1. Tidak terdapat tanaman yang efektif	0,25
2. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 10 %	0,20
3. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 50 %, ditanami atau banyak pepohonan	0,10
4. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 90 %, hutan	0,05

Dari hasil perhitungan kondisi saat ini didapat dari nilai rata2

$$C = Cp + Cc + Cs + Co + Ct = 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.2 + 0.25 = 0.6$$

Akan tetapi untuk perencanaan menggunakan 0.8 karena mengasumsikan akan terjadi perubahan tataguna lahan pada tahun- tahun yang akan datang. (Sosrodarsono, *Bendungan Type Urugan*, 2002).

4.1.5. Perhitungan Distribusi Hujan jam - jaman

Curah hujan jam-jaman dihitung dengan rumus:

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

Untuk daerah di Indonesia rata-rata t = 6 jam, maka :

$$\begin{aligned} t = 0.5 \text{ jam} \quad R_1 &= (0.5 \times 0.874R_{24}) - (0.5-0.5) \times (R_1-1) \\ &= 0.437R_{24} - 0 \\ &= 43.68\% \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya ditabelkan

Tabel 4.12 Distribusi Hujan Jam - jaman

Jam ke- (t)	Distribusi hujan (Rt) 0,5 jam-an	Curah hujan jam ke-	Rasio (%)	Kumulatif [%]
0.50	0.87 R24	0.44 R24	43.68	43.68
1.00	0.55 R24	0.11 R24	11.35	55.03
1.50	0.42 R24	0.08 R24	7.96	63.00
2.00	0.35 R24	0.06 R24	6.34	69.34
2.50	0.30 R24	0.05 R24	5.35	74.69
3.00	0.26 R24	0.05 R24	4.68	79.37
3.50	0.24 R24	0.04 R24	4.18	83.55
4.00	0.22 R24	0.04 R24	3.80	87.36
4.50	0.20 R24	0.03 R24	3.50	90.86
5.00	0.19 R24	0.03 R24	3.25	94.10
5.50	0.18 R24	0.03 R24	3.04	97.14
6.00	0.17 R24	0.03 R24	2.86	100.00
Jumlah		1.000	100.00	

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.6. Perhitungan Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif merupakan bagian dari hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run off*). Besarnya hujan efektif merupakan hasil perkalian antara curah hujan rancangan dengan koefisien pengaliran yang dapat dinyatakan dengan rumus 2-21 sebagai berikut :

$$R_{ef} = C \cdot R$$

Contoh Perhitungan :

- Curah hujan dengan kala ulang 50 tahun = 130.96 mm/hari
- Koefisien pengaliran (C) = 0,80 (*Sosrodarsono. Suyono, Bendungan type Urugan, 2002*)
- Curah hujan efektif :

$$\begin{aligned} R_{ef} &= C \cdot R_5 \\ &= 0,80 \cdot 130.96 \\ &= 104.77 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya mengenai curah hujan efektif dapat dilihat pada Tabel.4 .13. sebagai berikut :

Tabel 4.13. Distribusi Hujan Jam - jaman

No	Jam ke	Rasio	Hujan Jam-jaman (mm)					
			1.44	5	10	20	50	100
1	0.50	0.437	16.73	28.06	33.05	40.33	45.76	51.48
2	1.00	0.114	4.35	7.29	8.59	10.48	11.89	13.38
3	1.50	0.080	3.05	5.12	6.03	7.35	8.34	9.39
4	2.00	0.063	2.43	4.07	4.80	5.85	6.64	7.47
5	2.50	0.054	2.05	3.44	4.05	4.94	5.61	6.31
6	3.00	0.047	1.79	3.01	3.54	4.32	4.90	5.52
7	3.50	0.042	1.60	2.69	3.17	3.86	4.38	4.93
8	4.00	0.038	1.46	2.44	2.88	3.51	3.98	4.48
9	4.50	0.035	1.34	2.25	2.65	3.23	3.66	4.12
10	5.00	0.032	1.24	2.09	2.46	3.00	3.40	3.83
11	5.50	0.030	1.16	1.95	2.30	2.81	3.18	3.58
12	6.00	0.029	1.09	1.84	2.16	2.64	3.00	3.37
HUJAN RANCANGAN (mm/hari)			47.86	80.31	94.58	115.43	130.96	147.34
KOEFISIEN PENGALIRAN			0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
HUJAN EFEKTIF (mm/hari)			38.29	64.25	75.67	92.34	104.77	117.87

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.8. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Data :

- Panjang Sungai (L) = 6,030 km
- Luas DAS (CA) = 18 km²
- α = 2,0
- Hujan Satuan (R₀) = 1,00 mm

Parameter Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu :

1. Time Lag (T_g) = 0,4 + 0,058 L
 = 0,4 + 0,058 (6,030)
 = 0,739 jam
2. Satuan waktu hujan (t_r) = 0,5 T_g sampai T_g
 = 0,55 (0,739)
 = 0.410 jam
3. Time Peak (T_p) = T_g + 0,8 t_r
 = 0,739 + 0,8 (0,410)
 = 1.067 jam
4. T_{0,3} = α T_g
 = 2,0 . 0,739
 = 1,477 jam

$$5. 0,5 \cdot T_{0,3} = 0,5 \cdot 1.477$$

$$= 0.739 \text{ jam}$$

$$6. 1,5 \cdot T_{0,3} = 1,5 \cdot 1.477$$

$$= 2.216 \text{ jam}$$

$$7. 2 \cdot T_{0,3} = 2 \cdot 1.477$$

$$= 2.955 \text{ jam}$$

$$8.. T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3} = 1,067 + 1.477 + 2.216$$

$$= 4.760 \text{ jam}$$

$$9. Q \text{ maksimum} = \frac{CA \cdot R_o}{3,6 (0,3 T_p + T_{0,3})}$$

$$= 2.782 \text{ m}^3/\text{dt}$$

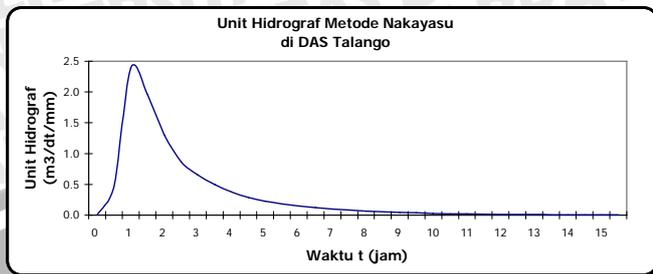
10. Base Flow adalah Aliran dasar pada sungai yang mana aliran/ debit itu mengalir setiap musimnya. Di daerah studi ini tidak ada base flow



Tabel 4. 14. Perhitungan Unit Hidrograf Satuan dengan Metode Nakayasu

Perhitungan Unit Hidrograf Metode Nakayasu di DAS Talango

Luas DAS (km²) 18.000 km²
 Panjang sungai utama (km) 6.030 km
 Unit Hujan Efektif, Ro (mm) 1.000 mm
 Parameter Hidrograf () 2.000
 TIME LAG, tg 0.739 jam
 tr = (0,5 sd. 1,0) tg. -> (0.55 0.410 jam
 Tp = tg + 0,8 * tr 1.067 Jam
 T 0,3 = a * tg 1.477 Jam
 0,5 T 0,3 0.739 Jam
 1,5 . T0,3 2.216 Jam
 2 . T0,3 2.955 Jam
 Tp + T0,3 2.544 Jam
 Tp+T0,3+1,5T0,3 4.760 Jam
 Qp = A*Ro/(3,6*(0,3*Tp+T0,3)) 2.782 m3/dt/mm



No	Waktu (jam)	t/Tp	(t - Tp)	(t-Tp)/ T0,3	(t - Tp + 0,5. T0,3)/ 1,5 T0,3	(t - Tp + 1,5. T0,3)/ 2 .T0,3	UH (m ³ /dt/mm)
1	0	0.00	-1.07	-0.72	-0.15	0.39	0.00
2	0.50	0.47	-0.57	-0.38	0.08	0.56	0.45
3	1.00	0.94	-0.07	-0.05	0.30	0.73	2.38
5	1.50	1.41	0.43	0.29	0.53	0.90	1.95
6	2.00	1.88	0.93	0.63	0.75	1.07	1.30
7	2.50	2.34	1.43	0.97	0.98	1.24	0.86
8	3.00	2.81	1.93	1.31	1.21	1.40	0.65
9	3.50	3.28	2.43	1.65	1.43	1.57	0.50
10	4.00	3.75	2.93	1.99	1.66	1.74	0.38
11	4.50	4.22	3.43	2.32	1.88	1.91	0.29
12	5.00	4.69	3.93	2.66	2.11	2.08	0.23
13	5.50	5.16	4.43	3.00	2.33	2.25	0.19
14	6.00	5.63	4.93	3.34	2.56	2.42	0.15
15	6.50	6.09	5.43	3.68	2.79	2.59	0.12
16	7.00	6.56	5.93	4.02	3.01	2.76	0.10
17	7.50	7.03	6.43	4.35	3.24	2.93	0.08
18	8.00	7.50	6.93	4.69	3.46	3.10	0.07
19	8.50	7.97	7.43	5.03	3.69	3.27	0.05
20	9.00	8.44	7.93	5.37	3.91	3.44	0.04
21	9.50	8.91	8.43	5.71	4.14	3.60	0.04
22	10.00	9.38	8.93	6.05	4.36	3.77	0.03
23	10.50	9.85	9.43	6.39	4.59	3.94	0.02
24	11.00	10.31	9.93	6.72	4.82	4.11	0.02
25	11.50	10.78	10.43	7.06	5.04	4.28	0.02
26	12.00	11.25	10.93	7.40	5.27	4.45	0.01
27	12.50	11.72	11.43	7.74	5.49	4.62	0.01
28	13.00	12.19	11.93	8.08	5.72	4.79	0.01
29	13.50	12.66	12.43	8.42	5.94	4.96	0.01
30	14.00	13.13	12.93	8.75	6.17	5.13	0.01
31	14.50	13.60	13.43	9.09	6.40	5.30	0.00
32	15.00	14.06	13.93	9.43	6.62	5.47	0.00
33	15.50	14.53	14.43	9.77	6.85	5.64	0.00
34	16.00	15.00	14.93	10.11	7.07	5.80	0.00
35	16.50	15.47	15.43	10.45	7.30	5.97	0.00
36	17.00	15.94	15.93	10.79	7.52	6.14	0.00
37	17.50	16.41	16.43	11.12	7.75	6.31	0.00
38	18.00	16.88	16.93	11.46	7.97	6.48	0.00
39	18.50	17.35	17.43	11.80	8.20	6.65	0.00
40	19.00	17.82	17.93	12.14	8.43	6.82	0.00
41	19.50	18.28	18.43	12.48	8.65	6.99	0.00
42	20.00	18.75	18.93	12.82	8.88	7.16	0.00
43	20.50	19.22	19.43	13.15	9.10	7.33	0.00
44	21.00	19.69	19.93	13.49	9.33	7.50	0.00
45	21.50	20.16	20.43	13.83	9.55	7.67	0.00
46	22.00	20.63	20.93	14.17	9.78	7.84	0.00
47	22.50	21.10	21.43	14.51	10.01	8.00	0.00
48	23.00	21.57	21.93	14.85	10.23	8.17	0.00
49	23.50	22.03	22.43	15.19	10.46	8.34	0.00
50	24.00	22.50	22.93	15.52	10.68	8.51	0.00

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.15. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q₁ th

t (jam)	Ordinat HSS (Qt) (m ³ /det/mm)	Hujan Jam-Jaman												Baseflow (m ³ /det)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /det)		
		R _{0,5}	R ₁	R _{1,5}	R ₂	R _{2,5}	R ₃	R _{3,5}	R ₄	R _{4,5}	R ₅	R _{5,5}	R ₆				
		16.73	4.35	3.05	2.43	2.05	1.79	1.60	1.46	1.34	1.24	1.16	1.09				
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.50	0.452	7.55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7.55
1.00	2.384	39.87	1.96	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	41.83
1.50	1.954	32.68	10.36	1.38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	44.42
2.00	1.300	21.74	8.49	7.27	1.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	38.60
2.50	0.865	14.47	5.65	5.96	5.79	0.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32.79
3.00	0.651	10.89	3.76	3.96	4.74	4.89	0.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	29.06
3.50	0.496	8.30	2.83	2.64	3.16	4.01	4.27	0.72	-	-	-	-	-	-	-	-	25.93
4.00	0.378	6.33	2.16	1.99	2.10	2.67	3.50	3.82	0.66	-	-	-	-	-	-	-	23.22
4.50	0.288	4.82	1.64	1.51	1.58	1.77	2.33	3.13	3.47	0.60	-	-	-	-	-	-	20.87
5.00	0.227	3.80	1.25	1.15	1.21	1.34	1.55	2.08	2.85	3.19	0.56	-	-	-	-	-	18.98
5.50	0.185	3.10	0.99	0.88	0.92	1.02	1.17	1.39	1.89	2.62	2.96	0.53	-	-	-	-	17.45
6.00	0.151	2.53	0.81	0.69	0.70	0.78	0.89	1.04	1.26	1.74	2.43	2.77	0.49	-	-	-	16.13
6.50	0.123	2.06	0.66	0.56	0.55	0.59	0.68	0.80	0.95	1.16	1.62	2.27	2.61	-	-	-	14.50
7.00	0.100	1.68	0.54	0.46	0.45	0.47	0.52	0.61	0.72	0.87	1.08	1.51	2.14	-	-	-	11.04
7.50	0.082	1.37	0.44	0.38	0.37	0.38	0.41	0.46	0.55	0.66	0.81	1.01	1.42	-	-	-	8.25
8.00	0.067	1.12	0.36	0.31	0.30	0.31	0.33	0.36	0.42	0.51	0.62	0.76	0.95	-	-	-	6.33
8.50	0.055	0.91	0.29	0.25	0.24	0.25	0.27	0.30	0.33	0.39	0.47	0.58	0.71	-	-	-	4.99
9.00	0.044	0.74	0.24	0.20	0.20	0.21	0.22	0.24	0.27	0.30	0.36	0.44	0.54	-	-	-	3.97
9.50	0.036	0.61	0.19	0.17	0.16	0.17	0.18	0.20	0.22	0.25	0.28	0.34	0.41	-	-	-	3.17
10.00	0.030	0.50	0.16	0.14	0.13	0.14	0.15	0.16	0.18	0.20	0.23	0.26	0.32	-	-	-	2.56
10.50	0.024	0.40	0.13	0.11	0.11	0.11	0.12	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.25	-	-	-	2.08
11.00	0.020	0.33	0.10	0.09	0.09	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.15	0.18	0.20	-	-	-	1.69
11.50	0.016	0.27	0.09	0.07	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.17	-	-	-	1.38
12.00	0.013	0.22	0.07	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.13	-	-	-	1.13
12.50	0.011	0.18	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10	0.11	-	-	-	0.92
13.00	0.009	0.15	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	-	-	-	0.75
13.50	0.007	0.12	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	-	-	-	0.61
14.00	0.006	0.10	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	-	-	-	0.50
14.50	0.005	0.08	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	-	-	-	0.41
15.00	0.004	0.06	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	-	-	-	0.33
15.50	0.003	0.05	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	-	-	-	0.27
16.00	0.003	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	-	-	-	0.22
16.50	0.002	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	-	-	-	0.18
17.00	0.002	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	-	-	-	0.15
17.50	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.12
18.00	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.10
18.50	0.001	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.08
19.00	0.001	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.07
19.50	0.001	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	-	-	-	0.05
20.00	0.001	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-	-	-	0.04
20.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.04
21.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03
21.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.02
22.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.02
22.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.02
23.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.01
23.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.01
24.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.01

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.16. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q_{5th}

t	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam-Jaman												Baseflow	Debit Banjir Rancangan
		R _{0,5}	R ₁	R _{1,5}	R ₂	R _{2,5}	R ₃	R _{3,5}	R ₄	R _{4,5}	R ₅	R _{5,5}	R ₆		
(jam)	(m ³ /det/mm)	28.06	7.29	5.12	4.07	3.44	3.01	2.69	2.44	2.25	2.09	1.95	1.84	(m ³ /det)	(m ³ /det)
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.50	0.452	12.67	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.67
1.00	2.384	66.89	3.29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	70.19
1.50	1.954	54.84	17.39	2.31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	74.54
2.00	1.300	36.49	14.25	12.20	1.84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	64.78
2.50	0.865	24.27	9.48	10.00	9.71	1.55	-	-	-	-	-	-	-	-	55.02
3.00	0.651	18.28	6.31	6.65	7.96	8.20	1.36	-	-	-	-	-	-	-	48.76
3.50	0.496	13.93	4.75	4.43	5.30	6.72	7.17	1.21	-	-	-	-	-	-	43.51
4.00	0.378	10.62	3.62	3.33	3.52	4.47	5.88	6.41	1.10	-	-	-	-	-	38.96
4.50	0.288	8.09	2.76	2.54	2.65	2.98	3.91	5.25	5.82	1.01	-	-	-	-	35.02
5.00	0.227	6.37	2.10	1.94	2.02	2.24	2.60	3.50	4.77	5.36	0.94	-	-	-	31.84
5.50	0.185	5.20	1.66	1.48	1.54	1.71	1.96	2.33	3.18	4.39	4.97	0.88	-	-	29.29
6.00	0.151	4.24	1.35	1.16	1.17	1.30	1.49	1.75	2.11	2.92	4.08	4.65	0.83	-	27.07
6.50	0.123	3.46	1.10	0.95	0.92	0.99	1.14	1.33	1.59	1.94	2.71	3.81	4.38	-	24.34
7.00	0.100	2.82	0.90	0.77	0.75	0.78	0.87	1.02	1.21	1.46	1.80	2.54	3.59	-	18.52
7.50	0.082	2.30	0.73	0.63	0.62	0.64	0.68	0.78	0.92	1.12	1.36	1.69	2.39	-	13.85
8.00	0.067	1.88	0.60	0.51	0.50	0.52	0.56	0.61	0.70	0.85	1.04	1.27	1.59	-	10.63
8.50	0.055	1.53	0.49	0.42	0.41	0.42	0.45	0.50	0.55	0.65	0.79	0.97	1.20	-	8.38
9.00	0.044	1.25	0.40	0.34	0.33	0.35	0.37	0.41	0.45	0.51	0.60	0.74	0.91	-	6.66
9.50	0.036	1.02	0.32	0.28	0.27	0.28	0.30	0.33	0.37	0.42	0.47	0.56	0.69	-	5.33
10.00	0.030	0.83	0.26	0.23	0.22	0.23	0.25	0.27	0.30	0.34	0.39	0.44	0.53	-	4.29
10.50	0.024	0.68	0.22	0.19	0.18	0.19	0.20	0.22	0.25	0.28	0.32	0.36	0.42	-	3.49
11.00	0.020	0.55	0.18	0.15	0.15	0.15	0.16	0.18	0.20	0.23	0.26	0.29	0.34	-	2.84
11.50	0.016	0.45	0.14	0.12	0.12	0.12	0.13	0.15	0.16	0.18	0.21	0.24	0.28	-	2.32
12.00	0.013	0.37	0.12	0.10	0.10	0.10	0.11	0.12	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	-	1.89
12.50	0.011	0.30	0.10	0.08	0.08	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.16	0.18	-	1.54
13.00	0.009	0.24	0.08	0.07	0.07	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.13	0.15	-	1.26
13.50	0.007	0.20	0.06	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.11	0.12	-	1.03
14.00	0.006	0.16	0.05	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	-	0.84
14.50	0.005	0.13	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	-	0.68
15.00	0.004	0.11	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07	-	0.56
15.50	0.003	0.09	0.03	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	-	0.45
16.00	0.003	0.07	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	-	0.37
16.50	0.002	0.06	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.04	-	0.30
17.00	0.002	0.05	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	-	0.25
17.50	0.001	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	-	0.20
18.00	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	-	0.16
18.50	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	-	0.13
19.00	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	0.11
19.50	0.001	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	0.09
20.00	0.001	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	0.07
20.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	-	0.06
21.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	-	0.05
21.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.04
22.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.03
22.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.03
23.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.02
23.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.02
24.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.01

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.17. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q_{10th}

t (jam)	Ordinat HSS (Qt) (m ³ /det/mm)	Hujan Jam-Jaman												Baseflow (m ³ /det)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /det)		
		R _{0,5}	R ₁	R _{1,5}	R ₂	R _{2,5}	R ₃	R _{3,5}	R ₄	R _{4,5}	R ₅	R _{5,5}	R ₆				
		33.05	8.59	6.03	4.80	4.05	3.54	3.17	2.88	2.65	2.46	2.30	2.16				
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.50	0.452	14.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14.93
1.00	2.384	78.78	3.88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82.66
1.50	1.954	64.58	20.48	2.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	87.78
2.00	1.300	42.97	16.79	14.36	2.17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	76.28
2.50	0.865	28.59	11.17	11.77	11.43	1.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	64.79
3.00	0.651	21.53	7.43	7.83	9.37	9.66	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	57.42
3.50	0.496	16.41	5.60	5.21	6.24	7.92	8.44	1.43	-	-	-	-	-	-	-	-	51.24
4.00	0.378	12.50	4.26	3.93	4.15	5.27	6.92	7.55	1.30	-	-	-	-	-	-	-	45.88
4.50	0.288	9.53	3.25	2.99	3.12	3.50	4.60	6.19	6.86	1.20	-	-	-	-	-	-	41.25
5.00	0.227	7.50	2.48	2.28	2.38	2.64	3.06	4.12	5.62	6.31	1.11	-	-	-	-	-	37.50
5.50	0.185	6.12	1.95	1.74	1.81	2.01	2.31	2.74	3.74	5.17	5.86	1.04	-	-	-	-	34.49
6.00	0.151	4.99	1.59	1.37	1.38	1.53	1.76	2.06	2.49	3.44	4.80	5.48	0.98	-	-	-	31.87
6.50	0.123	4.07	1.30	1.12	1.09	1.17	1.34	1.57	1.87	2.29	3.19	4.49	5.16	-	-	-	28.66
7.00	0.100	3.32	1.06	0.91	0.99	0.92	1.02	1.20	1.43	1.72	2.13	2.99	4.23	-	-	-	21.81
7.50	0.082	2.71	0.86	0.74	0.72	0.75	0.80	0.91	1.09	1.31	1.60	1.99	2.81	-	-	-	16.31
8.00	0.067	2.21	0.70	0.61	0.59	0.61	0.66	0.72	0.83	1.00	1.22	1.50	1.87	-	-	-	12.52
8.50	0.055	1.80	0.57	0.49	0.48	0.50	0.53	0.59	0.65	0.76	0.93	1.14	1.41	-	-	-	9.87
9.00	0.044	1.47	0.47	0.40	0.39	0.41	0.44	0.48	0.53	0.60	0.71	0.87	1.07	-	-	-	7.84
9.50	0.036	1.20	0.38	0.33	0.32	0.33	0.36	0.39	0.43	0.49	0.56	0.66	0.82	-	-	-	6.27
10.00	0.030	0.98	0.31	0.27	0.26	0.27	0.29	0.32	0.35	0.40	0.46	0.52	0.62	-	-	-	5.05
10.50	0.024	0.80	0.25	0.22	0.21	0.22	0.24	0.26	0.29	0.33	0.37	0.43	0.49	-	-	-	4.10
11.00	0.020	0.65	0.21	0.18	0.17	0.18	0.19	0.21	0.24	0.27	0.30	0.35	0.40	-	-	-	3.35
11.50	0.016	0.53	0.17	0.15	0.14	0.15	0.16	0.17	0.19	0.22	0.25	0.28	0.33	-	-	-	2.73
12.00	0.013	0.43	0.14	0.12	0.12	0.12	0.13	0.14	0.16	0.18	0.20	0.23	0.27	-	-	-	2.23
12.50	0.011	0.35	0.11	0.10	0.09	0.10	0.10	0.11	0.13	0.14	0.16	0.19	0.22	-	-	-	1.82
13.00	0.009	0.29	0.09	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09	0.10	0.12	0.13	0.15	0.18	-	-	-	1.48
13.50	0.007	0.23	0.07	0.06	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.13	0.14	-	-	-	1.21
14.00	0.006	0.19	0.06	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	-	-	-	0.99
14.50	0.005	0.16	0.05	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10	-	-	-	0.80
15.00	0.004	0.13	0.04	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	-	-	-	0.66
15.50	0.003	0.10	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	-	-	-	0.54
16.00	0.003	0.08	0.03	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	-	-	-	0.44
16.50	0.002	0.07	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	-	-	-	0.36
17.00	0.002	0.06	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	-	-	-	0.29
17.50	0.001	0.05	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	-	-	-	0.24
18.00	0.001	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-	-	0.19
18.50	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	-	-	-	0.16
19.00	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	-	-	-	0.13
19.50	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.10
20.00	0.001	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.09
20.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.07
21.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.06
21.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	-	-	-	0.05
22.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.04
22.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03
23.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03
23.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.02
24.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.02

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.18. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q_{20th}

t (jam)	Ordinat HSS (Qt) (m ³ /det/mm)	Hujan Jam-Jaman												Baseflow (m ³ /det)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /det)		
		R _{0,5}	R ₁	R _{1,5}	R ₂	R _{2,5}	R ₃	R _{3,5}	R ₄	R _{4,5}	R ₅	R _{5,5}	R ₆				
		40.33	10.48	7.35	5.85	4.94	4.32	3.86	3.51	3.23	3.00	2.81	2.64				
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.50	0.452	18.22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18.22
1.00	2.384	96.14	4.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100.88
1.50	1.954	78.81	24.99	3.32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107.13
2.00	1.300	52.44	20.49	17.53	2.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	93.10
2.50	0.865	34.89	13.63	14.37	13.96	2.23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	79.07
3.00	0.651	26.27	9.07	9.56	11.44	11.78	1.95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	70.08
3.50	0.496	20.02	6.83	6.36	7.61	9.66	10.30	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	62.53
4.00	0.378	15.26	5.20	4.79	5.06	6.43	8.44	9.21	1.59	-	-	-	-	-	-	-	55.99
4.50	0.288	11.63	3.97	3.65	3.81	4.28	5.62	7.55	8.37	1.46	-	-	-	-	-	-	50.34
5.00	0.227	9.16	3.02	2.78	2.91	3.22	3.74	5.02	6.86	7.70	1.35	-	-	-	-	-	45.77
5.50	0.185	7.47	2.38	2.12	2.22	2.45	2.82	3.34	4.57	6.31	7.15	1.27	-	-	-	-	42.09
6.00	0.151	6.09	1.94	1.67	1.69	1.87	2.15	2.52	3.04	4.20	5.86	6.69	1.19	-	-	-	38.90
6.50	0.123	4.97	1.58	1.36	1.33	1.43	1.64	1.92	2.29	2.79	3.90	5.48	6.29	-	-	-	34.98
7.00	0.100	4.05	1.29	1.11	1.08	1.12	1.25	1.46	1.74	2.10	2.59	3.65	5.16	-	-	-	26.62
7.50	0.082	3.31	1.05	0.91	0.88	0.92	0.98	1.11	1.33	1.60	1.95	2.43	3.43	-	-	-	19.91
8.00	0.067	2.70	0.86	0.74	0.72	0.75	0.80	0.88	1.01	1.22	1.49	1.83	2.28	-	-	-	15.28
8.50	0.055	2.20	0.70	0.60	0.59	0.61	0.65	0.72	0.80	0.93	1.13	1.39	1.72	-	-	-	12.04
9.00	0.044	1.79	0.57	0.49	0.48	0.50	0.53	0.58	0.65	0.73	0.86	1.06	1.31	-	-	-	9.57
9.50	0.036	1.46	0.47	0.40	0.39	0.41	0.43	0.48	0.53	0.60	0.68	0.81	1.00	-	-	-	7.66
10.00	0.030	1.19	0.38	0.33	0.32	0.33	0.35	0.39	0.43	0.49	0.56	0.64	0.76	-	-	-	6.17
10.50	0.024	0.97	0.31	0.27	0.26	0.27	0.29	0.32	0.35	0.40	0.45	0.52	0.60	-	-	-	5.01
11.00	0.020	0.79	0.25	0.22	0.21	0.22	0.24	0.26	0.29	0.32	0.37	0.42	0.49	-	-	-	4.09
11.50	0.016	0.65	0.21	0.18	0.17	0.18	0.19	0.21	0.23	0.26	0.30	0.35	0.40	-	-	-	3.33
12.00	0.013	0.53	0.17	0.14	0.14	0.15	0.16	0.17	0.19	0.22	0.25	0.28	0.33	-	-	-	2.72
12.50	0.011	0.43	0.14	0.12	0.12	0.12	0.13	0.14	0.16	0.18	0.20	0.23	0.27	-	-	-	2.22
13.00	0.009	0.35	0.11	0.10	0.09	0.10	0.10	0.11	0.13	0.14	0.16	0.19	0.22	-	-	-	1.81
13.50	0.007	0.29	0.09	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09	0.10	0.12	0.13	0.15	0.18	-	-	-	1.48
14.00	0.006	0.23	0.07	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.12	0.14	-	-	-	1.20
14.50	0.005	0.19	0.06	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	-	-	-	0.98
15.00	0.004	0.16	0.05	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10	-	-	-	0.80
15.50	0.003	0.13	0.04	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	-	-	-	0.65
16.00	0.003	0.10	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	-	-	-	0.53
16.50	0.002	0.08	0.03	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	-	-	-	0.43
17.00	0.002	0.07	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	-	-	-	0.35
17.50	0.001	0.06	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	-	-	-	0.29
18.00	0.001	0.05	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-	-	0.24
18.50	0.001	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-	-	0.19
19.00	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	-	-	-	0.16
19.50	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.13
20.00	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.10
20.50	0.000	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.09
21.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.07
21.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.06
22.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-	-	-	0.05
22.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.04
23.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03
23.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03
24.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.02

Sumber : Perhitungan



Tabel 4.19. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q_{50th}

t (jam)	Ordinat HSS (Qt) (m ³ /det/mm)	Hujan Jam-Jaman												Baseflow (m ³ /det)	Debit Banjir Rancangan (m ³ /det)		
		R _{0,5}	R ₁	R _{1,5}	R ₂	R _{2,5}	R ₃	R _{3,5}	R ₄	R _{4,5}	R ₅	R _{5,5}	R ₆				
		45.76	11.89	8.34	6.64	5.61	4.90	4.38	3.98	3.66	3.40	3.18	3.00				
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20.67
0.50	0.452	20.67	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	114.45
1.00	2.384	109.08	5.37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	89.72
1.50	1.954	89.42	28.35	3.77	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	121.54
2.00	1.300	59.49	23.24	19.89	3.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	105.63
2.50	0.865	39.58	15.46	16.30	15.83	2.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	89.72
3.00	0.651	29.81	10.29	10.85	12.98	13.37	2.21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	79.51
3.50	0.496	22.72	7.75	7.22	8.64	10.96	11.69	1.98	-	-	-	-	-	-	-	-	70.95
4.00	0.378	17.31	5.90	5.44	5.75	7.29	9.58	10.45	1.80	-	-	-	-	-	-	-	63.52
4.50	0.288	13.20	4.50	4.14	4.33	4.85	6.37	8.57	9.50	1.66	-	-	-	-	-	-	57.11
5.00	0.227	10.39	3.43	3.16	3.30	3.65	4.24	5.70	7.79	8.74	1.54	-	-	-	-	-	51.93
5.50	0.185	8.47	2.70	2.41	2.51	2.78	3.19	3.79	5.18	7.16	8.11	1.44	-	-	-	-	47.75
6.00	0.151	6.91	2.20	1.89	1.92	2.12	2.43	2.86	3.45	4.76	6.65	7.59	1.35	-	-	-	44.14
6.50	0.123	5.64	1.80	1.55	1.51	1.62	1.86	2.18	2.60	3.17	4.42	6.22	7.14	-	-	-	39.68
7.00	0.100	4.60	1.47	1.26	1.23	1.27	1.41	1.66	1.98	2.39	2.94	4.14	5.85	-	-	-	30.20
7.50	0.082	3.75	1.20	1.03	1.00	1.04	1.11	1.26	1.51	1.82	2.22	2.75	3.89	-	-	-	22.58
8.00	0.067	3.06	0.98	0.84	0.82	0.85	0.91	1.00	1.15	1.39	1.69	2.07	2.59	-	-	-	17.33
8.50	0.055	2.50	0.80	0.68	0.67	0.69	0.74	0.81	0.90	1.06	1.29	1.58	1.95	-	-	-	13.67
9.00	0.044	2.04	0.65	0.56	0.54	0.56	0.60	0.66	0.74	0.83	0.98	1.20	1.49	-	-	-	10.86
9.50	0.036	1.66	0.53	0.46	0.44	0.46	0.49	0.54	0.60	0.68	0.77	0.92	1.13	-	-	-	8.69
10.00	0.030	1.35	0.43	0.37	0.36	0.38	0.40	0.44	0.49	0.55	0.63	0.72	0.86	-	-	-	7.00
10.50	0.024	1.10	0.35	0.30	0.30	0.31	0.33	0.36	0.40	0.45	0.51	0.59	0.68	-	-	-	5.68
11.00	0.020	0.90	0.29	0.25	0.24	0.25	0.27	0.29	0.33	0.37	0.42	0.48	0.55	-	-	-	4.64
11.50	0.016	0.74	0.23	0.20	0.20	0.20	0.22	0.24	0.27	0.30	0.34	0.39	0.45	-	-	-	3.78
12.00	0.013	0.60	0.19	0.16	0.16	0.17	0.18	0.20	0.22	0.25	0.28	0.32	0.37	-	-	-	3.08
12.50	0.011	0.49	0.16	0.13	0.13	0.14	0.15	0.16	0.18	0.20	0.23	0.26	0.30	-	-	-	2.52
13.00	0.009	0.40	0.13	0.11	0.11	0.11	0.12	0.13	0.14	0.16	0.19	0.21	0.25	-	-	-	2.05
13.50	0.007	0.33	0.10	0.09	0.09	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.15	0.17	0.20	-	-	-	1.67
14.00	0.006	0.27	0.08	0.07	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.16	-	-	-	1.37
14.50	0.005	0.22	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.13	-	-	-	1.11
15.00	0.004	0.18	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.11	-	-	-	0.91
15.50	0.003	0.14	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	-	-	-	0.74
16.00	0.003	0.12	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	-	-	-	0.60
16.50	0.002	0.10	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	-	-	-	0.49
17.00	0.002	0.08	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	-	-	-	0.40
17.50	0.001	0.06	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	-	-	-	0.33
18.00	0.001	0.05	0.02	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	-	-	-	0.27
18.50	0.001	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	-	-	-	0.22
19.00	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	-	-	-	0.18
19.50	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	-	-	-	0.15
20.00	0.001	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.12
20.50	0.000	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.10
21.00	0.000	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.08
21.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.06
22.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	-	-	-	0.05
22.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-	-	-	0.04
23.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03
23.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03
24.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.02

Sumber : Perhitungan



Tabel 4.20. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu Q_{100th}

t (jam)	Ordinat HSS (Qt) (m ² /det/mm)	Hujan Jam-Jaman												Baseflow (m ² /det)	Debit Banjir Rancangan (m ² /det)		
		R _{0,5}	R ₁	R _{1,5}	R ₂	R _{2,5}	R ₃	R _{3,5}	R ₄	R _{4,5}	R ₅	R _{5,5}	R ₆				
		51.48 (mm)	13.38 (mm)	9.39 (mm)	7.47 (mm)	6.31 (mm)	5.52 (mm)	4.93 (mm)	4.48 (mm)	4.12 (mm)	3.83 (mm)	3.58 (mm)	3.37 (mm)				
0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.50	0.452	23.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23.25
1.00	2.384	122.72	6.04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	128.76
1.50	1.954	100.60	31.90	4.24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	136.74
2.00	1.300	66.93	26.15	22.37	3.37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	118.83
2.50	0.865	44.53	17.40	18.34	17.81	2.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100.93
3.00	0.651	33.54	11.57	12.20	14.60	15.04	2.49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	89.45
3.50	0.496	25.56	8.72	8.12	9.72	12.33	13.15	2.23	-	-	-	-	-	-	-	-	79.82
4.00	0.378	19.48	6.64	6.11	6.46	8.20	10.78	11.76	2.02	-	-	-	-	-	-	-	71.46
4.50	0.288	14.84	5.06	4.66	4.87	5.46	7.17	9.64	10.68	1.86	-	-	-	-	-	-	64.25
5.00	0.227	11.69	3.86	3.55	3.71	4.11	4.77	6.41	8.76	9.83	1.73	-	-	-	-	-	58.42
5.50	0.185	9.53	3.04	2.71	2.83	3.13	3.59	4.27	5.83	8.06	9.12	1.62	-	-	-	-	53.72
6.00	0.151	7.78	2.48	2.13	2.15	2.39	2.74	3.21	3.88	5.36	7.48	8.53	1.52	-	-	-	49.65
6.50	0.123	6.34	2.02	1.74	1.70	1.82	2.09	2.45	2.92	3.57	4.98	7.00	8.03	-	-	-	44.65
7.00	0.100	5.17	1.65	1.42	1.38	1.43	1.59	1.87	2.23	2.69	3.31	4.65	6.58	-	-	-	33.97
7.50	0.082	4.22	1.34	1.16	1.13	1.17	1.25	1.42	1.70	2.05	2.49	3.10	4.38	-	-	-	25.41
8.00	0.067	3.44	1.10	0.94	0.92	0.95	1.02	1.12	1.29	1.56	1.90	2.33	2.91	-	-	-	19.50
8.50	0.055	2.81	0.89	0.77	0.75	0.78	0.83	0.91	1.02	1.19	1.45	1.78	2.19	-	-	-	15.37
9.00	0.044	2.29	0.73	0.63	0.61	0.63	0.68	0.75	0.83	0.94	1.10	1.35	1.67	-	-	-	12.22
9.50	0.036	1.87	0.60	0.51	0.50	0.52	0.55	0.61	0.68	0.76	0.87	1.03	1.27	-	-	-	9.77
10.00	0.030	1.52	0.49	0.42	0.41	0.42	0.45	0.50	0.55	0.62	0.71	0.81	0.97	-	-	-	7.87
10.50	0.024	1.24	0.40	0.34	0.33	0.34	0.37	0.40	0.45	0.51	0.58	0.66	0.76	-	-	-	6.39
11.00	0.020	1.01	0.32	0.28	0.27	0.28	0.30	0.33	0.37	0.41	0.47	0.54	0.62	-	-	-	5.22
11.50	0.016	0.83	0.26	0.23	0.22	0.23	0.25	0.27	0.30	0.34	0.38	0.44	0.51	-	-	-	4.25
12.00	0.013	0.67	0.21	0.18	0.18	0.19	0.20	0.22	0.24	0.28	0.31	0.36	0.42	-	-	-	3.47
12.50	0.011	0.55	0.18	0.15	0.15	0.15	0.16	0.18	0.20	0.22	0.26	0.29	0.34	-	-	-	2.83
13.00	0.009	0.46	0.14	0.12	0.12	0.12	0.13	0.15	0.16	0.18	0.21	0.24	0.28	-	-	-	2.31
13.50	0.007	0.37	0.12	0.10	0.10	0.10	0.11	0.12	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	-	-	-	1.88
14.00	0.006	0.30	0.10	0.08	0.08	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.16	0.18	-	-	-	1.54
14.50	0.005	0.24	0.08	0.07	0.07	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.13	0.15	-	-	-	1.25
15.00	0.004	0.20	0.06	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.11	0.12	-	-	-	1.02
15.50	0.003	0.16	0.05	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	-	-	-	0.83
16.00	0.003	0.13	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	-	-	-	0.68
16.50	0.002	0.11	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07	-	-	-	0.55
17.00	0.002	0.09	0.03	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	-	-	-	0.45
17.50	0.001	0.07	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	-	-	-	0.37
18.00	0.001	0.06	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.04	-	-	-	0.30
18.50	0.001	0.05	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	-	-	-	0.25
19.00	0.001	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	-	-	-	0.20
19.50	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	-	-	-	0.16
20.00	0.001	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.13
20.50	0.000	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.11
21.00	0.000	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.09
21.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.07
22.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	-	-	-	0.06
22.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-	-	-	0.05
23.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.04
23.50	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03
24.00	0.000	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-	0.03

Sumber : Perhitungan

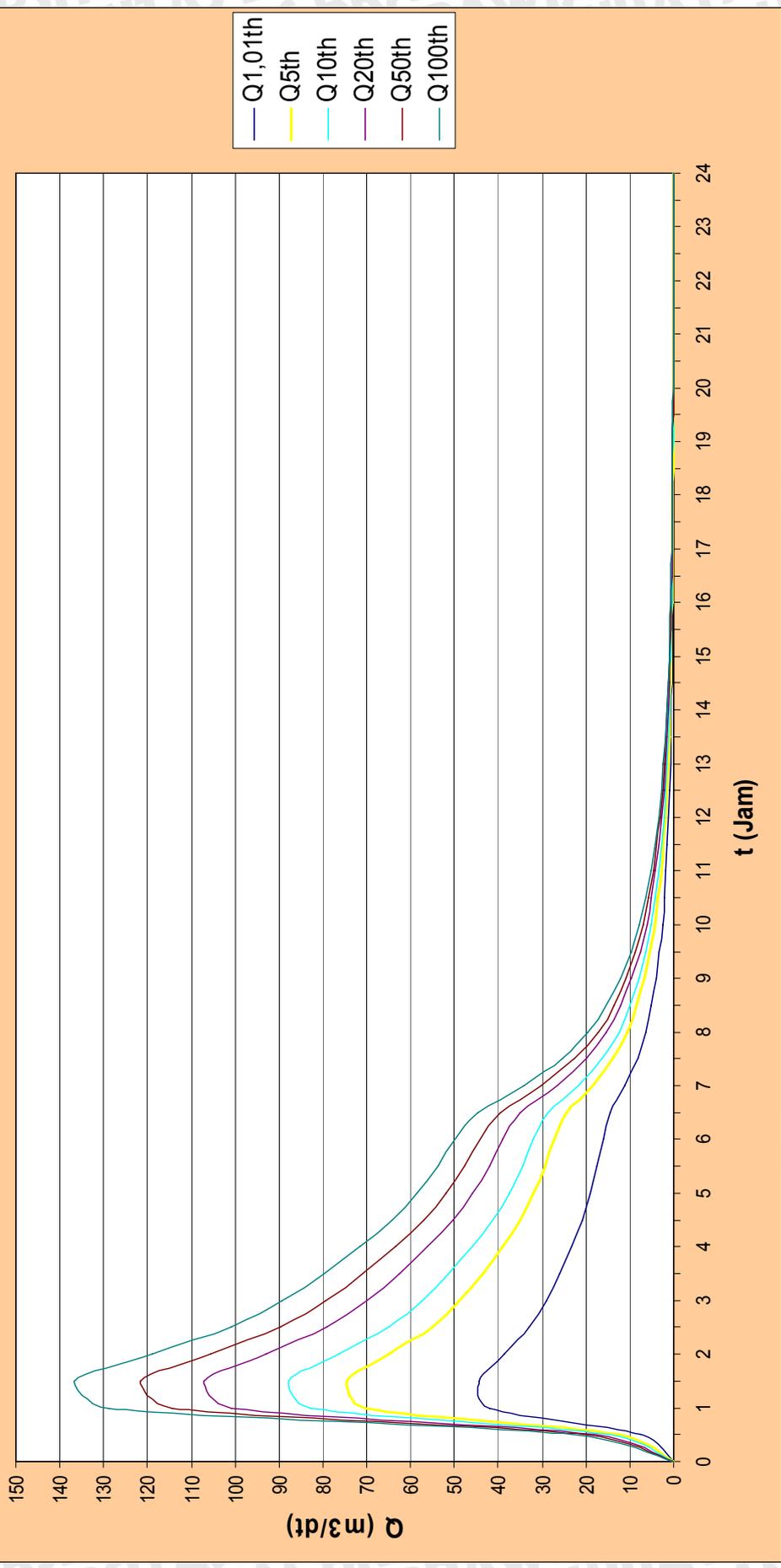


Tabel 4.21. Rekapitulasi Perhitungan Metode HSS Nakayasu

No	Waktu (jam)	Qt (m ³ /dt)	Debit Banjir Rancangan					
			Q _{1.01 th} (m ³ /dt)	Q _{5 th} (m ³ /dt)	Q _{10 th} (m ³ /dt)	Q _{25 th} (m ³ /dt)	Q _{50 th} (m ³ /dt)	Q _{100 th} (m ³ /dt)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.50	0.06	7.55	12.67	14.93	18.22	20.67	23.25
3	1.00	0.31	41.83	70.19	82.66	100.88	114.45	128.76
4	1.50	0.82	44.42	74.54	87.78	107.13	121.54	136.74
5	2.00	1.63	38.60	64.78	76.28	93.10	105.63	118.83
6	2.50	2.68	32.79	55.02	64.79	79.07	89.72	100.93
7	3.00	1.82	29.06	48.76	57.42	70.08	79.51	89.45
8	3.50	1.24	25.93	43.51	51.24	62.53	70.95	79.82
9	4.00	0.84	23.22	38.96	45.88	55.99	63.52	71.46
10	4.50	0.64	20.87	35.02	41.25	50.34	57.11	64.25
11	5.00	0.50	18.98	31.84	37.50	45.77	51.93	58.42
12	5.50	0.38	17.45	29.29	34.49	42.09	47.75	53.72
13	6.00	0.30	16.13	27.07	31.87	38.90	44.14	49.65
14	6.50	0.23	14.50	24.34	28.66	34.98	39.68	44.65
15	7.00	0.19	11.04	18.52	21.81	26.62	30.20	33.97
16	7.50	0.16	8.25	13.85	16.31	19.91	22.58	25.41
17	8.00	0.13	6.33	10.63	12.52	15.28	17.33	19.50
18	8.50	0.11	4.99	8.38	9.87	12.04	13.67	15.37
19	9.00	0.09	3.97	6.66	7.84	9.57	10.86	12.22
20	9.50	0.07	3.17	5.33	6.27	7.66	8.69	9.77
21	10.00	0.06	2.56	4.29	5.05	6.17	7.00	7.87
22	10.50	0.05	2.08	3.49	4.10	5.01	5.68	6.39
23	11.00	0.04	1.69	2.84	3.35	4.09	4.64	5.22
24	11.50	0.03	1.38	2.32	2.73	3.33	3.78	4.25
25	12.00	0.03	1.13	1.89	2.23	2.72	3.08	3.47
26	12.50	0.02	0.92	1.54	1.82	2.22	2.52	2.83
27	13.00	0.02	0.75	1.26	1.48	1.81	2.05	2.31
28	13.50	0.02	0.61	1.03	1.21	1.48	1.67	1.88
29	14.00	0.01	0.50	0.84	0.99	1.20	1.37	1.54
30	14.50	0.01	0.41	0.68	0.80	0.98	1.11	1.25
31	15.00	0.01	0.33	0.56	0.66	0.80	0.91	1.02
32	15.50	0.01	0.27	0.45	0.54	0.65	0.74	0.83
33	16.00	0.01	0.22	0.37	0.44	0.53	0.60	0.68
34	16.50	0.00	0.18	0.30	0.36	0.43	0.49	0.55
35	17.00	0.00	0.15	0.25	0.29	0.35	0.40	0.45
36	17.50	0.00	0.12	0.20	0.24	0.29	0.33	0.37
37	18.00	0.00	0.10	0.16	0.19	0.24	0.27	0.30
38	18.50	0.00	0.08	0.13	0.16	0.19	0.22	0.25
39	19.00	0.00	0.07	0.11	0.13	0.16	0.18	0.20
40	19.50	0.00	0.05	0.09	0.10	0.13	0.15	0.16
41	20.00	0.00	0.04	0.07	0.09	0.10	0.12	0.13
42	20.50	0.00	0.04	0.06	0.07	0.09	0.10	0.11
43	21.00	0.00	0.03	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
44	21.50	0.00	0.02	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07
45	22.00	0.00	0.02	0.03	0.04	0.05	0.05	0.06
46	22.50	0.00	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05
47	23.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04
48	23.50	0.00	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03
49	24.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03
Q maksimum (m³/dt)			44.42	74.54	87.78	107.13	121.54	136.74

Sumber : Hasil Perhitungan

UNIT HIDROGRAF BANJIR RANCANGAN DENGAN METODE HSS NAKAYASU



Gambar.4.4. Hidrograf Satuan Sintesis Metode Nakayasu

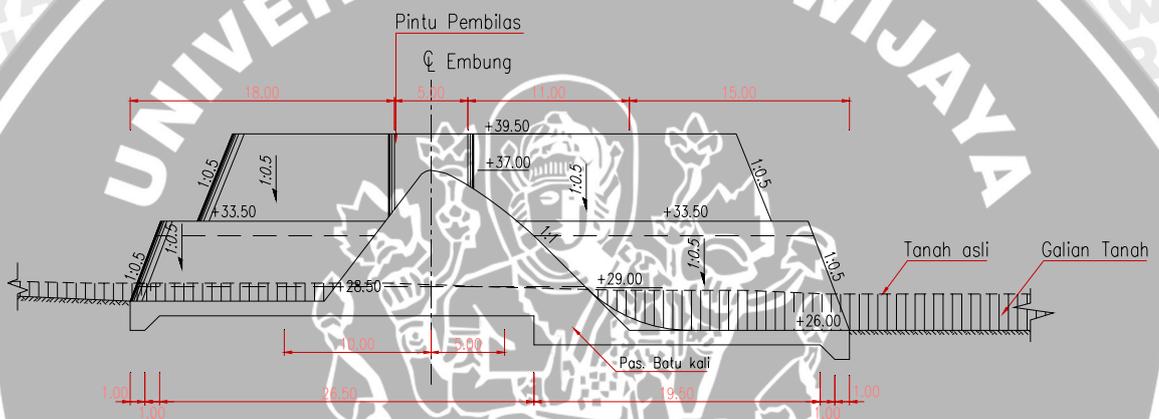
4.2. Perencanaan Bangunan Utama

Bangunan pelimpah untuk Embung Talango ini direncanakan bertipe pelimpah bebas (*overflow weir type*). Dasar yang digunakan untuk perencanaan bangunan pelimpah adalah sebagai berikut :

- Debit banjir rancangan = $Q_{50} = 121.54 \text{ m}^3 / dt$
- Elevasi muka air normal yang dipertahankan = + 37,00

4.2.1. Perencanaan Bendung Pelimpah Bebas

Bendung Pelimpah Direncanakan panjangnya (L) = 20m. Sedangkan tinggi mercu direncanakan setinggi 9 m dari elevasi + 37,00. sketsa potongan bendung pelimpah terdapat pada gambar berikut ini :



Gambar 4.5. Potongan Memanjang Pelimpah

4.2.2. Perhitungan Koefisien Debit Pelimpah

Koefisien debit Pelimpah (C) dari tipe standar suatu bendung dapat diperoleh dengan cara coba banding menggunakan persamaan berikut :

$$Hd = \left(\frac{Q}{C.L} \right)^{2/3} = \left(\frac{121.54}{C.(20 - 0,480Hd)} \right)^{2/3}$$

Untuk mula – mula diasumsikan $C = 2$

$$Hd = \left(\frac{121.54}{2.00.(20 - 0,480Hd)} \right)^{2/3}$$
$$= 2.0198$$

Pada saat $h = Hd$, maka :

$$C = 1,6 \times \frac{1 + 2a \left(\frac{H}{Hd} \right)}{1 + a \left(\frac{H}{hd} \right)}$$

$$2,00 = 1,6 \times \frac{1 + 2a \left(\frac{2.0198}{2.0198} \right)}{1 + a \left(\frac{2.0198}{2.0198} \right)}$$

Maka didapatkan nilai $a = 0,5549$

Perhitungan selengkapnya ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.22. Perhitungan harga koefisien debit (C)

Q (m ³ /dtk)	C asumsi	Hd coba-coba (m)	L efektif (m)	Hd (m)	C hitung	a
121.540	2.000	2.098	20.000	2.098	2.171	
	2.171	2.018	20.000			0.555

Dari tabel didapatkan harga C pada saat $h = Hd$ adalah 2,01978

Kontrol debit yang lewat

$$\begin{aligned} Q_{\text{lewat}} &= C \cdot L \cdot H^{3/2} \\ &= 2,177 \cdot 20 \cdot 2.01978^{3/2} \\ &= 121.54 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Jadi persamaan harga C untuk berbagai harga H adalah sebagai berikut:

$$C = 1,6 \times \frac{1 + \left[2 \times 0,5640 \left(\frac{H}{1,6014} \right) \right]}{1 + 0,5640 \left(\frac{H}{1,6014} \right)}$$

Untuk mendapatkan hubungan lebar efektif pelimpah (L) untuk berbagai harga tinggi air di atas pelimpah (H) maka lebar pelimpah sesungguhnya (L') harus diitung.

Dari perencanaan diketahui:

- Lebar efektif pelimpah (L) = 20 m

Perhitungan selanjutnya ditabelkan

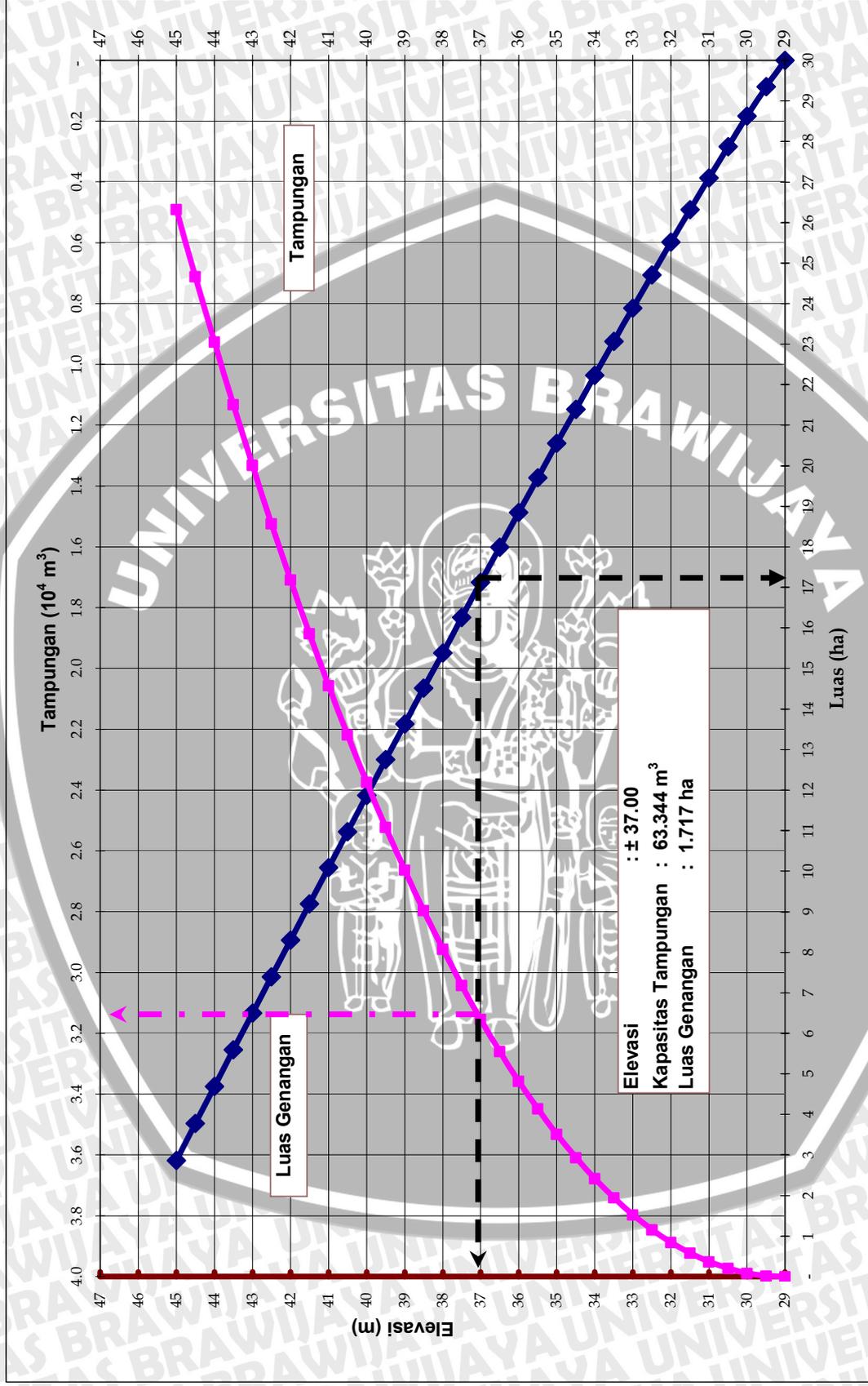
Tabel 4.23. Hubungan C – L – Q di atas pelimpah untuk Q₅₀

Elevasi (m)	Tinggi MA, H (m)	C	Lebar Efektif, L (m)	Q pelimpah (m ³ /dt)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
37.00	0.00	1.600	20.00	-
37.20	0.20	1.685	20.00	3.01
37.40	0.40	1.761	20.00	8.91
37.60	0.60	1.830	20.00	17.01
37.80	0.80	1.892	20.00	27.08
38.00	1.00	1.949	20.00	38.99
38.20	1.20	2.002	20.00	52.63
38.40	1.40	2.050	20.00	67.91
38.60	1.60	2.094	20.00	84.77
38.70	1.70	2.115	20.00	93.77
38.80	1.80	2.135	20.00	103.14
39.00	2.00	2.154	20.00	117.95
39.0198	2.02	2.171	20.00	121.54
39.20	2.20	2.174	20.00	144.17
39.40	2.40	2.177	20.00	166.73
39.60	2.60	2.180	20.00	190.60
39.80	2.80	2.183	20.00	215.73
40.00	3.00	2.186	20.00	242.09
40.20	3.20	2.189	20.00	269.64
40.40	3.40	2.192	20.00	298.35
40.60	3.60	2.195	20.00	328.18
40.80	3.80	2.198	20.00	359.10
41.00	4.00	2.20	20.00	391.10

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

1. Elevasi
2. Tinggi muka air
3. Koefisien Debit
4. Lebar Pelimpah
5. $[3] \times [4] \times [2] \times 1.5$



Gambar 4.6. Grafik Lengkung Kapasitas Tampungan dan genangan dengan Elevasi

Tabel 4.24. Hubungan elevasi M.A.W , tampungan dan debit untuk Q₅₀

Elevasi (m)	H (m)	$\Delta S = S - S_{eff}$ (10 ⁶ m ³)	$\Delta S/\Delta t$ (m ³ /dt)	Q (m ³ /dt)	ϕ (m ³ /dt)	ψ (m ³ /dt)
37.00	0.0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
37.20	0.2	0.003	0.934	3.01	2.44	-0.57
37.40	0.4	0.007	1.869	8.91	6.32	-2.59
37.60	0.6	0.010	2.833	17.01	11.34	-5.67
37.80	0.8	0.014	3.827	27.08	17.37	-9.71
38.00	1.0	0.017	4.821	38.99	24.31	-14.67
38.20	1.2	0.021	5.875	52.63	32.19	-20.44
38.40	1.4	0.025	6.929	67.91	40.88	-27.03
38.60	1.6	0.029	8.013	84.77	50.40	-34.37
38.80	1.8	0.033	9.127	93.77	56.01	-37.76
39.00	2.0	0.037	10.241	103.14	61.81	-41.33
39.20	2.2	0.041	11.415	121.54	72.18	-49.36
39.40	2.4	0.045	12.589	122.95	74.07	-48.89
39.60	2.6	0.050	13.793	144.17	85.88	-58.29
39.80	2.8	0.054	15.028	166.73	98.39	-68.34
40.00	3.0	0.059	16.263	190.60	111.56	-79.04
40.20	3.2	0.063	17.558	215.73	125.42	-90.31
40.40	3.4	0.068	18.853	242.09	139.90	-102.19
40.60	3.6	0.073	20.178	269.64	155.00	-114.64
40.80	3.8	0.078	21.534	298.35	170.71	-127.64
41.00	4.0	0.082	22.890	328.18	186.98	-141.20

Keterangan:

1. Elevasi
2. Tinggi tekan air di atas mercu
3. Tampungan: diambil dari grafik hubungan elevasi-volume
4. (3)/1800
5. Debit
6. (4) - (5)/2
7. (5) - (6)

4.2.3. Penelusuran banjir di atas pelimpah

Penelusuran banjir di atas pelimpah menggunakan debit banjir rancangan Q₅₀. perhitungan selanjutnya ditabelkan pada tabel 4.30. Dari hasil perhitungan tersebut didapatkan:

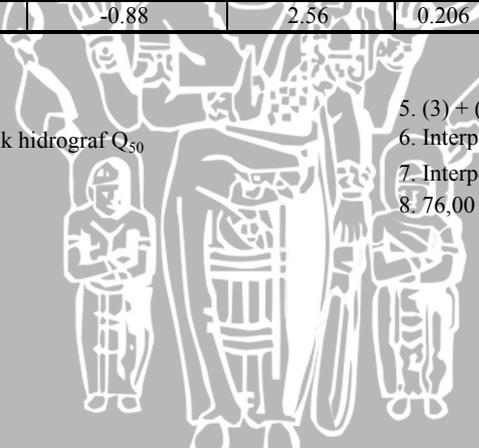
- Q_{outflow} = 117.66 m³/dt
- Elevasi muka air banjir maksimum = +37.00 + 2.035
= +39.035

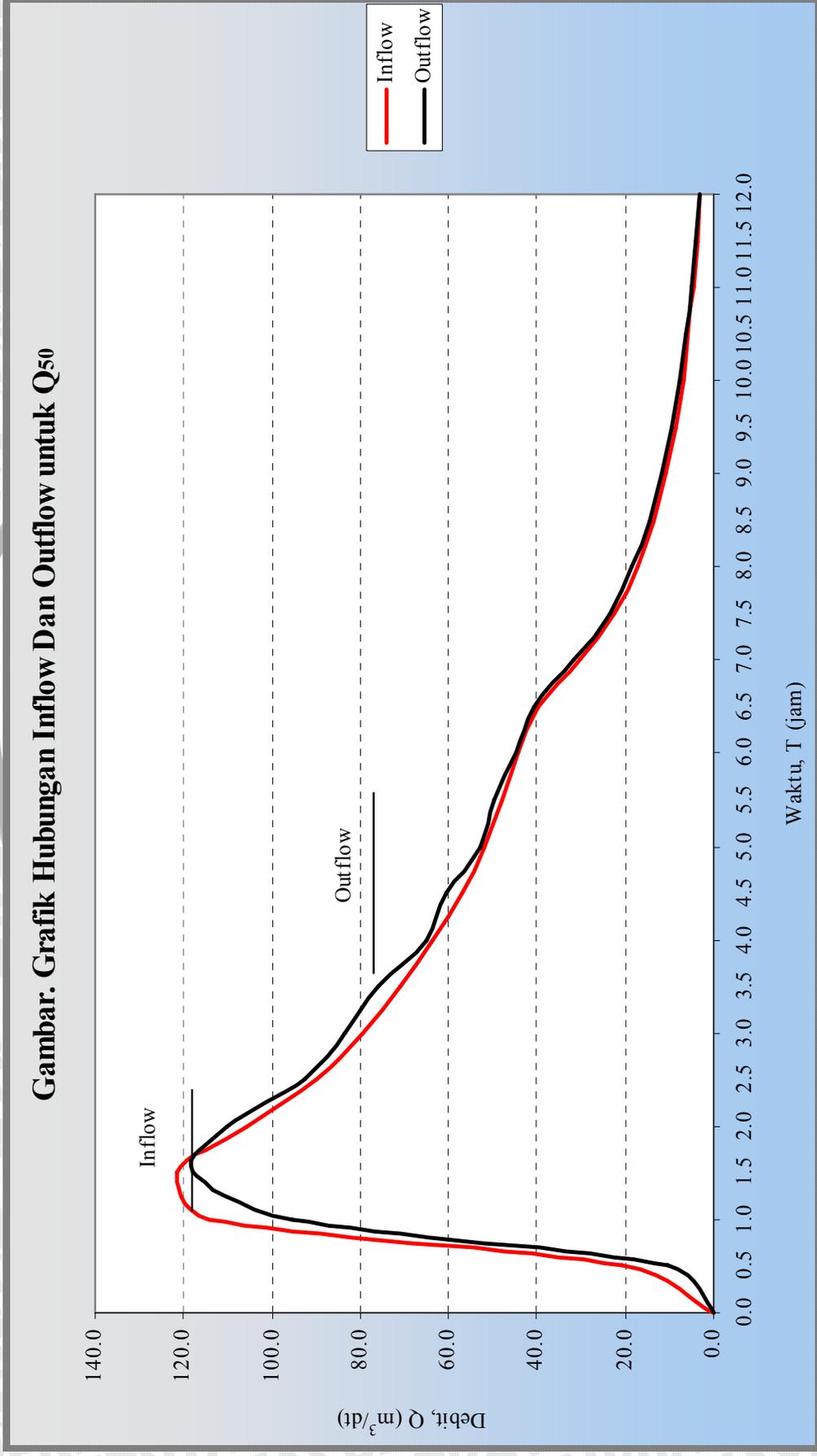
Tabel 4.25. Penelusuran banjir di atas pelimpah untuk Q₅₀

T (jam)	Inflow (m ³ /dt)	(I1+I2)/2 (m ³ /dt)	ψ (m ³ /dt)	φ (m ³ /dt)	H (m)	Outflow (m ³ /dt)	Res.Elv (m)
0.0	0.00	-	-	-	-	0	37.00
0.5	20.67	10.33	0.00	10.33	0.560	10.39	37.56
1.0	114.45	67.56	-5.05	62.51	2.013	95.37	39.01
1.5	121.54	118.00	-41.87	76.13	2.035	117.66	39.03
2.0	105.63	113.58	-50.53	63.05	2.024	110.34	39.02
2.5	89.72	97.67	-42.29	55.38	1.778	92.76	38.78
3.0	79.51	84.61	-37.38	47.24	1.568	83.77	38.57
3.5	70.95	75.23	-31.53	43.70	1.459	75.89	38.46
4.0	63.52	67.24	-29.20	38.04	1.335	64.91	38.33
4.5	57.11	60.32	-24.87	35.45	1.275	60.36	38.27
5.0	51.93	54.52	-22.91	31.61	1.185	52.63	38.19
5.5	47.75	49.84	-20.02	29.82	1.140	49.53	38.14
6.0	44.14	45.95	-18.71	27.24	1.074	44.55	38.07
6.5	39.68	41.91	-16.81	25.10	1.020	40.84	38.02
7.0	30.20	34.94	-15.25	19.70	0.867	31.57	37.87
7.5	22.58	26.39	-11.38	15.02	0.722	23.65	37.72
8.0	17.33	19.96	-8.14	11.82	0.616	18.32	37.62
8.5	13.67	15.50	-6.00	9.50	0.527	14.55	37.53
9.0	10.86	12.26	-4.54	7.72	0.456	11.66	37.46
9.5	8.69	9.77	-3.45	6.33	0.400	9.42	37.40
10.0	7.00	7.84	-2.59	5.25	0.345	7.78	37.34
10.5	5.68	6.34	-2.03	4.31	0.296	6.35	37.30
11.0	4.64	5.16	-1.54	3.62	0.261	4.80	37.26
11.5	3.78	4.21	-1.18	3.03	0.230	3.90	37.23
12.0	3.08	3.43	-0.88	2.56	0.206	3.19	37.21

Keterangan:

1. Waktu penelusuran banjir
2. Debit Inflow; diambil dari grafik hidrograf Q₅₀
3. Rata-rata debit inflow
4. Interpolasi antara nilai Q dan ψ
5. (3) + (4)
6. Interpolasi nilai φ dan elevasi
7. Interpolasi dari nilai Q dan φ
8. 76,00 + (6)





Gambar 4.7. Grafik Hubungan Inflow dan Out Flow

4.3. Perencanaan Mercu Pelimpah (*spillway*)

Untuk perencanaan profil mercu pelimpah digunakan metode Civil Engineering Department of U.S Army. Dengan menggunakan hasil penelusuran banjir ($Q_{\text{outflow}} = 117.66 \text{ m}^3/\text{dt}$, Elevasi muka air banjir maksimum = +39.23), diperoleh tinggi rencana untuk ambang pelimpah (H_d) sebesar 2.235m. Rumus-rumus yang digunakan sebagai berikut:

1. penampang lintang sebelah hulu

penampang lintang sebelah hulu dihitung dengan cara seperti tertera pada gambar 2.3 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} - X_1 &= 0,237 \times H_d = 0.530 \\ - X_2 &= 0,139 \times H_d = 0.469 \\ - R_1 &= 0,68 \times H_d = 1.520 \\ - R_2 &= 0,21 \times H_d = 0.311 \end{aligned}$$

2. penampang lintang sebelah hilir

penampang lintang sebelah hilir dari titik tertinggi mercu pelimpah (lengkung harold) diperoleh dengan rumus yaitu:

$$\begin{aligned} X^{1,836} &= 1.396 \times H_d^{0,836} \cdot Y \\ Y &= \frac{X^{1,836}}{1.396 \cdot H_d^{0,836}} = \frac{X^{1,836}}{1.396 \cdot 2.235^{0,836}} = 0,26 X^{1,85} \end{aligned}$$

Kemiringan bagian hilir mercu pelimpah setelah lengkung harold direncanakan

1 : 1. Batas akhir lengkung harold dihitung dengan rumus:

$$Y = 0,26 X^{1,85} = 1$$

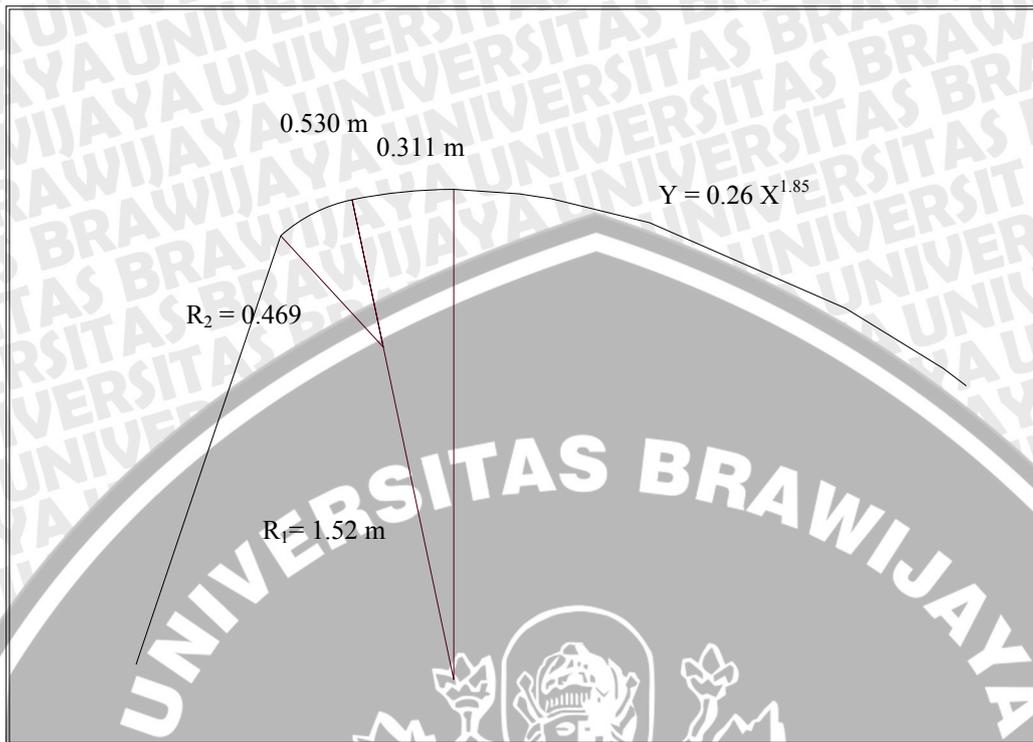
Didapat $x = 2.067\text{m}$ dan $y = 1.0002 \text{ m}$

Koordinat titik-titik lengkung ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.26. Koordinat Lengkung Harold

x	0.2	0.3	0.6	0.9	1.2	1.5	2	2.067
y	0.0137	0.0289	0.1032	0.2173	0.3685	0.5551	0.9414	1.0002

Adapun gambar profil pelimpah OGEE III dapat dilihat pada gambar 4.8



Gambar. 4.8. Profil Lengkung Harold Mercu OGEE III

4.4. Perhitungan profil muka air di atas pelimpah

Profil muka air di atas pelimpah dihitung dengan menggunakan persamaan (2-40) sampai dengan (2-43). Sebagai contoh perhitungan hadala sebagai berikut:

1. Z diambil 0,50 m maka dengan sistem coba-coba:

$$\sqrt{2g(z + Hd - Yz)} - \frac{Q}{Yz \times L} = 0$$

$$\frac{117.66}{20 \times Yz} = \sqrt{2 \times 9,81 \times (0,5 + 2.035 - Yz)}$$

diperoleh $Yz = 0,363$ m,

2. Vz dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$Vz = \sqrt{2g(z + Hd - Yz)} + hf$$

$$Vz = \sqrt{2 \times 9,81 \times (0,5 + 2,035 - 0,363)} - 0,294 = 16.186 \text{ m / dt}$$

3. Bilangan froude dapat dihitung dengan persamaan:

$$Fz = \frac{Vz}{\sqrt{g \times Yz}} = \frac{16.186}{\sqrt{9,81 \times 0,363}} = 8.572$$

4. elevasi dasar ambang pelimpah = +37,00 – 11 = +26,00

$$5. \text{ elevasi muka air} = +66,00 + 0,363 = +26.363$$

perhitungan selanjutnya ditabelkan pada tabel 4.6

Tabel 4.27. Perhitungan profil muka air di atas pelimpah

Z (m)	Yz (m)	Vz (m/dt)	Fz	hf	El Dasar (m)	El Muka Air (m)	V' (m)	(Vz-V')?0
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.000	1.490	3.823	1.000	0.000	37.000	38.490	3.823	0.000
0.500	1.009	5.832	1.854	0.012	36.500	37.509	5.832	0.000
1.000	0.861	6.833	2.351	0.008	36.000	36.861	6.833	0.000
1.500	0.770	7.645	2.783	0.017	35.500	36.270	7.645	0.000
2.000	0.703	8.367	3.186	0.043	35.000	35.703	8.367	0.000
2.500	0.655	8.983	3.544	0.036	34.500	35.155	8.983	0.000
3.000	0.615	9.563	3.893	0.043	34.000	34.615	9.563	0.000
3.500	0.582	10.109	4.231	0.054	33.500	34.082	10.109	0.000
4.000	0.554	10.624	4.558	0.067	33.000	33.554	10.624	0.000
4.500	0.529	11.114	4.877	0.079	32.500	33.029	11.114	0.000
5.000	0.508	11.581	5.188	0.093	32.000	32.508	11.581	0.000
5.500	0.489	12.030	5.493	0.107	31.500	31.989	12.030	0.000
6.000	0.472	12.463	5.792	0.122	31.000	31.472	12.463	0.000
6.500	0.457	12.881	6.085	0.137	30.500	30.957	12.881	0.000
7.000	0.443	13.286	6.375	0.152	30.000	30.443	13.286	0.000
7.500	0.430	13.680	6.660	0.168	29.500	29.930	13.680	0.000
8.000	0.418	14.063	6.942	0.185	29.000	29.418	14.063	0.000
8.500	0.408	14.437	7.220	0.202	28.500	28.908	14.437	0.000
9.000	0.397	14.801	7.496	0.220	28.000	28.397	14.801	0.000
9.500	0.388	15.158	7.769	0.238	27.500	27.888	15.158	0.000
10.000	0.379	15.507	8.039	0.256	27.000	27.379	15.507	0.000
10.500	0.371	15.850	8.306	0.275	26.500	26.871	15.850	0.000
11.000	0.363	16.186	8.572	0.294	26.000	26.363	16.186	0.000

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

1. Interval tinggi ambang pelimpah
2. Kedalaman aliran tiap interval (coba-coba)
3. Kecepatan aliran $(2 \cdot g \cdot (z + H_d - Y_z))^{0,5}$
4. Bilangan froude: $v_z / (g \cdot Y_z)^{0,5}$
5. Kehilangan Energi: $S_f \cdot x$
6. Elevasi puncak ambang $(+37,00) - z$
7. (2) + (6)
8. $V' = Q / (Y_z \cdot B)$
9. (3) - (8)

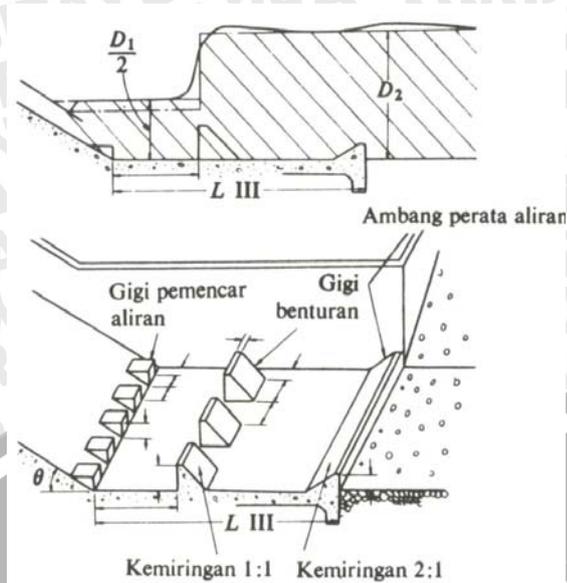
Untuk kondisi $Z = 0$ atau pada ujung mercu pelimpah adalah kondisi kritis maka $Y_c = (2/3) \cdot H$ dan $V_c = \sqrt{g Y_c}$



Gambar 4.9. Profil Muka Air di atas Pelimpah

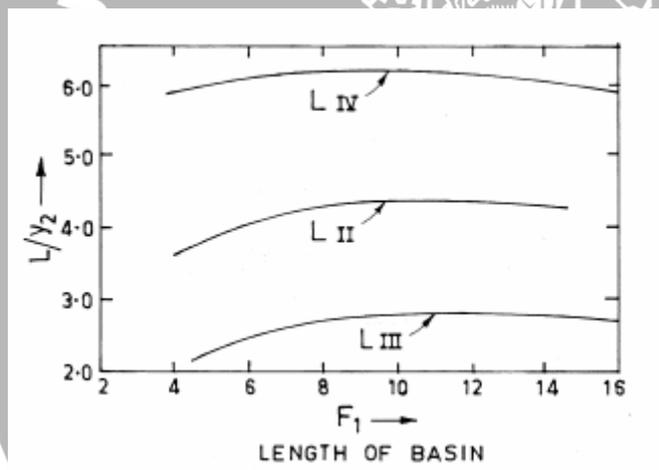
4.5. Peredam Energi

Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan ini sangat mirip dengan sistem kerja kolam olakan datar tipe III, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18.5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18 \text{ m}/\text{dt}$ dan bilangan froude > 4.5). Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi-gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi-gigi penghadang aliran pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah.



Gambar 4.10 Bentuk kolam olakan datar tipe III

Sumber : Sosrodarsono, S. 2002:218



Perencanaan peredam energi menggunakan kolam olakan datar dengan pemilihan tipe berdasarkan besarnya bilangan Froude. Data-data yang digunakan dari perhitungan sebelumnya, yaitu:

El Puncak Mercu Pelimpah	= ± 37	m
El Dasar Kolam Olak	= ± 26	m
Q	= 117.66	m ³ /dt
B	= 20.00	m
V	= 16.19	m/dt
Y1	= 0.36	m
F	= 8.57	
q	= 5.88	(m ³ /dt/m)
Z	= 11	m

dengan chute blocks dan baffle blocks (*USBR type III*) for $Fr > 4.5$

Untuk debit sebesar $5.88 \text{ m}^3/\text{dt/m}^2$, kecepatan aliran sebesar 16.19 m/dt dan bilangan Fraude sebesar 8.57 maka dalam kolam olakan akan dihasilkan loncatan hidrolis yang seimbang. Berdasarkan regime hidrolika aliran tersebut dipilih kolam olak *USBR* tipe III. Adapun dimensi peredam energi yang direncanakan:

Debit banjir	Q (m ³ /dt)	= 117.66
Elevasi lantai kolam olak	EL (m)	= 26.00
Lebar efektif Pelimpah	Be (m)	= 20.00
Percepatan gravitasi	g (m/dt ²)	= 9.8
Tinggi jatuh	z (m)	= 11.00
Kecepatan awal loncatan hidrolis	v _i (m/dt)	= 15.89

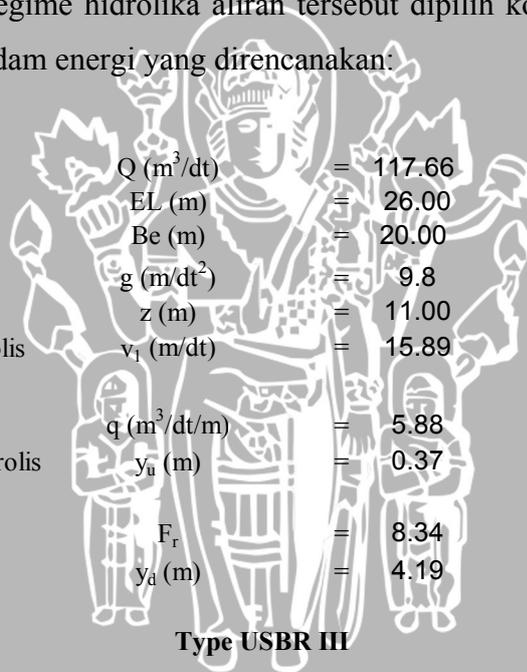
Debit persatuan lebar	q (m ³ /dt/m)	= 5.88
Kedalaman air awal loncatan hidrolis	y _a (m)	= 0.37
Angka Froude	Fr	= 8.34
Konjuggasi kedalaman	y _d (m)	= 4.19

Tipe kolam olak

Type USBR III

Tinggi end sill	n (m)	= 0.54
Fungsi dari Fr dan n/γ _u	C	= 1.600
Kedalaman air diatas sill	y ₂ (m)	= 4.19
Tinggi muka air diatas Sill	WLd (m)	= 4.19

Panjang kolam olak	L _j (m)	= 11.30
--------------------	--------------------	---------



Chute block

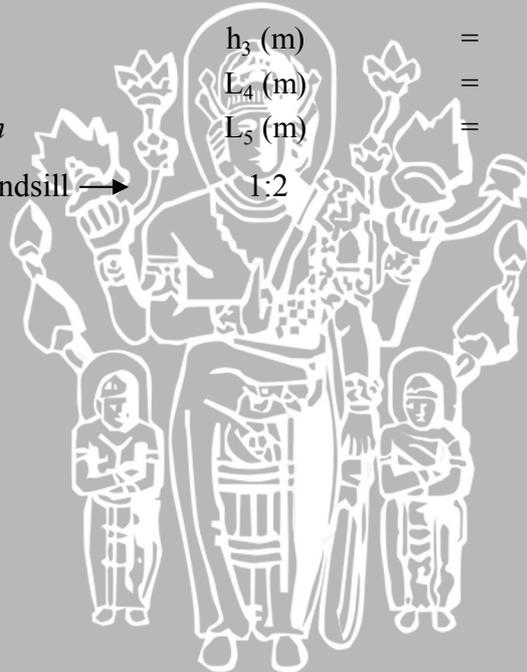
<i>height</i>	h_1 (m)	=	0.36
<i>width</i>	w_1 (m)	=	0.36
<i>space</i>	w_2 (m)	=	0.36
<i>edge space</i>	w_3 (m)	=	0.18

Baffle block

<i>height</i>	h_2 (m)	=	0.76
<i>width</i>	w_4 (m)	=	0.57
<i>top length</i>	L_1 (m)	=	0.15
<i>bottom length</i>	L_2 (m)	=	0.91
<i>downstream slope</i>		=	0.82 y2
<i>space</i>	w_5 (m)	=	0.57
<i>edge space</i>	w_6 (m)	=	0.29
<i>distance from u/s end</i>	L_3 (m)	=	3.47

End sill

<i>height</i>	h_3 (m)	=	0.54
<i>top length</i>	L_4 (m)	=	0.50
<i>bottom length</i>	L_5 (m)	=	1.57
<i>kemiringan endsill</i> →	1:2		



4.6. Perhitungan Tebal Lantai Saluran

Perencanaan tebal lantai saluran ditujukan untuk menahan gaya ke atas (up lift), khususnya waktu terjadi banjir.

4.6.1 Tebal lantai di pelimpah

Direncanakan tebal lantai di pelimpah = 1,5 m

$$H_x = 37.00 - 26,50 = 10.50 \text{ m}$$

$$H = 37.00 - 26,54 = 10.46 \text{ m}$$

$$L_v = 2,5 = 2.50 \text{ m}$$

$$L_h = 1 = 1,00 \text{ m}$$

$$L_x = L_v + 1/3 L_h = 2.5 + 1/3 \times 1 = 2.8333 \text{ m}$$

$$L = \text{Total Panjang Rayapan} = 25.80 \text{ m}$$

$$P_x = 10,50 - \frac{2.8333}{25.80} \times 10.46 = 9,897 \text{ m}$$

$$W_x = \text{Tinggi Muka Air di atas lantai} = 9.00 \text{ m}$$

$$d_x = 1,25 \times \frac{9.897 - 9}{2,2} = 0.510 \text{ m}$$

Syarat keamanan $d_{x\text{rencana}} \geq d_{x\text{hitung}}$ dari perhitungan di atas maka tebal lantai pelimpah = 1,50 m dapat diterima

4.6.2. Tebal lantai kolam olakan.

Direncanakan tebal lantai kolam olakan di awal = 1,5 m

$$H_x = 37.00 - 24,50 = 10.5 \text{ m}$$

$$H = 37.00 - 26.54 = 10.46 \text{ m}$$

$$L_v = 2,5 + (3 \times 1.414) + 2 = 10.656 \text{ m}$$

$$L_h = 1 + 13 + 2 + 7.56 = 25.56 \text{ m}$$

$$L_x = L_v + 1/3 L_h = 10.656 + 1/3 \times 25.56 = 19.842 \text{ m}$$

$$L = \text{Total Panjang Rayapan} = 25.80 \text{ m}$$

$$P_x = 10,5 - \frac{19.842}{25.80} \times 10.46 = 2.455 \text{ m}$$

$$d_x = 1,25 \times \frac{2,455}{2,2} = 1,395 \text{ m}$$

Syarat keamanan $d_{x\text{rencana}} \geq d_{x\text{hitung}}$ dari perhitungan di atas maka tebal lantai pelimpah = 1,50 dapat diterima

Direncanakan tebal lantai kolam olakan di akhir = 0.8 m

$$H_x = 37.00 - 24.50 = 10.5 \text{ m}$$

$$H = 37.00 - 26.54 = 10.46 \text{ m}$$

$$L_v = 2.5 + 1.414 + 1.414 + 1.414 + 2 + 8.8 = 11.643 \text{ m}$$

$$L_h = 1 + 15 + 2 + 8.48 + 7.6 = 34.08 \text{ m}$$

$$L_x = L_v + \frac{1}{3} L_h = 11.643 + \frac{1}{3} \times 34.08 = 23.150 \text{ m}$$

$$L = \text{Total Panjang Rayapan} = 25.80 \text{ m}$$

$$P_x = 10.5 - \frac{23.150}{25.80} \times 10.46 = 1.114 \text{ m}$$

$$dx = 1.25 \times \frac{1.114}{2.2} = 0.633 \text{ m}$$

Syarat keamanan $dx_{\text{rencana}} \geq dx_{\text{hitung}}$ dari perhitungan di atas maka tebal lantai pelimpah = 0,8 m dapat diterima

4.7. Stabilitas Terhadap Rayapan

Jumlah panjang vertikal dan panjang horisontal pada pelimpah sebagai berikut ;

$$\begin{aligned} \sum L_v &= 2.5 + 1.414 + 1.414 + 1.414 + 2 + 8.8 + 1.414 + 2.74 \\ &= 14.094 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum L_h &= 1 + 15 + 2 + 8.48 + 7.6 + 1 \\ &= 35.080 \rightarrow \frac{1}{3} \times \sum L_h = 11.7 \end{aligned}$$

$$\Delta H = 11 \text{ m}$$

Metode Lane

$$\boxed{\sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_h \geq C_L \times \Delta H}$$

$$14.094 + 11.7 \geq 2 \times 11$$

$$25.80 \geq 22 \text{ -----} \rightarrow \text{Aman}$$

4.8. Stabilitas Pelimpah Kondisi Normal

sudut geser tanah	Φ	16.46	N_{spt}	30
void ratio	e	60%	N'	22.5
Specific Gravity	Gs	2.758		
Koef Kohesi	c	0.472		
Derajat Kejuhanan	Sr	0.8941		
Faktor Keamanan	Fk	3		
Dalam Pondasi	D	2.5		
Lebar Pondasi	B	20.628		

Cs	1	$K_a = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta}$	0.2836
Ka	0.558		
Kp	1.792	$K_p = \frac{1}{K_a}$	
f	0.750		
w	0.195		
γ_{wet}	2.059		
γ_{sat}	2.099	$\gamma_{sat} = \gamma_w \times \frac{G_s + e}{1 + e}$	
γ_{sub}	1.099	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	
σ_{ijin}	185.274	$\gamma_{sed} = \gamma_{sub} - 1$	
γ_{sed}	1.099	$q_a = 8N \left(\frac{B + 0.30}{B} \right)^2$	

Titik	Garis Lane	Vertikal	Horizontal	(1/3)H	Lw	H	Ph (Lw/Cw)	P (H-Ph)
A	AB	1.500			0.0000	9.0000	0.0000	9.0000
B	BC		0.548	0.183	1.5000	10.5000	2.0245	8.4755
C	CD	1.414			1.6827	10.5000	2.2710	8.2290
D	DE		2	0.667	1.6827	9.0858	2.2710	6.8148
E	EF	1.414			2.3493	9.0858	3.1708	5.9150
F	FG		8.5	2.83333333	2.3493	10.5000	3.1708	7.3292
G	GH	1.414			5.1827	10.5000	6.9949	3.5051
H	HI		7.6	2.533	5.1827	11.9140	6.9949	4.9191
I	IJ	1.500			7.7160	11.9140	10.4140	1.5000
J					7.7160	10.4140	10.4140	0.0000

$C_w = L_w / H$
 $= 0.741$

Sumber : hasil perhitungan



Momen Tahan Akibat Tubuh Bendung Dan Gaya Vertikal

Notasi	Volume/m Panjang		ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan
G3	1.5x20.5	30.750	2.200	67.650	17.615	1191.655
G4	0.5x1x1	0.500	2.200	1.100	19.416	21.358
G5	1x2	2.000	2.200	4.400	18.082	79.561
G6	0.5x1x1	0.500	2.200	1.100	16.749	18.424
G7	0.5x9x5.03	22.635	2.200	49.797	15.883	790.926
G8	0.5x12.038x10.5	63.200	2.200	139.039	10.587	1472.005
G9	5.038x2	10.076	2.200	22.167	5.080	112.609
G10	0.5x0.5x0.5	0.125	2.200	0.275	2.374	0.653
G11	2.56x1.5	27.068	2.200	59.550	0.748	44.525
Jumlah				345.078		3731.715

Sumber : hasil perhitungan

Momen Tahan air di atas bendung

Notasi	Volume/m Panjang		ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan
W1	9x1	9.000	1.000	9.000	20.130	181.170
W2	0.5x9x3.482	15.669	1.000	15.669	16.921	265.135
Jumlah				24.669		446.305

Sumber : hasil perhitungan

Momen Guling dan Gaya Vertikal Akibat Up-lift

Notasi	Volume/m Panjang		ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan
W34	0.548x8.229	4.509	1.000	4.509	20.355	91.790
	0.5x(8.4755-8.229)x0.548	0.068	1.000	0.068	20.446	1.381
W35	3x5.915	17.745	1.000	17.745	18.581	329.716
	0.5x(6.8148-5.915)x3	1.350	1.000	1.350	19.081	25.753
W36	9.485x3.505	33.245	1.000	33.245	12.340	410.242
	0.5x(7.3230-3.505)x3	5.727	1.000	5.727	13.920	79.720
W37	7.6x1.5	11.400	1.000	11.400	3.800	43.320
	0.5x(4.919-1.5)x7.6	12.992	1.000	12.992	5.066	65.818
Jumlah				87.036		1047.741

Sumber : hasil perhitungan

Momen Guling Akibat Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m Panjang	ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan	
W29	0.5x1.5x8.4755	6.357	1.000	6.357	2.500	15.892
W30	6.8148x1	6.815	1.000	6.815	2.750	18.741
	0.5x(8.229-6.8148)x1	0.707	1.000	0.707	2.500	1.768
W31	1x5.915	5.915	1.000	5.915	2.750	16.266
	0.5x(7.323-5.915)x1	0.704	1.000	0.704	2.500	1.760
W32	2x3.505	7.010	1.000	7.010	1.000	7.010
	0.5x(4.919-3.505)x1	0.707	1.000	0.707	0.667	0.472
Pa	$0.5 \times K_a \times \gamma_{\text{sub}} \times h^2$					
	$0.5 \times C16 \times C20 \times 1.5^2$	1.293	1.000	1.293	2.500	3.232
Pw	$0.5 \times \gamma_w \times h^2$					
	$0.5 \times 1 \times 11.246^2$	42.744	1.000	42.744	7.247	309.753
			72.252			374.893

Sumber : hasil perhitungan

Momen Tahan Akibat Tanah Pasif Dan Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m Panjang	ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan	
Pp	$0.5 \times K_p \times \gamma_{\text{sub}} \times h^2$					
	$0.5 \times 3.69 \times 1.792 \times 1.5^2$	6.152	2.059	12.667	2.027	25.672
W28	0.5×1.5^2	3.125	2.059	6.434	2.027	13.040
			19.102			38.712

Sumber : hasil perhitungan

Kontrol Stabilitas

Nama				Σ	
Gaya Vertikal (ΣV)		345.078	87.036	24.669	282.711
Gaya Horizontal (ΣH)		72.252	19.102		53.150
Momen Tahan (ΣMT)		3731.715	38.712	446.305	4216.733
Momen Guling (ΣMG)		1047.741	374.893		672.848
Σ Momen		4216.733	672.848		3543.885

Stabilitas Guling $Sf = \frac{\sum Mt}{\sum Mg}$ 6.2670 > 1.5 **AMAN**

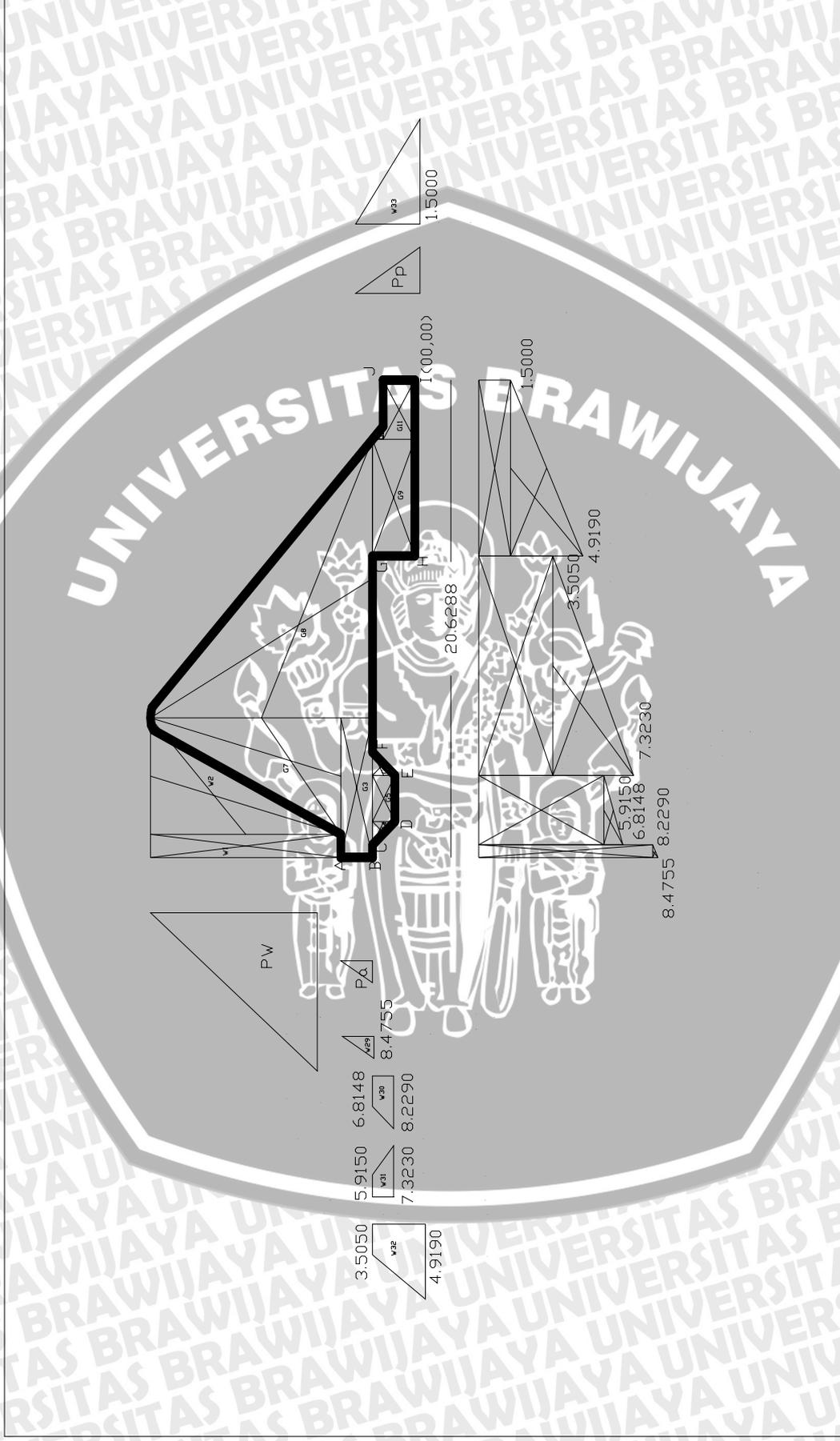
Stabilitas Geser $Sf = \frac{f \sum V + c \cdot A}{\sum H}$ 4.17 > 1.5 **AMAN**

Stabilitas Daya Dukung Tanah

Maka $e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum V} \cdot \frac{B}{2} \right|$ 2.2214 < 3.438

$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$ 9.1368 < 185.274 **AMAN**

KONDISI NORMAL TANPA GEMPA



Gambar 4.11. Gaya yang bekerja pada pelimpah kondisi normal

4.9. Stabilitas Pelimpah Kondisi Banjir dengan Gempa (*Extreme*)

sudut geser tanah	Φ	16.46	N_{spt}	30
void ratio	e	60%	N'	22.5
Specific Gravity	G_s	2.758		
Koef Kohesi	c	0.472		
Derajat Kejuhanan	S_r	0.8941		
Faktor Keamanan	F_k	3		
Dalam Pondasi	D	2.5		
Lebar Pondasi	B	20.628		

Φ'	2.424
C_s	1
K_a	0.919
K_p	1.088
f	0.750
w	0.195
γ_{wet}	2.059
γ_{sat}	2.099
γ_{sub}	1.099
σ_{ijin}	185.274
γ_{sed}	1.099
Koefisien gempa	0.25

$$\theta' = \theta - T a n^{-1} K h$$

$$K_{ae} = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta}$$

$$K_{pe} = \frac{1}{K_{ae} e}$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_w \times \frac{G_s + e}{1 + e}$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\gamma_{sed} = \gamma_{sub} - 1$$

$$q_a = 8N \left(\frac{B + 0.30}{B} \right)^2$$

Titik	Garis Lane	Vertikal	Horizontal	(1/3)H	Lw	H	Ph (Lw/Cw)	P (H-Ph)
A					0.0000	11.2460	0.0000	11.2460
B	AB	1.500			1.5000	12.7460	2.4611	10.2849
C	BC		0.548	0.183	1.6827	12.7460	2.7608	9.9852
D	CD	1.414			1.6827	11.3318	2.7608	8.5710
E	DE		2	0.667	2.3493	11.3318	3.8547	7.4771
F	EF	1.414			2.3493	12.7460	3.8547	8.8913
G	FG		8.5	2.833	5.1827	12.7460	8.5034	4.2426
H	GH	1.414			5.1827	14.1600	8.5034	5.6566
I	HI		7.6	2.533	7.7160	14.1600	12.6600	1.5000
J	IJ	1.500			7.7160	12.6600	12.6600	0.0000

$$C_w = Lw / H = 0.609$$

Sumber : hasil perhitungan

Momen Tahan Akibat Tubuh Bendung Dan Gaya Vertikal

Notasi	Volume/m Panjang	ν	Kh	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan	
G3	1.5x20.5	30.750	2.200	0.250	16.913	17.615	297.914
G4	0.5x1x1	0.500	2.200	0.250	0.275	19.416	5.339
G5	1x2	2.000	2.200	0.250	1.100	18.082	19.890
G6	0.5x1x1	0.500	2.200	0.250	0.275	16.749	4.606
G7	0.5x9x5.03	22.635	2.200	0.250	15.449	15.883	245.380
G8	0.5x12.038x10.5	63.200	2.200	0.250	39.760	10.587	420.936
G9	5.038x2	10.076	2.200	0.250	5.542	5.080	28.152
G10	0.5x0.5x0.5	0.125	2.200	0.250	0.069	2.374	0.163
G11	2.56x1.5	3.840	2.200	0.250	2.112	0.748	1.579
Jumlah					91.494		1023.961

Sumber : hasil perhitungan

Momen Tahan air di atas bendung

Notasi	Volume/m Panjang	ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan	
W1	10.986x1	10.986	1.000	10.986	20.130	221.148
W2	0.5x9x3.482	15.669	1.000	15.669	16.921	265.135
W3	2.246x3.482	9.562	1.000	9.562	16.341	156.246
W4	0.5x2.2x2.246	2.471	1.000	2.471	13.821	34.146
W5	0.5x2.2x1.64	1.804	1.000	1.804	13.135	23.696
W6	0.5x1.64x1.64	1.345	1.000	1.345	11.867	15.959
W7	0.5x1.64x1.45	1.189	1.000	1.189	10.067	11.970
W8	0.5x1.45x1.42	1.030	1.000	1.030	9.067	9.334
W9	0.5x1.42x1.27	0.902	1.000	0.902	8.595	7.750
W10	0.5x1.27x1.28	0.813	1.000	0.813	7.707	6.264
W11	0.5x1.28x1.133	0.725	1.000	0.725	7.307	5.298
W12	0.5x1.133x1.1	0.623	1.000	0.623	6.530	4.069
W13	0.5x1.1x0.999	0.549	1.000	0.549	6.164	3.387
W14	0.5x0.999x0.97	0.485	1.000	0.485	5.474	2.652
W15	0.5x0.97x0.873	0.423	1.000	0.423	4.864	2.059
W16	0.5x0.873x0.854	0.373	1.000	0.373	4.254	1.586
W17	0.5x0.854x0.77	0.329	1.000	0.329	3.974	1.307
W18	0.5x0.77x0.753	0.290	1.000	0.290	3.438	0.997
W19	0.5x0.753x0.678	0.255	1.000	0.26	3.187	0.81
W20	0.5x0.678x0.676	0.229	1.000	0.23	2.715	0.62
W21	0.5x0.676x0.598	0.202	1.000	0.20	2.494	0.50
W22	0.5x0.598x0.573	0.171	1.000	0.17	2.294	0.39
W23	0.5x0.573x0.547	0.157	1.000	0.16	2.099	0.33
W24	0.5x0.547x0.439	0.120	1.000	0.12	1.597	0.19
W25	0.5x0.439x0.392	0.086	1.000	0.09	1.274	0.11
W26	2.23x0.62	1.383	1.000	1.38	1.116	1.54
W27	0.5x2.23x0.432	0.482	1.000	0.48	0.765	0.37
Jumlah				62.651		777.878

Sumber : hasil perhitungan

Momen Guling dan Gaya Vertikal Akibat Up-lift

Notasi	Volume/m Panjang	ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan	
W34	0.548x9.985	5.472	1.000	5.472	20.355	111.377
	0.5x(10.285-9.985)x0.548	0.082	1.000	0.082	20.446	1.681
W35	3x7.4771	22.431	1.000	22.431	18.581	416.791
	0.5x(8.8913-7.4771)x3	2.121	1.000	1.121	19.081	21.395
W36	9.485x4.2426	27.513	1.000	27.513	12.340	339.514
	0.5x(8.8913-4.2426)x3	6.973	1.000	6.973	13.920	97.065
W37	7.6x1.5	11.400	1.000	11.400	3.800	43.320
	0.5x(5.6566-1.5)x7.6	15.795	1.000	12.795	5.066	64.820
Jumlah			72.788			1095.963

Sumber : hasil perhitungan

Momen Guling Akibat Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m Panjang	ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan
W29	0.5x1.5x10.2849	10.446	1.000	10.446	26.114
W30	8.571x1	8.571	1.000	8.571	23.570
	0.5x(9.9852-8.571)x1	0.707	1.000	0.707	1.768
W31	1x6.4771	6.477	1.000	6.477	17.812
	0.5x(8.8913-7.4771)x1	0.707	1.000	0.707	1.768
W32	1.5x4.2426	6.364	1.000	6.364	6.364
	0.5x(5.6566-4.2426)x1	0.707	1.000	0.707	0.472
Pa	0.5 x Kae x $\gamma_{sub} \times h^2$				
	0.5xC16xC20x1.5 ²	2.129	1.000	2.129	5.322
Pw	0.5 x $\gamma_w \times h^2$				
	0.5*1*11.246 ²	33.998	1.000	33.998	246.374
Pd	$\frac{7}{12} \times \gamma_w \times h^2 \times Kh \times (1-Z^2)$				
	$\frac{7}{12} \times 1 \times 9^2 \times 0.25 \times (1 - (9/11.24))$	2.354	1.000	2.354	5.311
			67.460		334.874

Sumber : hasil perhitungan

Momen Tahan Akibat Tanah Pasif Dan Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m Panjang	ν	Gaya (t)	Jarak (m)	Momen Tahan
Pp	0.5 x Kpe x $\gamma_{sub} \times h^2$				
	0.5x3.69x1.088x1.5 ²	3.736	2.059	7.693	15.591
W28	0.5x1.5 ²	3.125	2.059	6.434	13.040
			14.127		28.631

Sumber : hasil perhitungan

Tekanan Air Dinamis

$$Pd = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times Kh \times h^2 \times (1 - Z^{1.5}) \quad Z = \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

Panjang Lengan

$$Yd = h_2 \times \left(1 - \left(\frac{3}{5} \times \frac{1 - Z^{2.5}}{1 - Z^{1.5}} \right) \right)$$

Ket : h_1 = muka air banjir
 h_2 = muka air Normal

Kontrol Stabilitas

Nama				Σ
Gaya Vertikal (ΣV)	91.494	72.788	62.651	81.357
Gaya Horisontal (ΣH)	67.460	14.127		53.333
Momen Tahan (ΣMT)	1023.961	28.631	777.878	1830.469
Momen Guling (ΣMG)	1095.963	334.874		761.089
Σ Momen	1830.469	761.089		1069.380

Stabilitas Guling $Sf = \frac{\sum Mt}{\sum Mg}$ 2.4051 > 1.1 **AMAN**

Stabilitas Geser $Sf = \frac{f \sum V + c \cdot A}{\sum H}$ 1.33 > 1.1 **AMAN**

Stabilitas Daya Dukung Tanah

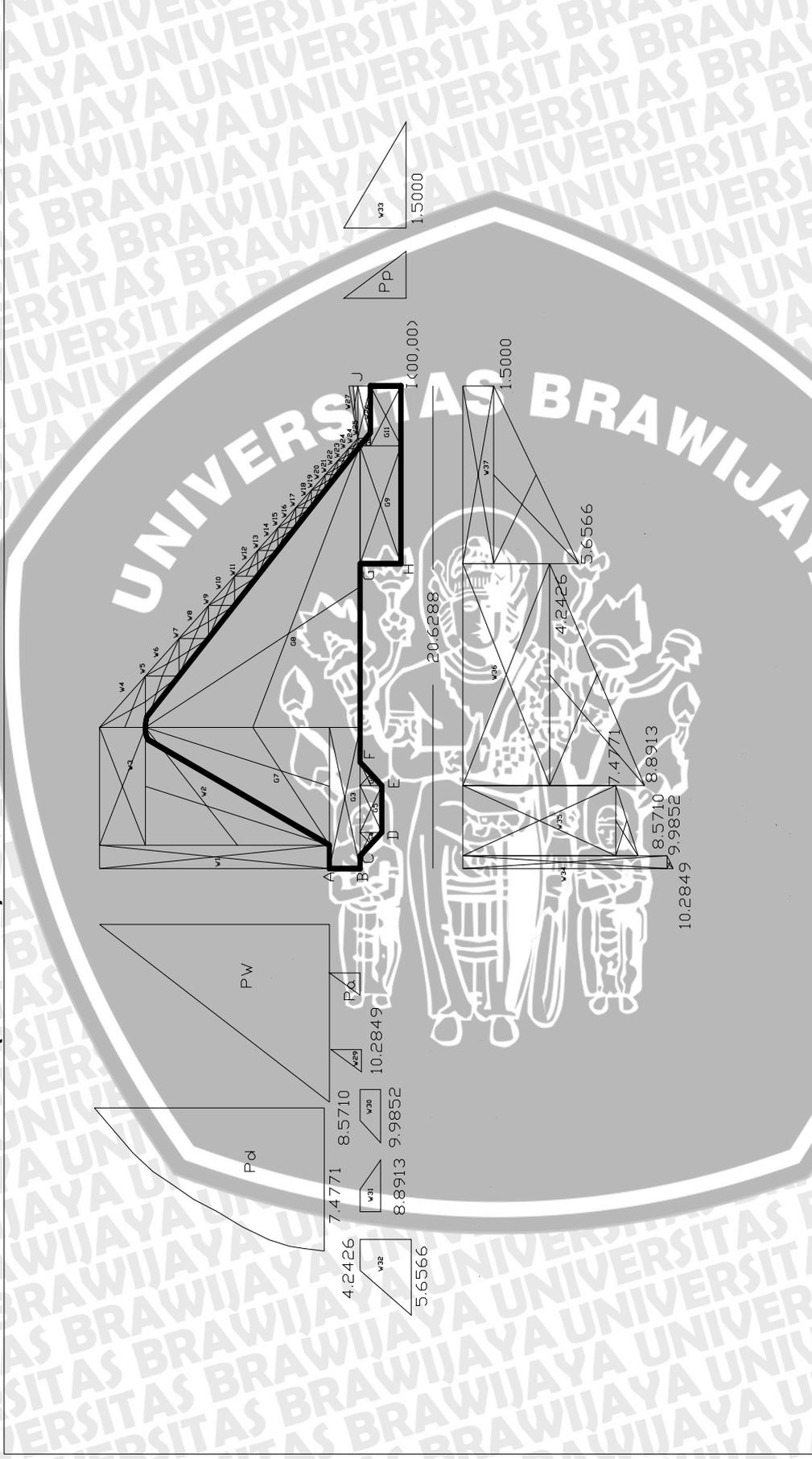
$e = \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum V} - \frac{B}{2}$ 2.8303 < 3.438

Maka

$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$ 2.6293 < 185.274 **AMAN**



KONDISI BANJIR DAN GEMPA (EXTREME)



Gambar 4.12. Gaya yang bekerja pada pelimpah kondisi extreme

2.10. Stabilitas dinding Penahan Kondisi Normal

sudut geser tanah	Φ	16.46	N_{spt}	30
void ratio	e	60%	N'	22.5
Specific Gravity	G_s	2.758		
Koef Kohesi	c	0.472		
Derajat Kejuhnan	S_r	0.8941		
Faktor Keamanan	F_k	3		
Dalam Pondasi	D	2		
Lebar Pondasi	B	3		

Cs	1	$K_a = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta}$	0.1908
Ka	0.680		
Kp	1.472	$K_p = \frac{1}{K_a}$	
f	0.750		
w	0.195		
γ_{wet}	2.059	$\gamma_{sat} = \gamma_w \times \frac{G_s + e}{1 + e}$	4.3
γ_{sat}	2.099		
γ_{sub}	1.099	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	
σ_{ijin}	217.800		$q_a = 8N \left(\frac{B + 0.30}{B} \right)^2$
γ_{sed}	1.099	$\gamma_{sed} = \gamma_{sub} - 1$	
h Pa (tinggi tekan aktif)	5.56169	$P = 0$	0
		$P = (\gamma_{wet} \times h \times K_a) - (2 \times c \times \sqrt{k_a})$	

Tabel Persamaan Ka (Tekanan Tanah Aktif) yang berkohesi

H	Ka	c	γ_{wet}	Pa
0	0.680	4.72	2.059	-7.782
1	0.680	4.72	2.059	-6.383
2	0.680	4.72	2.059	-4.983
3	0.680	4.72	2.059	-3.584
4	0.680	4.72	2.059	-2.185
5	0.680	4.72	2.059	-0.786
5.562	0.680	4.72	2.059	0.000
6	0.680	4.72	2.059	0.613
7	0.680	4.72	2.059	2.012
8	0.680	4.72	2.059	3.412
9	0.680	4.72	2.059	4.811
10	0.680	4.72	2.059	6.210
11	0.680	4.72	2.059	7.609
12	0.680	4.72	2.059	9.008
13	0.680	4.72	2.059	10.408

• Gaya Vertikal

Notasi	Volume per m (M ³)	ν (t/m ³)	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen tahan (tm)	
G1	0.5X1X3	1.500	2.200	3.300	7.133	23.539
G2	0.5X1.5X3	2.250	2.200	4.950	6.218	30.779
G3	0.5X2.51X0.75	0.941	2.200	2.071	6.241	12.924
G4	0.75X2.51	1.883	2.200	4.142	5.630	23.317
G5	0.5X2.51X1.86	2.334	2.200	5.135	4.878	25.051
G6	0.5X0.5X0.16	0.040	2.200	0.088	4.554	0.401
G7	2.8X1.5	4.900	2.200	10.780	2.400	25.872
G8	1,75X5.5	9.625	2.200	21.175	1.517	32.122
G9	0.5X1X5.5	2.750	2.200	6.050	1.667	10.085
G10	2X3	6.000	2.200	13.200	1.320	17.424
			80.891		201.514	

• Gaya Horizontal Aktif

Notasi	Gaya per m (t)	Lengan (m)	Momen guling (tm)
Pa	$(Kae \times \gamma_{wet} \times h) - (2xcxkae^{0.5})$		
	39.655	2.479	98.322
		39.655	98.322

Gaya Vertikal		Gaya Horizontal		M. Tahan	M. Guling
Ke Atas	Ke Bawah	Aktif	Pasif	Mt	Mg
0.000	80.891	39.655	0.000	201.514	98.322
				201.514	98.322
80.891		39.655		103.192	

Guling $S_f = \frac{\sum M_t}{\sum M_g}$ 2.0495 > 1.5 **AMAN**

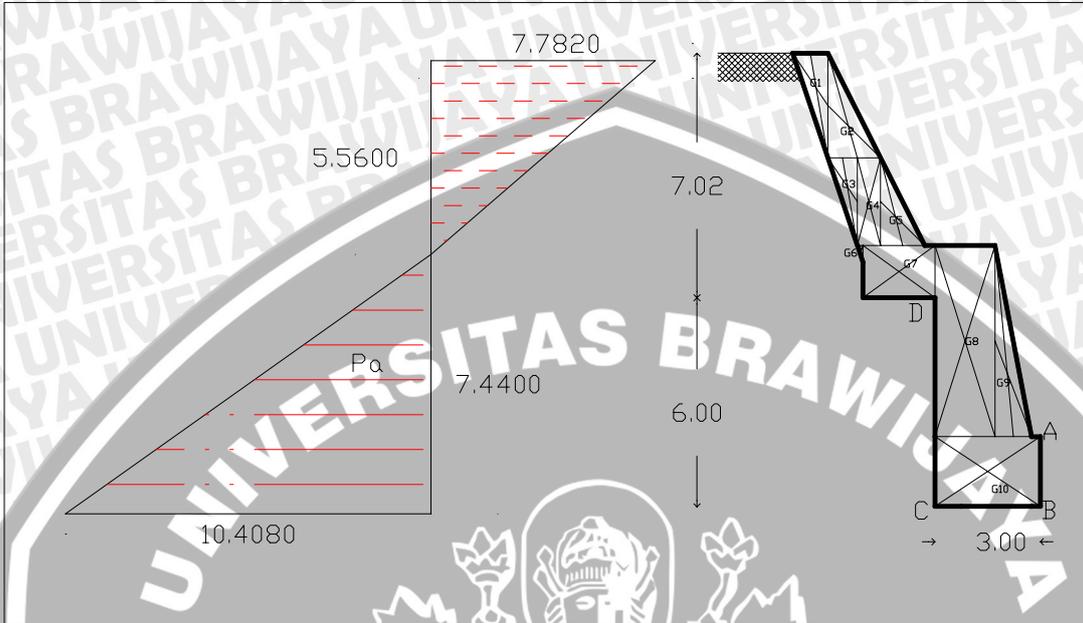
Geser $S_f = \frac{f \sum V + c.A}{\sum H}$ 1.57 > 1.5 **AMAN**

Daya Dukung Tanah

$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$ 0.2243 < 0.5

$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$ 60.1046 < 217.800 **AMAN**

KONDISI NORMAL TANPA GEMPA



Gambar 4.13. Gaya yang bekerja pada dinding penahan kondisi normal

Kontrol Retakan pada bagian bawah dinding kondisi Normal

- Tabel Momen dan Gaya

Gaya Vertikal		Gaya Horizontal		M. Tahan	M. Guling
Ke Atas	Ke Bawah	Aktif	Pasif	Mt	Mg
0.000	79.571	22.655	0.000	184.090	98.322
				184.090	98.322
79.571		22.655		85.768	

$$B = 2.75 \text{ m}$$

$$e = \frac{\sum M_v - \sum M_H \cdot \frac{B}{2}}{\sum V} = 0.2971 < 0.458333$$

2.11. Stabilitas dinding Penahan Kondisi Banjir dan Gempa (*extreme*)

sudut geser tanah	Φ	16.46	N_{spt}	30
void ratio	e	60%	N'	22.5
Specific Gravity	Gs	2.758		
Koef Kohesi	c	0.472		
Derajat Kejuhunan	Sr	0.8941		
Faktor Keamanan	Fk	3		
Dalam Pondasi	D	2		
Lebar Pondasi	B	3		

Φ'	2.424
Cs	1
Ka	0.865
Kp	1.156
f	0.750
w	0.195
γ_{wet}	2.059
γ_{sat}	2.099
γ_{sub}	1.099
σ_{ijjin}	217.800
γ_{sed}	1.099
Koefisien gempa	0.25

$$\theta' = \theta - T a n^{-1} K h$$

$$K_{ae} = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \quad 0.0722$$

$$K_{pe} = \frac{1}{K_a e}$$

0.85

$$\gamma_{sat} = \gamma_w \times \frac{Gs + e}{1 + e}$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$q_a = 8N \left(\frac{B + 0.30}{B} \right)^2$$

$$\gamma_{sed} = \gamma_{sub} - 1$$

Pa (tinggi tekan aktif)
=H-Z₀

$$P = 0$$

$$P = (\gamma_{wet} \times h \times K_a) - (2 \times c \times \sqrt{k_a})$$

Tabel Persamaan Ka (Tekanan Tanah Aktif) yang berkohesi

H	Ka	c	γ_{wet}	Pa
0	0.865	4.72	2.059	-8.781
1	0.865	4.72	2.059	-7.000
2	0.865	4.72	2.059	-5.218
3	0.865	4.72	2.059	-3.436
4	0.865	4.72	2.059	-1.655
4.929	0.865	4.72	2.059	0.000
5	0.865	4.72	2.059	0.127
6	0.865	4.72	2.059	1.909
7	0.865	4.72	2.059	3.691
8	0.865	4.72	2.059	5.472
9	0.865	4.72	2.059	7.254
10	0.865	4.72	2.059	9.036
11	0.865	4.72	2.059	10.817
12	0.865	4.72	2.059	12.599
13	0.865	4.72	2.059	14.381

• Gaya Vertikal

Notasi	Volume per m (M ³)		γ (t/m ³)	Kh	Gaya (t)	Lengan (m)	Momen tahan (tm)
G1	0.5X1X3	1.500	2.200	0.250	0.825	7.133	5.885
G2	0.5X1.5X3	2.250	2.200	0.250	1.238	6.218	7.695
G3	0.5X2.51X0.75	0.941	2.200	0.250	0.673	6.241	4.200
G4	0.75X2.51	1.883	2.200	0.250	1.346	5.630	7.578
G5	0.5X2.51X1.86	2.334	2.200	0.250	1.284	4.878	6.263
G6	0.5X0.5X0.16	0.040	2.200	0.250	0.022	4.554	0.100
G7	2.8X1.5	4.200	2.200	0.250	2.310	2.400	5.544
G8	1.75X5.5	9.625	2.200	0.250	5.294	1.517	8.031
G9	0.5X1X5.5	2.750	2.200	0.250	1.513	1.667	2.521
G10	2X3	6.000	2.200	0.250	3.300	1.320	4.356
					27.804		52.172

• Gaya Horizontal Aktif

Notasi	Gaya per m (t)	Lengan (m)	Momen guling (tm)
Pa	$(K_{ae} \times \gamma_{wetx} h) - (2xcxkae^{0.5})$		
		14.083	23.137
		14.083	23.137

Gaya Vertikal		Gaya Horizontal		M. Tahan	M. Guling
Ke Atas	Ke Bawah	Aktif	Pasif	Mt	Mg
	27.804	14.083		52.172	23.137
				52.172	23.137
	27.804	14.083		29.035	

Guling $S_f = \frac{\sum M_t}{\sum M_g}$ 2.2549 > 1.1 **AMAN**

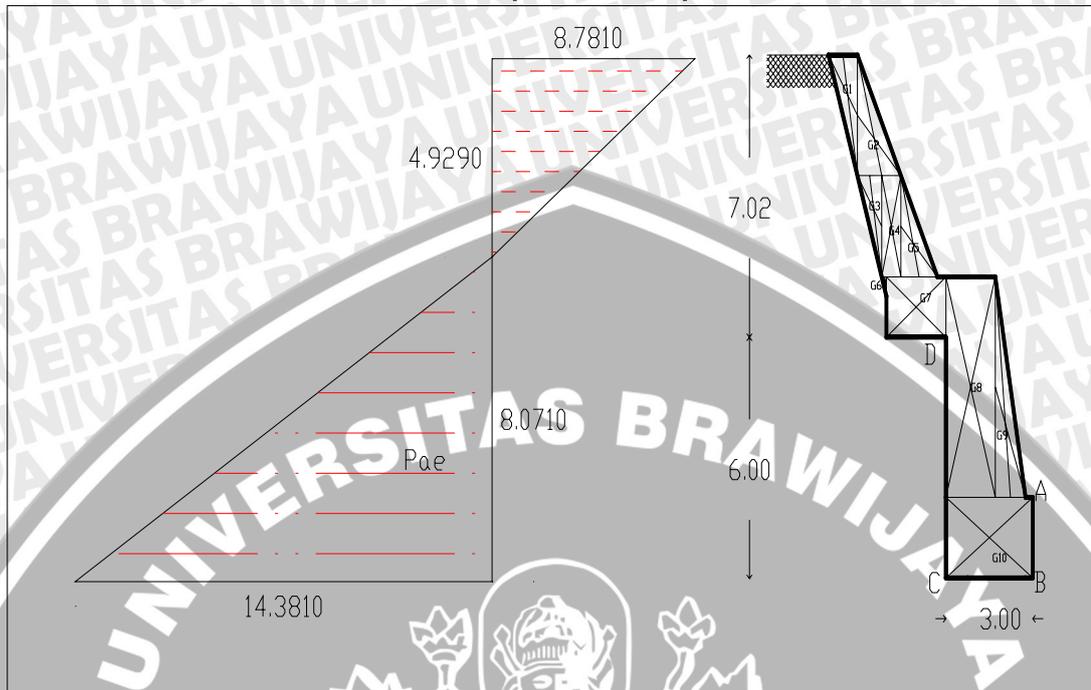
Geser $S_f = \frac{f \sum V + c \cdot A}{\sum H}$ 1.58 > 1.1 **AMAN**

Daya Dukung Tanah

$e = \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right|$ 0.4557 < 0.5

$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$ 10.1687 < 217.800 **AMAN**

KONDISI BANJIR DAN GEMPA (EXTREME)



Gambar 4.14. Gaya yang bekerja pada dinding penahan kondisi extreme

Kontrol Retakan pada bagian bawah dinding kondisi Extreme

- Tabel Momen dan Gaya

Gaya Vertikal		Gaya Horizontal		M. Tahan	M. Guling
Ke Atas	Ke Bawah	Aktif	Pasif	Mt	Mg
	24.504	9.083		47.816	23.137
				47.816	23.137
24.504		9.083		24.679	

$$B = 2.75 \text{ m}$$

$$e =$$

$$e = \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum V} \cdot \frac{B}{2}$$

$$0.3678$$

$$<$$

$$0.458333$$

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan perhitungan studi perencanaan bangunan pelimpah embung Talango dapat diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. perencanaan bangunan pelimpah menggunakan $Q_{rencana} (Q_{50}) = 121.54 \text{ m}^3/\text{dt}$
2. dimensi pelimpah:
 - ◆ jenis konstruksi didesain dengan pasangan batu kali
 - ◆ pelimpah menggunakan bentuk mercu OGEE tipe III
 - ◆ tinggi pelimpah = 9 m (elevasi pelimpah = +37,00)
 - ◆ lebar pelimpah = 20 m
 - ◆ tinggi tekan di atas pelimpah (Hd) = 2.035 m
 - ◆ kedalaman air di hilir pelimpah = 0,363 m
 - ◆ kedalaman loncatan hidrolis = 4,23 m
 - ◆ dengan panjang loncatan hidrolis = 11.42 m
 - ◆ peredam energi yang digunakan adalah kolam olakan tipe III, dengan panjang kolam olakan = 11.5 m
3. kontrol stabilitas konstruksi pelimpah dan dinding penahan direncanakan dengan dua kondisi, yaitu kondisi normal, dan banjir dengan gempa (extreme).

a. Stabilitas Pelimpah

- ◆ Kondisi normal:
 - stabilitas terhadap guling: $6,267 > 1,5$
 - stabilitas terhadap geser: $4,17 > 1,5$
 - daya dukung tanah: $9.1368 < 185,274 (\sigma_{ijin})$
- ◆ Kondisi banjir, gempa:
 - stabilitas terhadap guling: $2.4051 > 1,1$
 - stabilitas terhadap geser: $1,33 > 1,1$
 - daya dukung tanah: $2.6293 < 185,274 (\sigma_{ijin})$

b. Stabilitas Dinding penahan.

- ◆ Kondisi normal:
 - stabilitas terhadap guling: $2,0495 > 1,5$
 - stabilitas terhadap geser: $1,57 > 1,5$
 - daya dukung tanah: $60.1064 < 217,8(\sigma_{ijin})$
- ◆ Kondisi banjir, gempa:
 - stabilitas terhadap guling: $2,2549 > 1,1$
 - stabilitas terhadap geser: $1,58 > 1,1$
 - daya dukung tanah: $10,1687 < 217,8 (\sigma_{ijin})$

5.2. Saran

Dari analisa yang telah dilakukan, dapat dikatakan pada dasarnya perencanaan ini sudah memenuhi syarat secara teknis. Namun demikian penulis menyarankan perlu adanya uji model fisik agar diketahui karakteristik hidrolis dari konstruksi pelimpah.



DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 1986. *Standar Perencanaan Irigasi Bagian Bangunan KP-04*. Direktorat Anonim, 1995, *Pedoman Kriteria Design Embung Kecil untuk Daerah Semi Kering di Indonesia*. Jakarta : Design Pengairan, Dep. PU
- Chow, Ven Te. 1997. *Hidrolika Saluran Terbuka*, terjemahan E.V. Nensi Rosalina. Jakarta : Erlangga.
- Christady, Hary. 2006. *Mekanika Tanah I*. Yogyakarta : UGM.
- Christady, Hary. 2006. *Mekanika Tanah II*. Yogyakarta : UGM.
- Das, Braja M. 1994. *Mekanika Tanah 1*. Jakarta : Erlangga.
- Das, Braja M. 1994. *Mekanika Tanah 2*. Jakarta : Erlangga.
- Garg, Santos Kumar. 1978. *Irrigation Engineering and Hydraulic Structures*. Delhi : Khanna publishers Delhi.
- Harto, Sri. 1987. *Analisa Hidrologi*. Jakarta : PT. Gramedia.
- Raju, K.G.R. 1986. *Aliran Melalui Saluran Terbuka*, terjemahan Yan Piter Pangaribuan B.E., M.Eng. Jakarta : Erlangga
- Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 2002. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : PT.Pradya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 2006. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta : PT.Pradya Paramita.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi Jilid II*. Bandung : Penerbit "NOVA".
- Sosrodarsono, Suyono dan Nakagawa, Kazuto. 1994. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. Jakarta : PT.Pradya Paramita.
- Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi*. Surabaya : Usaha Nasional.
- Subarkah, Imam. 1978. *Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air*. Bandung : Idea Dharma.
- Terzaghi, Karl dan B. Peck, Ralph. 1987. *Mekanika Tanah Dalam praktek Rekayasa Jilid I*. Jakarta : Erlangga.

ALBUM FOTO LOKASI EMBUNG TALANGO



As Embung Talango



As Embung Talango





Daerah Hulu Embung Talango

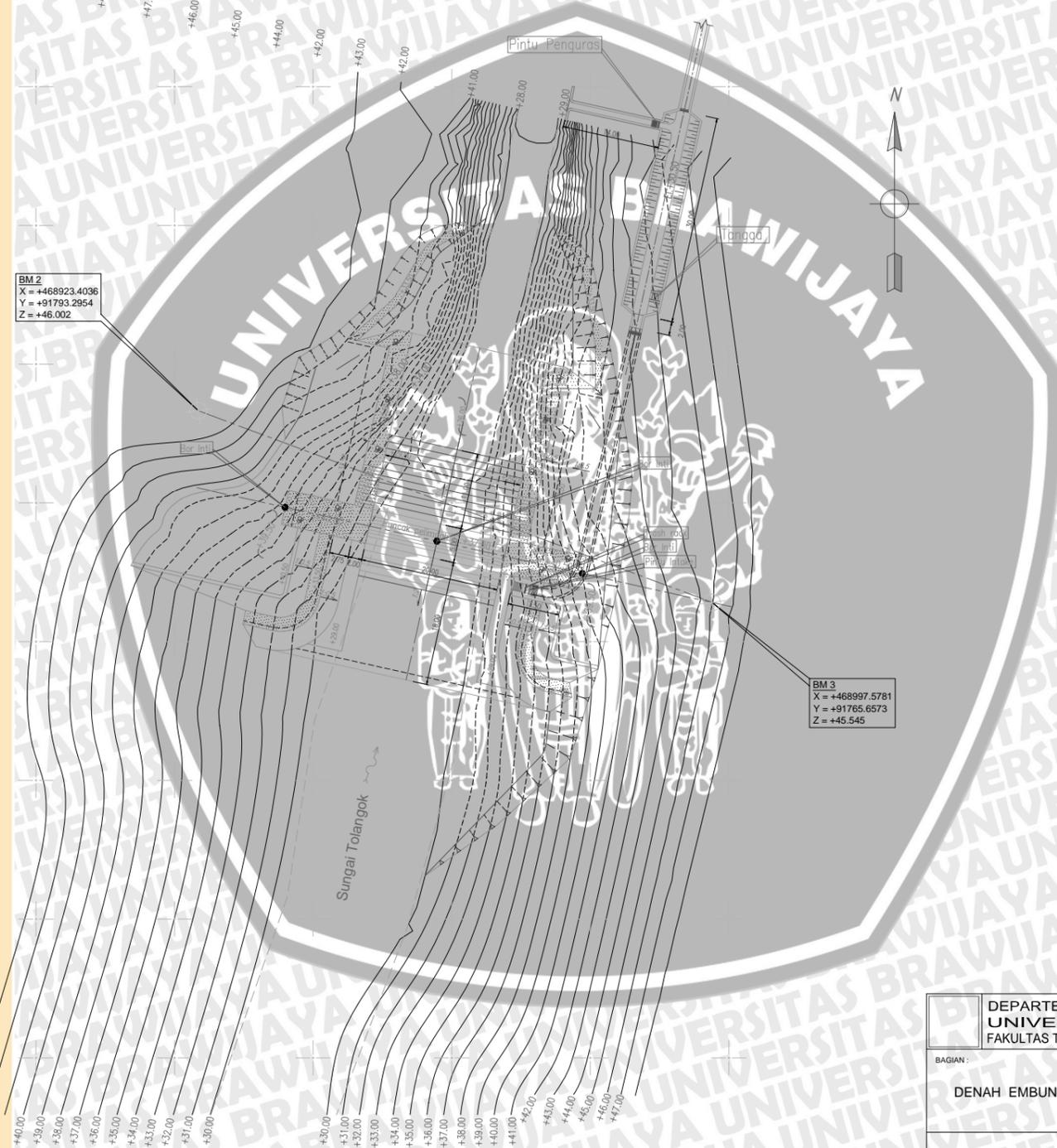


x. 468880
y. 91860
y. 91840
y. 91820
y. 91800
y. 91780
y. 91760
y. 91740
y. 91720
y. 91700

x. 468900
x. 468920
x. 468940
x. 468960
x. 468980
x. 469000

BM 2
X = +468923.4036
Y = +91793.2954
Z = +46.002

BM 3
X = +468997.5781
Y = +91765.6573
Z = +45.545



Keterangan:

	Kontur Mayor 1 m
	Kontur Minor 0.25 m
	Sungai
	Titik BM
	As Embung
	As Sungai



DEPARTEMEN PENDIDIKAN NASIONAL UNIVERSITAS BRAWIJAYA FAKULTAS TEKNIK JURUSAN TEKNIK PENGAIRAN	JUDUL: EMBUNG TALANGO
	SKRIPSI : STUDI PERENCANAAN EMBUNG TALANGO DI DESA TALANGO KEC. ANGGREK KAB. GORONTALO UTARA PROP. GORONTALO
BAGIAN :	DIRENCANA : SISWANTO
DENAH EMBUNG TOLANGO	PEMBIMBING I : Ir. Heri Suprijanto, MS
	PEMBIMBING II : Ir. Suwanto Marsudi, MS

