STUDI PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN LAMBUK DI KABUPATEN TABANANPROPINSI BALI

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi persyaratan memperoleh gelar Sarjana Teknik

Di susun oleh :

GANDHI TEGUH LESMANA

NIM. 0710640034-64

KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2013

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

LEMBAR PERSETUJUAN

STUDI PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN LAMBUK DI KABUPATEN TABANAN PROPINSI BALI

S K R I P S I

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik

Disusun Oleh :

GANDHI TEGUH LESMANA
NIM. 0710640034-64

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Dosen Pembimbing I	Dosen Pembimbing II
Ir. Heri Suprijanto, MS.	**Dr. Ir. Pitojo Tri Juwono, MT.**
NIP. 19590625 198503 1 003	**NIP. 19700721 200012 1 001**

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

LEMBAR PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN SPILLWAY BENDUNGAN LAMBUK DI KABUPATEN TABANAN PROPINSI BALI

S K R I P S I

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik

Disusun Oleh :

GANDHI TEGUH LESMANA
NIM. 0710640034-64

Skripsi ini telah diuji dan dinyatakan lulus pada tanggal 31 Juli2013

Majelis Penguji :

Dosen Pembimbing dan Penguji	**Dosen Pembimbing dan Penguji**
Ir. Heri Suprijanto, MS. **NIP.19590625 198503 1 003**	**Dr. Ir. Pitojo Tri Juwono, MT.** **NIP.19700721 200012 1 001**
Dosen Penguji	**Dosen Penguji**
Dr. Ir. Hj. Aniek Masrevaniah, Dipl.HE. **NIP. 19470612 197803 2 001**	**Ir. Mohammad Taufiq, MT.** **NIP. 19590703 198903 1 003**

Mengetahui
Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Ir. Dwi Priyantoro, MS
NIP. 19580502 198503 1 001

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِيْمِ

Puji syukur saya panjatkan kepada Allah SWT yang Maha Kuasa, karena hanya dengan rahmat, kekayaan ilmu serta izin dari-Nya, Laporan Skripsi ini dapat terselesaikan dengan baik.

Penulis tidak lupa mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah memberikan bantuan, khususnya kepada :

1. Bapak Ir. Dwi Priyantoro, MS. selaku Ketua Jurusan Teknik Pengairan Universitas Brawijaya.
2. Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS. dan Dr. Ir. Pitojo Tri Juwono, MT. selaku dosen pembimbing dalam penyelesaian skripsi.
3. Bapak Dr.Ir. Aniek Masrevaniah., Dipl. HE. dan Ir. Mohammad Taufiq, MT. selaku dosen penguji.
4. Kedua orang tua yang selama ini tak henti-hentinya memberikan dukungan moril, materi, doa dan kasih sayangnya yang tulus.
5. Ayu, Rizal, Anita, teman-teman kos Candi Badut 76C serta seluruh keluarga besar dan kerabat terdekat saya atas segala motivasinya.
6. Teman-teman di Jurusan Teknik Pengairan Universitas Brawijaya Angkatan 2007serta Keluarga Besar FTUB atas segala bantuan dan dukungannya.

Penulis menyadari dalam pembuatan laporan Skripsi ini masih jauh dari kesempurnaan, namun setidaknyalaporan ini dapat memberikan arti tersendiri bagi para pembaca atau pihak lain yang memerlukan dan semoga laporan ini dapat memberikan tambahan ilmu yang bermanfaat. Penulis juga mengharapkan saran dan kritik yang konstrukstif dari pembaca guna kesempurnaan tugas ini.

Akhir kata semoga Allah SWT memberikan bimbingan dan kemudahan kepada siapa saja yang mempelajari laporan ini, dan penulis mendapat limpahan rahmat dari niat baik yang tulus ikhlas ini, Amin.

Malang, Juli 2013

Penulis

Gandhi Teguh L.

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

repository.ub.ac.id

ABSTRAK

Gandhi Teguh Lesmana, NIM. 0710640034.**Studi Perencanaan Spillway Bendungan Lambuk di Kabupaten TabananPropinsi Bali.** Skripsi Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya. Pembimbing : Ir. Heri Suprijanto, MS. dan Ir. Pitojo Tri Juwono, MT.

Perencanaan pelimpah dipengaruhi oleh beberapa aspek teknis yaitu: kondisi topografi, geologi/geoteknik, jenis material dasar sungai – morfologi sungai, hidrologi dan hidrolika. Kondisi topografi dan geologi/geoteknik berpengaruh terhadap pemilihan letak pelimpah dan rencana jalur saluran peluncur. Jenis material dasar sungai – morfologi sungai berpengaruh terhadap pemilihan jenis peredam energi. Hidrologi yang terkait dengan debit banjir rancangan berpengaruh terhadap dimensi kebutuhan lebar pelimpah sedangkan hidrolika yang terkait dengan profil muka air berpengaruh terhadap perencanaan bentuk bangunan secara hidrolis dan kebutuhan dimensi bangunan yang aman terhadap stabilitas konstruksi.

Hasil analisa hidrologi debit rancangan (*inflow*) Q_{100th} = 201,950 m^3/dt, Q_{1000th} = 238,970 m^3/dt dan Q_{PMF} = 473,350 m^3/dt. Hasil analisa debit banjir ini digunakan untuk menentukan tipe dan dimensi pelimpah yang direncanakan. Dan tipe pelimpah yang sesuai dengan kondisi daerah studi adalah tipe *Side Channel Spillway*.

Hasil penelusuran banjir diperoleh debit keluaran (*outflow*) Q_{100th} = 132,160 m^3/dt, Q_{1000th} = 164,566 m^3/dt dan Q_{PMF} = 350,778 m^3/dt. Pada nilai *outflow* tersebut masing-masing mempunyai tinggi muka air perencanaan diperoleh lebar ambang pelimpah $H_{maks100th}$ = 1,480 m, $H_{maks1000th}$ = 1,691 m dan $H_{maks\ PMF}$ = 2,835 m. Secara teknis dari hasil perencanaan diperoleh lebar ambang pelimpah 35,00 m, tinggi ambang 2,00 m. Panjang saluran samping 35,00 m, slope saluran samping 0,061, lebar saluran samping melebar dari 8,00 m menjadi 15,00 m. Panjang saluran transisi 60,00 m, slope saluran transisi datar, lebar saluran transisi 15,00 m. Panjang saluran peluncur 65,00 m, slope 0,168, lebar saluran peluncur 15,00 m. Peredam energi USBR Tipe III yang dimodifikasi, panjang kolam olak 12,00 m, lebar 15,00 m.

Sedangkan dari perhitungan stabilitas konstruksi sesuai dengan dimensi yang direncanakan, pada tinjauan kondisi keadaan normal, banjir Q_{1000th} dan Q_{PMF} serta gempa diperoleh hasil bahwa seluruh konstruksi yang direncanakan aman terhadap guling, geser dan daya dukung tanah pondasi, sehingga dengan demikian perencanaan ini telah memberikan nilai keamanan stabilitas.

Kata Kunci : *Side Channel Spillway*, analisa hidrologi, penelusuran banjir,hidrolika pelimpah, stabilitas konstruksi.

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN
KATA PENGANTAR ..... **i**
ABSTRAK ..... **ii**
DAFTAR ISI ..... **iii**
DAFTAR TABEL ..... **vii**
DAFTAR GAMBAR ..... **xiii**
BAB I PENDAHULUAN
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Identifikasi Masalah 2
1.3 Batasan Masalah 3
1.4 Rumusan Masalah 3
1.5 Tujuan dan Manfaat 3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA
2.1. Analisis Hidrologi 4
2.1.1. Uji Kualitas dan Konsistensi Data Hujan 4
2.1.1.1.Uji Kualitas Data Hujan (RAPS) 4
2.1.1.2.Uji Abnormalitas Data (Uji Inliner – Outliner Data) 5
2.1.2. Uji Konsistensi Data 6
2.1.3. Analisis Curah Hujan Rerata Daerah 8
2.1.4. Analisis Curah Hujan Rancangan 9
2.1.4.1.Metode E.J. Gumbel 9
2.1.4.2.Metode Log Pearson Type III 10
2.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi 12
2.1.5.1.Uji Smirnov-Kolmogorov 13
2.1.5.2.Uji Chi Kuadrat 13
2.1.6. Curah Hujan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (PMP) 15
2.1.7. Analisis Curah Hujan Jam-jaman 20
2.1.8. Analisis Hujan Netto 21
2.1.9. Koefisien Pengaliran 21
2.1.10.Analisis Debit Banjir Rancangan 22
2.1.10.1.Hidrograf Satuan Sintetik Snyder 22

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

2.1.10.2.Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu 24
2.2. Analisis Hidrolika Pelimpah 26
2.2.1. Kapasitas Aliran Melaui Pelimpah 27
2.2.2. Koefisien Limpahan (C) 27
2.2.3. Lebar Efektif Pelimpah 28
2.2.4. Penelusuran Banjir (Flood Routing) di Pelimpah 29
2.2.5. Pelimpah Samping 30
2.2.5.1.Bentuk Penampang Pelimpah 30
2.2.5.2.Perhitungan-perhitungan hidrolika untuk saluran samping pada bangunan pelimpah samping. 31
2.2.6. Perencanaan Profil Pelimpah 34
2.2.7. Saluran Transisi 37
2.2.8. Saluran Peluncur 39
2.2.9. Tinggi Jagaan 41
2.2.10.Peredam Energi 42
2.2.11.Pengendalian Loncatan Hidrolis Dengan Ambang 47
2.2.12.Kehilangan Energi dan Efektifitas Peredam Energi 49
2.3. Analisis Stabilitas Konstruksi Pelimpah 50
2.3.1. Stabilitas terhadap Guling (Overturning Stability) 52
2.3.2. Stabilitas terhadap Geser (Sliding Stability) 52
2.3.3. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah (Stress Analysis) 53
2.3.4. Analisa Pembebanan 55
2.3.5. Tekanan Tanah 57
2.3.6. Koefisien Gempa (Seismic Coefficient) 59
2.3.7. Gaya akibat Pengaruh Gempa 59
2.3.8. Tekanan Angkat (Up Lift) 60
2.3.9. Analisa Daya Dukung Tanah Berdasarkan Uji SPT 61

BAB III METODOLOGI PERENCANAAN

3.1. Deskripsi Daerah Studi 64
3.1.1. Kondisi Topografi Daerah Aliran Sungai 64
3.1.2. Kondisi Hidrologi 67
3.2. Data-data yang Dibutuhkan 68
3.3. Tahapan Studi 69
3.4. Data Teknis Perencanaan Bendungan Lambuk 70

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

3.5. Sistematika Kajian 70

BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi 73
4.1.1 Uji Kualitas Data 73
4.1.1.1.Metode RAPS 73
4.1.1.2.Metode Outliner 76
4.1.1.3.Metode Lengkung Massa Ganda 79
4.1.2 Analisa Curah Hujan Rerata Daerah 83
4.1.3 Analisa Curah Hujan Rancangan (Design Rainfall) 91
4.1.3.1.E.J. Gumbel Tipe I 91
4.1.3.2.Log Pearson Tipe III 93
4.1.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi 96
4.1.4.1.Uji Smirnov Kolmogorov 96
4.1.4.2.Uji Chi Kuadrat 98
4.1.5 Curah Hujan Harian Rancangan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (Probable Maximum Precipitation, PMP) 103
4.1.6 Koefisien Pengaliran 113
4.1.7 Aliran Dasar (base flow) 113
4.1.8 Hidrograf Satuan 115
4.1.8.1.Hidrograf Satuan Sintetik Snyder 115
4.1.8.2.Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu 118
4.1.9 Distribusi Hujan Jam-Jaman Model PSA 007 120
4.1.10 Hidrograf Banjir Rancangan (Design Flood) 122
4.2. Analisa Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah (Flood Routing) 145
4.2.1. Kurva Kapasitas Tampungan Waduk 145
4.2.2. Penentuan Koefisien Debit Pelimpah 147
4.3. Analisa Hidrolika Pelimpah 161
4.3.1. Pemilihan Tipe Pelimpah Bendungan Lambuk 161
4.3.2. Menentukan Tinggi Jagaan Bendungan (Free Board) 161
4.3.3. Perencanaan Profil Pelimpah 163
4.3.4. Bentuk Saluran Samping 165
4.3.5. Perhitungan Kombinasi a dan n yang Paling Sesuai 166
4.3.6. Perhitungan Bentuk Dasar Saluran Samping 169
4.3.7. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping 174

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

4.3.8. Perhitungan Elevasi Muka Air pada Saluran Transisi 191
4.3.9. Saluran Peluncur 202
4.3.10. Perencanaan Peredam Energi 214
4.4. Analisa Stabilitas Konstruksi Pelimpah 220
4.4.1. Perencanaan Stabilitas Konstruksi Tubuh Pelimpah 221
4.4.2. Perencanaan Stabilitas Konstruksi Dinding Penahan 242
4.4.3. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Saluran Pengarah terhadap Uplift 258
4.4.4. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Uplift 264
4.4.5. Gambar Perencanaan Pelimpah 267

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan 272
5.2. Saran 273

DAFTAR PUSTAKA

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1.	Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$	5
Tabel 2.2.	Harga Kn untuk Pemeriksaan Uji Inliner - Outliner	6
Tabel 2.3.	Harga Yt sebagai Fungsi dari T	9
Tabel 2.4.	Simpangan Baku Terudiksi, Sn	10
Tabel 2.5.	Rata-rata Terudiksi, Yn	10
Tabel 2.6.	Faktor Frekuensi (K) dengan Fungsi dari Nilai Koefisien Skew (Cs) dan Kala ulang (T)	12
Tabel 2.7.	Nilai Kritis (Δcr) untuk Uji Smirnov-Kolmogorov	14
Tabel 2.8.	Nilai X2cr untuk Uji Chi-Kuadrat	15
Tabel 2.9.	Intensitas Hujan dalam % yang Disarankan PSA 007	20
Tabel 2.10.	Distribusi Hujan untuk Durasi 6 Jam PSA 007	20
Tabel 2.11.	Faktor Reduksi Luas	21
Tabel 2.12.	Koefisien Pengaliran menurut Dr. Mononobe	22
Tabel 2.13.	Perhitungan untuk Menentukan Perbandingan dari Kombinasi a dan n.	32
Tabel 2.14.	Nilai K dan n	36
Tabel 2.15.	Koefisien Coreolis	41
Tabel 2.16.	Koefisien Geser ($f = \tan \theta$)	52
Tabel 2.17.	Sudut Geser serta Kohesi antara Dasar Pondasi dengan Tanah Pondasi	53
Tabel 2.18.	Tegangan Material Konstruksi Beton yang Diijinkan	55
Tabel 2.19.	Klasifikasi Koefisien Gempa Horisontal (kh)	59
Tabel 2.20.	Hubungan Empiris Tanah Non-Kohesif dengan Penetrasi Standart	62
Tabel 2.21.	Hubungan Empiris Tanah Kohesif dengan pEnetrasi Standart	63
Tabel 4.1.	Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$	74
Tabel 4.2.	Uji Konsistensi Data CH Harian Maksimum Metode RAPS Stasiun Pupuan	74
Tabel 4.3.	Uji Konsistensi Data CH Harian Maksimum Metode RAPS Stasiun Bajera	75
Tabel 4.4.	Uji Konsistensi Data CH Harian Maksimum Metode RAPS Stasiun Meliling	76
Tabel 4.5.	Harga Kn untuk Pemeriksaan Uji Outliner	77

Tabel 4.6. Pemeriksaan Uji Outliner Data Hujan Stasiun Pupuan 78
Tabel 4.7. Pemeriksaan Uji Outliner Data Hujan Stasiun Bajera..... 78
Tabel 4.8. Pemeriksaan Uji Outliner Data Hujan Stasiun Meliling 79
Tabel 4.9. Uji Konsistensi Data Hujan Pupuan 80
Tabel 4.10. Uji Konsistensi Data Hujan Bajera..... 81
Tabel 4.11. Uji Konsistensi Data Hujan Meliling 82
Tabel 4.12. Faktor Pembebanan Masing-Masing Stasiun 84
Tabel 4.13. Faktor Reduksi Jarak 84
Tabel 4.14. Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah 85
Tabel 4.15. Faktor Pembebanan Masing-masing Stasiun..... 87
Tabel 4.16. Faktor Reduksi Jarak 87
Tabel 4.17. Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah 87
Tabel 4.18. Faktor Pembebanan Masing-masing Stasiun..... 89
Tabel 4.19. Faktor Reduksi Jarak 89
Tabel 4.20. Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah 90
Tabel 4.21. Perhitungan Parameter Statistik Gumbel Tipe I..... 92
Tabel 4.22. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel Tipe I..... 93
Tabel 4.23. Perhitungan Parameter Statistik Log Pearson Tipe III DAS Lambuk..... 94
Tabel 4.24. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III..... 95
Tabel 4.25. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III dan Gumbel Tipe I 95
Tabel 4.26. Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III 97
Tabel 4.27. Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Gumbel Tipe I 98
Tabel 4.28. Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi Smirnov Kolmogorov..... 98
Tabel 4.29. Besarnya Peluang dan Nilai Batas Kelas untuk Distribusi Log Pearson Tipe III. 99
Tabel 4.30. Perhitungan Uji Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III..... 100
Tabel 4.31. Besar Peluang dan Nilai Batas Kelas untuk Distribusi Gumbel Tipe I..... 100
Tabel 4.32. Perhitungan Uji Chi Kuadrat Distribusi Gumbel Tipe I..... 100
Tabel 4.33. Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi Chi Kuadrat 101
Tabel 4.34. Perhitungan Parameter Statistik Log Pearson Tipe III DAS Pangkung 1 ... 101
Tabel 4.35. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III DAS Pangkung 1 102
Tabel 4.36. Perhitungan Parameter Statistik Log Pearson Tipe III DAS Pangkung 2 ... 102

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.37. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III DAS Pangkung 2 103
Tabel 4.38. Perhitungan Hujan Harian Maksimum PMP DAS Lambuk 105
Tabel 4.39. Perhitungan Hujan Harian Maksimum PMP DAS Pangkung 1 111
Tabel 4.40. Perhitungan Hujan Harian Maksimum PMP DAS Pangkung 2 112
Tabel 4.41. Pengukuran Debit Andalan Selama 23 Tahun 113
Tabel 4.42. Rangking Data Debit Tiap Bulan (m^3/det) 114
Tabel 4.43. Debit Andalan 90% (m^3/det) 114
Tabel 4.44. Perhitungan HSS Snyder DAS Lambuk 116
Tabel 4.45. Perhitungan HSS Nakayasu DAS Lambuk 118
Tabel 4.46. Intensitas Hujan dalam % yang Disarankan PSA 007 120
Tabel 4.47. Distribusi Hujan untuk Durasi 6 Jam 121
Tabel 4.48. Distribusi Hujan Netto Jam-jaman Metode PSA 007 121
Tabel 4.49. Distribusi Hujan Jam-jaman DAS Bendungan Lambuk, DAS Pangkung 1 dan DAS Pangkung 2. 122
Tabel 4.50. Debit Banjir Rancangan Metode Snyder $Q_{100\ Th}$ – Bendungan Lambuk 123
Tabel 4.51. Debit Banjir Rancangan Metode Snyder $Q_{1000\ Th}$ – Bendungan Lambuk 124
Tabel 4.52. Debit Banjir Rancangan Metode Snyder Q_{PMF} – Bendungan Lambuk 125
Tabel 4.53. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{100\ Th}$ – Bendungan Lambuk 127
Tabel 4.54. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{1000\ Th}$ – Bendungan Lambuk 128
Tabel 4.55. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Q_{PMF} – Bendungan Lambuk 129
Tabel 4.56. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Pangkung 1 131
Tabel 4.57. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{100\ Th}$ – DAS Pangkung 1 133
Tabel 4.58. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{1000\ Th}$ – DAS Pangkung 1 134
Tabel 4.59. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Q_{PMF} – DAS Pangkung 1 135
Tabel 4.60. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Pangkung 2 137
Tabel 4.61. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{100\ Th}$ – DAS Pangkung 2 139
Tabel 4.62. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{1000\ Th}$ – DAS Pangkung 2 140
Tabel 4.63. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Q_{PMF} – DAS Pangkung 2 141
Tabel 4.64. Rekapitulasi Total Debit Banjir Rancangan 143

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.65. Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Kapasitas Tampungan Waduk Lambuk 146
Tabel 4.66. Perhitungan Koefisien Debit (Cd) 148
Tabel 4.67. Hubungan H dan Q di atas Pelimpah Bendungan Lambuk 149
Tabel 4.68. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir melalui Pelimpah Bendungan Lambuk 151
Tabel 4.69. Perhitungan Penelusuran Banjir $Q_{1000\ Th}$ Bendungan Lambuk 153
Tabel 4.70. Hubungan H dan Q di atas Pelimpah Bendungan Lambuk 155
Tabel 4.71. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir melalui Pelimpah Bendungan Lambuk 157
Tabel 4.72. Perhitungan Penelusuran Banjir $Q_{100\ Th}$ Bendungan Lambuk 158
Tabel 4.73. Penelusuran Banjir $Q_{1000\ Th}$ Waduk Lambuk 159
Tabel 4.74. Perhitungan Penelusuran Banjir Q_{PMF} Bendungan Lambuk 160
Tabel 4.75. Koordinat Kurva 165
Tabel 4.76. Perhitungan Kombinasi a dan n untuk $Q_{1000\ Th}$ 168
Tabel 4.77. Perhitungan Dasar Saluran Samping Bendungan Lambuk ($Q_{1000\ Th}$) 171
Tabel 4.78. Data Penampang Saluran Samping Awal 174
Tabel 4.79. Data Penampang Saluran Samping setelah Diturunkan 5,5 m 177
Tabel 4.80. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping Debit Banjir $Q_{1000\ Th}$ 179
Tabel 4.81. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping Debit Banjir $Q_{100\ Th}$ 183
Tabel 4.82. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping Debit Banjir Q_{PMF} 187
Tabel 4.83. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi $Q_{1000\ Th}$ 193
Tabel 4.84. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi $Q_{100\ Th}$ 196
Tabel 4.85. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{PMF} 199
Tabel 4.86. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur $Q_{1000\ Th}$ 205
Tabel 4.87. Perhitungan Indeks Kavitasi pada Saluran Peluncur $Q_{1000\ Th}$ 206
Tabel 4.88. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur $Q_{100\ Th}$ 208
Tabel 4.89. Perhitungan Indeks Kavitasi pada Saluran Peluncur $Q_{100\ Th}$ 209
Tabel 4.90. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF} 211
Tabel 4.91. Perhitungan Indeks Kavitasi pada Saluran Peluncur Q_{PMF} 212
Tabel 4.92. Perhitungan Tinggi Jagaan pada Saluran Peluncur Q_{PMF} 214

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.93. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Air Kosong 223
Tabel 4.94. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Air Penuh 225
Tabel 4.95. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Banjir $Q_{100\ Th}$ 227
Tabel 4.96. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Banjir $Q_{1000\ Th}$ 229
Tabel 4.97. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Q_{PMF} 231
Tabel 4.98. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong 233
Tabel 4.99. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Air Penuh 235
Tabel 4.100. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Banjir $Q_{100\ Th}$ 237
Tabel 4.101. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Banjir $Q_{1000\ Th}$ 239
Tabel 4.102. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Banjir Q_{PMF} 241
Tabel 4.103. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Normal Keadaan Air Kosong 244
Tabel 4.104. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Normal Keadaan Air Kosong dan Ekstrim 246
Tabel 4.105. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Normal Keadaan $Qo_{100\ Th}$ 248
Tabel 4.106. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Normal Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 250
Tabel 4.107. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong 251
Tabel 4.108. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong dan Ekstrim 253
Tabel 4.109. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Gempa Keadaan $Qo_{100\ Th}$ 255

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.110. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Gempa Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 257
Tabel 4.111. Perhitungan Up Lift Ambang Pelimpah Keadaan Banjir $Qo_{1000\ Th}$ 259
Tabel 4.112. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Saluran Pengarah terhadap Up Lift Kondisi Normal (Tidak Gempa) Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 260
Tabel 4.113. Perhitungan Up Lift Ambang Pelimpah Keadaan banjir Qo_{PMF}..... 262
Tabel 4.114. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Up Lift Kondisi Normal (Tidak Gempa) Keadaan Qo_{PMF}..... 263
Tabel 4.115. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Up Lift Kondisi Normal (Tidak Gempa) Keadaan $Qo_{100\ Th}$..... 264
Tabel 4.116. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Up Lift Kondisi Normal (Tidak Gempa) Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 267

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 2.1.	Uji Konsistensi Data dengan Kurva Massa Ganda	7
Gambar 2.2.	Grafik Hubungan antara Faktor Perataan $\overline{X}_n$ dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan dengan Harga $\overline{X}_{n-m}/\overline{X}_n$	16
Gambar 2.3.	Grafik Hubungan antara Faktor Perataan S_n dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan dengan Harga S_{n-m}/S_n	17
Gambar 2.4.	Faktor Perataan untuk Harga Rata-rata $(\overline{x}_n)$ dan Standart Deviasi Sesuai dengan Lamanya Pencatatan Data Curah Hujan (Tahun)	17
Gambar 2.5.	Grafik Hubungan antara K_m dengan Fungsi Durasi Hujan dan Rata-rata Hujan Tahunan	18
Gambar 2.6.	Grafik Hubungan Faktor Reduksi Luasan dengan Durasi Hujan dan Luas Daerah Pengaliran	18
Gambar 2.7.	Grafik Hubungan antara Fixed Time Interval Adjustment dengan Lamanya Pengukuran Data Ujan (Jam) Setiap Hari	19
Gambar 2.8.	Lengkung Durasi Maksimum	19
Gambar 2.9.	Hidrograf Satuan Sintetik Snyder	24
Gambar 2.10.	Unit Hidrograf Nakayasu	25
Gambar 2.11.	Koefisien Limpahan dari Berbagai Tipe Bendung	28
Gambar 2.12.	Perbandingan antara a dan n	34
Gambar 2.13.	Profil Ambang Tegak	35
Gambar 2.14.	Profil Ambang Pelimpah Tipe I	35
Gambar 2.15.	Profil Ambang Pelimpah Tipe II	35
Gambar 2.16.	Profil Ambang Pelimpah Tipe III	36
Gambar 2.17.	Saluran Transisi	38
Gambar 2.18.	Skema Penampang Memanjang Aliran pada Saluran Peluncur	39
Gambar 2.19.	Skema Penampang Memanjang Aliran pada Saluran Peluncur yang Disederhanakan	40
Gambar 2.20.	Kolam Olakan Datar Tipe I	43

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 2.21. Kolam Olakan Datar Tipe II 44
Gambar 2.22. Kolam Olakan Datar Tipe III 45
Gambar 2.23. Kolam Olakan Datar Tipe IV 45
Gambar 2.24. Panjang Kolam Olakan Datar Tipe I, II, III dan IV 46
Gambar 2.25. Hubungan Eksperimental antara F, y_3/y_1, dan h/y_1 untuk Peninggian mendadak 48
Gambar 2.26. Pengendalian Loncatan Hidrolis dengan Kenaikan Mendadak 48
Gambar 2.27. Kedalaman Minimum Air di Hilir Peredam Energi (y_3) 49
Gambar 2.28. Gaya-gaya Luar yang Bekerja pada Pelimpah pada Kondisi Tanpa Gempa 51
Gambar 2.29. Kondisi Pembebanan Pelimpah 51
Gambar 2.30. Diagram Gaya Geser atau Gelincir 53
Gambar 2.31. Titik Kerja Resultan Gaya dan Reaksi Tanah Pondasi 54
Gambar 2.32. Tekanan Air Statis 56
Gambar 2.33. Tekanan Air Dinamis 57
Gambar 2.34. Distribusi Tekanan Tanah Aktif dan Pasif 57
Gambar 2.35. Tekanan Angkat (*Uplift*) pada Pondasi Dinding Penahan 60
Gambar 2.36. Tekanan Angkat (*Uplift*) pada Pondasi Pelimpah 61
Gambar 3.1. Peta Lokasi Studi 64
Gambar 3.2. Peta DAS Tukad Lambuk 65
Gambar 3.3. Peta Lokasi As Bendungan dan As Pelimpah Bendungan Lambuk 66
Gambar 3.4. Skema Sistem Inflow Ke Waduk Lambuk 66
Gambar 3.5. Peta Lokasi Stasiun Hujan 68
Gambar 3.6. Diagram Alir Pengerjaan Studi Perencanaan Pelimpah 71
Gambar 3.7. Diagram Alir Analisis Hidrolika Saluran Samping dan Transisi 72
Gambar 4.1. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Pupuan 81
Gambar 4.2. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Bajera 82
Gambar 4.3. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Meliling 83
Gambar 4.4. Jarak Stasiun yang Berpengaruh terhadap Pusat DAS Lambuk 84
Gambar 4.5. Grafik Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum 86
Gambar 4.6. Jarak Stasiun yang Berpengaruh terhadap Pusat DAS Pangkung 1 86

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.7. Grafik Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum 88
Gambar 4.8. Jarak Stasiun yang Berpengaruh terhadap Pusat DAS Pangkung 2 89
Gambar 4.9. Grafik Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum 91
Gambar 4.10. Grafik Analisis Curah Hujan Rancangan Harian Maksimum Tahunan 96
Gambar 4.11. Grafik Hubungan antara Faktor Penyesuaian Xn dengan Panjangnya Data Hujan dan Harga Xn-m/Xn..... 106
Gambar 4.12. Grafik Hubungan antara Faktor Penyesuaian Sn dengan Panjangnya Data Hujan dan Harga Sn-m/Sn..... 107
Gambar 4.13. Faktor Penyesuaian untuk Harga Rata-rata (Xn) dan Standart Deviasi (Sn) Sesuai dengan Panjangnya Data Curah Hujan (Tahun)..... 108
Gambar 4.14. Grafik Hubungan antara Km dengan Fungsi Durasi Hujan dan Hujan Maksimum Rata-rata Tahunan (mm)..... 109
Gambar 4.15. Grafik Hubungan Prosentase Hujan Titik Berpeluang Maksimum dengan Durasi Hujan dan Luas Daerah Pengaliran. 110
Gambar 4.16. Grafik Hubungan antara Fixed Time Interval Adjustment dengan Lamanya Pengukuran Data Hujan (Jam) Setiap Hari. 111
Gambar 4.17. Hidrograf Satuan Sintetik Snyder DAS Bendungan Lambuk 117
Gambar 4.18. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Bendungan Lambuk..... 119
Gambar 4.19. Grafik Intensitas Hujan yang Disarankan PSA007..... 120
Gambar 4.20. Grafik Distribusi Hujan Netto Jam-jaman Metode PSA 007 121
Gambar 4.21. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder DAS Bendungan Lambuk..... 126
Gambar 4.22. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu DAS Bendungan Lambuk..... 130
Gambar 4.23. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Pangkung 1..... 132
Gambar 4.24. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu DAS Pangkung1..... 136
Gambar 4.25. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Pangkung 2..... 138
Gambar 4.26. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu DAS Pangkung 2..... 142
Gambar 4.27. Hidrograf Total Debit Banjir Rancangan..... 144

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.28. Grafik Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Tampungan Waduk 147
Gambar 4.29. Kurva Kedalaman Aliran 151
Gambar 4.30. Kurva Kedalaman Aliran 156
Gambar 4.31. Penelusuran Banjir $Q_{100\ Th}$ Waduk Lambuk 158
Gambar 4.32. Penelusuran Banjir $Q_{1000\ Th}$ Waduk Lambuk 159
Gambar 4.33. Penelusuran Banjir Q_{PMF} Waduk Lambuk 160
Gambar 4.34. Rencana Lokasi As Pelimpah Bendungan Lambuk 161
Gambar 4.35. Mercu OGEE Tipe I 164
Gambar 4.36. Perencanaan Profil Mercu Pelimpah Bendungan Lambuk 165
Gambar 4.37. Penampang Melintang Hilir Saluran Samping Bendungan Lambuk 166
Gambar 4.38. Bentuk Dasar Saluran Samping Bendungan Lambuk $Q_{1000\ Th}$ 173
Gambar 4.39. Bentuk Penampang Akhir Saluran Samping (*Side Channel*) 174
Gambar 4.40. Profil Muka Air $Q_{1000\ Th}$ pada Saluran Samping 180
Gambar 4.41. Profil Cross Section Hilir Saluran Samping $Q_{1000\ Th}$ 181
Gambar 4.42. Konstruksi Saluran Samping $Q_{1000\ Th}$ 182
Gambar 4.43. Profil Muka Air $Q_{100\ Th}$ pada Saluran Samping 184
Gambar 4.44. Profil Cross Section Hilir Saluran Samping $Q_{100\ Th}$ 185
Gambar 4.45. Konstruksi Saluran Samping $Q_{100\ Th}$ 186
Gambar 4.46. Profil Muka Air Q_{PMF} pada Saluran Samping 188
Gambar 4.47. Profil Cross Section Hulu Hilir Saluran Samping Q_{PMF} 189
Gambar 4.48. Konstruksi Saluran Samping Q_{PMF} 190
Gambar 4.49. Profil Muka Air $Q_{1000\ Th}$ pada Saluran Transisi 194
Gambar 4.50. Konstruksi Saluran Transisi $Q_{1000\ Th}$ 195
Gambar 4.51. Profil Muka Air $Q_{100\ Th}$ pada Saluran Transisi 197
Gambar 4.52. Konstruksi Saluran Transisi $Q_{100\ Th}$ 198
Gambar 4.53. Profil Muka Air Q_{PMF} pada Saluran Transisi 200
Gambar 4.54. Konstruksi Saluran Transisi Q_{PMF} 201
Gambar 4.55. Kurva Lengkung pada Awal Saluran Peluncur 203
Gambar 4.56. Profil Muka Air $Q_{1000\ Th}$ pada Saluran Peluncur 207
Gambar 4.57. Profil Muka Air $Q_{100\ Th}$ pada Saluran Peluncur 210

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.58. Profil Muka Air Q_{PMF} pada Saluran Peluncur 213
Gambar 4.59. Grafik Hubungan Bilangan Froude dan L/y_2 215
Gambar 4.60. Profil Muka Air pada Peredam Energi USBR Tipe III Debit $Q_{100\ Th}$ 217
Gambar 4.61. Profil Muka Air pada Peredam Energi USBR Tipe III Debit $Q_{1000\ Th}$ 219
Gambar 4.62. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Banjir Air Kosong 222
Gambar 4.63. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Air Penuh 224
Gambar 4.64. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Banjir $Q_{100\ Th}$ 226
Gambar 4.65. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Banjir $Q_{1000\ Th}$ 228
Gambar 4.66. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Banjir Q_{PMF} 230
Gambar 4.67. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong 232
Gambar 4.68. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Air Penuh 234
Gambar 4.69. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Banjir $Q_{100\ Th}$ 236
Gambar 4.70. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 238
Gambar 4.71. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Q_{PMF} 240
Gambar 4.72. Penampang Melintang Konstruksi Dinding Penahan Peredam Energi 242
Gambar 4.73. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan Air Kosong 244
Gambar 4.74. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan Air Kosong d an Ekstrim 245
Gambar 4.75. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan $Qo_{100\ Th}$ 247

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.76. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 249
Gambar 4.77. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong 251
Gambar 4.78. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong dan Ekstrim 252
Gambar 4.79. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Gempa Keadaan $Qo_{100\ Th}$ 254
Gambar 4.80. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Gempa Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 256
Gambar 4.81. Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Saluran Pengarah pada Kondisi Normal (Tidak Gempa) Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 258
Gambar 4.82. Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Saluran Pengarah pada Kondisi Normal (Tidak Gempa) Keadaan Qo_{PMF} 261
Gambar 4.83. Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Peredam Energi pada Kondisi Normal (Tidak Gempa) Keadaan $Qo_{100\ Th}$ 264
Gambar 4.84. Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Peredam Energi pada Kondisi Normal (Tidak Gempa) Keadaan $Qo_{1000\ Th}$ 266
Gambar 4.85. Gambar Layout Pelimpah dan Bangunan Pelengkapnya 268
Gambar 4.86. Potongan Penampang Memanjang Pelimpah 269
Gambar 4.87. Penampang Melintang Dinding Penahan Ambang Pelimpah (Potongan No. 1) 270
Gambar 4.88. Penampang Melintang Dinding Penahan Saluran Transisi (Potongan No. 2) 270
Gambar 4.89. Penampang Melintang Dinding Penahan Saluran Peluncur (Potongan No. 3) 271
Gambar 4.90. Penampang Melintang Dinding Penahan Peredam Energi (Potongan No. 4) 271

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Dalam Kamus Besar Bahasa Indonesia, air adalah cairan jernih tidak berwarna, tidak berasa, dan tidak berbau yang terdapat dan diperlukan dalam kehidupan manusia, hewan dan tumbuhan yang secara kimiawi mengandung hidrogen dan oksigen. Hingga saat ini sumber air khususnya air permukaan mempunyai konstribusi terbesar dalam memenuhi kebutuhan air baku, baik untuk memenuhi kebutuhan air bersih, irigasi, industri, pembangkit listrik, peternakan dan sebagainya.Dengan demikian air menjadi bagian kebutuhan dasar semua makhluk hidup khususnya manusia.

Namun tingginya kebutuhan akan air ini ternyata berbanding terbalik dengan kondisi sumber air itu sendiri, baik dari segi kualitas maupun kuantitasnya. Kondisi daerah aliran sungai (DAS) yang mengalami kerusakan menyebabkan perbedaan fluktuasi debit yang cukup besar antara musim hujan dengan musim kemarau. Pada saat musim hujan terjadi banjir sedangkan pada saat musim kemarau mengalami kekeringan.Oleh karena itu telah banyak dibangun bangunan pengairan seperti bendungan, bendung maupun embung dalam rangka usaha pengembangan maupun pemanfaatan air permukaan khususnya sungai.

Salah satu daerah di Indonesia yang perlu dikembangkan mengenai masalah di atas adalah Kecamatan Selemadeg dan Selemadeg Timur, Kabupaten Tabanan, Propinsi Bali. Kabupaten Tabanan yang terkenal dengan predikat sebagai lumbung beras Bali sangat membutuhkan air irigasi untuk meningkatkan hasil pertaniannya. Oleh karena itu pemerintah setempat berusaha mempertahankan predikat sebagai lumbung beras Bali ini dengan membangun sarana dan prasarana penunjangnya seperti penyediaan air irigasi dan air bersih.

Seperti pada daerah lain di Propinsi Bali,keadaan topografi Kabupaten Tabanan juga berbukit-bukit.Hal ini menyebabkan sebagian besar sungai memiliki panjang yang relatif pendek serta daerah aliran sungai (DAS) yang tidak terlalu besar. Selain itu mencari lokasi yang memadai untuk dimanfaatkan sebagai tampungan sangatlah sulit. Pemanfaatan sungai-sungai yang debitnya potensial telah dilakukan dengan membangun Bendungan Telaga Tunjung di DAS Tukad Yeh Hoo.

Bendungan Telaga Tunjung memiliki tampungan sebesar 1,8 juta m^3 menyebabkan limpasan yang besar pada Tukad Yeh Hoo tiap tahunnya sehingga belum

termanfaatkan secara maksimal.SedangkanBendungan Lambuk yang terletak di Tukad Lambuk mempunyai lokasi tampungan yang cukup tetapi karena potensi Tukad Lambuk yang merupakan anak sungai Tukad Yeh Hoo sangat kecil maka untuk memenuhi volume tampungan yang tersedia memanfaatkan dari spill out Tukad Yeh Hoo yang tertangkap di Bendung Gadungan. Spill out yang dimaksud adalah saluran irigasi primer DI Gadungan yang outflownya bisa dimanfaatkan sebagai saluran suplesi dengan pengaliran secara gravitasi ke lokasi rencana genangan Bendungan Lambuk.

Bendungan adalah suatu konstruksi penahan air yang dibangun melintang pada palung sungai yang dibuat dari material timbunan tanah atau batu atau konstruksi beton. Secara teknis komponen-komponen utama bendungan adalah tubuh bendungan (*main dam*), pintu pengambilan (*intake*) dan pelimpah (*spillway*).

Pelimpah merupakan bangunan pelengkap suatu bendungan yang berfungsi untuk membuang kelebihan air ke arah hilir. Ditinjau dari bendungan yang bersangkutan, pelimpah menghindarkan ketinggian air yang melampaui tinggi air maksimum yang direncanakan. Ditinjau dari kepentingan bagian hilir, pelimpah menyalurkan air yang tidak dipergunakan oleh bendungan yang bersangkutan (Aniek, 2008).

1.2. Identifikasi Masalah

Salah satu bangunan pelengkap dari sebuah bendungan adalah pelimpah (spillway). Dalam mendesain bangunan pelimpah, sangatlah perlu meninjau secara detail debit inflow yang masuk ke waduk. Apabila debit banjir suatu bendungan diperkirakan akan berkapasitas besar, maka fungsi bangunan pelimpah diharapkan dapat melewatkan banjir ke hilir sehingga tidak terjadi bahaya melimpahnya air waduk di atas mercu waduk (*overtopping*).

Agar pelimpah dapat berfungsi seperti yang diharapkan maka perlu perencanaan yang baik dengan beberapa pertimbangan.Adapun pertimbangan-pertimbangan teknis yang diperlukan dalam perencanaan pelimpah yaitu: debit banjir rancangan harus sesuai dengan kriteria teknis yang disyaratkan oleh Komisi Keamanan Bendungan dan atau beberapa pertimbangan teknis secara khusus sesuai dengan kondisi daerah, lintasan rencana jalur as pelimpah atau *aligment* harus diupayakan melewati tanah asli bukan tanah timbunan serta secara hidrolik perencanaan pelimpah harus diupayakan memenuhi syarat – syarat teknis mulai dari dari saluran pengarah (*approach channel*) sampai dengan peredam energi dan pelepasan di hilir peredam energi.

Berdasarkan beberapa pertimbangan teknis diatas, maka dalam studi ini akan direncanakan pelimpah dengan tipe *side channel* tanpa pintu.

1.3. Batasan Masalah

Pembahasan dalam studi ini diutamakan pada perencanaan dimensipelimpah Bendungan Lambuk. Oleh karena itu, dalam studi ini dilakukan berbagai macam pembatasan studi antara lain :

1. Pelimpah pada Bendungan Lambuk direncanakan tipe *Side Channel Spillway.*
2. Analisa hidrologi debit banjir rancangan DAS Tukad Lambuk
3. Analisa hidrolika pada bangunan pelimpah
4. Analisa penelusuran banjir melalui pelimpah
5. Analisa stabilitas konstruksi pada pelimpah
6. Tidak membahas perencanaan detail desain konstruksi (penulangan/pembetonan)
7. Tidak membahas analisa ekonomi

1.4. Rumusan Masalah

Berdasarkan batasan masalah di atas, maka diperoleh rumusan masalah sebagai berikut:

1. Berapa besarnya debit banjir rancangan sebagai dasar perencanaan pelimpah?
2. Bagaimana dimensi pelimpah yang sesuai dengan kondisi di derah studi dengan pertimbangan topografi, hidrologi, dan hidrolika?
3. Bagaimanakah stabilitas pelimpah yang aman ditinjau dari geser, guling, dan daya dukung tanah?

1.5. Tujuan dan Manfaat

Tujuan dari studi perencanaan ini adalah untuk menentukan dan merencanakan tata letak, bentuk dan dimensi pelimpah yang memenuhi syarat secara teknis dan paling sesuai untuk Bendungan Lambuk.

Manfaat yang akan didapat dari studi ini yaitu sebagai masukan bagi perencana dan dapat menjadi kontrol dalam perencanaan yang sesungguhnya. Sehingga memungkinkan didapatkan perbedaan hasil perhitungan dari perencanaan yang didasarkan pada metode berpikir keilmuan dari sebuah karya tulis ilmiah dengan perencanaan di lapangan yang sudah mengalami berbagai macam pendekatan dan perubahan (rekayasa) perlakuan.

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

BAB II
LANDASAN TEORI

2.1. Analisis Hidrologi

Hidrologi adalah suatu ilmu yang menjelaskan tentang kehadiran dan gerakan air di alam. Ini meliputi berbagai bentuk air, yang menyangkut perubahan-perubahannya yaitu keadaan cair, padat dan gas dalam atmosfir, di atas dan di bawah permukaan tanah. Di dalamnya tercakup pula air laut yang merupakan sumber dan penyimpanan air yang mengaktifkan penghidupan di planet ini.

Bagian ilmu hidrologi yang digunakan untuk perencanaan waduk dan bendungan adalah menghitung Q (debit) andalan yang digunakan untuk pemakaian air dan tampungan efektif, debit banjir rancangan untuk keamanan konstruksi yang mana untuk bendungan guna merencanakan kapasitas pelimpah dan tampungan banjir dan keamanan sungai bagian hilir merupakan tujuan dari bendungan pengendali banjir.

2.1.1. Uji Kualitas dan Konsistensi Data Hujan

2.1.1.1. Uji Kualitas Data Hujan (RAPS)

Sebelum data hujan ini dipakai terlebih dahulu harus melewati pengujian untuk kekonsistenan data tersebut. Metode yang digunakan adalah metode RAPS (Rescaled Adjusted Partial Sums) (Buishand,1982).

Uji konsistensi dilakukan terhadap data curah hujan tahunan dengan tujuan untuk mengetahui adanya penyimpangan data hujan, sehingga dapat disimpulkan apakah data tersebut layak dipakai dalam analisa hidrologi atau tidak.

Pengujian konsistensi dengan menggunakan data dari stasiun itu sendiri yaitu pengujian dengan komulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata dibagi dengan akar komulatif rerata penyimpangan kuadrat terhadap nilai reratanya, lebih jelas lagi bisa dilihat pada rumus dibawah:

$$S_o^{*a.} = O \qquad (2\text{-}1)$$

$$S_k^* = \sum_{i=1}^{k} \left(Y_i - \overline{Y}\right) \qquad \text{dengan } k = 1,2,3,\ldots,n \qquad (2\text{-}2)$$

$$S_k^{**} = \frac{S_k^*}{D_y} \qquad (2\text{-}3)$$

$$D_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(Y_i - \overline{Y}\right)^2}{n} \qquad (2\text{-}4)$$

Nilai statistik Q dan R

Q = maks $|S_k^{**}|$ untuk $0 \le k \le n$

R = maks S_k^{**} - min S_k^{**}

Dengan melihat nilai statistik diatas maka apat dicari nilai Q/√n dan R/√n. Hasil yang di dapat dibandingkan dengan nilai Q/√n syarat dan R/√n syarat, jika lebih kecil maka data masih dalam batasan konsisten.

Tabel 2.1. Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$

N	$Q/n^{0.5}$			$R/n^{0.5}$		
	90 %	95 %	99 %	90 %	95 %	99 %
10	1.05	1.14	1.29	1.21	1.28	1.38
20	1.10	1.22	1.42	1.34	1.43	1.60
30	1.12	1.24	1.48	1.40	1.50	1.70
40	1.14	1.27	1.52	1.44	1.55	1.78
100	1.17	1.29	1.55	1.50	1.62	1.85
	1.22	1.36	1.63	1.62	1.75	2.00

Sumber : Sri Harto, 1993: 168

2.1.1.2. Uji Abnormalitas Data (Uji Inliner – Outliner Data)

Uji data hujan dilakukan dengan metode Outliner. Outliner adalah data dengan nilai jauh berada di antara data-data yang lain, keberadaan outliner biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi untuk suatu sampel data. Rumus perhitungannya adalah :

$$X_H = \exp(\overline{X} + Kn.S) \qquad (2\text{-}5)$$

$$X_L = \exp(\overline{X} - Kn.S) \qquad (2\text{-}6)$$

Dengan :

XH = nilai ambang atas data

XL = nilai ambang bawah data

$\overline{X}$ = nilai rata-rata data

S = standar deviasi data

Kn = koefisien untuk uji outliner

Dengan dua batas ambang bawah (XL) dan atas (XH), $\overline{X}$ dan S adalah masing-masing nilai rata-rata dan simpangan baku dari logaritma sampel data, Kn dapat dilihat pada tabel dimana n adalah jumlah sample.

Data yang nilainya di luar XH dan XL diklasifikasikan sebagai outliner. Untuk curah hujan dengan besaran 400 mm atau lebih diperiksa secara manual dengan kriteria sebagai berikut :

Besaran hujan di pos yang diperiksa tidak jauh berbeda dengan besaran hujan di pos terdekat data bisa diterima.

Besaran hujan di pos yang diperiksa di dalam series data bukan yang terbesar atau terkecil data bisa diterima.

Tabel 2.2. Harga Kn untuk Pemeriksaan Uji Inliner - Outliner

n	Kn	n	Kn	n	Kn
10	2,036	27	2,519	44	2,719
11	2,088	28	2,534	45	2,727
12	2,134	29	2,549	46	2,736
13	2,175	30	2,563	47	2,744
14	2,213	31	2,577	48	2,753
15	2,247	32	2,591	49	2,760
16	2,279	33	2,604	50	2,768
17	2,309	34	2,616	55	2,804
18	2,335	35	2,628	60	2,837
19	2,361	36	2,390	65	2,866
20	2,385	37	2,650	70	2,893
21	2,408	38	2,661	75	2,917
22	2,429	39	2,671	80	2,940
23	2,448	40	2,682	85	2,961
24	2,467	41	2,692	90	2,981
25	2,486	42	2,700	95	3,000
26	2,502	43	2,710	100	3,017

Sumber : U.S. Water Resources Council, 1991.

2.1.2. Uji Konsistensi Data

Perubahan atau pemindaan lokasi stasiun hujan , gangguan lingkungan , kerusakan instrumentasi, ketidaksesuaian prosedure pengukuran seringkali menjadikan adanya perubahan relatif terhadap nilai data hujan yang tercatat. Oleh karena itu untuk

mengasilkan hasil analisa hidrologi yang baik pemeriksaan terhadap konsistensi data hujan sangat diperlukan.

Prosedure yang digunakan oleh "U.S.Environmental Data Service" untuk melakukan uji konsistensi data ini adalah menggunakan analisa kurva massa ganda sebagai berikut :

Gambar 2.1. Uji Konsistensi Data dengan Kurva Massa Ganda
Sumber: Linsley (1983:70)

Dimana untuk melakukan koreksi data hujan ini adalah dilakukan dengan cara sebagai berikut :

a. Menghitung hujan tahunan untuk masing – masing stasiun
b. Menghitung rata-rata hujan tahunan untuk stasiun pembanding
c. Menghitung komulatif hujan tahunan untuk stasiun yang akan diuji
d. Menghitung komulatif hujan tahunan untuk stasiun pembanding
e. Melakukan penggambaran dalam bentuk diagram pencar (scatter diagram) antara stasiun yang akan diuji dan stasiun pembanding, Stasiun yang akan diuji pada sumbu Y dan stasiun pembanding pada sumbu X
f. Melakukan analisa terhadap konsistensi data hujan dengan cara membuat garis lurus pada diagram pencar dan melakukan analisa menentukan apakah ada perubaan slope atau tidak pada garis lurus yang dibuat pada diagram pencar, jika terjadi perubaan slope , maka pada titik setelah mengalami perubaan perlu adanya

koreksi terhadap pencatatan data hujan dengan cara mengalikan dengan koefisien (K) yang dihitung berdasarkan perbandingan Slope setelah mengalami perubahan (S_2) dan Slope sebelum mengalami perubahan (S_1) atau $K = S_2/S_1$.

Pengujian dengan metode ini akan memberikan hasil yang baik, jika dalam suatu DAS terdapat banyak stasiun hujan, karena dengan jumlah stasiun hujan yang banyak akan memberikan nilai rata-rata hujan tahunan sebagai pembanding terhadap stasiun yang di uji lebih dapat mewakili secara baik. Oleh karena itu jumlah minimal stasiun hujan untuk pengujian ini adalah 3 stasiun hujan dan jika hanya terdapat 2 stasiun hujan atau bahkan 1 stasiun hujan, maka tidak dapat dilakukan pengujian konsistensi data hujan dan oleh karenanya kita asumsikan bahwa data yang ada adalah konsisten.

2.1.3. Analisis Curah Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Curah hujan ini disebut dengan curah hujan daerah, yang dinyatakan dalam millimeter (mm). Curah hujan rerata daerah ini dipakai untuk mendapatkan curah hujan yang dapat mewakili suatu daerah yang ditinjau.

Metode yang sering dipakai dalam menentukan curah hujan daerah rata-rata harian maksimum adalah Metode Rata-rata Aljabar (*Arithmatic Method*).

Metode ini digunakan untuk memperoleh kedalaman rata-rata dengan merata-ratakan jumlah yang terukur dalam daerah itu secara aritmetik. Rumus perhitungannya adalah :

$$\bar{d} = \frac{.d_1 + d_2 + \ldots\ldots\ldots + .dn}{n} \quad = \quad \bar{d} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} di \qquad (2\text{-}7)$$

dengan :

$\bar{d}$ = tinggi curah hujan rata-rata areal (mm)

$d_1, d_2, d_3, \ldots, dn$ = tinggi curah hujan di pos 1, 2, 3,…., n.

Cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya, asalkan pos-pos penakarnya terbagi merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari harga rata-rata seluruh pos penakar (Soemarto, 1986: 31).

2.1.4. Analisis Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan adalah curah hujan terbesar tahunan dengan suatu peluang tertentu yang mungkin terjadi di suatu daerah pada periode ulang tertentu. Dalam perencanaan ini curah hujan rancangan dihitung dengan menggunakan metode Gumbel dan Log Pearson Type III.

2.1.4.1. Metode E.J. Gumbel

Metode E.J. Gumbel Type I dengan persamaan sebagai berikut :

$$X = X + S_x\,(0{,}78y - 0.45) \qquad (2\text{-}8)$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum(Xi - \overline{X})}{(n-1)}} \qquad (2\text{-}9)$$

$$y = -\ln(-\ln(t-1)/t)) \qquad (2\text{-}10)$$

Bentuk lain dari persamaan E.J. Gumbel adalah :

$$X_t = \overline{X} + S_x.K \qquad (2\text{-}11)$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \qquad (2\text{-}12)$$

dengan :

Xt = curah hujan rencana yang terjadi dalam kala ulang t

$\overline{X}$ = X rata-rata tahunan

K = konstanta

yt = reduksi sebagai fungsi dari probabilitas

yn,sn = besaran yang merupakan fungsi dari jumlah data (n)

X = harga rata-rata dari seri data X

Sx = penyimpangan baku sample

T = kala ulang

Tabel 2.3. Harga Yt sebagai Fungsi dari T

T	Y_t	T	Y_t
1.01	-1.53	20	2.97
1.58	0.00	50	3.90
2.00	0.37	100	4.60
5.00	1.50	200	5.30
10.00	2.25		

Sumber : CD. Soemarto, 1986.

Tabel 2.4. Simpangan Baku Terudiksi, Sn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00	1.02	1.03	1.04	1.04	1.05
20	1.06	1.06	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.10
30	1.11	1.11	1.11	1.12	1.12	1.12	1.13	1.13	1.13	1.13
40	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
50	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.17	1.17	1.17
60	1.17	1.17	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
70	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.19	1.19	1.19	1.19
80	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.20
90	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
100	1.20									

Sumber : CD. Soemarto, 1986.

Tabel 2.5. Rata-rata Terudiksi, Yn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.495	0.499	0.503	0.507	0.510	0.512	0.515	0.518	0.520	0.522
20	0.523	0.525	0.526	0.528	0.529	0.530	0.532	0.533	0.534	0.535
30	0.536	0.537	0.538	0.538	0.539	0.540	0.541	0.541	0.542	0.543
40	0.543	0.544	0.544	0.545	0.545	0.546	0.546	0.547	0.547	0.548
350	0.548	0.549	0.549	0.549	0.550	0.550	0.550	0.551	0.551	0.551
60	0.552	0.552	0.552	0.553	0.553	0.553	0.553	0.554	0.554	0.554
70	0.554	0.555	0.555	0.555	0.555	0.555	0.556	0.556	0.556	0.556
80	0.556	0.557	0.557	0.557	0.557	0.558	0.558	0.558	0.558	0.558
90	0.558	0.558	0.558	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559
100	0.560									

Sumber : CD. Soemarto, 1986.

2.1.4.2. Metode Log Pearson Type III

Untuk menghitung banjir perencanaan dalam praktek, the Hydrology Committe of the Water Resources Council, USA, menganjurkan pertama kali mentransform data keharga-harga logaritmanya, kemudian menghitung parameter-parameter statistiknya.

Karena transformasi tersebut, maka cara ini disebut Log PEARSON Type III.(Soemarto, 1986: 243)

Garis besar cara tersebut adalah sebagai berikut :

1. Mengubah data debit banjir tahunan sebanyak n buah X_1, X_2, X_3, ... , X_n menjadi log X_1, log X_2, log X_3, ..., log X_n
2. Menghitung harga logaritma rata-rata (*mean*) dengan rumus :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \log X_i}{n} \qquad (2\text{-}13)$$

3. Menghitung harga simpangan baku (*standard deviasi*) dengan rumus :

$$S_1 = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (\log X_i - \overline{\log X})^2}{n-1}} \qquad (2\text{-}14)$$

4. Menghitung koefisien kepencengan (*skewness*) dengan rumus :

$$Cs = \frac{n.\sum_{i=1}^{n} (\log X_i - \overline{\log X})^3}{(n-1).(n-2).s_1^{\ 3}} \qquad (2\text{-}15)$$

5. Menghitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dangan rumus :

$$\log Q = \overline{\log X} + G.s_1 \qquad (2\text{-}16)$$

6. Mencari antilog dari log Q untuk mendapatkan debit banjir dengan waktu balik yang dikehendaki Q_T.

dengan :

Log Q	= Logaritma curah hujan rancangan dengan kala ulang T tahun
Log X	= rata-rata logaritma data
N	= banyaknya tahun pengamatan
S_1	= simpangan baku data
Cs	= koefisien kepencengan
G	= koefisien frekuensi

Tabel 2.6. Faktor Frekuensi (K) dengan Fungsi dari Nilai Koefisien Skew (Cs)dan Kala ulang (T)

Skew Coefficient Cs	Kala Ulang, T (Tahun)									
	1,01	1,25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Probabilitas disamai atau dilampaui (%)									
	99	80	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,9	-0,690	-0,651	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909	7,120
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847	6,990
2,7	-0,740	-0,681	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,097	3,932	4,783	6,860
2,6	-0,769	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718	6,730
2,5	-0,799	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800	4,584	6,467
2,3	-0,867	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515	6,333
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,1	-0,946	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372	6,055
2	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,398	5,910
1,9	-1,037	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223	5,785
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,7	-1,140	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069	5,525
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,5	-1,256	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910	5,250
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,3	-1,388	-0,838	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745	4,965
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,1	-1,518	-0,848	-0,180	0,745	1,341	2,006	2,585	3,087	3,575	4,680
1	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-1,660	-0,854	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-1,806	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-1,955	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-2,104	-0,853	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-2,175	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-2,252	-0,846	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090

Sumber : Soemarto (1986:245)

2.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian distribusi perlu dilakukan karena belum tentu data hidrologi yang dipakai sesuai dengan distribusi-distribusi yang dipilih. Ada dua uji yang bisa dilakukan dalam hal ini, yaitu Uji Smirnov-Kolmogorov dan Uji Chi Kuadrat.

2.1.5.1. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji Smirnov-Kolmogorov adalah uji distribusi terhadap penyimpangan data ke arah horisontal untuk mengetahui suatu data sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih atau tidak. Sebelum melakukan uji kesesuaian terlebih dahulu dilakukan plotting data dengan tahapan sebagai berikut: (Montarcih, 2009 : 91)

1. Data hujan harian maksimum tahunan disusun dari besar kecil.
2. Hitung probabilitasnya dengan rumus Weilbull (Sri Harto, 1993:179)

$$P = \frac{m}{n+1} x100\% \qquad (2\text{-}17)$$

dengan:

P = probabilitas (%)

m = nomor urut dua

n = jumlah data

3. *Plotting* data debit (X) dengan probabilitas P.
4. Tarik garis durasi dengan mengambil 2 titik pada Metode Gumbel (garis teoritis berupa garis lurus) dan 3 titik pada Metode Log Pearson III (garis teoritis berupa garis lengkung keculi untuk Cs=0, garis teoritis berupa garis lurus).

Persamaan yang digunakan adalah (Shahin, 1976:188) :

$$\Delta_{maks} = [Pe - Pt] \qquad (2\text{-}18)$$

dengan :

Δ_{maks} = selisih maksimum antara peluang empiris dan teoritis

Pe = peluang empiris

Pt = peluang teoritis

Δ_{cr} = simpangan kritis

Kemudian dibandingkan antara Δ_{maks} dan Δ_{cr}, distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima apabila $\Delta_{maks} < \Delta_{cr}$ dan jika $\Delta_{maks} > \Delta_{cr}$ berarti gagal.

2.1.5.2. Uji Chi Kuadrat

Teori ini berdasarkan pada perbedaan antara nilai-nilai yang diamati atau yang dihitung dengan nilai-nilai yang diharapkan atau diperoleh secara teoritis. Persamaan Chi Kuadrat adalah (Sri Harto, 1993:180) :

$$X^2 \text{ hit} = \sum \frac{(E_f - O_f)^2}{E_f} \qquad (2\text{-}19)$$

dengan :

E_f = frekuensi yang diharapkan.

O_f = frekuensi yang teramati.

Nilai X^2 yang terhitung ini harus lebih kecil dari harga X^2_{cr}(yang didapat dari tabel Chi-kuadrat).

Derajat kebebasan ini secara umumdapat dihitung dengan :

$$DK = K - (P + 1) \qquad (2\text{-}20)$$

dengan:

DK = derajat kebebasan.

K = banyaknya kelas.

P = banyaknya keterikatan atau sama dengan banyaknya parameter, yang untuk sebaran Chi-Kuadrat adalah sama dengan 2 (dua).

Berdasarkan literatur di atas, pada uji Chi-Kuadrat menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

Tabel 2.7. Nilai Kritis (Δcr) untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

n \ α	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n > 50	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

Sumber: Shahin (1976:188)

Tabel 2.8. Nilai X^2_{cr} untuk Uji Chi-Kuadrat

Degress of freedom				Probability of a deviation grether th X^2	
	0,20	0,10	0,05	0,01	0,001
1	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	3,219	4,605	5,991	9,210	13,815
3	4,642	6,251	7,815	11,345	16,268
4	5,989	7,779	9,488	13,277	18,465
6	8,558	10,645	12,592	16,812	22,547
7	9,803	12,017	14,067	18,475	24,322
8	11,030	13,362	15,507	20,090	26,125
9	12,242	14,684	16,919	21,666	27,877
10	13,442	15,987	18,307	23,209	29,588
11	14,631	17,275	19,675	24,725	31,264
12	15,812	18,549	21,026	26,217	32,909
13	16,985	19,812	22,362	27,688	34,528
14	18,151	21,064	23,685	29,141	36,123
15	19,311	22,307	24,996	30,578	37,697
16	20,465	23,542	26,296	32,000	39,252
17	21,615	24,769	27,587	33,409	40,790
18	22,760	25,989	28,869	34,805	42,312
19	23,900	27,204	30,144	36,191	43,820
20	25,038	28,412	31,410	37,566	45,315

Sumber: Shahin (1976:283)

2.1.6. Curah Hujan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (PMP)

Penentuan banjir maksimum yang mungkin terjadi [probable maximum flood (PMF)] dimulai dengan penentuan hujan maksimum yang mungkin terjadi [probable maximum precipitation (PMP)]. Analisa faktor-faktor dasar dalam banjir utama dapat didasarkan pada curah hujan lebat (badai) dan salju yang mencair, yaitu dengan membuatnya maksimum sampai batas atas fisisnya yang didukung oleh pengetahuan meteorologis yang bersangkutan, dan kemudian merakitnya menjadi kombinasi yang lebih kritis namun secara meteorologis dan hidrologis dapat diterima atau menjadi rangkaian yang kronologis. (Linsley, 1983:357)

Persamaan yang digunakan dalam analisa PMP ini adalah :

$$X_m = \overline{X}_n + K_m \cdot S_n \qquad (2\text{-}21)$$

dengan :

X_m = curah hujan harian terbesar yang mungkin terjadi (mm/hari)

$\overline{X}_n$ = rata-rata series data hujan harian maksimum tahunan (mm/hari)

K_m = variabel statistik, yang dipengaruhi oleh distribusi frekuensi nilai-nilai ekstrim

S_n = standart deviasi series data hujan harian maksimum tahunan (mm/hari)

Langkah ini efektif jika terdapat faktor-faktor pembatas lain, seperti ketersediaan data meteorologi dan luas DAS ≤ 1000 km^2.

Nilai PMP akan lebih representatif apabila memenuhi bahan pertimbangan berikut ini:

1. Data curah hujan/harian yang tersedia dari tiap stasiun harus cukup panjang (≥ 20 tahun).
2. Faktor koefisien keragaman, merupakan keragaman di sekitar rata-ratanya dari data yang tersedia.

Gambar 2.2. Grafik Hubungan antara Faktor Perataan $\overline{X}_n$ dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan dengan Harga $\overline{X}_{n-m} / \overline{X}_n$

Sumber : Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation

Gambar 2.3. Grafik Hubungan antara Faktor Perataan S_n dengan Lamanya Pencatatan Data Hujan dengan Harga S_{n-m}/S_n

Sumber : Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation

Gambar 2.4. Faktor Perataan untuk Harga Rata-rata $(\overline{X}_n)$ dan Standart Deviasi (S_n) Sesuai dengan Lamanya Pencatatan Data Curah Hujan (Tahun)

Sumber : Hershfield, D.M., 1961 : Estimating the probable maximum precipitation

Gambar 2.5. Grafik Hubungan antara K_m dengan Fungsi Durasi Hujan dan Rata-rata Hujan Tahunan

Sumber : Hershfield, D.M., 1965 : Method for estimating probable maximum precipitation

Gambar 2.6. Grafik Hubungan Faktor Reduksi Luasan dengan Durasi Hujan dan Luas Daerah Pengaliran

Sumber : Mc Kay, G.A., 1965 : Statistical estimates of precipitation extreme for the prairie provinces

Gambar 2.7. Grafik Hubungan antara Fixed Time Interval Adjustment dengan Lamanya Pengukuran Data Ujan (Jam) Setiap Hari
Sumber : Weiss, L.L, 1964 : Ratio of trueto fixed – interval maximum rainfall

Gambar 2.8. Lengkung Durasi Maksimum
Sumber : Huff, F.A., 1967 : Time of distribution of rainfall in heavy stroms

2.1.7. Analisis Curah Hujan Jam-jaman

Dalam perhitungan curah hujan jam-jaman mengacu pada PSA 007 apabila data di lokasi studi tidak tersedia. Intensitas curah hujan yang disarankan PSA 007 dapat ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 2.9. Intensitas Hujan dalam % yang Disarankan PSA 007

Durasi Hujan (jam)	Kala Ulang						
	PMF	1000	100	50	25	10	5
0,5	20	25	26	27	28	30	32
0,75	27	32	34	35	36	38	41
1	34	39	41	42	43	45	48
2	45	49	52	53	55	57	59
3	52	57	60	61	63	64	66
6	64	69	72	73	75	76	78
12	88	88	88	88	88	88	88
24	100	100	100	100	100	100	100

Sumber : Departemen PU

Untuk mendapatkan curah jam-jaman selanjutnya sesuai dengan PSA 007, distribusi hujan disusun dalam bentuk genta, dimana hujan tertinggi ditempatkan di tengah, tertinggi kedua di sebelah kiri, tertinggi ketiga di sebelah kanan dan seterusnya. Sehingga distribusi adalah sebagai berikut:

Tabel 2.10. Distribusi Hujan untuk Durasi 6 Jam PSA 007

Durasi Hujan (Jam)		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
Curah Hujan (Tahun)	5	59	71	78	82	85	88	90	92	94	96	98	100
	10	57	69	76	81	85	88	90	92	94	96	98	100
	25	55	68	75	80	85	88	91	93	94	96	98	100
	50	53	66	73	79	85	88	91	93	95	96	98	100
	100	52	65	72	79	84	88	91	94	95	96	98	100
	1000	49	62	69	77	84	88	91	94	95	96	98	100
	PMP	45	56	64	74	83	88	91	94	95	96	98	100

Sumber : Kementerian PU

Hujan netto DAS diperoleh dari hujan jam-jaman dikalikan dengan faktor reduksi dari luas DAS yang bersangkutan. Faktor reduksi dapat ditetapkan berdasarkan tabel berikut:

Tabel 2.11. Faktor Reduksi Luas

Luas DAS (km^2)	Faktor Reduksi Luas	Luas DAS (km^2)	Faktor Reduksi Luas
10	1,000	700	0,770
30	0,980	800	0,752
100	0,935	900	0,735
200	0,890	1000	0,720
300	0,858	2000	0,610
400	0,832	3000	0,515
500	0,819	4000	0,435
600	0,789	5000	0,370

Sumber: Kementerian PU

2.1.8. Analisis Hujan Netto

Hujan netto adalah bagian dari hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct-runoff*) yang terdiri dari limpasan permukaan dan bawah permukaan. Proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung dianggap mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu, maka hujan netto dinyatakan sebagai berikut:

$$R_{\text{netto}} = C \cdot R \qquad (2\text{-}22)$$

dengan :

R_{netto} = hujan netto

C = koefisien pengaliran

R = intensitas curah hujan

2.1.9. Koefisien Pengaliran

Koefisien Pengaliran (C) adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerahtersebut. Besarnya koefisien pengaliran suatu daerah dipengaruhi oleh kondisi karakteristik, sebagai berikut:

a. Keadaan hujan.
b. Luas dan bentuk daerah pengaliran.
c. Kemiringan daerah pengaliran dan kemiringan dasar pegunungan.
d. Daya infiltrasi tanah dan perkolasi tanah.
e. Kebasahan tanah.
f. Suhu, udara, angin dan evaporasi.
g. Letak daerah aliran terhadap arah angin.
h. Daya tampung palung sungai dan daerah sekitarnya.

Bila tidak terdapat pengukuran limpasan yang terjadi maka untuk DPS tertentu besarnya koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.12. Koefisien Pengaliran menurut Dr. Mononobe

Kondisi Daerah	Koefisien Pengaliran
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 – 0,90
Daerah perbukitan	0,70 – 0,80
Daerah bergelombang yang bersemak-semak	0,50 – 0,75
Daerah dataran yang digarap	0,45 – 0,60
Daerah persawahan irigasi	0,70 – 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil di daerah dataran	0,45 – 0,75
Sungai besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 1977: 38

2.1.10. Analisis Debit Banjir Rancangan

Debit banjir rancangan adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu sungai dengan peluang kejadian tertentu. Banjir rancangan dapat diperkirakan dengan menggunakan cara hidrograf satuan sesuai dengan parameter dan karakteristik daerah pengalirannya. Perhitungan debit banjir rencana dihitung dengan metode hidrograf yang telah sering digunakan dalam proyek bendungan di Indonesia yaitu Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.

2.1.10.1.Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Metode ini memanfaatkan parameter DAS untuk memperoleh hidrograf satuan sintetik dengan pemikiran bahwa pengalihragaman hujan menjadi aliran baik pengaruh translasi maupun tampungannya dapat dijelaskan dipengaruhi oleh sistem DAS-nya.

Dalam pengujian untuk beberapa sungai di Pulau Jawa membuktikan bahwa persamaan Snyder menunjukkan penyimpangan yang cukup besar baik dalam besaran waktu puncak (*time to peak*) dan debit puncaknya. Persamaan Snyder pada dasarnya koefisien empirik pada persamaan Snyder kurang sesuai di Indonesia khususnya untuk sungai-sungai di Pulau Jawa yang memiliki karakteristik yang berbeda dengan di Appalachian, Amerika. (Soemarto, 1999:162)

Adapun langkah-langkah dalam perhitungan dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik Snyder adalah sebagai berikut (Soemarto, 1999:98):

1. Menentukan luas DAS (A) yang akan diuji, panjang sungai utamanya (L) dan titik berat DAS yang diuji.
2. Menghitung nilai waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak dalam jam (t_p) dengan rumus sebagai berikut :

   $$t_p = C_t . (L . L_c)^{0,3} \quad (2\text{-}23)$$

   dengan :

   C_t = koefisien waktu puncak (Ct = 0,75 – 3,00)

   L = panjang sungai utama (km)

   L_c = jarak titik berat DAS dengan pelepasan (outlet)
3. Selanjutnya menghitung durasi curah hujan efektif (t_e) dan t_r dianggap 1 dengan rumus sebagai berikut:

   $$t_e = \frac{t_p}{5,5} \quad (2\text{-}24)$$
4. Menghitung waktu yang diperlukan dari awal sampai puncak hidrograf (T_p) dengan rumus sebagai berikut:

   - Jika $t_e > t_r$ maka,

     $t_p' = t_p + 0,25 . (t_e - t_r)$

     $T_p = t_p' + 0,5 \quad (2\text{-}25)$
   - Jika $t_e < t_r$ maka,

     $T_p = t_p + 0,5\ t_r \quad (2\text{-}26)$
   - Jika $t_e = t_r$ maka,

     $T_p = t_p \quad (2\text{-}27)$
5. Menentukan puncak hidrograf satuan dengan rumus sebagai berikut:

   $$q_p = 0,278 . \frac{C_p}{T_p} \quad (2\text{-}28)$$

   dengan :

   (C_p = antara 0,9 sampai 1,4)
6. Menghitung debit maksimum hidrograf satuan (Qp) dengan rumus sebagai berikut:

   $$Qp = q_p . A \quad (2\text{-}29)$$
7. Menghitung waktu dasar hidrograf (T_b) dengan rumus sebagai berikut:

   $$T_b = \frac{72 + 3.T_p}{24} \quad (2\text{-}30)$$

Gambar 2.9. Hidrograf Satuan Sintetik Snyder
Sumber: Soemarto (1999: 98)

2.1.10.2.Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Penggunaan metode ini, memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah pengalirannya, seperti:

- Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf(*time of peak*)
- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
- Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
- Luas daerah aliran sungai
- Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
- Koefisien pengaliran

Rumus dari hidrograf satuan *Nakayasu* adalah :

$$Q_p = \frac{A\,R_o}{3{,}6\,(0{,}3\,T_p + T_{0,3})} \qquad (2\text{-}31)$$

dengan :

Q_p = debit puncak banjir (m^3/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 = luas daerah pengaliran sampai outlet (km^2)

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

$$T_p = t_g + 0{,}8\,t_r \qquad (2\text{-}32)$$

$T_{0,3} = \alpha t_g$ (2-33)

$t_r = 0,5\ t_g$ (2-34)

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

-Sungai dengan panjang alur L> 15 km : $t_g = 0,4 + 0,058\ L$ (2-35)

-Sungai dengan panjang alur L< 15 km : $t_g = 0,21\ L^{0,7}$ (2-36)

dengan :

t_r = satuan waktu hujan (jam)

α = parameter hidrograf, untuk

α = 2 => Pada daerah pengaliran biasa

α = 1,5 => Pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat

α = 3 => Pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat

Gambar 2.10.Unit Hidrograf *Nakayasu*
Sumber : Soemarto, 1986

Pada kurva naik : $0 < t < T_p$

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \quad (2\text{-}37)$$

dengan :

$Q_{(t)}$ = limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = waktu (jam)

Pada kurva turun

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

$$Q_{(t)} = Q_p \,.\, 0{,}3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \qquad (2\text{-}38)$$

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

$$Q_{(t)} = Q_p \,.\, 0{,}3^{\frac{(t-T_p+0{,}5T_{0,3})}{1{,}5\,T_{0,3}}} \qquad (2\text{-}39)$$

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

$$Q_{(t)} = Q_p \,.\, 0{,}3^{\frac{(t-T_p+0{,}5T_{0,3})}{2{,}0\,T_{0,3}}} \qquad (2\text{-}40)$$

Rumus tersebut di atas merupakan rumus empiris, maka penerapannya terhadap suatu daerah aliran harus didahului dengan suatu pemilihan parameter-parameter yang sesuai yaitu Tp dan α, dan pola distribusi hujan agar didapatkan suatu pola hidrograf yang sesuai dengan hidrograf banjir yang di amati. Hidrograf banjir dihitung dengan persamaan berikut :

$$Qk = B_f + \sum_{i=1}^{n} U_i . P_{n-(i-1)} \qquad (2\text{-}41)$$

dengan :

Q_k = debit banjir pada jam ke – k

B_f = aliran dasar (*base flow*)

U_i = ordinat hidrograf satuan (i = 1,2,3,...n)

P_n = hujan netto dalam waktu yang berurutan (n = 1,2,...n)

2.2. Analisis Hidrolika Pelimpah

Analisis hidrolika merupakan analisis yang menyangkut sifat-sifat atau karakteristik aliran air pada suatu media pengalirannya, yang terutama dipengaruhi oleh kondisi topografi media yang dilalui. Analisis ini dilakukan untuk mengetahui hasil hitungan secara empirik yang digunakan sebagai dasar pemilihan bentuk, tipe, dan perlakuan yang akan direncanakan pada bangunan di lapangan.

Setelah dilakukan analisis hidrolika akan dapat diidentifikasi daerah-daerah yang terjadi luapan air banjir dan berapa besar volume luapan dengan acuan data kapasitas sungai yang ada dan analisis debit banjir dari berbagai kala ulang.

2.2.1. Kapasitas Aliran Melaui Pelimpah

Suatu pelimpah harus mempunyai kapasitas debit yang cukup aman agar mampu mengalirkan banjir besar tanpa merusak bendungan maupun bangunan-bangunan pelengkapnya. Debit yang dilewatkan melalui pelimpah dapat dihitung dengan menggunakan rumus hidrolika sebagai berikut (Sosrodarsono, 1977: 181):

$$Q = C . L . H^{3/2} \qquad (2\text{-}42)$$

dengan :

Q = Debit yang melalui ambang pelimpah (m^3/dt)

C = Koefisien limpahan ($m^{1/2}$/dt)

L = Lebar efektif mercu pelimpah (m)

H = Total tinggi tekanan air diatas mercu pelimpah (m)

2.2.2. Koefisien Limpahan (C)

Beberapa faktor yang mempengaruhi Koefisien pengaliran pada pelimpah yaitu:

a). Koefisien limpahan pada umumnya berkisar antara 2,0 ~ 2,1 yang dipengaruhi kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran

b). Kemiringan lereng udik pelimpah

c). Tinggi air diatas mercu pelimpah

d). Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan.

Koefisien limpahan (C) dari tipe standard dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki (Sosrodarsono, 1977 ; 182):

$$C = 1{,}60 \frac{1 + 2a\,(h/Hd)}{1 + a\,(h/Hd)} \qquad (2\text{-}43)$$

dengan :

C = koefisien limpahan (m 1/2 /dt)

h = tinggi air diatas mercu pelimpah (m)

Hd = tinggi tekan rencana diatas mercu pelimpah (m)

p = tinggi pelimpah

A = konstanta (diperoleh pada saat h = Hd yang berarti C = Cd dengan menggunakan rumus diatas, maka harga a dapat diperoleh)

Gambar 2.11. Koefisien Limpahan dari Berbagai Tipe Bendung
(yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah)
Sumber : Sosrodarsono, 1977 ; 182

2.2.3. Lebar Efektif Pelimpah

Saat terjadi limpasan di atas mercu bendung akan terjadi pula kontraksi aliran balik pada kedua dinding samping bendung maupun di sekitar pilar-pilar di atas mercu bendung tersebut, hal ini menyebabkan lebar efektif akan lebih kecil dari seluruh panjang bendung yang sebenarnya. Untuk menentukan lebar efektif pelimpah digunakan persamaan (Sosrodarsono, 1977; 183):

$$L = L' - 2\,(N \,.\, Kp + Ka).\, H \qquad (2\text{-}44)$$

dengan :

L = lebar efektif pelimpah (m)

L' = lebar pelimpah yang sebenarnya (m)

N = jumlah pilar diatas pelimpah

Kp = koefisien konstraksi pilar

Ka = koefisien kontraksi pada dinding samping

H = tinggi tekanan total di atas mercu bendung

2.2.4. Penelusuran Banjir (*Flood Routing)* di Pelimpah

Penelusuran banjir adalah peramalan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain. Pada rekayasa hidrologi, penelusuran banjir merupakan teknik yang berperan penting, yang diperlukan untuk mendapatkan penyelesaian lengkap mengenai persoalan pengendalian banjir dan peramalan banjir. Untuk memenuhi keperluan ini, penelusuran banjir dipandang sebagai prosedur yang dibutuhkan untuk menentukan hidrograf yang diketahui dari suatu titik tinjau.

Penelusuran banjir di waduk diperlukan untuk mengetahui debit outflow maksimum dan tinggi air maksimum di atas ambang pelimpah pada debit outflow yang bersesuaian sebagai dasar perencanaan hidrolika struktur, dalam hal ini antara lain adalah untuk menentukan :

a. Dimensi lebar ambang pelimpah
b. Profil ambang pelimpah
c. Tinggi jagaan pelimpah
d. Dimensi peredam energi dan sebagainya

Penelusuran banjir pada waduk berdasarkan persamaan kontinuitas sebagai berikut (CD Soemarto, 1986 ; 176):

$$\bar{I} - \bar{O} = \frac{ds}{dt} \qquad (2\text{-}45)$$

Untuk interval waktu Δt (*routing periods*) maka persamaan menjadi (CD Soemarto, 1986 ; 176):

$$\frac{I_1 + I_2}{2}\Delta t + \frac{O_1 + O_2}{2}\Delta t = S_1 - S_2 \qquad (2\text{-}46)$$

dengan :

I_1 = aliran masuk pada permulaan waktu Δt

I_2 = aliran masuk pada akhir waktu Δt

O_1 = aliran keluar pada permulaan waktu Δt

O_2 = aliran keluar pada akhir waktu Δt

S_1 = tampungan waduk pada permulaan waktu Δ t

S_2 = tampungan waduk pada akhir waktu Δ t

Untuk penelusuran banjir ini dikerjakan dengan menganggap bahwa muka air pada waktu banjir mulai tiba pada saat air berada setinggi mercu pelimpah.

2.2.5. Pelimpah Samping

Pelimpah samping (*side chanel spillway*) adalah suatu bangunan pelimpah yang salurannyaberposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di udiknya. Alternatif pelimpah ini dibuat bila sepanjang As bendungan yang lurus tidak didapatkan pondasi dengan daya dukung yang baik, sedang tebing mempunyai pondasi yang memenuhi syarat, sehingga As dibelokkan. Berhubung ambang pelimpah menyamping, maka biasanya saluran pengatur alirannya disebut saluran pengatur aliran type pelimpah samping (*regulating part of sideward over flow type*) dilengkapi dengan suatu bendung pengatur.Pelimpah bisa berupa pelimpah bebas atau pelimpah berpintu.

Aliran yang melintasi bangunan pelimpah samping tersebut, seolah-olah terbagi menjadi dua tingkatan dengan dua buah peredam energi, yaitu yang pertama terletak pada bagian akhir saluran pengatur yang disebut saluran samping (*side ditch*) dan yang kedua adalah peredam energi di bagian akhir dari bangunan pelimpah tersebut.

Persyaratan yang perlu diperhatikan pada bendungan type pelimpah ini adalah agar debit banjir yang melintasinya, tidak meyebabkan aliran yang menenggelamkan bendung pada saluran pengatur, karenanya agar saluran samping dibuat cukup rendah terhadap bendung tersebut.

2.2.5.1. Bentuk Penampang Pelimpah

Pelimpah samping biasanya dengan penampang berbentuk trapesium mempunyai kemiringan sisinya (Z_1) sekitar 0,7. Akan tetapi harus diingat bahwa tinggi jatuhnya berkas aliran air dari bendung ke dalam saluran samping semakin tidak seragam, yang mengakibatkan semakin besar gaya-gaya hydrodinamis yang timbul di dalam aliran tersebut, sehingga perlu diperhatikan kekuatan batuan di mana bangunan pelimpah tersebut akan dibangun. Apabila dasar dari calon bangunan pelimpah terdiri dari batuan yang kukuh, maka dapat diterapkan untuk Z_1 = 0,5.

Didasarkan pada pertimbangan stabilitas serta untuk lebih memudahkan pelaksanaan konstruksinya, maka disarankan agar lebar dasar saluran samping diambil sekecil mungkin. Dengan lebar dasar yang sempit, maka volume penggalian akan berkurang dan akan mempunyai efek peredaman energi yang tinggi.

2.2.5.2. Perhitungan-perhitungan hidrolika untuk saluran samping pada bangunanpelimpah samping.

Rumus dasar dari J. Hinds, adalah sebagai berikut :

$$Q_x = q \cdot x \qquad (2\text{-}47)$$

$$v = a \cdot x^n \qquad (2\text{-}48)$$

$$y = \frac{n+1}{n} h_v \qquad (2\text{-}49)$$

dengan:

Q_x = debit pada titik x (m^3/dt).

q = debit per unit lebar yang melintasi bendung pengatur (m^3/dt).

x = jarak antara tepi udik bendung dengan suatu titik pada mercu bendung tersebut (m).

v = kecepatan rata-rata aliran air di dalam saluran samping pada suatu titik tertentu (m/dt).

a = koeffisien yang berhubungan dengan kecepatan aliran air di dalam saluran samping.

n = exponen untuk kecepatan aliran air di dalam saluran samping (antara 0,4 s/d 0,8).

y = perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air di dalam saluran samping pada bidang A_x yang melalui titik tersebut di atas.

h_v = tinggi tekanan kecepatan aliran ($h_v = v^2/2g$).

Pemilihan kombinasi yang sesuai untuk angka koeffisien *a* dan *n*. Angka "*a*" dan "*n*" pada rumus (2-42) supaya dicari dalam kombinasi sedemikian rupa, sehingga di satu pihak biaya konstruksi saluran samping ekonomis, sedang di lain pihak agar mempunyai bentuk hydrolis yang menguntungkan. Angka "*a*" dan "*n*" yang paling menguntungkan tersebut dapat diperoleh dengan beberapa metode.

Tabel 2.13. Perhitungan untuk Menentukan Perbandingan dari Kombinasi adan n.

	Potongan melintang dari bagian hulu. x = 2,5 m Q = 5,0 m3/dt						Potongan melintang dari ujung saluran samping x = 2,5 m Q = 5,0 m3/dt						Harga yg tepat untuk biaya konstruksi	
n	a	v	A	D	y	D_1	v	A	d	y	D_2	$2D_2$		Catatan
0,4	0,5	0,72	6,90	1,72	0,09	1,81	1,81	27,60	4,73	0,59	5,32	10,64	12,45	b = 3,0 m,
0,4	0,6	0,87	5,75	1,48	0,14	1,62	2,18	22,93	4,17	0,86	5,03	10,06	11,68	z_1 = 0.7,
0,4	0,7	1,02	4,90	1,30	0,19	1,49	2,55	19,61	3,74	1,17	4,91	9,82	11,31	z_2 = 0,5,
0,4	0,8	1,17	4,27	1,16	0,25	1,41	2,90	17,24	3,42	1,51	4,93	9,86	11,27	v dan y didapat
0,4	0,9	1,30	3,84	1,06	0,31	1,37	3,27	15,29	3,13	1,82	4,95	9,40	11,27	
0,6	0,3	0,52	9,61	2,22	0,04	2,26	2,07	24,15	4,32	0,58	4,90	9,80	12,06	d didapat dari perhitungan lain. Pada Contoh ini dengan
0,6	0,4	0,69	7,25	1,78	0,07	1,85	2,76	18,11	3,54	1,04	4,58	9,16	11,01	pertimbangan seluruh
0,6	0,46	0,80	6,25	1,58	0,09	1,57	3,18	15,72	3,19	1,37	4,56	9,12	10,69	biaya konstruksi, dari
0,6	0,5	0,87	5,75	1,48	0,10	1,58	3,47	14,41	3,00	1,62	4,62	9,24	10,82	saluran samping (ditch)
0,6	0,6	1,04	4,81	1,28	0,15	1,43	4,16	12,01	2,63	2,32	4,95	9,90	11,32	didapat dari D_1+2D_2,
0,6	0,7	1,22	4,10	1,12	0,20	1,32	4,83	13,05	2,35	3,20	5,52	11,10	12,43	

Sumber: Sosrodarsono, 1977: 194

Di bawah ini diperkenalkan 3 (tiga) metode yang lazim digunakan sebagai berikut:

i) Metode pertama

Dengan cara penentuan beberapa harga "*a*" dan "*n*" secara sembarangan (sistem coba-banding). Berdasarkan angka yang telah diambil langsung dihitung volume konstruksi secara kasar dan kemudian dilakukan perbandingan seperti yang tertera pada tabel 2.8. Walaupun perhitungan ini pada hakekatnya hanya didasarkan pada volume konstruksi, akan tetapi angka-angka "*a*" dan "*n*" yang paling cocok tersebut, harus disesuaikan dengan peninjauan ditempat pelimpah samping didirikan.

Tabel 2.8 dibuat berdasarkan data-data bangunan pelimpah sebagai berikut:

q = 2,0 m^3/dt/m

Panjang bendung = 25m

b = 3,0 m

Z_1 = 0,7 dan Z_2 = 0,5

Selanjutnya diketahui pula, bahwa $D = d + y$ baik untuk ujung udik maupun ujung hilir dari saluran samping. Besarnya pembiayaan dari kolam penampung dinyatakan sebagai

$D_1 + 2D_2$

Dan berdasarkan data-data tersebut di atas serta kombinasi-kombinasi antara angka "*a*" dan "*n*" dilakukan perbandingan-perbandingan. Sedang harga *v* dan *y* di dalam tabel tersebut diperoleh dari perhitungan. Selanjutnya harga *d* diperoleh dengan rumus hubungan antara luas penampang basah saluran samping *A* dengan *d* sbb.:

$$A = \frac{\{(z_1 + z_2)d + b\} \times d}{2} \qquad (2\text{-}50)$$

$$(z_1 + z_2)d^2 + 2bd - 2A = 0 \qquad (2\text{-}51)$$

dengan demikian:

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(z_1 + z_2)A}}{z_1 + z_2} = \frac{-3 + \sqrt{9 + 2{,}44}}{1{,}2} \qquad (2\text{-}52)$$

ii) Metode kedua

Andaikan kecepatan aliran air di dalam saluran samping dapat dihubungkan secara langsung dengan rumus: $v = ax^n$, maka kedalaman air dalam saluran tersebut disesuaikan dengan bentuk yang diandaikan, dengan demikian harga *Q* dan *n*, mungkin mempunyai persesuaian dengan rumus berikut.:

$$\frac{A^3}{T} = \frac{n+1}{n} \cdot \frac{Q^2}{g} \qquad (2\text{-}53)$$

dengan:

A = penampang basah saluran samping

T = lebar permukaan air

Q = debit

n = exponen untuk kecepatan aliran

Perhitungan dilakukan sistem coba-banding, hingga akhirnya dapat diperoleh angka-angka *A*, *Q*, kedalaman air, dan angka *n*. Dari perhitungan tersebut di atas, maka angka "*a*" akan didapatkan dengan mudah.

Bentuk penampang lintang saluran samping mula-mula ditentukan secara kasar di lapangan tempat kedudukan calon saluran tersebut dan kemudian dengan menggunakan angka-angka "*a*" dan "*n*" yang sudah diperoleh dari perhitungan-perhitungan, maka dapat digambarkan beberapa penampang lintang saluran samping.

Kemudian pemilihan kombinasi dari angka "a" dan "n" yang paling menguntungkan dapat dilakukan dengan memperbandingkan volume pekerjaan untuk pembuatan saluran samping tersebut.

Gambar 2.12. Perbandingan antara a dan n
Sumber: Sosrodarsono, 1977: 196

iii) Metode ketiga

Besarnya biaya konstruksi suatu bangunan pelimpah tergantung dari besarnya volume galian yang harus dilaksanakan pada saluran peluncurnya. Sedang pemilihan kombinasi angka "*a*" dan "*n*", hanya ditujukan untuk pemilihan bentuk penampang lintang dari ujung hilir saluran samping. Selanjutnya dengan rumus (2-50) untuk ujung hilir saluran samping, maka berbagai bentuk penampang lintangnya yang didasarkan pada berbagai harga "*n*" dapat digambarkan dan dengan demikian akan didapatkan angka "*n*" yang paling menguntungkan dan dengan demikian angka "*a*" sebagai kombinasi untuk "*n*" mudah diperoleh.

2.2.6. Perencanaan Profil Pelimpah

Ada banyak tipe profil pelimpah Ogee modifikasi, tipe standar biasanya ditetapkan berdasarkan aliran di atas ambang rencana. Cara pembentukan tipe Ogee ini disebut metode US ARMY. As ambang pelimpah tepat pada puncak ambang. Satu cara lagi disebut Metode USBR.

1. Tipe tegak.

Gambar 2.13. Profil Ambang Tegak
(sumber: Chow, 1985: 330)

2. Tipe I (Hulu miring 3 : 1).

Gambar 2.14. Profil Ambang Pelimpah Tipe I
(sumber: Chow, 1985: 330)

3. Tipe II (Hulu miring 3 : 2).

Gambar 2.15. Profil Ambang Pelimpah Tipe II
(sumber: Chow, 1985: 330)

4. Tipe III (Hulu miring 3: 3).

Gambar 2.16. Profil Ambang Pelimpah Tipe III
(sumber: Chow, 1985: 330)

Tipe depan miring sesuai untuk head yang rendah, bentuk seperti ini menambah gaya vertikal, sehingga dapat menambah stabilitas konstruksi.

Berdasarkan metode *The United State Army Corps of Engineers* telah menyusun beberapa bentuk baku pelimpah di *Waterways Experiment Station (WES)*, dinyatakan berdasar lengkung Harrold (Chow 1985: 330):

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \qquad (2\text{-}54)$$

dengan:

X, Y = koordinat profil mercu dengan titik awal pada titik tertinggi mercu,

Hd = tinggi tekan rancangan tanpa tinggi kecepatan dari aliran yang masuk,

K, n = parameter yang tergantung pada kemiringan muka pelimpah bagian hulu.

Tabel 2.14. Nilai K dan n

Kemiringan muka hulu	K	n
Tegak lurus	2,000	1,850
3 : 1	1,936	1,836
3 : 2	1,939	1,810
3 : 3	1,873	1,776

Sumber: Chow, 1984: 330

Dari profil lengkung Harrold, bagian hilir pelimpah dirubah profilnya menjadi garis lurus dengan kemiringan 1 : 1 atau 1 : 0,8 atau berapa saja asal tidak terjadi banyak pembulatan angka.

Pertemuan lengkung Harrold dan garis lurus tersebut harus merupakan garis/bidang singgung sehingga tidak menyebabkan adanya cekungan yang menyebabkan terjadi rongga udara. Rongga udara tersebut akan menyebabkan bahaya kavitasi.

Profil depan dapat ditetapkan dengan persamaan sebagai berikut (Santosh Kumar, 1976):

$$y = 0{,}724\frac{(x+0{,}270H_d)^{1{,}85}}{H_d^{\,0{,}85}} + 0{,}126H_d - 0{,}4315H_d^{\,0{,}375}(x+0{,}270H_d)^{0{,}625} \quad (2\text{-}55)$$

Sambungan lengkung Harrold dan garis lereng hulu bendung harus merupakan garis singgung. Titik singgung berkoordinat :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1{,}85\,x^{0{,}85}}{2\,Hd^{0{,}85}} = 1 : \text{m} \quad (2\text{-}56)$$

Yang mana, “m” adalah kemiringan lerang hulu bendung.

Tekanan di atas ambang, untuk pelimpah dengan tinggi tekan sedang, dan tekanan negatif yang diijinkan sekitar – 1,5 m. Sedangkan untuk pelimpah dengan tinggi tekan besar, U.S.B.R. menetapkan tekanan negatif yang diijinkan – 4,8 m. Tekanan negatif perlu diwaspadai karena menyebabkan beberapa hal yang kurang menguntungkan :

- menambah momen guling
    - menambah gaya akibat beban berguna pada pintu
    - mengurangi kapasitas peralatan yang dikontrol secara otomatis
    - menimbulkan getaran pada seluruh konstruksi
    - menimbulkan getaran pada lapisan selimut yang menyebabkan retaknya bangunan

2.2.7. Saluran Transisi

Saluran samping pada bangunan pelimpah samping biasanya berpenampang lintang berbentuk tapesium, sedang penampang lintang saluran peluncur biasanya berbentuk empat persegi panjang, karenanya untuk menghubungkan keduanya diperlukan adanya saluran transisi.

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air-terhenti (*back water*) di bagian hilir saluran samping dan memberikan kondisi yang paling menguntungkan, baik pada aliran di dalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur.

Sesudah bentuk saluran transisi diperoleh dengan debit banjir-rencana sebagai dasarnya, kemudian saluran transisi tersebut supaya diuji kemampuannya untuk menampung debit abnormal.

Gambar 2.17. Saluran Transisi
(Sumber: Sosrodarsono, 1977: 203)

$$L = \frac{\frac{1}{2}(B_B - B_C)}{\tan\theta} \qquad (2\text{-}57)$$

dengan :

B_B = lebar ambang

B_C = lebar saluran peluncur

L = panjang saluran transisi

θ = sudut penyempitan ≤ 12,5°

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \qquad (2\text{-}58)$$

$$V_C = \frac{q}{Y_C} \qquad (2\text{-}59)$$

dengan :

YC = kedalaman kritis di ujung hilir saluran transisi

VC = kecepatan kritis

q = Q/B2

q = debit per unit lebar

Q = debit keluaran maksimum rencana

Rumus hidraulis untuk menetapkan tinggi minimum ambang (P min):

$$Z + y_B + \frac{v_B^2}{2g} = P\min + y_c + \frac{v_c^2}{2g} + hf + he \qquad (2\text{-}60)$$

$$hf = \Delta L.sf_{rerata} \qquad (2\text{-}61)$$

$$he = k \left| \alpha \frac{V_B^2}{2g} - \alpha \frac{V_C^2}{2g} \right| \qquad (2\text{-}62)$$

dengan :

Z = beda tinggi titik B dan C (dicari)

YB = tinggi aliran di titik B

VB = kecepatan air di titik B

YC = kedalaman kritis di ujung hilir

VC = kecepatan kritis di ujung hilir

ΔL = panjang saluran transisi

K = koefisien kehilangan tinggi akibat perubahan penampang (0,1 s.d. 0,2)

hf = kehilangan tinggi tekan akibat gesekan

Dari perhitungan di atas, elevasi di hilir transisi dapat ditetapkan.

2.2.8. Saluran Peluncur

Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi atau ujung hilir ambang pelimpah (tanpa saluran transisi) sampai ke peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume beton kecil, maka alirannya harus mempunyai kecepatan tinggi. Saluran ini direncakanan dengan aliran super kritis, dengan F > 1, namum F < 9.

Profil muka air pada saluran peluncur gelombang alirannya sudah menurun dan relatif berkurang dibanding pada bagian saluran transisi. Rumus pengaliran hidrolika pada saluran transisi dan saluran peluncur secara teori dapat dihitung dengan pendekatan rumus kekekalan energi antara dua pias, yaitu dengan pendekatan Hukum Bernoulli yang secara skematik dapat dijelaskan sebagai berikut:

Gambar 2.18. Skema Penampang Memanjang Aliran pada Saluran Peluncur (Sumber: Chow, 1985:35)

Atau dalam bentuk yang disederhanakan dengan $y_1 = d_1 \cos\theta$ dan $y_2 = d_2 \cos\theta$ maka penjelasanya adalah sebagai berikut :

Gambar 2.19. Skema Penampang Memanjang Aliran pada Saluran Peluncur yang Disederhanakan
(Sumber: Chow, 1985:261)

Persamaan kekekalan energi pada pias penampang saluran transisi dan peluncur adalah sebagai berikut :

$$Z1 = So.\Delta x + y1 + Z2 \text{ dan} \qquad (2\text{-}63)$$

$$Z2 = y2 + Z2 \qquad (2\text{-}64)$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah :

$$h_f = S_f \,.\, \Delta x = ½ \,(\, S_1 + S_2 \,)\, \Delta x \qquad (2\text{-}65)$$

dengan kemiringan gesekan Sf diambil sebagai kemiringan rata-rata pada kedua ujung penampang atau $\bar{S}$ f

Maka persamaan di atas dapat ditulis :

$$Z_1 + \alpha_1 . \frac{V_1^{\,2}}{2g} = Z_1 + \alpha_2 . \frac{V_2^{\,2}}{2g} + h_f + h_e \qquad (2\text{-}66)$$

Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan saluran peluncur antara lain :

a. Denah selurus mungkin. Jika bentuk lengkung tidak bisa dihindarkan, maka harus dibuat lengkung dengan jari-jari “R” cukup besar. Biasanya aliran helisoidal terjadi pada saluran peluncur yang melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang curam, dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidraulis maka gelombang ini akan menjalar masuk ke dalam peredam energi dan fungsi peredam energi akan terganggu.

b. Penampang lintang sebaiknya dibuat bentuk segi empat.

c. Kemiringan dasar saluran dibuat landai bagian atas dan semakin ke hilir semakin curam, sehingga kecepatan aliran dipercepat secara berangsur-angsur dan membentuk garis lengkung sedemikian rupa, sehingga berkas aliran super kritis yang melintasi saluran tidak terangkat dari bidang dasar. Terangkatnya aliran mungkin juga disebabkan bilangan Froude terlalu besar F > 9. Hal ini akan menimbulkan bahaya kavitasi yang akan menghancurkan permukaan dasar saluran, sedang getaran-getaran yang timbul akan memberikan efek negatif bagi stabilitas saluran.

Karena pembagian kecepatan yang tidak sama pada penampang saluran, tinggi kecepatan untuk aliran-saluran-terbuka biasanya lebih besar dari harga yang dihitung berdasarkan rumus $v^2/2g$, dengan v merupakan kecepatan rata-rata. Bila dalil energi diterapkan, tinggi kecepatan yang sesungguhnya dapat dinyatakan sebagai $\alpha V^2/2g$, dengan αadalah *Koefisien energi (energy coefficient)* atau *Koefisien coriolis* untuk menghargai G. Coriolis yang pertama kali mengetengahkannya. Data percobaan menunjukkan bahwa nilai a bervariasi dari sekitar 1,03 sampai 1,36 untuk saluran prismatis yang cukup lurus. Nilai ini biasanya bertambah untuk saluran kecil dan berkurang untuk sungai besar yang cukup dalam. Untuk keperluan praktis, kolupaila menyarankan harga-harga koefisien coreolis seperti di bawah ini:

Tabel 2.15. Koefisien Coreolis

Saluran	Nilai α			Nilai β		
	Ter-kecil	Rata-rata	Ter-besar	Ter-kecil	Rata-rata	Ter-besar
Saluran biasa, talang, pelimpah	1,10	1,15	1,20	1,03	1,05	1,07
Sungai alam dan sungai deras	1,15	1,30	1,50	1,05	1,10	1,17
Sungai tertutup es	1,20	1,50	2,00	1,07	1,17	1,33
Lembah sungai terlimpas banjir	1,50	1,75	2,00	1,17	1,25	1,33

Sumber: Chow (1985:25)

2.2.9. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan pada bangunan pelimpah direncanakan untuk dapat menghindarkan terjadinya limpasan , pada kemungkinan elevasi permukan aliran air yang paling tinggi, ditambah tinggi ombak serta kemungkinan adanya benda-benda terapung yang terdapat pada aliran tersebut.

Dengan demikian disamping untuk menghindarkan limpasan-limpasan pada elevasi permukaan air disaat mengalirkan debit banjir rencana, maka tinggi jagaan tersebut supaya diuji pula pada pengaliran debit banjir abnormal.

Apabila pada saluran banjir atau bangunan pelimpah terdapat bangunan-bangunan (sepert jembatan, pintu-pintu, dan lain-lain), maka batas terbawah bangunan-bangunan tersebut terhadap permukaan air tertinggi yang mungkin terjadi, supaya diperhitungkan dengan tinggi jagaan tidak kurang dari 1,5 meter.

Untuk elevasi puncak dinding bangunan pelimpah, supaya sekurang-kurangnya diambilkan sebesar tinggi tekanan kecepatan aliran (*velocity head*) sub-kritis di atas permukaan aliran tertinggi yang melintasi bangunan pelimpah tersebut atau sekurang-kurangnya sebesar 0,5 – 0,6 meter di atas permukaan aliran super kritis.

Perhitungan untuk memperoleh tinggi jagaan pada bangunan pelimpah berlereng curam, dapat dipergunakan rumus empiris sebagai berikut (Sosrodarsono, 1977 ; 227) :

$$Fb = CVd^{\frac{1}{2}} \qquad (2\text{-}67)$$

atau

$$Fb = 0{,}6 + 0{,}037\ Vd^{1/3} \qquad (2\text{-}68)$$

dengan:

Fb = tinggi jagaan (m)

C = koefisien 0,10 untuk penmpang saluran berbentuk persegi panjang dan 0,13 untuk penampang saluran berbetuk trapesium

V = kecepatan aliran (m/dt)

d = kedalaman air di dalam saluran (m)

2.2.10. Peredam Energi

Fenomena aliran yang terjadi pada saluran peluncur adalah dengan kecepatan aliran yang sangat tinggi, dengan kondisi pengaliran super kritis. Oleh karena itu sebelum aliran air dialirkan ke sungai harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran subkritis, agar tidak terjadi gerusan yang membahayakan geometri sungai pada bagian dasar dan tebing sungai.

Rumus hidrolika yang digunakan sebagai dasar perencanaan peredam energi adalah berasal dari prinsip hukum kekekalan energi dengan fenomena gaya-gaya yang

bekerja pada pias saluran untuk keadaan aliran yang mengalami perubahan dengan superkritis menjadi aliran subkritis.

Tipe peredam energi yang digunakan yaitu tipe kolam olakan (*stiling basin*). Disebut kolam olakan karena prinsip peredam energinya sebagian besar terjadi akibat pergesekan atau benturan di antara molekul-molekul air sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut.

❖ Kolam olakan datar tipe I:

Kolam olakan tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredam energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Benturan langsung tersebut menghasilkan peredam energi yang cukup tinggi, sehingga perlengkapan-perlengkapan lainnya guna penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi.

Karena penyempurnaan redamannya terjadi akibat gesekan-gesekan yang terjadi antara molekul-molekul air di dalam kolam olakan, sehingga air yang meninggalkan kolam tersebut mengalir memasuki alur sungai dalam kondisi yang sudah tenang. Akan tetapi kolam olakan menjadi lebih panjang dan karenanya tipe I ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredam energi yang kecil pula dan kolam olakannyapun akan berdimensi kecil. Dan kolam olakan tipe I ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perlengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut. Kolam olakan datar tipe I secara teori cocok untuk keadaan sebagai berikut:

1) Aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah (P_w < 60 m)
2) Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik q < 18,5 m^3/det/m)
3) Bilangan Froude di akhir saluran peluncur < 4,50

Gambar 2.20. Kolam Olakan Datar Tipe I
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:217)

❖ Kolam olakan datar tipe II:

Kolam olakan tipe II ini dimana terjadinya peredam energi yang terkandung di dalam aliran adalah akibat gesekan di antara molekul-molekul air di dalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan-perlengkapan yang dibuat berupa gigi-gigi pemencar aliran di pinggir hilirnya. Kolam olakan datar tipe II secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

1) Aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah (P_w> 60 m)
2) Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik q > 45 m^3/det/m)
3) Bilangan Froude di akhir saluran peluncur > 4,50

Gambar 2.21. Kolam Olakan Datar Tipe II
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:218)

❖ Kolam olakan datar tipe III:

Pada dasarnya prinsip kerja dari kolam olakan tipe ini sangart mirip dengan sistem kerja dari kolam olakan tipe II. Kolam olakan datar tipe III secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

1) Aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah (P_w < 60 m)
2) Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik q < 18,5 m^3/det/m)
3) Bilangan Froude di akhir saluran peluncur > 4,50

Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran di tepi udik dasar kolam, gigi penghadang aliran pada dasar kolam olakan.

Gambar 2.22. Kolam Olakan Datar Tipe III
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:218)

❖ Kolam olakan datar tipe IV:

Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah. Kolam olakan datar tipe IV secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

1) Aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah (P_w < 60 m)
2) Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik q > 18,5 m^3/det/m)
3) Bilangan Froude di akhir saluran peluncur 2,50 s/d 4,50

Gambar 2.23. Kolam Olakan Datar Tipe IV
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:219)

Rumus hidrolika struktur yang digunakan dalam perhitungan pada kolam olakan datar antara lain adalah sebagai berikut:

- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur:

$$Fr = \frac{v}{(g\ h)^{1/2}} \qquad (2\text{-}69)$$

dengan :

v = kecepatan aliran (m/det)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/det^2)

h = kedalaman aliran (m)

- Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konyugasi)

$$d2 = \frac{d1}{2}\sqrt{1 + 8{F_r}^2} - 1 \qquad (2\text{-}70)$$

- Panjang kolam olakan (lihat grafik)
- Tinggi drempel (sill) sebagai penahan energi yang di tempatkan di akhir peredam energi:

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2.{F_r}^2).\sqrt{1+8{F_r}^2}-1-5.{F_r}^2}{1+4.{F_r}^2-\sqrt{1+8{F_r}^2}} - \left[\frac{\sqrt{g}}{C}.F_r\right]^{2/3} \qquad (2\text{-}71)$$

dengan :

d = tinggi drempel (m)

h_1 = kedalaman aliran pada awal peredam energi (m)

F_r = bilangan froude pada awal peredam energi

g = percepatan gravitasi bumi (9,81 m/dt^2)

C = koefisien (1,40)

Gambar 2.24. Panjang Kolam Olakan Datar Tipe I, II, III, Dan IV

2.2.11. Pengendalian Loncatan Hidrolis Dengan Ambang

Loncatan hidrolis dapat dikendalikan dengan menggunakan ambang. Ambang yang dipergunakan mempunyai bentuk bermacam-macam, misalnya: sekat pelimpah berbentuk tajam (ambang tajam) sekat pelimpah berbentuk lebar (ambang lebar) dan penurunan atau kenaikan mendadak pada lantai saluran peredam energi.

Dalam perencanaan peredam energi dipilih menggunakan kenaikan mendadak(*abrupt rise*) atau drempel pada lantai saluran peredam energi kemudian dilanjutkan ke saluran dihilir peredam energi, dimana perencanaan ketinggian drempel ini dikaitkan dengan kebutuhan kedalaman aliran air di hilir peredam energi (*Tail Water Level, TWL*).

Dari data eksperimental, Forster dan Skrinde (Chow, 1984:407)telah mengembangkan suatu diagram (Gambar 2-22*)* yang menunjukkan hubungan antara F, y_3/y_l, dan *h/y,* suatu peninggian mendadak (*abrupt rise*) atau drempel , untuk $X = 5(h + y_3)$. Konsistensi hubungan-hubungan tersebut telah diuji dengan analisa teoretis, dengan menggunakan teori momentum. Diagram-diagram tersebut memberikan sifat-sifat pendekatan dari suatu peninggian mendadak bila harga-harga V_I,y1,Yz,Ys dan *h* diketahui.

Pada diagram, suatu titik (F, y_3/y_2) terletak di atas garis $y_3 = y_2$, menunjukkan keadaan $y_3 > y_Z$, di mana suatu peninggian mendadak hanya berfungsi sebagai pemer-besar efek pembenaman. Untuk titik-titik yang terletak pada selang antara garis-garis Ys $^{=}$Yz dan $Y_3{}^{=}Yc$, Posisi titik relatif terhadap kurva h/y_iyang sesuai, menunjukkan pengaruh peningian mendadak pada bentuk aliran yang datar. Jadi, jika titik terletak pada kurva h/y_l, loncatan akan terbentuk, dengan $X = 5(h + y_3)$. Jika titik terletak di sebelah kiri dan di atas kurva, peninggiannya terlalu besar, dan loncatan akan bergerak ke hulu, dan akhirnya akan lenyap. Jika titik berada di sebelah kanan, peninggian terlalu rendah, dan loncatan akan bergerak ke hilir, ke arah peninggian mendadak, dan akhirnya saluran dihilir peredam energi mempunyai potensi untuk mengalami kerusakan.

Untuk keperluan perancangan, dapat digunakan diagram (Gambar 2.24*)* untuk menentukan panjang dan kedalaman kolam olakan yang diperlukan, bila V_l,y_l, dan y_3 diketahui. Sebaiknya titik (F, y_3/y_1) pertama kali ditetapkan untuk kondisi pada atau dekat dengan debit maksimum, dan harga h/y_1 yang berkaitan, dapat ditentukan dengan cara interpolasi. Dengan menggunakan prosedur yang sama, untuk debit yang lain, harga *h* terbesar yang dibutuhkan dapat ditentukan. Harga ini harus dipergunakan untuk peninggian tertinggi yang diperlukan. Harga peninggian

minimum yang diperlukan untuk mencegah loncatan dari kerusakan, juga dapat ditentukan (Chow 1977:407).

Gambar 2.25. Hubungan Eksperimental antara F, y_3/y_1, dan h/y_1 untuk Peninggian Mendadak
Sumber: Chow, (1977:407)

Dalam bentuk analitik Forster dan Skrinde (1950) membuat persamaan untuk perencanaan Pengendalian loncatan hidrolis dengan kenaikan mendadak (*abrupt rise*) yang didasarkan pada persamaan momentum dan kontinuitas sebagai berikut (French, 1986 : 430) :

$$\left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2 = 1 + 2F_1^{\,2}\left(1 - \frac{y_1}{y_3}\right) + \frac{\Delta z}{y_1}\left(\frac{\Delta z}{y_1} - \sqrt{1 + 8F_1^{\,2}} + 1\right) \qquad (2\text{-}72)$$

p

Gambar 2.26. Pengendalian Loncatan Hidrolis dengan Kenaikan Mendadak
Sumber: French (1986:430)

Gambar 2.27. Kedalaman Minimum Air di Hilir Peredam Energi (y_3)
Sumber: Sosrodarsono (1977:221)

2.2.12. Kehilangan Energi dan Efektifitas Peredam Energi

Kehilangan energi pada loncatan adalah sama dengan perbedaan energi spesifik sebelum dan sesudah terjadinya loncatan. Besarnya kehilangan energi adalah :

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1} y_2 \qquad (2\text{-}73)$$

dengan :

ΔE = kehilangan energi

E_1 = energi spesifik sebelum loncatan

E_2 = energi spesifik setelah loncatan

Y_1 = kedalaman air sebelum loncatan

Y_2 = kedalaman air setelah loncatan

Kehilangan relatif adalah besarnya rasio atau perbandingan antara kehilangan energi dengan spesifik sebelum loncatan (ΔE/ E_1). Efektifitas peredam adalah rasio

antara energi spesifik stelah loncatan dengan seblum loncatan didefinisikan sebagai efisiensi loncatan, yang besarnya dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8{F_1}^2+1)^{3/2}-4{F_1}^2+1}{8{F_1}^2(2+{F_1}^2)} y_2 \qquad (2\text{-}74)$$

dengan :

E1 = energi spesifik sebelum loncatan

E2 = energi spesifik setelah loncatan

F1 = bilangan froude

Untuk meyakinkan kemampuan efektifitas dan keamanan peredam energi, maka perlu dilakukan uji model test hidrolika di laboratium, dimana pada penelitian ini akan dilakukan pengujian untuk debit banjir rancangan Q_{2th}, Q_{100th}, Q_{1000th} dan Q_{pmf}.

2.3.Analisis Stabilitas Konstruksi Pelimpah

Suatu bangunan pelimpah dikatakan kokoh apabila memiliki konstruksi bangunan yang kokoh dan didukung oleh kekuatan tanah dasar yang mampu menahan bangunan tersebut.

Kekuatan tanah bergantung pada jenis dan sifat-sifatnya serta kelakuannya terhadap pengaruh-pengaruh luar. Oleh sebab itu untuk merencanakan bangunan perlu diteliti jenis, sifat dan kelakuan terhadap bangunan. Secara umum dalam analisa stabilitas, perlu ditinjau keamanan stabilitas bangunan terhadap : (Novak, 1990:93)

1. Stabilitas terhadap guling (*Overturning stability*)
2. Stabilitas terhadap geser (*Slidingstability*)
3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah pondasi (*Stress analysis*)

Dalam perhitungan stabilitas pelimpah gaya-gaya yang bekerja yaitu : (Suyono Sosrodarsono, 1984:214)

- Beban vertikal (gaya berat dari pelimpah sesuai dengan bentuk dan dimensi serta berat tanah jenuh air di atas bidang konstruksi yang ditinjau)
- Tekanan air (statis dan dinamis)
- Tekanan tanah (aktif dan pasif)
- Tekanan angkat air (*up lift*)
- Kekuatan gempa (beban seismik) yang diperhitungkan secara horizontal, dihitung dengan mengalikan beban vertikal.

Gaya-gaya bekerja pada pelimpah tersebut digambarkan sebagai berikut :

Gambar 2.28. Gaya-gaya Luar yang Bekerja pada Pelimpah pada Kondisi Tanpa Gempa

Kondisi pembebanan pelimpah dapat dijelaskan sebagai berikut :

Gambar 2.29. Kondisi Pembebanan Pelimpah
(Sosrodarsono, 1994:215)

2.3.1. Stabilitas terhadap Guling (*Overturning Stability*)

Kestabilan terhadap guling dihitung dengan rumus :

Keadaan normal $SF = \frac{Mt}{Mg} > 1{,}5$ (2-75)

Keadaan gempa $SF = \frac{Mt}{Mg} > 1{,}1$ (2-76)

dengan:

SF = angka keamanan

Mt = momen tahan (ton . m)

Mg = momen guling (ton . m)

2.3.2. Stabilitas terhadap Geser (*SlidingStability*)

Dalam bentuk sederhana persamaan kestabilan konstruksi terhadap geser adalah sebagai berikut:

$$SF = \frac{f.\sum V}{\sum H} \quad (2\text{-}77)$$

dengan:

SF = angka keamanan

f = koefisien geser antara tanah dasar pondasi dengan dasar pondasi

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

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

Dengan SF ≥ 1,50 untuk keadaan normaldan SF ≤ 1,10 untuk keadaan gempa.

Tabel 2.16. Koefisien Geser ($f = \tan\phi$)

Jenis tanah	**Koefisien geser (f = tan Φ)**
Lumpur encer	0,10
Lumpur agak keras	0,20
Pasir dengan lempung basah	0,30
Pasir lembab	0,30
Pasir kering	0,50
Kerikil	0,50

Sumber : Sosrodarsono, 1984 : 196

Selanjutnya dalam aplikasi secara praktis koefisien geser antara dasar pondasi dengan tanah pondasi dapat digunakan pendekatan sebagai berikut :

Tabel 2.17. Sudut Geser serta Kohesi antara Dasar Pondasi dengan Tanah Pondasi

Kondisi	Sudut geser (koefisien geser, $f = \tan\phi$)	Kohesi C_B
Tanah dengan beton	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$C_B = 0$
Batuan dengan beton	$\tan\phi_B = 0{,}60$	$C_B = 0$
Tanah dengan tanah atau batuan dengan batuan	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

Sumber : Sosrodarsono, 1980 : 87.

Gambar 2.30. Diagram Gaya Geser atau Gelincir
(sosrodarsono, 1994:217)

2.3.3. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah (*Stress Analysis*)

Kestabilan terhadap daya dukung didasarkan dengan anggapan bahwa:

1. Jika titik tangkap gaya resultan terletak di dalam batas 1/3 dari tepi dasar masing2 sisi:

$$e = \left| \frac{\sum Mv - \sum Mh}{V} - \frac{L}{2} \right| < \frac{L}{6} \qquad (2\text{-}78)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V}{A}\left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) \qquad (2\text{-}79)$$

dengan :

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

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

e = gaya resultante

B = lebar pondasi (m)

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

2. Jika titik tangkap gaya resultante terletak diluar batas 1/3 dari masing-masing sisi (diluar inti dari dasar pondasi).

$$e = \left| \frac{\sum Mv - \sum Mh}{V} - \frac{L}{2} \right| > \frac{L}{6} \qquad (2\text{-}80)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{2 \,.\, \sum V}{L \,.\, X} \qquad (2\text{-}81)$$

dengan :

σ = besarnya reaksi tanah (ton/m^2)

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

L = d = lebar per meter panjang (m)

X = lebar manfaat dari kerja reaksi dasar pondasi (m)

= 3 (L/2 - e)

Dimana titik kerja resultan gaya dan reaksi tanah pondasi adalah sebagai berikut :

Titik kerja resultan $$x = \left| \frac{\sum Mv - \sum Mh}{V} \right| \qquad (2\text{-}82)$$

Jarak eksentris $$e = \left| \frac{\sum Mv - \sum Mh}{V} - \frac{L}{2} \right| \qquad (2\text{-}83)$$

Gambar 2.31. Titik Kerja Resultan Gaya dan Reaksi Tanah Pondasi (sosrodarsono, 1994:216)

Persyaratan keamanan dari daya dukung tanah pondasi adalah bahwa besarnya reaksi tanah yang terjadi di bawah dasar pondasi tidak boleh melampaui daya dukung ijin (tegangan ijin) tanah pondasi, sedangkan jika terjadi reaksi negatif tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin maksimum material konstruksi, dimana

sebagai contoh untuk material beton mutu tinggi tegangan tarik ijin maksimumnya adalah 5 ton/m^2 (Santosh Kumar Garg, 1980 : 860). Dimana jika reaksi negatif melampaui tegangan tarik ijin maksimum material konstruksi, maka akan terjadi kegagalan material, yaitu akan terjadi keretakan atau patah pada konstruksi (*crack*). Untuk mengantisipasi terjadinya tegangan tarik yang melampaui tegangan ijin material beton, maka secara struktur perlu direncanakan konstruksi beton dengan tulangan / pembesian yang memadai sesuai dengan kemungkinan gaya-gaya maksimum yang bekerja pada strtuktur. Secara lebih detail mengenai tegangan yang diijinkan pada material konstruksi beton adalah sebagai berikut : (Sosrodarsono, 1994:263)

Tabel 2.18. Tegangan Material Konstruksi Beton yang Diijinkan

Beton	Tegangan yang diijinkan (ton/m^2)
Tekanan, lentur	70
Geser (gelagar)	6,5
Geser (pelat)	8,5
Rekat (diperkeras)	15
Rekat (biasa)	7,5
Daya dukung	60

(Sosrodarsono, 1994:263)

Dengan pertimbangan konstruksi pelimpah bendungan umumnya direncanakan dengan konstruksi beton tipe gravitasi yang tidak di rencanakan kuat terhadap tegangan tarik yang besar, maka sebaiknya terjadinya tegangan tarik yang besar harus dihindari dengan cara merencanakan bentuk dan dimensi yang sesuai dengan gaya-gaya yang bekerja pada penampang pelimpah.

2.3.4. Analisa Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan diuraikan gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah, yaitu:

1. Tekanan Air Statis

Tekanan air statis adalah gaya tekanan air yang terbendung.

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w H^2 \qquad (2\text{-}84)$$

dengan :

P_w = tekanan air statis (ton)

γ_w = berat jenis air (ton/m^3)

H = kedalaman air (m)

Gambar 2.32. Tekanan Air Statis

2. Tekanan Air Dinamis

Tekanan air dinamis adalah gaya tekanan air yang disebabkan gempa.

$$P_d = \frac{7}{12}\,\gamma_w\, KH\,.H_2^{\,2}\,(1 - Z^{1,5}) \qquad (2\text{-}85)$$

$$Y = H_2\,.\left(1 - \left(\frac{3}{5}\right).\frac{1 - z^{2.5}}{1 - z^{1.5}}\right) \qquad (2\text{-}86)$$

dengan :

P_d = tekanan air dinamis (ton)

γ_w = berat jenis air (ton/m^3)

KH = kedalaman air (m)

H_1 = tinggi air diatas crest (m)

H_2 = tinggi air dari dasar (m)

Z = rasio perbandingan untuk H_1/H_2

Y = jarak terhadap pusat tekanan (m)

Gambar 2.33. Tekanan Air Dinamis

3. Berat Air

Berat air merupakan gaya vertikal yang berpengaruh terhadap pembebanan.

$$W = V \cdot \gamma_w \qquad (2\text{-}87)$$

dengan :

W = berat air (ton)

V = volume air (m^3)

γ_w = berat jenis air (ton/m^3)

2.3.5. Tekanan Tanah

Rankine (1857) meninjau, tanah dalam keadaan keseimbangan plastik dan menggunakan anggapan-anggapan yang pada pokonya sama dengan anggapan-anggapan yang digunakan oleh Coulomb, kecuali bahwa dia menganggap tidak ada adhesi antara dinding dan tanah, yakni anggapan yang sangat menyederhanakan persoalan (Craig, 1986 :165).

Gambar 2.34. Distribusi Tekanan Tanah Aktif dan Pasif
Sumber: Craig (1986:165)

1. Tekanan Tanah Aktif

Tekanan tanah aktif disebabkan tanah dan perpindahan struktur penahan bergerak ke arah yang sama.

$$P_a = \int_{Zo}^{H} pa\, dZ$$

$$= \tfrac{1}{2}\, Ka\ \gamma(H^2 - Zo^2) - 2C(\sqrt{Ka}\,)\,(H - Zo) \qquad (2\text{-}88)$$

dengan :

P_a = tekanan tanah aktif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m^3)

H = tinggi tanah (m)

Zo = kedalaman dari $2C\,(\sqrt{Ka}\,)$ (m)

$= \dfrac{2C}{\gamma\sqrt{Ka}}$ (m)

C = kohesi tanah (ton/m^2)

Ka = koefisien tekanan tanah aktif

$= \dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45^o + \dfrac{\phi}{2}\right)$

ϕ = sudut geser dalam tanah (°)

2. Tekanan Tanah Pasif

Tekanan tanah pasif disebabkan tanah dan perpindahan struktur penahan bergerak ke arah yang berlawanan.

$$P_p = \int_{o}^{H} P_p\, dZ$$

$$= \tfrac{1}{2}\, Kp\ \gamma\,.\,H^2 + 2C\,(\sqrt{Kp}\,)\,H \qquad (2\text{-}89)$$

dengan :

P_p = tekanan tanah pasif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m^3)

H = tinggi tanah (m)

C = kohesi tanah (ton/m^2)

Kp = koefisien tekanan tanah pasif

$= \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$

ϕ = sudut geser dalam tanah (°)

2.3.6. Koefisien Gempa (*Seismic Coefficient*)

Dari peta daerah daerah gempa di Indonesia yang diterbitkan oleh Departemen Pekerjaan Umum (KP 06 Parameter Bangunan) , koefisien gempa horisontal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$a_d = n\ (a_c \times z)\ m$ (2-90)

$k_h = a_d/g$ (2-91)

dengan:

a_d = Percepatan gempa rencana (cm/det^2)

n,m = Koefisien jenis tanah (1,56 dan 0,89)

a_c = Percepatan gempa dasar (cm/det^2), (~ 160 cm/det^2)

k_h = Koefisien gempa horisontal (minimum k_h = 0,10 atau dapat juga diambil kh = 0,15)

g = Percepatan gravitasi bumi (cm/det^2), (~ 9,81 m/det^2)

z = Faktor yang bergantung kepada letak geografis (sebagai contoh 0,56)

Nilai koefisien gempa horisontal untuk aplikasi perencanaan dalam skala Mercalli dan skala kualitatif tingkat bahaya serta klasifikasi zona gempa menurut standard US dapat dijelaskan sebagai berikut :

Tabel 2.19. Klasifikasi Koefisien Gempa Horisontal (k_h)

Koefisien gempa horisontal, k_h	Modifikasi skala Mercalli	Tingkatbahaya	Klasifikasizona gempastandard US
0,00	-	Nihil (*nil*)	0
0,05	VI	Kecil (*minor*)	1
0,10	VII	Sedang (*moderate*)	2
0,15	VIII - IX	Besar (*Major*)	3
0,20	VIII - IX	Sangat besar (*great*)	4

Sumber : Novak , 1990 : 89

2.3.7. Gaya akibat Pengaruh Gempa

Berat bangunan

$We = W \cdot kh$ (2-92)

Dengan:

We = gaya akibat pengaruh gempa (ton)

W = berat sendiri bangunan (gaya vertikal) (ton)

kh = koefisien gempa horisontal (asumsi , kh = 0,15)

2.3.8. Tekanan Angkat (*Up Lift*)

Tekanan angkat (*up lift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Untuk menghitung tekanan angkat pada dinding penahan ini dapat digunakan rumus : Novak (1990 : 84)

Gambar 2.35. Tekanan Angkat (*Uplift*) pada Pondasi Dinding Penahan
Sumber: Novak (1990 : 84)

$$Up = \eta \frac{\gamma_w . H_1 + \gamma_w . H_2}{2} A$$

$$Up = \eta \, A \, \gamma_w \frac{.H_1 + H_2}{2} \qquad (2\text{-}93)$$

dengan :

Up	=	tekanan uplift (ton)
η	=	koefisien tekanan up lift (asumsi η = 1)
H_1 & H_2	=	tinggi air pada potongan 1 dan 2 (m)
A	=	luas penampang per meter lebar (m^2)

Sedangkan pada tubuh pelimpah dapat digunakan rumus sebagai berikut : Sosrodarsono (1994 : 216)

Gambar 2.36. Tekanan Angkat (*Uplift*) pada Pondasi Pelimpah
Sumber: Sosrodarsono (1994 : 216)

$$Up = h_1 - (l_p/l_o)\,\Delta H + d \qquad (2\text{-}94)$$

dengan :

Up = tekanan uplift (ton)

h_1 = tinggi air di hulu (m)

h_2 = tinggi air di hilir (m)

l_p = panjang lintasan air rembesan (m)

l_o = panjang total lintasan air rembesan dari titik G ke titik tertentu (m)

ΔH = perbedaan muka air hulu dan hilir pelimpah (m)

d = tebal lantai lindung / kedalaman pondasi (m)

Dimana Lane mengusulkan untuk menghitung panjang lintasan air rembesan pada tanah pondasi pada arah horisontal menggunakan sepertiga lintasan rembesan horisontal.

2.3.9. Analisa Daya Dukung Tanah Berdasarkan Uji SPT

Analisis daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Pondasi adalah sebagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan ke tanah di bawahnya, karena tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan yang besar bahkan dapat mengakibatkan keruntuhan pondasi.

Pengujian untuk menentukan daya dukung tanah di lapangan terutama dilakukan pada tanah-tanah yang mudah terganggu pada waktu pengambilan, seperti tanah-tanah

jenis kohesif (pasir, kerikil). Salah satu pengujian di lapangan yang sering dilakukan untuk keperluan tersebut adalah SPT (*Standard Penetration Test*) .

Pengujian SPT menghasilkan nilai kerapatan relatif yang berpengaruh terhadap faktor-faktor N_q, N_γ, dalam fungsi φ. Apabila nilai N tidak diketahui, besarnya daya dukung unlimit dapat diketahui. Terzaghi dan Peck menyajikan kurva hubungan antara nilai N dari pengujian SPT, lebar pondasi dan daya dukung yang diijinkan (q_a) didasarkan pada penurunan maksimum 1" (inchi) dan penurunan tak seragam ¾".

Menurut Mayerhof (1956;1974b) mengusulkan persamaan *daya dukung ijin neto* yang dikaitkan dengan nilai SPT untuk tanah pasir, sebagai berikut :

$$q_a = 12N(kN/m^2); untuk\ lebar\ B \leq 1{,}2\ m \quad (2\text{-}95)$$

$$q_a = 8N\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 (kN/m^2); untuk\ lebar\ B \geq 1{,}2\ m \quad (2\text{-}96)$$

dengan :

q_a = daya dukung ijin neto dalam satuan kN/m^2 untuk penurunan sebesar 2,54 cm (1") (kN/m^2)

N = jumlah pukulan, diambil nilai rata-rata dari jarak 0 sampai B dibawah dasar pondasi.

B = lebar pondasi (m)

Hasil percobaan pentrasi standard ini hanya sebagai perkiraan yang kasar saja, karena bukan merupakan nilai-nilai yang teliti. Nilai jumlah pukulan N (N value) yang diperoleh dari percobaan penetrasi standart dapat dihubungkan dengan beberapa sifat tanah yang bersangkutan secara empiris, seperti halnya percobaan sondir (Soedarmo 1993 :330)

Tabel 2.20. Hubungan Empiris Tanah Non-Kohesif dengan Penetrasi Standart

Penetrasi standar N (pukulan)	Sudut ge-ser dalam Ø (derajat)	Indeks densitas (%)	Deskripsi	Berat isi tanah lengas/basah (t/m^3)
0	25 – 30	0	Sangat lepas	1,12 – 1,60
4	27 – 32	15	Lepas	1,44 – 1,84
10	30 – 35	35	Sedang	1,76 – 2,08
30	35 – 40	65	Padat	1,76 – 2,24
50	38 – 43	85	Sangat padat	2,08 – 2,40
–		100		

Sumber: Soedarmo (1993:332)

Tabel 2.21. Hubungan Empiris Tanah Kohesif dengan Penetrasi Standart

Penetrasi standar N (pukulan)	Kekuatan Tekan bebas (t/m^2)	Berat isi tanah jenuh (t/m^3)	Deskripsi
0	0	–	Sangat lunak
		1,60 – 1,92	
2	2,50		Lunak
4	5,00		Sedang
		1,76 – 2,08	
8	10,00		Kenyal
16	20,00	1,92 – 2,24	Sangat kenyal
32	40,00		Keras

Sumber: Soedarmo (1993:332)

BAB III
METODOLOGI PERENCANAAN

3.1. Deskripsi Daerah Studi

Kabupaten Tabanan merupakan salah satu kabupaten di Bali yang terkenal dengan predikat lumbung beras Bali. Hal ini terlihat dari pemandangan sawah berterassiring dan masih kuatnya budaya subak. Sehingga pemerintah setempat berusaha untuk mempertahankan predikat lumbung beras Bali dengan membangun sarana penyediaan air irigasi dan air bersih. Bendungan Lambuk sendiri terletak di sungai Tukad Lambuk, secara administratif terletak di perbatasan antara Desa Megati Kecamatan Selemadeg dan Desa Gadungan Kecamatan Selemadeg Timur, Kabupaten Tabanan, Propinsi Bali. Secara geografis lokasi pekerjaan terletak pada 08º29'10" Lintang Selatan (LS) dan 115º03'10" Bujur Timur (BT), dengan luas 839,33 km^2.

Gambar 3.1. Peta Lokasi Studi

3.1.1. Kondisi Topografi Daerah Aliran Sungai

Seperti pada daerah lain di Propinsi Bali yang berbukit-bukit menyebabkan sebagian besar sungai yang ada di Kabupaten Tabanan memiliki panjang sungai yang relatif pendek dan daerah aliran sungai (DAS) yang tidak terlalu besar. Belum lagi sulitnya mencari lokasi yang layak sebagai tampungan. Di DAS Tukad Yeh Hoo telah dibangun Bendungan Telaga Tunjung, namun karena kondisi topografi seperti yang

tersebut di atas maka volume tampungan yang tersedia dirasa masih kurang padahal sungai tersebut memiliki potensi yang cukup besar.

Untuk mengatasi masalah tampungan tersebut, maka direncanakan Bendungan Lambuk yang memiliki lokasi tampungan yang cukup. DAS Tukad Lambuk memiliki karakteristik yang bervariasi mulai dari datar dibagian selatan sampai dengan kondisi berbukit di bagian tengah dengan kondisi curam di bagian hulu sekitar wilayah Desa Gunung Salak mempunyai kemiringan antara 20%-40%. Di bagian tengah DAS Lambuk merupakan daerah Megati dan Gadungan bergelombang sampai berbukit dengan kemiringan 10%-20%. Sedangkan di bagian hilir di wilayah Desa Bantas dan Desa Mambang mempunyai kemiringan 5%-10%.

Gambar 3.2. Peta DAS Tukad Lambuk

Gambar 3.3. Peta Lokasi As Bendungan dan As Pelimpah Bendungan Lambuk

Gambar 3.4. Skema Sistem Inflow ke Waduk Lambuk

3.1.2. Kondisi Hidrologi

Ketersediaan data hujan pada studi ini merupakan syarat yang mendasar dalam analisi hidrologi perencanaan sebuah bangunan pelimpah. Dengan melihat sebaran lokasi stasiun hujan yang berpengaruh pada DAS Lambuk, ketiga stasiun hujan berada di luar DAS. Dalam studi terdahulu telah dikumpulkan beberapa data hujan dari stasiun terdekat, yang dapat dijelaskan sebagai berikut :

- Stasiun Pupuan, berupa data curah hujan harian dengan tahun pencatatan 1987 – 2009.
- Stasiun Bajera, berupa data curah hujan harian dengan tahun pencatatan 1987 – 2009.
- Stasiun Meliling, berupa data curah hujan harian dengan tahun pencatatan 1987 – 2009.

Berdasarkan data yang ada, pada stasiun hujan Pupuan tercatat curah hujan harian maksimum yang tertinggi adalah 159 mm/hari pada tahun 1992, sedangkan yang terendah adalah 88 mm/hari pada tahun 2006. Pada stasiun hujan Bajera tercatat curah hujan harian maksimum yang tertinggi adalah 195 mm/hari pada tahun 2001, sedangkan yang terendah adalah 41 mm/hari pada tahun 2004. Dan pada stasiun hujan Meliling tercatat curah hujan harian maksimum yang tertinggi adalah 251 mm/hari pada tahun 2005, sedangkan yang terendah adalah 75 mm/hari pada tahun 1994.

Gambar 3.5. Peta Lokasi Stasiun Hujan

3.2. Data-data yang Dibutuhkan

Dalam melakukan analisa dan perhitungan, studi ini memerlukan data-data penunjang. Data-data penunjang tersebut adalah :

1. Data hidrologi
   a. Data hujan harian minimal 10 tahun terakhir, semakin banyak rentang waktu pencatatannya akan memberikan hasil analisa yang lebih baik
   b. Data curah hujan harian maksimum
2. Data geologi dan geoteknik
3. Peta-peta penunjang
   a. Peta administrasi lokasi studi
   b. Peta Daerah Aliran Sungai (DAS)
   c. Peta lokasi stasiun hujan yang dekat dengan lokasi studi

d. Peta topografi lokasi bendungan yang melingkupi daerah genangan waduk, rencana tata letak bendungan dan fasilitasnya

e. Peta penampang melintang (*cross section*) dan potongan memanjang (*long section*) alur sungai pada daerah rencana as bendungan dan outlet peredam energi

3.3. Tahapan Studi

Tahapan-tahapan dalam penyelesaian studi ini adalah sebagai berikut :

1. Pengumpulan data untuk diolah menjadi output akhir (perencanaan bangunan pelimpah). Data-data tersebut berupa data hidrologi, data topografi, data geologi, dan data teknis lainnya.
2. Analisis hidrologi dengan output debit banjir rancangan dengan tahapan:
   - Perhitungan curah hujan rancangan
   - Perhitungan debit banjir rancangan
   - Perhitungan penelusuran banjir
3. Analisis kapasitas pelimpah dan penelusuran banjir (*flood routing*) melalui pelimpah.
4. Analisis tata letak pelimpah berdasarkan laporan Detail Engineering Design (DED) PT. Wahana Krida Konsulindo.
5. Analisis hidrolika pelimpah dalam studi ini meliputi :
   a. Analisis kapasitas pelimpah yang perhitungannya dilakukan berdasarkan pengujian kemampuan saluran samping untuk mengalirkan debit Q_{1000th} maupun debit banjir Q_{PMF}. Analisis kapasitas pelimpah ini dimaksudkan untuk menentukan lebar pelimpah yang wajar atau ekonomis berdasarkan pertimbangan kedalaman air banjir di atas ambang pelimpah pada debit perencanaan.
   b. Analisis hidrolika profil muka air pada saluran transisi, penampang kontrol, saluran peluncur dan peredam energi serta kedalaman aliran dihilir peredam energi (*tail water level, TWL*).
   c. Analisis hidrolika penentuan tipe dan dimensi peredam energi
6. Analisis konstruksi pelimpah dalam studi ini meliputi analisis dimensi atau ukuran konstruksi yang aman terhadap stabilitas guling, geser dan daya dukung tanah pada tinjauan kondisi normal dan gempa.

7. Perencanaan gambar konstruksi pelimpah merupakan hasil akhir terkait dengan hasil perencanaan yang telah memperhitungkan aspek hidrologi, hidrolika, topografi, geologi/geoteknik dan keamanan stabilitas konstruksi.

3.4. Data Teknis Perencanaan Bendungan Lambuk

Data teknis dalam perencanaan Bendungan Lambuk berdasarkan laporan Detail Engineering Design (DED) PT. Wahana Krida Konsulindo adalah sebagai berikut :

1. Tipe bendungan	:	Timbunan Tanah Random dengan Inti Tegak	
2. Kapasitas tampungan efektif waduk	:	$3{,}23 \times 10^6$	m^3
3. Tinggi bendungan dari dasar sungai	:	24	m
4. Panjang bentang bendungan	:	202	m
5. Elev dasar dasar sungai	:	+ 116,00	m
6. Elev puncak bendungan	:	+ 140,00	m

3.5. Sistematika Kajian

Berdasarkan metode pendekatan masalah dan uraian di atas, maka dalam studi ini sistematika kajian dibuat sesuai dengan urutan penyelesaian seperti yang disajikan dalam diagram alir berikut.

Gambar 3.6. Diagram Alir Pengerjaan Studi Perencanaan Pelimpah

Gambar 3.7. Diagram Alir Analisis Hidrolika Saluran Samping dan Transisi

BAB IV
ANALISA DAN PEMBAHASAN

Analisa Hidrologi

Bendungan Lambuk terletak di Tukad Lambuk di perbatasan antara Desa Megati Kecamatan Selemadeg dan Desa Gadungan Kecamatan Selemadeg Timur, Kabupaten Tabanan, Propinsi Bali. DAS Lambuk memiliki luas 12,97 km^2 dan panjang sungai utama 8,118 km.

Dalam studi ini data hidrologi yang digunakan adalah data hujan yang berpengaruh pada aliran DAS Lambuk. Sebaran stasiun hujan yang berpengaruh adalah Stasiun Pupuan, Bajera, dan Meliling. Data hujan yang tersedia berupa curah hujan harian dari tahun 1987 sampai 2009 seperti yang terdapat pada lampiran 1.

4.1.1 Uji Kualitas Data

4.1.1.1. Metode RAPS

Data hujan yang diperoleh dan dikumpulkan dari institusi pengelolanya, perlu diuji kekualitasan data tersebut. Hal ini dikarenakan informasi yang diperoleh tentang masing-masing unsur tersebut mengandung ketidak telitian (*inaccuracy*) dan ketidak pastian (*uncertainty*) (Harto,1982:263).

Faktor-faktor yang menyebabkan rendahnya tingkat konsistensi data adalah :

- Stasiun pengukur hujan tertutup oleh rindangnya pepohonan.
- Stasiun pngukur hujan yang terletak berdekatan dengan gedung tinggi.
- Kesalahan pencatatan (*human error*).

Dengan alasan tersebut di atas maka perlu dilakukan uji konsistensi data dengan menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*) (Harto,1982). Metode ini digunakan untuk menguji ketidakpanggahan (*inconsistency*) data suatu stasiun dengan data dari stasiun itu sendiri dengan mendekati nilai rata-rata (mean), untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam rumus, nilai statistik Q dan R

Q = maka $|S_k^{**}|$ untuk $0 \leq k \leq n$

R = maka S_k^{**} - min S_k^{**}

Sk* = $(X - \bar{X})$

Dy^2 = $\frac{Sk^2}{n}$

Dy = $\sqrt{Dy^2}$

$$Sk^{**} = \frac{Sk^*}{Dy}$$

Dengan melihat nilai statistik diatas maka dapat dicari nilai Q/√n dan R/√n. Hasil yang di dapat dibandingkan dengan nilai Q/√n syarat dan R/√n syarat, jika lebih kecil maka data masih dalam batasan konsisten.

Tabel 4.1. Nilai $Q/n^{0.5}$ dan $R/n^{0.5}$

N	$Q/n^{0.5}$			$R/n^{0.5}$		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1.05	1.14	1.29	1.21	1.28	1.38
20	1.1	1.22	1.42	1.34	1.43	1.6
30	1.12	1.24	1.48	1.4	1.5	1.7
40	1.14	1.27	1.52	1.44	1.55	1.78
100	1.17	1.29	1.55	1.5	1.62	1.85
500	1.22	1.36	1.63	1.62	1.75	2

Sumber: Sri Harto, 1993:168

Dengan melihat nilai statistik diatas maka dapat dicari nilai Q/n dan Rb/n. Hasil yang didapat dibandingkan dengan nilai Q/n syarat dan R/n syarat, jika lebih kecil maka data masih dalam batasan konsisten.

Tabel 4.2. Uji Konsistensi Data CH Harian Maksimum Metode RAPS Stasiun Pupuan

No	Tahun	Hujan	Sk*	[Sk*]	Dy^2	Sk**	[Sk**]
1	1987	115.00	-5.870	5.870	1.498	-0.286	0.286
2	1988	153.00	32.130	32.130	44.885	1.564	1.564
3	1989	110.00	-10.870	10.870	5.137	-0.529	0.529
4	1990	156.00	35.130	35.130	53.659	1.710	1.710
5	1991	156.00	35.130	35.130	53.659	1.710	1.710
6	1992	159.00	38.130	38.130	63.214	1.856	1.856
7	1993	119.00	-1.870	1.870	0.152	-0.091	0.091
8	1994	131.00	10.130	10.130	4.462	0.493	0.493
9	1995	122.00	1.130	1.130	0.056	0.055	0.055
10	1996	135.00	14.130	14.130	8.681	0.688	0.688
11	1997	125.00	4.130	4.130	0.742	0.201	0.201
12	1998	135.00	14.130	14.130	8.681	0.688	0.688
13	1999	124.00	3.130	3.130	0.426	0.152	0.152
14	2000	95.00	-25.870	25.870	29.097	-1.259	1.259
15	2001	109.00	-11.870	11.870	6.126	-0.578	0.578
16	2002	104.00	-16.870	16.870	12.373	-0.821	0.821
17	2003	106.00	-14.870	14.870	9.613	-0.724	0.724
18	2004	103.00	-17.870	17.870	13.884	-0.870	0.870
19	2005	95.00	-25.870	25.870	29.097	-1.259	1.259
20	2006	88.00	-32.870	32.870	46.974	-1.600	1.600
21	2007	98.00	-22.870	22.870	22.740	-1.113	1.113
22	2008	112.00	-8.870	8.870	3.420	-0.432	0.432
23	2009	130.00	9.130	9.130	3.625	0.444	0.444
	Rerata	120.87		17.081			
	Jumlah				422.200		

Sumber: Hasil Perhitungan

n = 23

Dy = 20.548

Sk**max = 1.856

Sk**min = -1.600

Q = [Sk**max] = 1.856

R = Sk**max – Sk**min = 3.455

$Q/n^{0.5}$ = 0.387 < dengan probabilitas 90%

dari tabe1.106 → OK

$R/n^{0.5}$ = 0.721 < dengan probabilitas 90%

dari tabel 1.358 → OK

Tabel 4.3. Uji Konsistensi Data CH Harian Maksimum Metode RAPS Stasiun Bajera

No	Tahun	Hujan	Sk*	[Sk*]	Dy2	Sk**	[Sk**]
1	1987	80.00	-18.652	18.652	15.126	-0.525	0.525
2	1988	91.00	-7.652	7.652	2.546	-0.216	0.216
3	1989	98.00	-0.652	0.652	0.018	-0.018	0.018
4	1990	95.00	-3.652	3.652	0.580	-0.103	0.103
5	1991	67.00	-31.652	31.652	43.559	-0.892	0.892
6	1992	189.00	90.348	90.348	354.901	2.545	2.545
7	1993	67.00	-31.652	31.652	43.559	-0.892	0.892
8	1994	74.00	-24.652	24.652	26.423	-0.694	0.694
9	1995	119.00	20.348	20.348	18.001	0.573	0.573
10	1996	89.00	-9.652	9.652	4.051	-0.272	0.272
11	1997	97.00	-1.652	1.652	0.119	-0.047	0.047
12	1998	131.00	32.348	32.348	45.495	0.911	0.911
13	1999	73.00	-25.652	25.652	28.610	-0.723	0.723
14	2000	82.00	-16.652	16.652	12.056	-0.469	0.469
15	2001	195.00	96.348	96.348	403.605	2.714	2.714
16	2002	85.00	-13.652	13.652	8.104	-0.385	0.385
17	2003	125.00	26.348	26.348	30.183	0.742	0.742
18	2004	41.00	-57.652	57.652	144.512	-1.624	1.624
19	2005	97.00	-1.652	1.652	0.119	-0.047	0.047
20	2006	94.00	-4.652	4.652	0.941	-0.131	0.131
21	2007	126.00	27.348	27.348	32.518	0.770	0.770
22	2008	84.00	-14.652	14.652	9.334	-0.413	0.413
23	2009	70.00	-28.652	28.652	35.693	-0.807	0.807
Rerata		98.65		25.486			
Jumlah					1260.053		

Sumber: Hasil Perhitungan

n = 23

Dy = 35.497

Sk**max = 2.714

Sk**min = -1.624

Q = [Sk**max] = 2.714

R = Sk**max – Sk**min = 4.338

$Q/n^{0.5}$ = 0.566 < dengan probabilitas 90%

dari tabel 1.106 → OK

$R/n^{0.5}$ = 0.905 < dengan probabilitas 90% dari

tabel 1.358 → OK

Tabel 4.4. Uji Konsistensi Data CH Harian Maksimum Metode RAPS Stasiun Meliling

No	Tahun	Hujan	Sk*	[Sk*]	Dy^2	Sk**	[Sk**]
1	1987	81.00	-58.870	58.870	150.679	-1.098	1.098
2	1988	200.00	60.130	60.130	157.203	1.122	1.122
3	1989	109.00	-30.870	30.870	41.432	-0.576	0.576
4	1990	125.00	-14.870	14.870	9.613	-0.277	0.277
5	1991	82.00	-57.870	57.870	145.604	-1.080	1.080
6	1992	84.00	-55.870	55.870	135.713	-1.042	1.042
7	1993	117.00	-22.870	22.870	22.740	-0.427	0.427
8	1994	75.00	-64.870	64.870	182.959	-1.210	1.210
9	1995	97.00	-42.870	42.870	79.904	-0.800	0.800
10	1996	122.00	-17.870	17.870	13.884	-0.333	0.333
11	1997	88.00	-51.870	51.870	116.976	-0.968	0.968
12	1998	195.00	55.130	55.130	132.146	1.028	1.028
13	1999	206.00	66.130	66.130	190.141	1.234	1.234
14	2000	220.00	80.130	80.130	279.169	1.495	1.495
15	2001	84.00	-55.870	55.870	135.713	-1.042	1.042
16	2002	122.00	-17.870	17.870	13.884	-0.333	0.333
17	2003	219.00	79.130	79.130	272.245	1.476	1.476
18	2004	142.00	2.130	2.130	0.197	0.040	0.040
19	2005	251.00	111.130	111.130	536.955	2.073	2.073
20	2006	170.00	30.130	30.130	39.471	0.562	0.562
21	2007	158.00	18.130	18.130	14.292	0.338	0.338
22	2008	87.00	-52.870	52.870	121.530	-0.986	0.986
23	2009	183.00	43.130	43.130	80.880	0.805	0.805
	Rerata	139.87		47.418			
	Jumlah				2873.331		

Sumber: Hasil Perhitungan

n = 23

Dy = 53.603

Sk**max = 2.073

Sk**min = -1.210

Q = [Sk**max] = 2.073

R = Sk**max – Sk**min = 3.283

$Q/n^{0.5}$ = 0.432 < dengan probabilitas 90% dari tabel 1.106 → OK

$R/n^{0.5}$ = 0.685 < dengan probabilitas 90% dari tabel 1.358 → OK

4.1.1.2. Metode Outliner

Uji data hujan dilakukan dengan metode Outliner. Outliner adalah data dengan nilai jauh berada di antara data-data yang lain, keberadaan outliner biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi untuk suatu sampel data. Rumus perhitungannya adalah :

$$X_H = \exp(\overline{X} + Kn.S)$$

$$X_L = \exp(\overline{X} - Kn.S)$$

dengan :

X_H = nilai ambang atas data

X_L = nilai ambang bawah data

$\overline{X}$ = nilai rata-rata data

S = standar deviasi data

Kn = koefisien untuk uji outliner

Dengan dua batas ambang bawah (X_L) dan atas (X_H), $\overline{X}$ dan S adalah masing-masing nilai rata-rata dan simpangan baku dari logaritma sampel data, Kn dapat dilihat pada tabel dimana n adalah jumlah sample.

Data yang nilainya di luar X_H dan X_L diklasifikasikan sebagai outliner. Untuk curah hujan dengan besaran 400 mm atau lebih diperiksa secara manual dengan kriteria sebagai berikut :

Besaran hujan di pos yang diperiksa tidak jauh berbeda dengan besaran hujan di pos terdekat data bisa diterima.

Besaran hujan di pos yang diperiksa di dalam series data bukan yang terbesar atau terkecil data bisa diterima.

Tabel 4.5. Harga Kn untuk Pemeriksaan Uji Outliner

n	Kn	n	Kn	n	Kn
10	2.036	27	2.519	44	2.719
11	2.088	28	2.534	45	2.727
12	2.134	29	2.549	46	2.736
13	2.175	30	2.563	47	2.744
14	2.213	31	2.577	48	2.753
15	2.247	32	2.591	49	2.76
16	2.279	33	2.604	50	2.768
17	2.309	34	2.616	55	2.804
18	2.335	35	2.628	60	2.837
19	2.361	36	2.39	65	2.866
20	2.385	37	2.65	70	2.893
21	2.408	38	2.661	75	2.917
22	2.429	39	2.671	80	2.94
23	2.448	40	2.682	85	2.961
24	2.467	41	2.692	90	2.981
25	2.486	42	2.7	95	3.000
26	2.502	43	2.71	100	3.017

Sumber: U.S. Water Resources Council, 1991.

Tabel 4.6. Pemeriksaan Uji Outliner Data Hujan Stasiun Pupuan

No	Tahun	Hujan (mm)	Log x	Keterangan
1	1992	159.00	2.20	Nilai ambang atas, X_H
2	1990	156.00	2.19	X_H = 181.43
3	1991	156.00	2.19	
4	1988	153.00	2.18	Nilai ambang bawah, X_L
5	1998	135.00	2.13	X_L = 78.27
6	1996	135.00	2.13	
7	1994	131.00	2.12	Maka semua data bisa dipaka
8	2009	130.00	2.11	
9	1997	125.00	2.10	
10	1999	124.00	2.09	
11	1995	122.00	2.09	
12	1993	119.00	2.08	
13	1987	115.00	2.06	
14	2008	112.00	2.05	
15	1989	110.00	2.04	
16	2001	109.00	2.04	
17	2003	106.00	2.03	
18	2002	104.00	2.02	
19	2004	103.00	2.01	
20	2007	98.00	1.99	
21	2000	95.00	1.98	
22	2005	95.00	1.98	
23	2006	88.00	1.94	
	Stdev	=	0.07	
	Mean	=	2.08	
	Kn	=	2.45	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.7. Pemeriksaan Uji Outliner Data Hujan Stasiun Bajera

No	Tahun	Hujan (mm)	Log x	Keterangan
1	2001	195	2.29	Nilai ambang atas, X_H
2	1992	189	2.28	X_H = 214.50
3	1998	131	2.12	
4	2007	126	2.10	Nilai ambang bawah, X_L
5	2003	125	2.10	X_L = 40.47
6	1995	119	2.08	
7	1989	98	1.99	Maka semua data bisa dipakai
8	2005	97	1.99	
9	1997	97	1.99	
10	1990	95	1.98	
11	2006	94	1.97	
12	1988	91	1.96	
13	1996	89	1.95	
14	2002	85	1.93	
15	2008	84	1.92	
16	2000	82	1.91	
17	1987	80	1.90	
18	1994	74	1.87	
19	1999	73	1.86	
20	2009	70	1.85	
21	1993	67	1.83	
22	1991	67	1.83	
23	2004	41	1.61	
	Stdev	=	0.15	
	Mean	=	1.97	
	Kn	=	2.45	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.8. Pemeriksaan Uji Outliner Data Hujan Stasiun Meliling

No	Tahun	Hujan (mm)	Log x	Keterangan
1	2005	251	2.40	Nilai ambang atas, X_H
2	2000	220	2.34	X_H = 337.98
3	2003	219	2.34	
4	1999	206	2.31	Nilai ambang bawah, X_L
5	1988	200	2.30	X_L = 50.03
6	1998	195	2.29	
7	2009	183	2.26	Maka semua data bisa dipakai
8	2006	170	2.23	
9	2007	158	2.20	
10	2004	142	2.15	
11	1990	125	2.10	
12	1996	122	2.09	
13	2002	122	2.09	
14	1993	117	2.07	
15	1989	109	2.04	
16	1995	97	1.99	
17	1997	88	1.94	
18	2008	87	1.94	
19	1992	84	1.92	
20	2001	84	1.92	
21	1991	82	1.91	
22	1987	81	1.91	
23	1994	75	1.88	
	Stdev	=	0.17	
	Mean	=	2.11	
	Kn	=	2.45	

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.1.3. Metode Lengkung Massa Ganda

Data-data hujan harian tiap-tiap stasiun selama 23 tahun terlebih dahulu diuji kekonsistenan datanya dengan teknik lengkung massa ganda. Kurva massa ganda adalah salah satu metode grafis untuk alat identifikasi atau untuk menguji konsistensi dan kesamaan jenis data hidrologi dari suatu pos hidrologi. Dengan cara membandingkan curah hujan komulatif tahunan dari stasiun yang diuji dengan kumulatif curah hujan tahunan rerata beberapa stasiun pada waktu yang bersesuaian. Bila tidak ada perubahan terhadap lingkungan maka akan diperoleh garis ABC. Tetapi karena pada tahun tertentu terjadi perubahan lingkungan maka didapat garis patah ABC'. Apabila terjadi penyimpangan (ABC'), maka dikoreksi dengan rumus:

$$BC = \left(\frac{tg\alpha_0}{tg\alpha}\right).BC'$$

Dengan : BC = data hujan hasil perbaikan (mm)

BC' = data hujan hasil pengamatan (mm)

Tg $\alpha 0$ = kemiringan sebelum ada perubahan

Tg α = kemiringan setelah ada perubahan

Adapun stasiun pengamatan hujan yang digunakan adalah Stasiun Hujan Pupuan, Bajera dan Meliling. Hasil pengujian data hujan disajikan pada tabel dan gambar dibawah ini. Berdasarkan grafik pada gambar tersebut menunjukan bahwa uji konsistensi data hujan tidak ditemukan data yang terlalu menyimpang sehingga data hujan dianggap konsisten.

Tabel 4.9. Uji Konsistensi Data Hujan Pupuan

Tahun	Stasiun Pupuan	Stasiun Bajera	Stasiun Meliling	Komulaif Stasiun Pupuan	Rata-rata Stasiun Pembanding	Komulatif Stasiun Pembanding
1987	271.4	143.3	102.0	271.4	122.6	122.6
1988	282.0	158.6	164.1	553.4	161.3	284.0
1989	314.4	216.8	184.3	867.8	200.5	484.5
1990	286.4	153.6	177.1	1154.3	165.3	649.8
1991	260.3	120.0	141.1	1414.5	130.5	780.3
1992	317.4	241.9	147.3	1731.9	194.6	974.9
1993	300.3	171.0	136.1	2032.3	153.5	1128.5
1994	265.2	138.3	106.3	2297.4	122.3	1250.7
1995	319.2	293.3	213.8	2616.6	253.5	1504.2
1996	340.1	198.0	185.8	2956.7	191.9	1696.1
1997	201.5	129.6	130.8	3158.2	130.2	1826.3
1998	232.0	266.3	255.5	3390.2	260.9	2087.2
1999	270.5	244.0	266.9	3660.7	255.5	2342.7
2000	168.7	224.8	231.6	3829.3	228.2	2570.9
2001	172.4	162.2	189.0	4001.8	175.6	2746.5
2002	277.9	201.9	181.1	4279.7	191.5	2938.0
2003	283.3	227.1	303.8	4563.0	265.4	3203.4
2004	194.8	103.0	178.8	4757.8	140.9	3344.3
2005	119.4	163.3	191.5	4877.2	177.4	3521.7
2006	175.5	155.1	174.4	5052.7	164.8	3686.4
2007	188.5	185.6	188.8	5241.1	187.2	3873.6
2008	222.3	162.3	192.8	5463.5	177.6	4051.2
2009	248.8	147.5	211.4	5712.2	179.4	4230.6

Sumber: Hasil Peerhitungan

Gambar 4.1. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Pupuan

Tabel 4.10. Uji Konsistensi Data Hujan Bajera

Tahun	Stasiun Bajera	Stasiun Pupuan	Stasiun Meliling	Komulaif Sta. Bajera	Rata-rata Stasiun Pembanding	Komulatif Stasiun Pembanding
1987	143.3	271.4	102.0	143.3	186.7	186.7
1988	158.6	282.0	164.1	301.8	223.0	409.8
1989	216.8	314.4	184.3	518.6	249.3	659.1
1990	153.6	286.4	177.1	672.2	231.8	890.8
1991	120.0	260.3	141.1	792.2	200.7	1091.5
1992	241.9	317.4	147.3	1034.1	232.3	1323.8
1993	171.0	300.3	136.1	1205.1	218.2	1542.0
1994	138.3	265.2	106.3	1343.3	185.7	1727.8
1995	293.3	319.2	213.8	1636.6	266.5	1994.2
1996	198.0	340.1	185.8	1834.6	262.9	2257.1
1997	129.6	201.5	130.8	1964.2	166.2	2423.3
1998	266.3	232.0	255.5	2230.5	243.8	2667.0
1999	244.0	270.5	266.9	2474.5	268.7	2935.8
2000	224.8	168.7	231.6	2699.3	200.1	3135.9
2001	162.2	172.4	189.0	2861.5	180.7	3316.6
2002	201.9	277.9	181.1	3063.4	229.5	3546.1
2003	227.1	283.3	303.8	3290.5	293.5	3839.6
2004	103.0	194.8	178.8	3393.5	186.8	4026.4
2005	163.3	119.4	191.5	3556.8	155.5	4181.9
2006	155.1	175.5	174.4	3711.9	174.9	4356.8
2007	185.6	188.5	188.8	3897.5	188.6	4545.4
2008	162.3	222.3	192.8	4059.8	207.6	4753.0
2009	147.5	248.8	211.4	4207.3	230.1	4983.1

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.2. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Bajera

Tabel 4.11. Uji Konsistensi Data Hujan Meliling

Tahun	Stasiun Meliling	Stasiun Pupuan	Stasiun Bajera	Komulaif Sta. Bajera	Rata-rata Stasiun Pembanding	Komulatif Stasiun Pembanding
1987	102.0	271.4	143.3	102.0	207.3	207.3
1988	164.1	282.0	158.6	266.1	220.3	427.6
1989	184.3	314.4	216.8	450.3	265.6	693.2
1990	177.1	286.4	153.6	627.4	220.0	913.2
1991	141.1	260.3	120.0	768.5	190.1	1103.3
1992	147.3	317.4	241.9	915.8	279.7	1383.0
1993	136.1	300.3	171.0	1051.8	235.7	1618.7
1994	106.3	265.2	138.3	1158.1	201.7	1820.4
1995	213.8	319.2	293.3	1371.8	306.2	2126.6
1996	185.8	340.1	198.0	1557.6	269.0	2395.6
1997	130.8	201.5	129.6	1688.4	165.5	2561.2
1998	255.5	232.0	266.3	1943.9	249.1	2810.3
1999	266.9	270.5	244.0	2210.8	257.3	3067.6
2000	231.6	168.7	224.8	2442.5	196.7	3264.3
2001	189.0	172.4	162.2	2631.4	167.3	3431.6
2002	181.1	277.9	201.9	2812.5	239.9	3671.5
2003	303.8	283.3	227.1	3116.3	255.2	3926.8
2004	178.8	194.8	103.0	3295.1	148.9	4075.6
2005	191.5	119.4	163.3	3486.6	141.3	4217.0
2006	174.4	175.5	155.1	3661.0	165.3	4382.3
2007	188.8	188.5	185.6	3849.8	187.0	4569.3
2008	192.8	222.3	162.3	4042.6	192.3	4761.6
2009	211.4	248.8	147.5	4254.0	198.1	4959.8

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.3. Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Meliling

4.1.2 Analisa Curah Hujan Rerata Daerah

Dalam perhitungan curah hujan rerata daerah digunakan metode Faktor Reduksi Jarak. Yaitu hujan daerah DAS pada waktu tertentu (t), secara dinamik dapat diambil dari pembobotan hujan yang terukur pada stasiun hujan terdekat di waktu yang sama (t).

Perhitungan rerta daerah dengan faktor reduksi jarak ini diuraikan sebagai berikut :

$$W_{stasiun\ dasar\ x} = \frac{1}{d_x^2} / (\frac{1}{d_x^2} + \frac{1}{d_y^2} + \frac{1}{d_z^2} + \cdots)$$

Dengan dadalah jarak masing-masing stasiun hujan terhadap pusat DAS (km).

Dalam studi perencanaan ini, spillway Bendungan Lambuk , parameter hidrologi : hujan dan debit inflow bendungan adalah dipengaruhi oleh 3 luasan DAS. Yaitu DAS Lambuk, Pangkung 1 dan Pangkung 2. Pangkung 1 dan 2 berpengaruh terhadap inflow waduk Lambuk karena adanya saluran primer dari Bendung Gadungan yang dihubungkan langsung menuju sungai lambuk, dimana saluran ini terpengaruh langsung terhadap debit limpasan DAS Pangkung 1 dan DAS Pangkung 2.

Berikut perhitungan rerata hujan daerah DAS Bendungan Lambuk, DAS Pangkung 1 dan DAS Pangkung 2 :

4.1.2.1. Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah DAS Lambuk

Perhitungan hujan yang berpengaruh pada DAS Lambuk menggunakan faktor reduksi jarak. Berikut perhitungannya:

Gambar 4.4. Jarak Stasiun yang Berpengaruh terhadap Pusat DAS Lambuk

Tabel 4.12. Faktor Pembebanan Masing-Masing Stasiun

No	Stasiun	Jarak Terhadap Pusat DAS (km)	$1/d^2$
1	Pupuan	12.35	6.55641E-03
2	Bajera	8.371	1.42707E-02
3	Meliling	6.665	2.25113E-02
Total			4.33384E-02

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.13. Faktor Reduksi Jarak

No	Stasiun	Faktor Reduksi Jarak
1	Pupuan	0.15
2	Bajera	0.33
3	Meliling	0.52
Total		1.00

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.14. Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah

No	Tahun	Tanggal	CH Stasiun Pupuan (mm)	CH Stasiun Bajera (mm)	CH Stasiun Meliling (mm)
1	1987	29-Mar	115.00	12.00	39.00
		3-Mar	-	80.00	-
		25-Jan	-	72.00	81.00
2	1988	31-Okt	153.00	-	-
		2-Dec	14.00	91.00	-
		25-Nov	30.00	25.00	200.00
3	1989	7-Dec	110.00	30.00	22.00
		13-Jun	7.00	98.00	-
		4-Mar	40.00	85.00	109.00
4	1990	27-Jan	156.00	-	7.00
		6-Dec	-	95.00	105.00
		5-Mar	8.00	78.00	125.00
5	1991	21-Feb	156.00	-	2.00
		24-Dec	-	67.00	-
		30-Jan	34.00	62.00	82.00
6	1992	4-Okt	159.00	48.00	-
		8-Okt	24.00	189.00	-
		4-Feb	105.00	78.00	84.00
7	1993	8-Feb	119.00	-	26.00
		31-Dec	66.00	67.00	-
		6-Dec	85.00	53.00	117.00
8	1994	15-Mar	131.00	44.00	-
		28-Jan	34.00	74.00	29.00
		21-Feb	31.00	35.00	75.00
9	1995	11-Dec	122.00	24.00	-
		12-Jan	-	119.00	14.00
		6-Dec	40.00	66.00	97.00
10	1996	24-Okt	135.00	32.00	28.00
		8-Feb	36.00	89.00	17.00
		21-Nov	24.00	59.00	122.00
11	1997	13-Jan	125.00	32.00	35.00
		16-Nov	43.00	97.00	-
		21-Feb	45.00	11.00	88.00
12	1998	23-Sep	135.00	115.00	56.00
		13-Okt	-	131.00	-
		22-May	68.00	35.00	195.00
13	1999	3-Feb	124.00	20.00	15.00
		26-Jan	108.00	73.00	206.00
		26-Jan	108.00	73.00	206.00
14	2000	18-Jan	95.00	-	40.00
		6-Feb	21.00	82.00	50.00
		7-Feb	26.00	67.00	220.00
15	2001	1-Nov	109.00	22.00	31.00
		23-Okt	-	195.00	84.00
		23-Okt	109.00	195.00	84.00
16	2002	24-Jan	104.00	12.00	7.00
		16-Jan	-	85.00	47.00
		13-May	64.00	-	122.00
17	2003	30-Dec	106.00	27.00	70.00
		19-Nov	9.00	125.00	102.00
		6-Jan	31.00	-	219.00
18	2004	20-Jan	103.00	-	-
		3-Apr	-	41.00	35.00
		6-Feb	39.00	-	142.00
19	2005	30-Nov	95.00	-	-
		11-Jan	-	97.00	110.00
		13-Dec	2.00	-	251.00
20	2006	1-Apr	88.00	15.00	-
		9-May	16.00	94.00	48.00
		20-Jan	12.00	92.00	170.00

No	Tahun	Stasiun Pupuan	Stasiun Bajera	Stasiun Meliling	Jumlah	CH Maks Tahunan
		0.15	0.33	0.52	1.00	
1	1987	17.398	3.951	20.258	41.607	
		-	26.343	-	26.343	65.78
		-	23.709	42.074	65.782	
2	1988	23.146	-	-	23.146	
		2.118	29.965	-	32.083	116.66
		4.539	8.232	103.886	116.657	
3	1989	16.641	9.879	11.427	37.947	
		1.059	32.270	-	33.329	90.66
		6.051	27.989	56.618	90.659	
4	1990	23.600	-	3.636	27.236	
		-	31.282	54.540	85.822	91.82
		1.210	25.684	64.929	91.823	
5	1991	23.600	-	1.039	24.639	
		-	22.062	-	22.062	68.15
		5.144	20.416	42.593	68.153	
6	1992	24.054	15.806	-	39.860	
		3.631	62.235	-	65.866	85.20
		15.885	25.684	43.632	85.201	
7	1993	18.003	-	13.505	31.508	
		9.985	22.062	-	32.047	91.08
		12.859	17.452	60.773	91.085	
8	1994	19.818	14.489	-	34.307	
		5.144	24.367	15.063	44.574	55.17
		4.690	11.525	38.957	55.172	
9	1995	18.457	7.903	-	26.360	
		-	39.185	7.272	46.457	78.17
		6.051	21.733	50.385	78.169	
10	1996	20.423	10.537	14.544	45.505	
		5.446	29.306	8.830	43.583	86.43
		3.631	19.428	63.370	86.429	
11	1997	18.911	10.537	18.180	47.628	
		6.505	31.941	-	38.446	56.14
		6.808	3.622	45.710	56.140	
12	1998	20.423	37.868	29.088	87.379	
		-	43.136	-	43.136	123.10
		10.287	11.525	101.289	123.101	
13	1999	18.759	6.586	7.791	33.136	
		16.339	24.038	107.003	147.379	147.38
		16.339	24.038	107.003	147.379	
14	2000	14.372	-	20.777	35.149	
		3.177	27.001	25.972	56.150	140.27
		3.933	22.062	114.275	140.270	
15	2001	16.490	7.244	16.102	39.837	
		-	64.211	43.632	107.843	124.33
		16.490	64.211	43.632	124.333	
16	2002	15.734	3.951	3.636	23.321	
		-	27.989	24.413	52.402	73.05
		9.682	-	63.370	73.053	
17	2003	16.036	8.891	36.360	61.287	
		1.362	41.161	52.982	95.504	118.45
		4.690	-	113.755	118.445	
18	2004	15.582	-	-	15.582	
		-	13.501	18.180	31.681	79.66
		5.900	-	73.759	79.659	
19	2005	14.372	-	-	14.372	
		-	31.941	57.137	89.078	130.68
		0.303	-	130.377	130.680	
20	2006	13.313	4.939	-	18.252	
		2.421	30.953	24.933	58.306	120.41
		1.815	30.294	88.303	120.413	

No	Tahun	Tanggal	CH Stasiun Pupuan (mm)	CH Stasiun Bajera (mm)	CH Stasiun Meliling (mm)
21	2007	5-Jun	98.00	18.00	-
		25-Dec	60.00	126.00	128.00
		19-Okt	12.00	40.00	158.00
22	2008	10-Mar	12.00	-	-
		8-Okt	12.00	84.00	-
		8-Nov	12.00	51.00	87.00
23	2009	5-Dec	130.00	6.00	-
		11-Jan	-	70.00	45.00
		17-Mar	6.00	25.00	183.00

No	Tahun	Stasiun Pupuan	Stasiun Bajera	Stasiun Meliling	Jumlah	CH Maks Tahunan
21	2007	14.826	5.927	-	20.753	
		9.077	41.490	66.487	117.054	117.05
		1.815	13.171	82.070	97.057	
22	2008	1.815	-	-	1.815	
		1.815	27.660	-	29.475	63.80
		1.815	16.794	45.190	63.799	
23	2009	19.667	1.976	-	21.643	
		-	23.050	23.374	46.424	104.20
		0.908	8.232	95.056	104.196	

Sumber: Perhitungan

Gambar 4.5. Grafik Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum

4.1.2.2. Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah DAS Pangkung 1

Perhitungan hujan yang berpengaruh pada DAS Pangkung 1 menggunakan faktor reduksi jarak. Berikut perhitungannya:

Gambar 4.6. Jarak Stasiun yang Berpengaruh terhadap Pusat DAS Pangkung 1

Tabel 4.15. Faktor Pembebanan Masing-masing Stasiun

No	Stasiun	Jarak Terhadap Pusat DAS (km)	$1/d^2$
1	Pupuan	10.250	9.51814E-03
2	Bajera	9.208	1.17942E-02
3	Meliling	6.028	2.75203E-02
Total			4.88327E-02

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.16. Faktor Reduksi Jarak

No	Stasiun	Faktor Reduksi Jarak
1	Pupuan	0.19
2	Bajera	0.24
3	Meliling	0.56
Total		1.00

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.17. Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah

No	Tahun	Tanggal	CH Stasiun Pupuan (mm)	CH Stasiun bajera (mm)	CH Stasiun Meliling (mm)
1	1987	29-Mar	115.00	12.00	39.00
		3-Mar	-	80.00	-
		25-Jan	-	72.00	81.00
2	1988	31-Okt	153.00	-	-
		2-Dec	14.00	91.00	-
		25-Nov	30.00	25.00	200.00
3	1989	7-Dec	110.00	30.00	22.00
		13-Jun	7.00	98.00	-
		4-Mar	40.00	85.00	109.00
4	1990	27-Jan	156.00	-	7.00
		6-Dec	-	95.00	105.00
		5-Mar	8.00	78.00	125.00
5	1991	21-Feb	156.00	-	2.00
		24-Dec	-	67.00	-
		30-Jan	34.00	62.00	82.00
6	1992	4-Okt	159.00	48.00	-
		8-Okt	24.00	189.00	-
		4-Feb	105.00	78.00	84.00
7	1993	8-Feb	119.00	-	26.00
		31-Dec	66.00	67.00	-
		6-Dec	85.00	53.00	117.00
8	1994	15-Mar	131.00	44.00	-
		28-Jan	34.00	74.00	29.00
		21-Feb	31.00	35.00	75.00
9	1995	11-Dec	122.00	24.00	-
		12-Jan	-	119.00	14.00
		6-Dec	40.00	66.00	97.00

No	Tahun	Stasiun Pupuan	Stasiun bajera	Stasiun Meliling	Jumlah	CH Maks Tahunan
		0.19	0.24	0.56	1.00	
1	1987	22.415	2.898	21.979	47.292	
		-	19.322	-	19.322	63.04
		-	17.390	45.649	63.038	
2	1988	29.822	-	-	29.822	
		2.729	21.979	-	24.707	124.60
		5.847	6.038	112.713	124.598	
3	1989	21.440	7.246	12.398	41.085	
		1.364	23.669	-	25.034	89.75
		7.797	20.529	61.428	89.754	
4	1990	30.406	-	3.945	34.351	
		-	22.945	59.174	82.119	90.84
		1.559	18.839	70.445	90.844	
5	1991	30.406	-	1.127	31.534	
		-	16.182	-	16.182	67.81
		6.627	14.974	46.212	67.814	
6	1992	30.991	11.593	-	42.584	
		4.678	45.648	-	50.326	86.64
		20.466	18.839	47.339	86.644	
7	1993	23.195	-	14.653	37.847	
		12.864	16.182	-	29.046	95.31
		16.568	12.801	65.937	95.305	
8	1994	25.534	10.627	-	36.161	
		6.627	17.873	16.343	40.843	56.76
		6.042	8.453	42.267	56.763	
9	1995	23.779	5.797	-	29.576	
		-	28.741	7.890	36.631	78.40
		7.797	15.941	54.666	78.403	

No	Tahun	Tanggal	CH Stasiun Pupuan (mm)	CH Stasiun bajera (mm)	CH Stasiun Meliling (mm)
10	1996	24-Okt	135.00	32.00	28.00
		8-Feb	36.00	89.00	17.00
		21-Nov	24.00	59.00	122.00
11	1997	13-Jan	125.00	32.00	35.00
		16-Nov	43.00	97.00	-
		21-Feb	45.00	11.00	88.00
12	1998	23-Sep	135.00	115.00	56.00
		13-Okt	-	131.00	-
		22-May	68.00	35.00	195.00
13	1999	3-Feb	124.00	20.00	15.00
		26-Jan	108.00	73.00	206.00
		26-Jan	108.00	73.00	206.00
14	2000	18-Jan	95.00	-	40.00
		6-Feb	21.00	82.00	50.00
		7-Feb	26.00	67.00	220.00
15	2001	1-Nov	109.00	22.00	31.00
		23-Okt	-	195.00	84.00
		23-Okt	109.00	195.00	84.00
16	2002	24-Jan	104.00	12.00	7.00
		16-Jan	-	85.00	47.00
		13-May	64.00	-	122.00
17	2003	30-Dec	106.00	27.00	70.00
		19-Nov	9.00	125.00	102.00
		6-Jan	31.00	-	219.00
18	2004	20-Jan	103.00	-	-
		3-Apr	-	41.00	35.00
		6-Feb	39.00	-	142.00
19	2005	30-Nov	95.00	-	-
		11-Jan	-	97.00	110.00
		13-Dec	2.00	-	251.00
20	2006	1-Apr	88.00	15.00	-
		9-May	16.00	94.00	48.00
		20-Jan	12.00	92.00	170.00
21	2007	5-Jun	98.00	18.00	-
		25-Dec	60.00	126.00	128.00
		19-Okt	12.00	40.00	158.00
22	2008	10-Mar	12.00	-	-
		8-Okt	12.00	84.00	-
		8-Nov	12.00	51.00	87.00
23	2009	5-Dec	130.00	6.00	-
		11-Jan	-	70.00	45.00
		17-Mar	6.00	25.00	183.00

No	Tahun	Stasiun Pupuan	Stasiun bajera	Stasiun Meliling	Jumlah	CH Maks Tahunan
10	1996	26.313	7.729	15.780	49.822	
		7.017	21.496	9.581	38.093	87.68
		4.678	14.250	68.755	87.683	
11	1997	24.364	7.729	19.725	51.818	
		8.381	23.428	-	31.809	61.02
		8.771	2.657	49.594	61.021	
12	1998	26.313	27.775	31.560	85.648	
		-	31.640	-	31.640	131.60
		13.254	8.453	109.895	131.602	
13	1999	24.169	4.830	8.453	37.453	
		21.051	17.631	116.094	154.776	154.78
		21.051	17.631	116.094	154.776	
14	2000	18.517	-	22.543	41.059	
		4.093	19.805	28.178	52.076	145.23
		5.068	16.182	123.984	145.234	
15	2001	21.246	5.314	17.470	44.030	
		-	47.097	47.339	94.436	115.68
		21.246	47.097	47.339	115.682	
16	2002	20.271	2.898	3.945	27.114	
		-	20.529	26.487	47.017	81.23
		12.474	-	68.755	81.229	
17	2003	20.661	6.521	39.449	66.631	
		1.754	30.190	57.483	89.428	129.46
		6.042	-	123.420	129.463	
18	2004	20.076	-	-	20.076	
		-	9.902	19.725	29.627	87.63
		7.602	-	80.026	87.628	
19	2005	18.517	-	-	18.517	
		-	23.428	61.992	85.420	141.84
		0.390	-	141.454	141.844	
20	2006	17.152	3.623	-	20.775	
		3.119	22.703	27.051	52.873	120.36
		2.339	22.220	95.806	120.365	
21	2007	19.102	4.347	-	23.449	
		11.695	30.432	72.136	114.263	114.26
		2.339	9.661	89.043	101.043	
22	2008	2.339	-	-	2.339	
		2.339	20.288	-	22.627	63.69
		2.339	12.318	49.030	63.687	
23	2009	25.339	1.449	-	26.788	
		-	16.907	25.360	42.267	110.34
		1.169	6.038	103.132	110.340	

Sumber: Perhitungan

Gambar 4.7. Grafik Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum

4.1.2.3.Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah DAS Pangkung 2

Perhitungan hujan yang berpengaruh pada DAS Pangkung 2 menggunakan faktor reduksi jarak. Berikut perhitungannya:

Gambar 4.8. Jarak Stasiun yang Berpengaruh terhadap Pusat DAS Pangkung 2

Tabel 4.18. Faktor Pembebanan Masing-masing Stasiun

No	Stasiun	Jarak Terhadap Pusat DAS (km)	$1/d^2$
1	Pupuan	13.031	5.88904E-03
2	Bajera	6.815	2.15312E-02
3	Meliling	3.380	8.75319E-02
Total			1.14952E-01

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.19. Faktor Reduksi Jarak

No	Stasiun	Faktor Reduksi Jarak
1	Pupuan	0.05
2	Bajera	0.19
3	Meliling	0.76
Total		1.00

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.20. Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah

No	Tahun	Tanggal	CH Stasiun Pupuan (mm)	CH Stasiun bajera (mm)	CH Stasiun Meliling (mm)
1	1987	29-Mar	115.00	12.00	39.00
		3-Mar	-	80.00	-
		25-Jan	-	72.00	81.00
2	1988	31-Okt	153.00	-	-
		2-Dec	14.00	91.00	-
		25-Nov	30.00	25.00	200.00
3	1989	7-Dec	110.00	30.00	22.00
		13-Jun	7.00	98.00	-
		4-Mar	40.00	85.00	109.00
4	1990	27-Jan	156.00	-	7.00
		6-Dec	-	95.00	105.00
		5-Mar	8.00	78.00	125.00
5	1991	21-Feb	156.00	-	2.00
		24-Dec	-	67.00	-
		30-Jan	34.00	62.00	82.00
6	1992	4-Okt	159.00	48.00	-
		8-Okt	24.00	189.00	-
		4-Feb	105.00	78.00	84.00
7	1993	8-Feb	119.00	-	26.00
		31-Dec	66.00	67.00	-
		6-Dec	85.00	53.00	117.00
8	1994	15-Mar	131.00	44.00	-
		28-Jan	34.00	74.00	29.00
		21-Feb	31.00	35.00	75.00
9	1995	11-Dec	122.00	24.00	-
		12-Jan	-	119.00	14.00
		6-Dec	40.00	66.00	97.00
10	1996	24-Okt	135.00	32.00	28.00
		8-Feb	36.00	89.00	17.00
		21-Nov	24.00	59.00	122.00
11	1997	13-Jan	125.00	32.00	35.00
		16-Nov	43.00	97.00	-
		21-Feb	45.00	11.00	88.00
12	1998	23-Sep	135.00	115.00	56.00
		13-Okt	-	131.00	-
		22-May	68.00	35.00	195.00
13	1999	3-Feb	124.00	20.00	15.00
		26-Jan	108.00	73.00	206.00
		26-Jan	108.00	73.00	206.00
14	2000	18-Jan	95.00	-	40.00
		6-Feb	21.00	82.00	50.00
		7-Feb	26.00	67.00	220.00
15	2001	1-Nov	109.00	22.00	31.00
		23-Okt	-	195.00	84.00
		23-Okt	109.00	195.00	84.00
16	2002	24-Jan	104.00	12.00	7.00
		16-Jan	-	85.00	47.00
		13-May	64.00	-	122.00
17	2003	30-Dec	106.00	27.00	70.00
		19-Nov	9.00	125.00	102.00
		6-Jan	31.00	-	219.00
18	2004	20-Jan	103.00	-	-
		3-Apr	-	41.00	35.00
		6-Feb	39.00	-	142.00
19	2005	30-Nov	95.00	-	-
		11-Jan	-	97.00	110.00

No	Tahun	Stasiun Pupuan	Stasiun bajera	Stasiun Meliling	Jumlah	CH Maks Tahunan
		0.05	0.19	0.76	1.00	
1	1987	5.891	2.248	29.697	37.836	
		-	14.984	-	14.984	75.16
		-	13.486	61.679	75.165	
2	1988	7.838	-	-	7.838	
		0.717	17.045	-	17.762	158.51
		1.537	4.683	152.293	158.512	
3	1989	5.635	5.619	16.752	28.007	
		0.359	18.356	-	18.715	100.97
		2.049	15.921	83.000	100.970	
4	1990	7.992	-	5.330	13.322	
		-	17.794	79.954	97.748	110.20
		0.410	14.610	95.183	110.203	
5	1991	7.992	-	1.523	9.515	
		-	12.549	-	12.549	75.79
		1.742	11.613	62.440	75.795	
6	1992	8.146	8.991	-	17.136	
		1.230	35.401	-	36.630	83.95
		5.379	14.610	63.963	83.952	
7	1993	6.096	-	19.798	25.894	
		3.381	12.549	-	15.931	103.37
		4.355	9.927	89.091	103.373	
8	1994	6.711	8.241	-	14.953	
		1.742	13.861	22.082	37.685	65.25
		1.588	6.556	57.110	65.254	
9	1995	6.250	4.495	-	10.745	
		-	22.289	10.660	32.950	88.27
		2.049	12.362	73.862	88.273	
10	1996	6.916	5.994	21.321	34.231	
		1.844	16.670	12.945	31.459	105.18
		1.230	11.051	92.899	105.179	
11	1997	6.404	5.994	26.651	39.049	
		2.203	18.169	-	20.372	71.37
		2.305	2.060	67.009	71.375	
12	1998	6.916	21.540	42.642	71.098	
		-	24.537	-	24.537	158.52
		3.484	6.556	148.485	158.525	
13	1999	6.353	3.746	11.422	21.521	
		5.533	13.673	156.862	176.068	176.07
		5.533	13.673	156.862	176.068	
14	2000	4.867	-	30.459	35.325	
		1.076	15.359	38.073	54.508	181.40
		1.332	12.549	167.522	181.404	
15	2001	5.584	4.121	23.605	33.310	
		-	36.525	63.963	100.488	106.07
		5.584	36.525	63.963	106.072	
16	2002	5.328	2.248	5.330	12.906	
		-	15.921	35.789	51.710	96.18
		3.279	-	92.899	96.177	
17	2003	5.430	5.057	53.302	63.790	
		0.461	23.413	77.669	101.544	168.35
		1.588	-	166.761	168.349	
18	2004	5.277	-	-	5.277	
		-	7.680	26.651	34.331	110.13
		1.998	-	108.128	110.126	
19	2005	4.867	-	-	4.867	191.23
		-	18.169	83.761	101.930	

No	Tahun	Tanggal	CH Stasiun Pupuan (mm)	CH Stasiun bajera (mm)	CH Stasiun Meliling (mm)
		13-Dec	2.00	-	251.00
20	2006	1-Apr	88.00	15.00	-
		9-May	16.00	94.00	48.00
		20-Jan	12.00	92.00	170.00
21	2007	5-Jun	98.00	18.00	-
		25-Dec	60.00	126.00	128.00
		19-Okt	12.00	40.00	158.00
22	2008	10-Mar	12.00	-	-
		8-Okt	12.00	84.00	-
		8-Nov	12.00	51.00	87.00
23	2009	5-Dec	130.00	6.00	-
		11-Jan	-	70.00	45.00
		17-Mar	6.00	25.00	183.00

No	Tahun	Stasiun Pupuan	Stasiun bajera	Stasiun Meliling	Jumlah	CH Maks Tahunan
		0.102	-	191.127	191.230	
20	2006	4.508	2.810	-	7.318	
		0.820	17.607	36.550	54.977	147.30
		0.615	17.232	129.449	147.296	
21	2007	5.021	3.372	-	8.392	
		3.074	23.601	97.467	124.142	128.42
		0.615	7.492	120.311	128.418	
22	2008	0.615	-	-	0.615	
		0.615	15.734	-	16.348	76.41
		0.615	9.553	66.247	76.415	
23	2009	6.660	1.124	-	7.784	
		-	13.111	34.266	47.377	144.34
		0.307	4.683	139.348	144.338	

Sumber: Perhitungan

Gambar 4.9. Grafik Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum

4.1.3 Analisa Curah Hujan Rancangan (*Design Rainfall*)

Dari data curah hujan maksimum tahunan yang diperoleh menggunakan metode rata-rata aljabar selanjutnya dihitung curah hujan rancangan dengan menggunakan metode E.J. Gumbel Tipe I dan metode Log Pearson Tipe III. Berikut adalah tahapan perhitungan curah hujan rancangan metode E.J. Gumbel Tipe I dan metode Log Pearson Tipe III:

4.1.3.1. E.J. Gumbel Tipe I

1. Menjumlahkan data hujan harian maksimum tahunan (n) sebanyak 23 tahun:

$$\sum X = 2.227{,}65$$

2. Menghitung harga rerata dengan rumus berikut:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} X\,i}{n} = \frac{2.227{,}65}{23} = 96{,}8544$$

3. Menghitung harga standard deviasi dengan rumus berikut:

$$Sx = \sqrt{\frac{\sum_{i-1}^{n}(X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{16730.7889}{23-1}} = 27{,}577$$

4. Menghitung koefisien kepencengan/*Skewness* dengan rumus berikut:

$$Cs = \frac{n.\sum_{i-1}^{n}(Xi - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)Sx^3} = \frac{23x69848{,}3995}{(23-1)x(23-2)x27{,}577^3} = 0{,}1658$$

5. Setelah mendapatkan nilai Cs, maka sesuai dengan kala ulang (Tr) yang direncanakan didapat nilai faktor frekuensi (G) dan Probabilitas (P dalam %) dengan menggunakan table frekuensi.

Tabel 4.21. Perhitungan Parameter Statistik Gumbel Tipe I

No.	Tahun	$X_{terurut}$	$(X_i - X_{rerata})$	$(X_i - X_{rerata})^2$	$(X_i - X_{rerata})^3$	$(X_i - X_{rerata})^4$
1	1994	55.17	-41.682	1737.416	-72419.5	3018615
2	1997	56.14	-40.715	1657.679	-67491.8	2747901
3	2008	63.80	-33.055	1092.632	-36117.0	1193846
4	1987	65.78	-31.072	965.468	-29999.0	932129
5	1991	68.15	-28.702	823.790	-23644.2	678631
6	2002	73.05	-23.801	566.522	-13484.2	320947
7	1995	78.17	-18.685	349.146	-6523.9	121903
8	2004	79.66	-17.195	295.676	-5084.2	87424
9	1992	85.20	-11.653	135.796	-1582.4	18440
10	1996	86.43	-10.425	108.686	-1133.1	11813
11	1989	90.66	-6.196	38.389	-237.9	1474
12	1993	91.08	-5.770	33.290	-192.1	1108
13	1990	91.82	-5.031	25.312	-127.3	641
14	2009	104.20	7.341	53.893	395.6	2904
15	1988	116.66	19.802	392.131	7765.1	153767
16	2007	117.05	20.200	408.028	8242.1	166487
17	2003	118.45	21.591	466.155	10064.6	217300
18	2006	120.41	23.559	554.999	13074.9	308024
19	1998	123.10	26.247	688.895	18081.3	474576
20	2001	124.33	27.478	755.063	20747.9	570121
21	2005	130.68	33.825	1144.140	38700.7	1309057
22	2000	140.27	43.416	1884.929	81835.6	3552957
23	1999	147.38	50.525	2552.752	128977.2	6516542
Jumlah :		2227.65	0.000	16730.79	69848.40	22406608

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.22. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel Tipe I

T	Y_T	Sd	Y_n	S_n	G	X (mm)
2	0.3665	27.577	0.5283	1.0811	-0.1497	92.7275
5	1.4999	27.577	0.5283	1.0811	0.8988	121.6392
10	2.2504	27.577	0.5283	1.0811	1.5929	140.7814
20	2.9702	27.577	0.5283	1.0811	2.2587	159.1429
25	3.1985	27.577	0.5283	1.0811	2.4699	164.9675
50	3.9019	27.577	0.5283	1.0811	3.1206	182.9101
100	4.6001	27.577	0.5283	1.0811	3.7664	200.7202
200	5.2958	27.577	0.5283	1.0811	4.4099	218.4654
1000	6.9073	27.577	0.5283	1.0811	5.9004	259.5705

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

T = Kala ulang (tahun)

Y_T = Nilai reduksi data dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu

Sd = Simpangan baku

S_n = Reduced Standar Deviation yang nilainya tergantung dari jumlah data (n)

G = Faktor frekuensi

X = Nilai yang diharapkan terjadi untuk kala ulang tertentu (mm)

4.1.3.2. Log Pearson Tipe III

1. Menjumlahkan data hujan harian maksimum tahunan sebanyak 2 tahun diubah dalam bentuk logaritma:

$$\sum \log X = 45{,}2760$$

2. Menghitung harga rerata logaritma dengan rumus berikut:

$$\overline{Log\ X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Logx\ i}{n} = \frac{45{,}2760}{23} = 1.9685$$

3. Menghitung harga standard deviasi dengan rumus berikut:

$$S\ Logx = \sqrt{\frac{\sum_{i-1}^{n}(LogX_i - \overline{Log\ X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0{,}36112}{23-1}} = 0{,}1281$$

4. Menghitung koefisien kepencengan (*Skewness*) dengan rumus berikut:

$$Cs = \frac{n.\sum_{i-1}^{n}(LogXi - \overline{Log\ X})^3}{(n-1)(n-2)SLogx^3} = \frac{23x(-0{,}0091)}{(23-1)x(23-2)x0{,}1281^3} = -0{,}2154$$

5. Setelah mendapatkan nilai Cs, maka sesuai dengan kala ulang (Tr) yang direncanakan didapat nilai faktor frekuensi (G) dan Probabilitas (P dalam %) dengan menggunakan table frekuensi.
6. Menghitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus:

   $LogX_T = \overline{LogX} + K.Sd$

   $LogX_{1000} = 1{,}9685 + 2{,}7892.0{,}1281 = 2{,}3259$
7. Menghitung antilog dari log X_T untuk mendapatkan debit banjir dengan waktu balik yang dikehendaki X_T

   $X_{1000} = 10^{logX} = 10^{2{,}3259} = 211{,}771$

Tabel 4.23. Perhitungan Parameter Statistik Log Pearson Tipe III DAS Lambuk

No.	Xi	Log Xi	(Log Xi - rerata Log X)	(Log Xi - rerata Log X)^2	(Log Xi - rerata Log X)^3	(Log Xi - rerata Log X)^4
1	55.17	1.7417	-0.2268	0.0514	-0.0117	0.0026
2	56.14	1.7493	-0.2193	0.0481	-0.0105	0.0023
3	63.80	1.8048	-0.1637	0.0268	-0.0044	0.0007
4	65.78	1.8181	-0.1504	0.0226	-0.0034	0.0005
5	68.15	1.8335	-0.135	0.0182	-0.0025	0.0003
6	73.05	1.8636	-0.1049	0.0110	-0.0012	0.0001
7	78.17	1.8930	-0.0755	0.0057	-0.0004	0.0000
8	79.66	1.9012	-0.0673	0.0045	-0.0003	0.0000
9	85.20	1.9304	-0.0381	0.0015	-0.0001	0.0000
10	86.43	1.9367	-0.0319	0.0010	0.0000	0.0000
11	90.66	1.9574	-0.0111	0.0001	0.0000	0.0000
12	91.08	1.9594	-0.0091	0.0001	0.0000	0.0000
13	91.82	1.9630	-0.0056	0.0000	0.0000	0.0000
14	104.20	2.0178	0.0493	0.0024	0.0001	0.0000
15	116.66	2.0669	0.0984	0.0097	0.0010	0.0001
16	117.05	2.0684	0.0999	0.0100	0.0010	0.0001
17	118.45	2.0735	0.105	0.0110	0.0012	0.0001
18	120.41	2.0807	0.1122	0.0126	0.0014	0.0002
19	123.10	2.0903	0.1217	0.0148	0.0018	0.0002
20	124.33	2.0946	0.1261	0.0159	0.0020	0.0003
21	130.68	2.1162	0.1477	0.0218	0.0032	0.0005
22	140.27	2.1470	0.1784	0.0318	0.0057	0.0010
23	147.38	2.1684	0.1999	0.0400	0.0080	0.0016
	∑ =	45.2760	-0.0001	0.3611	-0.0091	0.0107
	Log X_{rerata} =	1.9685				
	Sd =	0.1281				

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.24. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III

T	P(%)	Cs	G	Log X	X (mm)
2	50	-0.2154	0.0356	1.9731	93.9910
5	20	-0.2154	0.8505	2.0775	119.5315
10	10	-0.2154	1.2560	2.1294	134.7220
20	5	-0.2154	1.6049	2.1741	149.3279
25	4	-0.2154	1.6743	2.1830	152.4159
50	2	-0.2154	1.9365	2.2166	164.6742
100	1	-0.2154	2.1666	2.2461	176.2388
200	0.5	-0.2154	2.3735	2.2726	187.3316
1000	0.1	-0.2154	2.7892	2.3259	211.7710

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

T = Kala ulang (tahun)

P = Probabilitas

Cs = Koefisien kepencengan

G = Faktor frekuensi

LogX = Nilai logaritmis

X = Antilog

Tabel 4.25. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III dan Gumbel Tipe I

No.	Kala Ulang (tahun)	Distribusi Gumbel Tipe I (mm)	Distribusi Log Pearson Tipe III (mm)
1	2	92.727	93.991
2	5	121.639	119.532
3	10	140.781	134.722
4	20	159.143	149.313
5	25	164.967	152.416
6	50	182.91	164.674
7	100	200.72	176.239
8	200	218.465	187.332
9	1000	259.571	211.771

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.10. Grafik Analisis Curah Hujan Rancangan Harian Maksimum Tahunan

4.1.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Uji kesesuaian distribusi frekuensi dilakukan untuk mengetahui apakah pemilihan distribusi yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rancangan diterima atau ditolak. Dalam perhitungan ini menggunakan metode Smirnov Kolmogorov dan metode Chi Kuadrat.

4.1.4.1.Uji Smirnov Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan secara horizontal, yaitu merupakan selisih simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris. Uji kesesuaian Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrk (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Berikut contoh perhitungannya berdasarkan distribusi Log Pearson Tipe III:

1. Mengurutkan data X (hasil perhitungan dengan menggunakan curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan) dari kecil ke besar atau sebaliknya.
2. Menghitung Probabilitas empiris (Pe) untuk data X = 55,172 mm/hari dengan rumus **Weibull** (persamaan 2-13)

$$Pe(x) = \frac{m}{n+1} x100\%$$

$$= \frac{1}{23+1} = 4{,}17\%$$

3. Menghitung faktor frekuensi (K) untuk data X = 55,172 mm/hari dengan rumus berikut ini :

$$K = \frac{LogX - Log\bar{X}}{S_d}$$

$$K = \frac{1,742 - 1,9685}{0,1281} = -1,7703$$

4. Pada perhitungan metode distribusi frekuensi diperoleh Cs = $-0,2154$. Dengan nilai K = -1,7703 maka akan didapatkan nilai Pt (x)= 1,1666
5. Menghitung simpangan (ΔP) untuk data X = 55,172 mm/hari dengan cara mencari harga mutlak dari selisih antara probabilitas Pe(x) dan Pt(x) dengan rumus berikut:

   $\Delta P = |Pe(X) - Pt(X)|$

   $\Delta P = |4,17 - 4,66| = 0,493\%$
6. Dari nilai (ΔP) setiap data X, kemudian dicari nilai maksimalnya yaitu ΔP max = 14,463%
7. Mencari nilai simpangan kritis (ΔPcr) dari tabel 2.5 dibawah ini berdasarkan banyak data X dinyatakan dalam n = 23 tahun dan derajat kepercayaan α = 5%
8. Menentukan kelayakan atau kesesuaian distribusi diterima atau ditolak dengan membandingkan nilai (ΔPmax) dengan (ΔPcr).

   Dengan kemungkinan sebagai berikut :

   ΔPmax = 14,463 % < ΔPcr = 27,80 %, maka distribusinya diterima. Untuk selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.26 berikut ini.

Tabel 4.26. Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III

Tahun	m	Pe(x) (%)	Xi (mm/hari)	log Xi	log Xi - log X_{rerata}	K	Pt (%)	Pt (x) (%)	ΔP (%)
1994	1	4.17	55.172	1.7417	-0.2268	-1.770	95.34	4.660	0.493
1997	2	8.33	56.140	1.7493	-0.2193	-1.711	95.04	4.963	3.371
2008	3	12.50	63.799	1.8048	-0.1637	-1.278	89.48	10.517	1.983
1987	4	16.67	65.782	1.8181	-0.1504	-1.174	87.29	12.710	3.957
1991	5	20.83	68.153	1.8335	-0.1350	-1.054	84.75	15.246	5.587
2002	6	25.00	73.053	1.8636	-0.1049	-0.819	79.64	20.361	4.639
1995	7	29.17	78.169	1.8930	-0.0755	-0.589	71.67	28.325	0.841
2004	8	33.33	79.659	1.9012	-0.0673	-0.525	69.45	30.547	2.786
1992	9	37.50	85.201	1.9304	-0.0381	-0.297	61.54	38.461	0.961
1996	10	41.67	86.429	1.9367	-0.0319	-0.249	59.86	40.144	1.523
1989	11	45.83	90.659	1.9574	-0.0111	-0.087	54.24	45.758	0.075
1993	12	50.00	91.085	1.9594	-0.0091	-0.071	53.69	46.309	3.691
1990	13	54.17	91.823	1.9630	-0.0056	-0.043	52.74	47.258	6.909
2009	14	58.33	104.196	2.0178	0.0493	0.385	37.13	62.871	4.537
1988	15	62.50	116.657	2.0669	0.0984	0.768	23.04	76.963	14.463
2007	16	66.67	117.054	2.0684	0.0999	0.779	22.61	77.387	10.721
2003	17	70.83	118.445	2.0735	0.1050	0.820	21.14	78.861	8.028
2006	18	75.00	120.413	2.0807	0.1122	0.875	19.39	80.614	5.614
1998	19	79.17	123.101	2.0903	0.1217	0.950	16.33	83.671	4.504
2001	20	83.33	124.333	2.0946	0.1261	0.984	16.71	83.292	0.041
2005	21	87.50	130.680	2.1162	0.1477	1.153	12.55	87.453	0.047
2000	22	91.67	140.270	2.1470	0.1784	1.393	8.04	91.960	0.294
1999	23	95.83	147.379	2.1684	0.1999	1.560	5.64	94.362	1.471
		Rerata	96.8544	1.9685	α	5%		ΔP max	14.463
		Cs	0.1658	-0.2154	n	23		ΔPcr	27.8
		Sd	27.5770	0.1281	ΔPmax	<	ΔPcr	hipotesa diterima	

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan :

Pe = Probabilitas empiris

Pt = Probabilitas teoritis

Tabel 4.27. Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Gumbel Tipe I

Tahun	m	Pe(x) (%)	Xi (mm/hari)	Tt	Pt (%)	Pt(x) (%)	ΔP (%)
1994	1	4.17	55.1721	1.02	97.98	2.02	2.15
1997	2	8.33	56.1398	1.02	97.60	2.40	5.93
2008	3	12.50	63.7994	1.08	92.66	7.34	5.16
1987	4	16.67	65.7824	1.10	90.78	9.22	7.44
1991	5	20.83	68.1526	1.13	88.16	11.84	8.99
2002	6	25.00	73.0527	1.22	81.69	18.31	6.69
1995	7	29.17	78.1689	1.36	73.79	26.21	2.96
2004	8	33.33	79.6592	1.40	71.33	28.67	4.66
1992	9	37.50	85.2013	1.62	61.91	38.09	0.59
1996	10	41.67	86.4292	1.67	59.80	40.20	1.47
1989	11	45.83	90.6585	1.90	52.72	47.28	1.45
1993	12	50.00	91.0846	1.92	52.01	47.99	2.01
1990	13	54.17	91.8233	1.97	50.81	49.19	4.98
2009	14	58.33	104.1956	3.04	32.91	67.09	8.75
1988	15	62.50	116.6567	4.99	20.05	79.95	17.45
2007	16	66.67	117.0541	5.07	19.71	80.29	13.63
2003	17	70.83	118.4450	5.38	18.59	81.41	10.57
2006	18	75.00	120.4128	5.84	17.12	82.88	7.88
1998	19	79.17	123.1012	6.55	15.28	84.72	5.56
2001	20	83.33	124.3328	6.91	14.48	85.52	2.18
2005	21	87.50	130.6795	9.09	11.00	89.00	1.50
2000	22	91.67	140.2702	13.92	7.18	92.82	1.15
1999	23	95.83	147.3792	19.15	5.22	94.78	1.05
		Rerata	96.854	n	23.00	ΔP max	17.45%
		Cs	0.1658	α	5%	ΔPcr	27.80%
		S	27.577	ΔPmax	<	ΔPcr	hipotesa diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.28. Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi Smirnov Kolmogorov

No.	Metode Distribusi	Nilai χ^2_{hitung}	Nilai χ^2_{kritis}	Keterangan
1	Distribusi Gumbel Tipe I	17.45%	27.80%	Δ^2maks < Δ^2kritis = Diterima
2	Distribusi Log Pearson Tipe III	14.46%	27.80%	Δ^2maks < Δ^2kritis = Diterima

Sumber: Perhitungan

4.1.4.2.Uji Chi Kuadrat

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima secara teoritis atau tidak. Pengambilan uji ini menggunakan parameter X^2, oleh karena itu disebut dengan uji Chi Kuadrat. (Soewarno, 1995:194)

Berikut contoh perhitungannya berdasarkan distribusi Log Pearson Tipe III:

1. Mengurutkan data X (hasil perhitungan dengan menggunakan curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan) dari kecil ke besar atau sebaliknya.
2. Mengelompokkan data X dengan menentukan jumlah kelas (K), dengan rumus berikut:

   $K = 1 + 3{,}322\ Log\ (n)$

   $K = 1 + 3{,}322\ Log\ (23) = 6$
3. Menentukan interval kelas dengan rumus berikut:

   Interval Kelas = $\frac{100\ \%}{K} = 16{,}7\%$
4. Menjumlahkan banyaknya probabiltas teoritis (Pt%) yang masuk dalam interval masing-masing kelas sehingga didapat nilai Observasi Frekuensi (O_f) = 5, untuk interval P ≤ 16,7%.
5. Menentukan frekuensi data yang diharapkan (E_f), dengan rumus berikut:

   $$E_f = \frac{n}{K} = \frac{23}{6} = 3{,}833$$
6. Menentukan nilai $(X^2)_{hitung}$, dengan rumus berikut:

   $$(X^2)_{hitung} = \sum_{f=1}^{K} \frac{(O_f - E_f)^2}{E_f} = 4{,}391$$
7. Menentukan derajat kebebasan (DK) dengan rumus berikut:

   $DK = K - (p + 1) = 6 - (2 + 1) = 3$
8. Menentukan nilai $(X^2)_{cr}$ = 7,815, dari tabel 2.8 berdasarkan DK = 3 dan α = 5%.
9. Membandungkan $(X^2)_{hitung}$ dengan $(X^2)_{cr,}$ dengan kemungkinan berikut :

   $(X^2)_{hitung} = 4{,}391 < (X^2)_{cr} = 7{,}815$ sehingga distribuinya diterima.

Tabel 4.29. Besarnya Peluang dan Nilai Batas Kelas untuk Distribusi Log Pearson Tipe III.

P(%)	Cs	G	Log X	X (mm)
16.67	-0.2154	0.9856	2.0948	124.3945
33.33	-0.2154	0.4882	2.0311	107.4149
50.00	-0.2154	0.0356	1.9731	93.9910
66.67	-0.2154	-0.4449	1.9115	81.5680
83.33	-0.2154	-0.9868	1.8421	69.5177

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.30. Perhitungan Uji Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

No.	Nilai Batas Sub Kelas					Jumlah Data		$(OF - EF)^2$	$(OF - EF)^2 / EF$
						OF	EF		
1	X		<		69.5177	5	3.833	1.361	0.355
2	69.5177	<	X	<	81.5680	3	3.833	0.694	0.181
3	81.5680	<	X	<	93.9910	5	3.833	1.361	0.355
4	93.9910	<	X	<	107.4149	1	3.833	8.028	2.094
5	107.4149	<	X	<	124.3945	6	3.833	4.694	1.225
6	X		>		124.3945	3	3.833	0.694	0.181
Jumlah :						23	23	16.833	4.391

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan :

OF = Nilai Pengamatan

EF = Nilai Teoritis

χ^2_{hitung} = 4.391

DK = K - (P + 1)

K (jumlah kelas) = 6

P (parameter yang terikat dalam agihan frekuensi) = 2

Untuk : DK = 2 dan α= 5% χ^2_{cr} = 7,815

Ternyata $\chi^2_{hitung} < \chi^2_{cr}$ (Distribusi Frekuensi Dapat Diterima)

Tabel 4.31. Besar Peluang dan Nilai Batas Kelas untuk Distribusi Gumbel Tipe I

P(%)	T	Y_T	S_d	Y_n	S_n	K	X (mm)
16.7	6	1.7020	27.577	0.5283	1.0811	1.0856	126.7930
33.3	3	0.9027	27.577	0.5283	1.0811	0.3463	106.4052
50.0	2	0.3665	27.577	0.5283	1.0811	-0.1497	92.7275
66.7	1.5	-0.0940	27.577	0.5283	1.0811	-0.5757	80.9794
83.3	1.2	-0.5832	27.577	0.5283	1.0811	-1.0281	68.5020

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.32. Perhitungan Uji Chi Kuadrat Distribusi Gumbel Tipe I

No.	Nilai Batas Sub Kelas					Jumlah Data		$(OF - EF)^2$	$(OF - EF)^2 / EF$
						OF	EF		
1	X		<		68.5020	5	3.833	1.361	0.355
2	68.5020	<	X	<	80.9794	3	3.833	0.694	0.181
3	80.9794	<	X	<	92.7275	5	3.833	1.361	0.355
4	92.7275	<	X	<	106.4052	1	3.833	8.028	2.094
5	106.4052	<	X	<	126.7930	6	3.833	4.694	1.225
6	126.7930		>			3	3.833	0.694	0.181
Jumlah						23	23		4.391

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan :

OF = Nilai Pengamatan

EF = Nilai Teoritis

χ^2_{hitung} = 4.391

DK = K - (P + 1)

K (jumlah kelas) = 6

P (parameter yang terikat dalam agihan frekuensi) = 2

Untuk : DK = 2 dan α= 5% χ^2_{cr} = 7,815

Ternyata $\chi^2_{hitung} < \chi^2_{cr}$ (Distribusi Frekuensi Dapat Diterima)

Tabel 4.33. Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi Chi Kuadrat

No.	Metode Distribusi	Nilai χ^2_{hitung}	Nilai χ^2_{kritis}	Keterangan
1	Distribusi Gumbel Tipe I	4.391	7.815	Δ^2maks < Δ^2kritis = Diterima
2	Distribusi Log Pearson Tipe III	4.391	7.815	Δ^2maks < Δ^2kritis = Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

Perbedaan hasil perhitungan curah hujan rancangan tidak berbeda secara nyata signifikan. Dari hasil uji statistik Chi Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorof kedua metode distribusi dapat diterima, namun berdasarkan nilai penyimpangan dari hasil uji statistik Chi Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorof nilai penyimpangan distribusi Log Pearson type III lebih kecil dibandingkanGumbel Tipe I, sehingga dipilih hasil dari perhitungan curah hujan rancangan metode Log Pearson Tipe III.

Dengan terpilihnya metode Log Pearson pada perhitungan curah hujan rancangan DAS Lambuk, maka dalam perhitungan curah hujan rancangan DAS Pangkung 1dan DAS Pangkung 2 juga digunakan metode Log Pearson. Berikut hasil perhitungannya:

Tabel 4.34. Perhitungan Parameter Statistik Log Pearson Tipe III DAS Pangkung 1

No.	Xi	Log Xi	(Log Xi - rerata Log X)	(Log Xi - rerata Log X)^2	(Log Xi - rerata Log X)^3	(Log Xi - rerata Log X)^4
1	56.76	1.7541	-0.2268	0.0514	-0.0117	0.0026
2	61.02	1.7855	-0.2193	0.0481	-0.0105	0.0023
3	63.04	1.7996	-0.1637	0.0268	-0.0044	0.0007
4	63.69	1.8040	-0.1504	0.0226	-0.0034	0.0005
5	67.81	1.8313	-0.135	0.0182	-0.0025	0.0003
6	78.40	1.8943	-0.1049	0.0110	-0.0012	0.0001

No.	Xi	Log Xi	(Log Xi - rerata Log X)	(Log Xi - rerata Log X)^2	(Log Xi - rerata Log X)^3	(Log Xi - rerata Log X)^4
7	81.23	1.9097	-0.0755	0.0057	-0.0004	0.0000
8	86.64	1.9377	-0.0673	0.0045	-0.0003	0.0000
9	87.63	1.9426	-0.0381	0.0015	-0.0001	0.0000
10	87.68	1.9429	-0.0319	0.0010	0.0000	0.0000
11	89.75	1.9531	-0.0111	0.0001	0.0000	0.0000
12	90.84	1.9583	-0.0091	0.0001	0.0000	0.0000
13	95.31	1.9791	-0.0056	0.0000	0.0000	0.0000
14	110.34	2.0427	0.0493	0.0024	0.0001	0.0000
15	114.26	2.0579	0.0984	0.0097	0.0010	0.0001
16	115.68	2.0633	0.0999	0.0100	0.0010	0.0001
17	120.36	2.0805	0.105	0.0110	0.0012	0.0001
18	124.60	2.0955	0.1122	0.0126	0.0014	0.0002
19	129.46	2.1121	0.1217	0.0148	0.0018	0.0002
20	131.60	2.1193	0.1261	0.0159	0.0020	0.0003
21	141.84	2.1518	0.1477	0.0218	0.0032	0.0005
22	145.23	2.1621	0.1784	0.0318	0.0057	0.0010
23	154.78	2.1897	0.1999	0.0400	0.0080	0.0016
	∑ =	45.5672	-0.0001	0.3611	-0.0091	0.0107
	Log X_{rerata} =	1.9812				
	Sd =	0.1308				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.35. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III DAS Pangkung 1

T	P(%)	Cs	G	Log X	X (mm)
2	50	-0.1519	0.0253	1.9845	96.4925
5	20	-0.1519	0.8433	2.0915	123.4471
10	10	-0.1519	1.2638	2.1465	140.1140
20	5	-0.1519	1.6254	2.1938	156.2356
25	4	-0.1519	1.6973	2.2032	159.6568
50	2	-0.1519	1.9714	2.2390	173.3979
100	1	-0.1519	2.2136	2.2707	186.5153
200	0.5	-0.1519	2.4332	2.2994	199.2691
1000	0.1	-0.1519	2.8773	2.3575	227.7873

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.36. Perhitungan Parameter Statistik Log Pearson Tipe III DAS Pangkung 2

No.	Xi	Log Xi	(Log Xi - rerata Log X)	(Log Xi - rerata Log X)^2	(Log Xi - rerata Log X)^3	(Log Xi - rerata Log X)^4
1	65.25	1.8146	-0.2268	0.0514	-0.0117	0.0026
2	71.37	1.8535	-0.2193	0.0481	-0.0105	0.0023
3	75.16	1.8760	-0.1637	0.0268	-0.0044	0.0007
4	75.79	1.8796	-0.1504	0.0226	-0.0034	0.0005
5	76.41	1.8832	-0.135	0.0182	-0.0025	0.0003
6	83.95	1.9240	-0.1049	0.0110	-0.0012	0.0001
7	88.27	1.9458	-0.0755	0.0057	-0.0004	0.0000
8	96.18	1.9831	-0.0673	0.0045	-0.0003	0.0000
9	100.97	2.0042	-0.0381	0.0015	-0.0001	0.0000
10	103.37	2.0144	-0.0319	0.0010	0.0000	0.0000
11	105.18	2.0219	-0.0111	0.0001	0.0000	0.0000
12	106.07	2.0256	-0.0091	0.0001	0.0000	0.0000

No.	Xi	Log Xi	(Log Xi - rerata Log X)	(Log Xi - rerata Log X)^2	(Log Xi - rerata Log X)^3	(Log Xi - rerata Log X)^4
13	110.13	2.0419	-0.0056	0.0000	0.0000	0.0000
14	110.20	2.0422	0.0493	0.0024	0.0001	0.0000
15	128.42	2.1086	0.0984	0.0097	0.0010	0.0001
16	144.34	2.1594	0.0999	0.0100	0.0010	0.0001
17	147.30	2.1682	0.105	0.0110	0.0012	0.0001
18	158.51	2.2001	0.1122	0.0126	0.0014	0.0002
19	158.52	2.2001	0.1217	0.0148	0.0018	0.0002
20	168.35	2.2262	0.1261	0.0159	0.0020	0.0003
21	176.07	2.2457	0.1477	0.0218	0.0032	0.0005
22	181.40	2.2586	0.1784	0.0318	0.0057	0.0010
23	191.23	2.2816	0.1999	0.0400	0.0080	0.0016
	∑ =	47.1586	0.00	0.3611	-0.0091	0.0107
	Log X_{rerata} =	2.0504				
	Sd =	0.14430				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.37. Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III DAS Pangkung 2

T	P(%)	Cs	G	Log X	X (mm)
2	50	0.0793	-0.0135	2.0484	111.7964
5	20	0.0793	0.8372	2.1712	148.3163
10	10	0.0793	1.2899	2.2365	172.3902
20	5	0.0793	1.6968	2.2952	197.3434
25	4	0.0793	1.7780	2.3069	202.7383
50	2	0.0793	2.0960	2.3528	225.3373
100	1	0.0793	2.3847	2.3945	248.0194
200	0.5	0.0793	2.6505	2.4328	270.9251
1000	0.1	0.0793	3.2049	2.5129	325.7280

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.5 Curah Hujan Harian Rancangan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (*Probable Maximum Precipitation*, PMP

Untuk kepentingan perencanaan pelimpah Bendungan Lambuk, maka perlu diketahui besarnya nilai PMP (*Probable Maximum Precipitation*), yang kemudian dilanjutkan untuk menganalisa banjir terbesar yang mungkin terjadi (*Probable Maximum Flood*, PMF) yang nantinya dipakai sebagai kontrol terhadap analisa perencanaan kapasitas pelimpah pada kondisi ekstrem. Cara ini efektif bila luas DAS ≤ 1000 km^2 dan terdapat faktor-faktor pembatas lain, seperti ketersediaan data meteorologi. Berikut contoh perhitungan *Probable Maximum Precipitation*:

1. Mengurutkan data X (hasil perhitungan curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan) dari kecil ke besar atau sebaliknya.
2. Menjumlahkan data X secara keseluruhan.

3. Mengihitung rerata ($\overline{X_n}$) = 96,85 mm/hari
4. Menghitung simpangan baku (Sn) = 27,58
5. Menghitung curah hujan rata-rata tanpa memasukkan data-data hujan yang maksimum ($\overline{X}_{n-m}$) = 94,56 mm/hari
6. Menghitung simpangan baku tanpa memasukkan data curah hujan yang maksimum (S_{n-m}) = 25,88
7. Menghitung nilai $\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$ dengan nilai 0,98
8. Menghitung nilai S_{n-m}/S_n dengan nilai 0,94
9. Mencari faktor koreksi (Fk1) untuk $\overline{X_n}$ pada gambar 4.11, berdasarkan nilai $\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$ dan panjang data dalam tahun (n), diperoleh (Fk1) = 101,8 %
10. Mencari faktor koreksi (Fk1) untuk Sn pada gambar 4.12, berdasarkan nilai S_{n-m}/S_n dan panjang data dalam tahun (n), diperoleh (Fk1) = 107,8 %
11. Mencari faktor koreksi (Fk2) untuk $\overline{X_n}$ dan Sn pada gambar 4.13, berdasarkan panjang data dalam tahun (n), diperoleh (Fk2) = 101,6 % dan 106,3 %
12. Menghitung $\overline{X_n}$ terkoreksi dengan rumus berikut:

    $\overline{X_n}$ terkoreksi = $\overline{X_n}.F_{k1}.F_{k2}$ = 96,85 x 101,8 % x 101,6 %

    = 100,17 mm/hari
13. Menghitung Sn terkoreksi dengan rumus berikut:

    S_n terkoreksi = $S_n.F_{k1}.F_{k2}$ = 27,58 x 107,8 % x 106,3 %

    = 31,60 mm/hari
14. Menentukan nilai Km pada gambar 4.14, berdasarkan nilai $\overline{X_n}$ sebelum terkoreksi diperoleh nilai Km = 11,7
15. Menghitung hujan maksimum yang mungkin terjadi (Xm) dengan rumus sebagai berikut:

    $X_m = \overline{X_n} + K_m.S_n = 100{,}17 + (11{,}7x31{,}60) = 469{,}91\ mm/hari$
16. Menentukan faktor reduksi (F_{red}) luasan pada gambar 4.15, berdasarkan luas DAS = 12,97 km^2 dengan durasi hujan 6 jam, diperoleh nilai (F_{red}) = 0,95
17. Menentukan faktor koreksi pada gambar 4.16, berdasarkan panjang data 23 tahun diperoleh nilai 1,0061.
18. Menghitung hujan maksimum terkoreksi ($PMP_{terkoreksi}$) dengan rumus berikut:

    $PMP_{terkoreksi}$ = X_m . F_{red} . faktor reduksi = 469,91 . 0,95 . 100,61 = 449,14 mm/hari.

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.38 berikut:

Tabel 4.38. Perhitungan Hujan Harian Maksimum PMP DAS Lambuk

No	Tahun	Hujan Maks Harian Tahuan (mm)	CH Diurutkan (X) (mm)
1	1987	65.78	55.17
2	1988	116.66	56.14
3	1989	90.66	63.8
4	1990	91.82	65.78
5	1991	68.15	68.15
6	1992	85.2	73.05
7	1993	91.08	78.17
8	1994	55.17	79.66
9	1995	78.17	85.2
10	1996	86.43	86.43
11	1997	56.14	90.66
12	1998	123.1	91.08
13	1999	147.38	91.82
14	2000	140.27	104.2
15	2001	124.33	116.66
16	2002	73.05	117.05
17	2003	118.45	118.45
18	2004	79.66	120.41
19	2005	130.68	123.1
20	2006	120.41	124.33
21	2007	117.05	130.68
22	2008	63.8	140.27
23	2009	104.2	147.38
Jumlah			2227.64
Rerata			96.85
Standar Deviasi			27.58
Xrerata(n-m)			94.56
S(n-m)			25.88
$\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$			0.98
S_{n-m}/S_n			0.94

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.11. Grafik Hubungan antara Faktor Penyesuaian $\overline{X_n}$ dengan panjangnya Data Hujan dan Harga $\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$

Gambar 4.12. Grafik Hubungan antara Faktor Penyesuaian S_n dengan Panjangnya Data Hujan dan Harga S_{n-m}/S_n

Gambar 4.13. Faktor Penyesuaian untuk Harga Rata-rata ($\overline{X_n}$) dan Standart Deviasi (S_n) sesuai dengan Panjangnya Data Curah Hujan (Tahun)

Gambar 4.14. Grafik Hubungan antara K_m dengan Fungsi Durasi Hujan dan Hujan Maksimum Rata-Rata Tahunan (mm)

Gambar 4.15. Grafik Hubungan Prosentase Hujan Titik Berpeluang Maksimum dengan Durasi Hujan Dan Luas Daerah Pengaliran.

Gambar 4.16. Grafik Hubungan antara Fixed Time Interval Adjustment dengan Lamanya Pengukuran Data Hujan (Jam) Setiap Hari.

Dengan tahapan perhitungan yang sama, maka perhitungan hujan harian maksimum PMP DAS Pangkung 1 dan DAS Pangkung 2 adalah sebagai berikut:

Tabel 4.39. Perhitungan Hujan Harian Maksimum PMP DAS Pangkung 1

No	Tahun	Hujan Maks Harian Tahuan (mm)	CH Diurutkan (X) (mm)
1	1987	63.04	56.76
2	1988	124.60	61.02
3	1989	89.75	63.04
4	1990	90.84	63.69
5	1991	67.81	67.81
6	1992	86.64	78.40
7	1993	95.31	81.23
8	1994	56.76	86.64
9	1995	78.40	87.63
10	1996	87.68	87.68

No	Tahun	Hujan Maks Harian Tahuan (mm)	CH Diurutkan (X) (mm)
11	1997	61.02	89.75
12	1998	131.60	90.84
13	1999	154.78	95.31
14	2000	145.23	110.34
15	2001	115.68	114.26
16	2002	81.23	115.68
17	2003	129.46	120.36
18	2004	87.63	124.60
19	2005	141.84	129.46
20	2006	120.36	131.60
21	2007	114.26	141.84
22	2008	63.69	145.23
23	2009	110.34	154.78
Jumlah			2297.98
Rerata			99.91
Standar Deviasi			29.28
Xrerata(n-m)			97.42
S(n-m)			27.36
$\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$			0.98
S_{n-m}/S_n			0.93

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.40. Perhitungan Hujan Harian Maksimum PMP DAS Pangkung 2

No	Tahun	Hujan Maks Harian Tahuan (mm)	CH Diurutkan (X) (mm)
1	1987	75.16	65.25
2	1988	158.51	71.37
3	1989	100.97	75.16
4	1990	110.20	75.79
5	1991	75.79	76.41
6	1992	83.95	83.95
7	1993	103.37	88.27
8	1994	65.25	96.18
9	1995	88.27	100.97
10	1996	105.18	103.37
11	1997	71.37	105.18
12	1998	158.52	106.07
13	1999	176.07	110.13
14	2000	181.40	110.20
15	2001	106.07	128.42
16	2002	96.18	144.34
17	2003	168.35	147.30
18	2004	110.13	158.51
19	2005	191.23	158.52
20	2006	147.30	168.35
21	2007	128.42	176.07
22	2008	76.41	181.40
23	2009	144.34	191.23
Jumlah			2722.47
Rerata			118.37
Standar Deviasi			39.30
Xrerata(n-m)			115.06
S(n-m)			36.80
$\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$			0.97
S_{n-m}/S_n			0.94

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.6 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Untuk rencana pembangunan Bendungan Lambuk ini, digunakan angka koefisien pengaliran 0,65 sesuai dengan kondisi daerah di lokasi.

4.1.7 Aliran Dasar (*base flow*)

Untuk mencari besaran nilai baseflow dicari menggunakan data debit hasil pengukuran lapangan 23 tahun. Berdasarkan nilai-nilai pengukuran tersebut dicari debit andalan 90 % (saat musim kering) menggunakan metode *Basic Month*.

Tabel 4.41. Pengukuran Debit Andalan Selama 23 Tahun

Tahun	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
1987	1.203	0.646	0.633	0.233	0.136	0.243	0.128	0.056	0.035	0.02	0.376	1.591
1988	0.805	0.745	0.679	0.435	0.531	0.284	0.126	0.43	0.188	0.437	0.873	0.468
1989	1.501	0.911	0.924	0.677	0.426	0.63	0.244	0.566	0.163	0.455	0.415	1.138
1990	1.364	0.861	1.42	0.666	0.577	0.231	0.213	0.095	0.059	0.034	0.045	0.997
1991	0.926	1.433	0.544	0.537	0.201	0.125	0.072	0.043	0.027	0.016	1.178	0.9
1992	0.776	1.865	1.051	0.735	0.29	0.185	0.105	0.063	0.077	1.183	1.165	0.805
1993	1.375	0.865	0.848	0.725	0.25	0.306	0.117	0.07	0.044	0.025	0.585	1.464
1994	1.077	1.234	1.533	0.621	0.286	0.177	0.103	0.062	0.038	0.022	0.014	0.499
1995	1.73	1.951	1.479	1.152	0.594	0.52	0.3	0.143	0.089	0.166	1.06	1.33
1996	0.989	1.264	1.148	0.819	0.444	0.213	0.123	0.074	0.046	1.094	1.379	0.926
1997	1.359	1.318	0.346	0.494	0.201	0.114	0.066	0.04	0.025	0.014	0.284	0.411
1998	0.387	0.485	0.916	0.993	0.682	0.726	0.499	0.19	0.681	1.358	0.896	0.773
1999	1.577	1.529	1.374	1.527	0.456	0.283	0.259	0.116	0.072	0.844	1.056	0.639
2000	0.755	1.445	1.115	0.772	0.698	0.295	0.156	0.094	0.058	0.034	1.44	0.271
2001	0.702	0.705	0.703	0.447	0.172	0.399	0.115	0.069	0.043	0.056	0.574	0.923
2002	1.514	1.164	1.013	1.068	0.368	0.215	0.125	0.075	0.046	0.027	0.742	1.702
2003	2.844	1.733	1.111	0.896	0.66	0.278	0.221	0.108	0.067	0.438	1.319	2.079
2004	0.745	1.023	0.697	0.67	0.671	0.224	0.13	0.078	0.048	0.028	0.464	0.794
2005	0.546	0.315	0.491	0.664	0.183	0.113	0.127	0.051	0.032	0.308	0.272	1.246
2006	0.662	0.864	0.73	1.256	0.796	0.489	0.205	0.123	0.076	0.044	0.118	0.377
2007	0.467	0.746	0.757	0.447	0.254	0.43	0.129	0.077	0.048	0.028	0.375	2.316
2008	0.634	0.876	1.261	0.484	0.372	0.169	0.098	0.059	0.036	0.453	1.073	0.836
2009	0.816	1.241	0.824	0.923	0.86	0.287	0.199	0.106	0.066	0.237	0.414	0.404

Sumber: Hasil Pengukuran BWS Bali - Penida

Besarnya keandalan yang diambil untuk penyelesaian optimum penggunaan air terlebih dulu dilakukan penetapan rangking menggunakan analisis frekuensi/probabilitas dengan persamaan Weibull (Soemarto, 1993) :

$$P(Xm) = \frac{m}{N+1}, \text{ atau}$$

dengan :

Xm = kumpulan nilai/debit yang diharapkan terjadi dengan keandalan tertentu

$P(Xm)$ = probabilitas, peluang terjadinya kumpulan nilai/debit yang diharapkan selama periode pengamatan

Perhitungan debit andalan menggunakan metode basic month yaitu rangking data diurutkan untuk setiap urutan data debit bulanan sehingga diperoleh debit andalan 90 % untuk tahun musim kering. Ranking data debit tiap bulan disajikan pada Tabel 4.42 dan debit andalan disajikan pada Tabel 4.43.

Tabel 4.42. Rangking Data Debit Tiap Bulan (m^3/det)

Urut	Peluang (%)	Bulan											
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
1	4	2.844	1.951	1.533	1.527	0.86	0.726	0.499	0.566	0.681	1.358	1.44	2.316
2	8	1.73	1.865	1.479	1.256	0.796	0.63	0.3	0.43	0.188	1.183	1.379	2.079
3	13	1.577	1.733	1.42	1.152	0.698	0.52	0.259	0.19	0.163	1.094	1.319	1.702
4	17	1.514	1.529	1.374	1.068	0.682	0.489	0.244	0.143	0.089	0.844	1.178	1.591
5	21	1.501	1.445	1.261	0.993	0.671	0.43	0.221	0.123	0.077	0.455	1.165	1.464
6	25	1.375	1.433	1.148	0.923	0.66	0.399	0.213	0.116	0.076	0.453	1.073	1.33
7	29	1.364	1.318	1.115	0.896	0.594	0.306	0.205	0.108	0.072	0.438	1.06	1.246
8	33	1.359	1.264	1.111	0.819	0.577	0.295	0.199	0.106	0.067	0.437	1.056	1.138
9	38	1.203	1.241	1.051	0.772	0.531	0.287	0.156	0.095	0.066	0.308	0.896	0.997
10	42	1.077	1.234	1.013	0.735	0.456	0.284	0.13	0.094	0.059	0.237	0.873	0.926
11	46	0.989	1.164	0.924	0.725	0.444	0.283	0.129	0.078	0.058	0.166	0.742	0.923
12	50	0.926	1.023	0.916	0.677	0.426	0.278	0.128	0.077	0.048	0.056	0.585	0.9
13	54	0.816	0.911	0.848	0.67	0.372	0.243	0.127	0.075	0.048	0.044	0.574	0.836
14	58	0.805	0.876	0.824	0.666	0.368	0.231	0.126	0.074	0.046	0.034	0.464	0.805
15	63	0.776	0.865	0.757	0.664	0.29	0.224	0.125	0.07	0.046	0.034	0.415	0.794
16	67	0.755	0.864	0.73	0.621	0.286	0.215	0.123	0.069	0.044	0.028	0.414	0.773
17	71	0.745	0.861	0.703	0.537	0.254	0.213	0.117	0.063	0.043	0.028	0.376	0.639
18	75	0.702	0.746	0.697	0.494	0.25	0.185	0.115	0.062	0.038	0.027	0.375	0.499
19	79	0.662	0.745	0.679	0.484	0.201	0.177	0.105	0.059	0.036	0.025	0.284	0.468
20	83	0.634	0.705	0.633	0.447	0.201	0.169	0.103	0.056	0.035	0.022	0.272	0.411
21	88	0.546	0.646	0.544	0.447	0.183	0.125	0.098	0.051	0.032	0.02	0.118	0.404
22	92	0.467	0.485	0.491	0.435	0.172	0.114	0.072	0.043	0.027	0.016	0.045	0.377
23	96	0.387	0.315	0.346	0.233	0.136	0.113	0.066	0.04	0.025	0.014	0.014	0.271

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.43. Debit Andalan 90% (m^3/det)

Peluang (%)	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
90	0.50	0.55	0.51	0.44	0.18	0.12	0.08	0.05	0.03	0.02	0.07	0.39

Sumber : Hasil Perhitungan

Debit andalan rata-rata (90%) = 0,244 m^3/det. Jadi besaran nilai base flow adalah 0,244 m^3/det.

4.1.8 Hidrograf Satuan

Ada beberapa macam metode yang digunakan untuk menganalisa hidrograf. Dalam studi ini metode yang digunakan adalah HSS Snyder dan HSS Nakayasu. Karena tidak tersedianya data AWLR di lapangan maka dalam studi ini menggunakan landasan kedekatan korelasi dengan bangunan disekitar lokasi proyek dan nilai debit puncak tertinggi dari kedua metode tersebut adalah HSS Nakayasu. Sehingga dipilihlah metode HSS Nakayasu karena diharapkan dapat memberikan hasil yang terbaik.

4.1.8.1. Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Metode ini memanfaatkan parameter DAS untuk memperoleh hidrograf satuan sintetik dengan pemikiran bahwa pengalihragaman hujan menjadi aliran baik pengaruh translasi maupun tampungannya dapat dipengaruhi oleh sistem DAS-nya.

Berikut langkah-langkah perhitungan dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetik Snyder (Soemarto, 1999:98):

1. Menentukan titik berat DAS (A) yang akan diuji, panjang sungai utamanya (L) = 8,118 km dan luas DAS yang diuji 12,97 km^2.
2. Menghitung nilai waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak jam (tp) dengan rumus sebagai berikut:

   $t_p = C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0,3}$

   $= 1,2 \times (8,118 \cdot 4.891)^{0,3}$

   $= 3,621$ jam

   dengan:

   Ct = koefisien waktu puncak

   L = panjang sungai utama (km)
3. Menghitung durasi curah hujan efektif (t_e) dan t_r dianggap 1 dengan rumus sebagai berikut:

   $$t_e = \frac{3,621}{5,5} = 0,658\ jam$$
4. Menghitung waktu yang diperlukan dari awal sampai puncak hidrograf (T_p) dengan rumus sebagai berikut:

   Karena $t_e < t_r$ maka,

   $Tp = t_p + 0,5.tr$

   $= 3,621 + 0,5.1$

   $= 4,121$ jam

5. Menentukan puncak hidrograf satuan (q_p) dengan rumus sebagai berikut:

$$q_p = 0{,}278.\frac{C_p}{T_p}$$

$$= 0{,}278.\frac{1{,}26}{4{,}121}$$

$$= 0{,}085$$

6. Menghitung debit maksimum hidrograf satuan (Q_p) dengan rumus sebagai berikut:

$Q_p = q_p \,.\, A$

$= 0{,}085 \,.\, 12{,}97$

$= 1{,}102\ m^3/det/mm$

7. Menghitung waktu dasar hidrograf (T_b) dengan rumus sebagai berikut:

$$T_b = \frac{72 + 3.T_p}{24}$$

$$T_b = \frac{72 + 3\,.\,4{,}121}{24}$$

$$T_b = 3{,}515$$

Untuk selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.44 dan gambar 4.17 berikut ini:

Tabel 4.44. Perhitungan HSS Snyder DAS Lambuk

No.	Waktu (jam)	x,=t/Tp	(-a((1-x)^2))/2)=10	UH (m^3/dt/mm)
1	0.0	0.00	0.0000	0.0000
2	0.5	0.12	0.0223	0.0246
3	1.0	0.24	0.2436	0.2685
4	1.5	0.36	0.5148	0.5675
5	2.0	0.49	0.7217	0.7956
6	2.5	0.61	0.8586	0.9466
7	3.0	0.73	0.9411	1.0375
8	3.5	0.85	0.9842	1.0850
9	4.0	0.97	0.9995	1.1019
10	4.5	1.09	0.9954	1.0973
11	5.0	1.21	0.9778	1.0780
12	5.5	1.33	0.9511	1.0485
13	6.0	1.46	0.9182	1.0123
14	6.5	1.58	0.8814	0.9717
15	7.0	1.70	0.8422	0.9285
16	7.5	1.82	0.8019	0.8841
17	8.0	1.94	0.7613	0.8393
18	8.5	2.06	0.7210	0.7949
19	9.0	2.18	0.6815	0.7513
20	9.5	2.31	0.6430	0.7089
21	10.0	2.43	0.6058	0.6679
22	10.5	2.55	0.5701	0.6285
23	11.0	2.67	0.5359	0.5908
24	11.5	2.79	0.5033	0.5549
25	12.0	2.91	0.4723	0.5207
26	12.5	3.03	0.4429	0.4883
27	13.0	3.15	0.4151	0.4576

No.	Waktu (jam)	x,=t/Tp	(-a((1-x)^2))/2)=10	UH (m^3/dt/mm)
28	13.5	3.28	0.3888	0.4286
29	14.0	3.40	0.3639	0.4012
30	14.5	3.52	0.3405	0.3754
31	15.0	3.64	0.3185	0.3512
32	15.5	3.76	0.2978	0.3283
33	16.0	3.88	0.2784	0.3069
34	16.5	4.00	0.2601	0.2868
35	17.0	4.13	0.2430	0.2679
36	17.5	4.25	0.2269	0.2502
37	18.0	4.37	0.2119	0.2336
38	18.5	4.49	0.1978	0.2181
39	19.0	4.61	0.1846	0.2035
40	19.5	4.73	0.1723	0.1899
41	20.0	4.85	0.1607	0.1772
42	20.5	4.97	0.1499	0.1653
43	21.0	5.10	0.1399	0.1542
44	21.5	5.22	0.1304	0.1438
45	22.0	5.34	0.1216	0.1341
46	22.5	5.46	0.1134	0.1250
47	23.0	5.58	0.1057	0.1166
48	23.5	5.70	0.0986	0.1087
49	24.0	5.82	0.0919	0.1013
50	24.5	5.95	0.0856	0.0944
51	25.0	6.07	0.0798	0.0880
52	25.5	6.19	0.0744	0.0820
53	26.0	6.31	0.0693	0.0764
54	26.5	6.43	0.0646	0.0712
55	27.0	6.55	0.0601	0.0663
56	27.5	6.67	0.0560	0.0618
57	28.0	6.79	0.0522	0.0575
58	28.5	6.92	0.0486	0.0536
59	29.0	7.04	0.0453	0.0499
60	29.5	7.16	0.0422	0.0465
61	30.0	7.28	0.0393	0.0433

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.17. Hidrograf Satuan Sintetik Snyder DAS Bendungan Lambuk

4.1.8.2. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun duga air otomatis (*Automatic Water Level Recorder, AWLR*), maka perhitungan hidrograf satuan dihitung secara teoritis dengan rumus hidrograf satuan sintetik Nakayasu seperti pada persamaan 2-25. Berikut ini merupakan tahapan perhitungan hidrograf satuan sintetik metode Nakayasu :

Luas DAS = 12,97 km^2

Panjang sungai utama = 8,118 km

Hujan netto (efektif), R_o = 1,00 mm

Parameter Hidrograf (α) = 1,920

Time leg, tg (sungai dengan panjang alur < 15 km)

tg = $0,21 . L^{0,7}$ = 0,910 jam

tr = 0,75 . tg = 0,682 jam

Tp = tg + 0,8 * tr = 1,455 jam

$T_{0,3}$ = α * tg = 1,74 jam

0,5 . $T_{0,3}$ = 0,873 jam

1,5 . $T_{0,3}$ = 2,619 jam

2 . $T_{0,3}$ = 3,492 jam

Tp + $T_{0,3}$ = 3,201 jam

Tp + $T_{0,3}$ + 1,5$T_{0,3}$ = 5,820 jam

Qp = A * R_o / (3,6 * (0,3Tp + $T_{0,3}$)) = 1,651 jam

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat lebih jelas pada tabel 4.45.

Tabel 4.45. Perhitungan HSS Nakayasu DAS Lambuk

No.	Waktu (t) (jam)	t/T_p	$t-T_p$	$(t-T_p)/T_{0,3}$	$(t-T_p+0,5.T_{0,3})/1,5.T_{0,3}$	$(t-T_p+1,5.T_{0,3})/2.T_{0,3}$	UH (m^3/dt/mm)	Keterangan
1	0.00	0.00	-1.46	-0.834	-0.222	0.333	0.0000	kurva naik
2	0.50	0.34	-0.96	-0.547	-0.031	0.476	0.1271	kurva naik
3	1.00	0.69	-0.46	-0.261	0.159	0.620	0.6708	kurva naik
4	1.46	1.00	0.00	0.000	0.333	0.750	1.6507	kurva naik
5	1.50	1.03	0.04	0.026	0.350	0.763	1.6006	kurva turun 1
6	2.00	1.37	0.54	0.312	0.541	0.906	1.1338	kurva turun 1
7	2.50	1.72	1.04	0.598	0.732	1.049	0.8032	kurva turun 1
8	3.00	2.06	1.54	0.885	0.923	1.192	0.5689	kurva turun 1
9	3.50	2.40	2.04	1.171	1.114	1.336	0.4317	kurva turun 2
10	4.00	2.75	2.54	1.457	1.305	1.479	0.3430	kurva turun 2
11	4.50	3.09	3.04	1.744	1.496	1.622	0.2726	kurva turun 2
12	5.00	3.44	3.54	2.030	1.687	1.765	0.2166	kurva turun 2
13	5.50	3.78	4.04	2.317	1.878	1.908	0.1721	kurva turun 2
14	6.00	4.12	4.54	2.603	2.069	2.051	0.1396	kurva turun 3
15	6.50	4.47	5.04	2.889	2.260	2.195	0.1175	kurva turun 3
16	7.00	4.81	5.54	3.176	2.450	2.338	0.0989	kurva turun 3

No.	Waktu (t) (jam)	t/T_p	$t-T_p$	$(t-T_p)/T_{0,3}$	$(t-T_p+0,5.T_{0,3})/1,5.T_{0,3}$	$(t-T_p+1,5.T_{0,3})/2.T_{0,3}$	UH (m^3/dt/mm)	Keterangan
17	7.50	5.15	6.04	3.462	2.641	2.481	0.0833	kurva turun 3
18	8.00	5.50	6.54	3.748	2.832	2.624	0.0701	kurva turun 3
19	8.50	5.84	7.04	4.035	3.023	2.767	0.0590	kurva turun 3
20	9.00	6.18	7.54	4.321	3.214	2.911	0.0496	kurva turun 3
21	9.50	6.53	8.04	4.608	3.405	3.054	0.0418	kurva turun 3
22	10.00	6.87	8.54	4.894	3.596	3.197	0.0352	kurva turun 3
23	10.50	7.21	9.04	5.180	3.787	3.340	0.0296	kurva turun 3
24	11.00	7.56	9.54	5.467	3.978	3.483	0.0249	kurva turun 3
25	11.50	7.90	10.04	5.753	4.169	3.626	0.0210	kurva turun 3
26	12.00	8.25	10.54	6.039	4.360	3.770	0.0176	kurva turun 3
27	12.50	8.59	11.04	6.326	4.550	3.913	0.0148	kurva turun 3
28	13.00	8.93	11.54	6.612	4.741	4.056	0.0125	kurva turun 3
29	13.50	9.28	12.04	6.898	4.932	4.199	0.0105	kurva turun 3
30	14.00	9.62	12.54	7.185	5.123	4.342	0.0089	kurva turun 3
31	14.50	9.96	13.04	7.471	5.314	4.486	0.0075	kurva turun 3
32	15.00	10.31	13.54	7.758	5.505	4.629	0.0063	kurva turun 3
33	15.50	10.65	14.04	8.044	5.696	4.772	0.0053	kurva turun 3
34	16.00	10.99	14.54	8.330	5.887	4.915	0.0044	kurva turun 3
35	16.50	11.34	15.04	8.617	6.078	5.058	0.0037	kurva turun 3
36	17.00	11.68	15.54	8.903	6.269	5.202	0.0031	kurva turun 3
37	17.50	12.02	16.04	9.189	6.460	5.345	0.0026	kurva turun 3
38	18.00	12.37	16.54	9.476	6.651	5.488	0.0022	kurva turun 3
39	18.50	12.71	17.04	9.762	6.841	5.631	0.0019	kurva turun 3
40	19.00	13.06	17.54	10.049	7.032	5.774	0.0016	kurva turun 3
41	19.50	13.40	18.04	10.335	7.223	5.917	0.0013	kurva turun 3
42	20.00	13.74	18.54	10.621	7.414	6.061	0.0011	kurva turun 3
						Volume UH	15960.566	m^3
						Luas DAS	12.97	km^2
						R netto = Volume UH/Luas DAS	1.23	mm
						R netto dibulatkan	2.00	mm → OK

Sumber: Hasil Perhitungan

Berikut ini merupakan grafik dari hasil perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu.

Gambar 4.18. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Bendungan Lambuk

4.1.9 Distribusi Hujan Jam-Jaman Model PSA 007

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun hujan otomatis (*Automatic Rainfall Recorder, ARR*), maka distribusi hujan jam-jaman dihitung dengan mengacu dari PSA-007.

Tabel 4.46. Intensitas Hujan dalam % yang Disarankan PSA 007

Durasi Hujan (jam)	Kala Ulang						
	CMB	1000	100	50	25	10	5
0.5	20	25	26	27	28	30	32
0.75	27	32	34	35	36	38	41
1	34	39	41	42	43	45	48
2	45	49	52	53	55	57	59
3	52	57	60	61	63	64	66
6	64	69	72	73	75	76	78
12	88	88	88	88	88	88	88
24	100	100	100	100	100	100	100

Sumber : Panduan Perencanaan Bendungan Urugan

Gambar 4.19. Grafik Intensitas Hujan yang Disarankan PSA007

Untuk mendapatkan curah hujan kritis selanjutnya sesuai dengan PSA 007, distribusi hujan disusun dalam bentuk genta, dimana hujan tertinggi ditempatkan di tengah, tertinggi kedua disebelah kiri, tertinggi ketiga di sebelah kanan dan seterusnya.

Tabel 4.47. Distribusi Hujan untuk Durasi 6 Jam

Durasi Hujan (Jam)		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
Curah Hujan (Tahun)	5	59	71	78	82	85	88	90	92	94	96	98	100
	10	57	69	76	81	85	88	90	92	94	96	98	100
	25	55	68	75	80	85	88	91	93	94	96	98	100
	50	53	66	73	79	85	88	91	93	95	96	98	100
	100	52	65	72	79	84	88	91	94	95	96	98	100
	1000	49	62	69	77	84	88	91	94	95	96	98	100
	PMP	45	56	64	74	83	88	91	94	95	96	98	100

Tabel 4.48. Distribusi Hujan Netto Jam-jaman Metode PSA 007

No	Jam Ke	Distribusi Hujan						
		T 5th	T 10th	T 25th	T 50th	T 100th	T 1000th	CMB
1	0.5	2	2	2	2	2	2	2
2	1	2	2	2	2	3	3	3
3	1.5	3	3	3	3	4	4	5
4	2	4	5	5	6	7	7	9
5	2.5	12	12	13	13	13	13	11
6	3	59	57	55	53	52	49	45
7	3.5	7	7	7	7	7	8	10
8	4	3	4	5	6	5	7	8
9	4.5	2	2	3	3	3	3	3
10	5	2	2	2	2	2	2	2
11	5.5	2	2	2	2	1	1	1
12	6	2	2	1	1	1	1	1

Gambar 4.20. Grafik Distribusi Hujan Netto Jam-jaman Metode PSA 007

Tabel 4.49. Distribusi Hujan Jam-jaman DAS Bendungan Lambuk, DAS Pangkung 1 dan DAS Pangkung 2.

No	Jam Ke	Hujan Jam-jaman (mm/jam)					
		Das Lambuk		Das Pangkung 1		Das Pangkung 2	
		$R_{1000}Th$	R_{PMF}	$R_{1000}Th$	R_{PMF}	$R_{1000}Th$	R_{PMF}
1	0.5	2.753	5.839	2.961	6.143	4.234	7.553
2	1	4.130	8.758	4.442	9.214	6.352	11.329
3	1.5	5.506	14.597	5.922	15.356	8.469	18.882
4	2	9.636	26.275	10.364	27.641	14.821	33.988
5	2.5	17.895	32.113	19.248	33.784	27.524	41.541
6	3	67.449	131.373	72.550	138.207	103.744	169.940
7	3.5	11.012	29.194	11.845	30.713	16.938	37.764
8	4	9.636	23.355	10.364	24.570	14.821	30.212
9	4.5	4.130	8.758	4.442	9.214	6.352	11.329
10	5	2.753	5.839	2.961	6.143	4.234	7.553
11	5.5	1.377	2.919	1.481	3.071	2.117	3.776
12	6	1.377	2.919	1.481	3.071	2.117	3.776
Hujan Harian (mm/hari)		211.771	449.139	227.787	472.501	325.728	580.991
Koef. Pengaliran		0.650	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650
Hujan Netto (mm/hari)		137.651	291.940	148.062	307.126	211.723	377.644

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.10 Hidrograf Banjir Rancangan (*Design Flood*)

Hidrograf debit banjir rancangan dihitung dengan menggunakan prinsip liniearitas perkalian antara ordinat hidrograf dengan hujan netto, kemudian dari hasil perkalian untuk tiap kejadian hujan dijumlahkan secara superposisi dan hasil akhirnya ditambah aliran dasar dengan rumus seperti pada persamaan 2-41. Berikut adalah Perhitungan debit banjir rancangan untuk DAS Lambuk dengan menggunakan Metode Nakayasu dan Snyder.

Tabel 4.50. Debit Banjir Rancangan Metode Snyder $Q_{100\ Th}$ – Bendungan Lambuk

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	2.29	3.44	4.58	8.02	14.89	59.57	8.02	5.73	3.44	2.29	1.15	1.15	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.24	0.24
0.50	0.055	0.13	0.00											0.24	0.37
1.00	0.313	0.72	0.19	0.00										0.24	1.15
1.50	0.540	1.24	1.08	0.25	0.00									0.24	2.81
2.00	0.690	1.58	1.86	1.44	0.44	0.00								0.24	5.56
2.50	0.783	1.79	2.37	2.47	2.51	0.82	0.00							0.24	10.22
3.00	0.837	1.92	2.69	3.16	4.33	4.67	3.28	0.00						0.24	20.29
3.50	0.865	1.98	2.88	3.59	5.53	8.04	18.66	0.44	0.00					0.24	41.37
4.00	0.875	2.00	2.97	3.84	6.28	10.28	32.16	2.51	0.32	0.00				0.24	60.60
4.50	0.872	2.00	3.01	3.96	6.71	11.66	41.12	4.33	1.79	0.19	0.00			0.24	75.01
5.00	0.861	1.97	3.00	4.01	6.94	12.47	46.65	5.53	3.09	1.08	0.13	0.00		0.24	85.11
5.50	0.844	1.93	2.96	4.00	7.01	12.88	49.87	6.28	3.95	1.86	0.72	0.06	0.00	0.24	91.76
6.00	0.822	1.88	2.90	3.94	6.99	13.02	51.52	6.71	4.49	2.37	1.24	0.36	0.06	0.24	95.73
6.50	0.798	1.83	2.83	3.87	6.90	12.99	52.10	6.94	4.80	2.69	1.58	0.62	0.31	0.24	97.69
7.00	0.772	1.77	2.74	3.77	6.76	12.82	51.94	7.01	4.95	2.88	1.79	0.79	0.54	0.24	98.02
7.50	0.745	1.71	2.65	3.66	6.59	12.56	51.28	6.99	5.01	2.97	1.92	0.90	0.69	0.24	97.18
8.00	0.718	1.64	2.56	3.54	6.40	12.25	50.25	6.90	4.99	3.01	1.98	0.96	0.78	0.24	95.52
8.50	0.690	1.58	2.47	3.41	6.19	11.89	48.98	6.76	4.93	3.00	2.00	0.99	0.84	0.24	93.29
9.00	0.662	1.52	2.37	3.29	5.98	11.50	47.55	6.59	4.83	2.96	2.00	1.00	0.86	0.24	90.69
9.50	0.635	1.45	2.28	3.16	5.75	11.10	46.00	6.40	4.71	2.90	1.97	1.00	0.87	0.24	87.84
10.00	0.608	1.39	2.18	3.03	5.53	10.69	44.39	6.19	4.57	2.83	1.93	0.99	0.87	0.24	84.84
10.50	0.581	1.33	2.09	2.91	5.31	10.27	42.74	5.98	4.42	2.74	1.88	0.97	0.86	0.24	81.75
11.00	0.556	1.27	2.00	2.78	5.09	9.86	41.09	5.75	4.27	2.65	1.83	0.94	0.84	0.24	78.63
11.50	0.531	1.22	1.91	2.66	4.87	9.45	39.43	5.53	4.11	2.56	1.77	0.91	0.82	0.24	75.50
12.00	0.507	1.16	1.83	2.55	4.66	9.05	37.80	5.31	3.95	2.47	1.71	0.88	0.80	0.24	72.41
12.50	0.484	1.11	1.74	2.43	4.46	8.66	36.20	5.09	3.79	2.37	1.64	0.85	0.77	0.24	69.37
13.00	0.462	1.06	1.66	2.32	4.26	8.28	34.64	4.87	3.63	2.28	1.58	0.82	0.75	0.24	66.39
13.50	0.440	1.01	1.59	2.22	4.07	7.91	33.11	4.66	3.48	2.18	1.52	0.79	0.72	0.24	63.49
14.00	0.420	0.96	1.51	2.12	3.88	7.55	31.64	4.46	3.33	2.09	1.45	0.76	0.69	0.24	60.68
14.50	0.400	0.92	1.44	2.02	3.70	7.21	30.21	4.26	3.18	2.00	1.39	0.73	0.66	0.24	57.96
15.00	0.381	0.87	1.37	1.92	3.53	6.87	28.83	4.07	3.04	1.91	1.33	0.70	0.63	0.24	55.32
15.50	0.363	0.83	1.31	1.83	3.36	6.55	27.50	3.88	2.90	1.83	1.27	0.67	0.61	0.24	52.79
16.00	0.345	0.79	1.25	1.74	3.21	6.25	26.22	3.70	2.77	1.74	1.22	0.64	0.58	0.24	50.35
16.50	0.329	0.75	1.19	1.66	3.05	5.95	24.99	3.53	2.64	1.66	1.16	0.61	0.56	0.24	48.00
17.00	0.313	0.72	1.13	1.58	2.91	5.67	23.81	3.36	2.52	1.59	1.11	0.58	0.53	0.24	45.75
17.50	0.298	0.68	1.07	1.51	2.77	5.40	22.68	3.21	2.40	1.51	1.06	0.55	0.51	0.24	43.60
18.00	0.283	0.65	1.02	1.43	2.64	5.14	21.60	3.05	2.29	1.44	1.01	0.53	0.48	0.24	41.53
18.50	0.269	0.62	0.97	1.36	2.51	4.89	20.56	2.91	2.18	1.37	0.96	0.50	0.46	0.24	39.55
19.00	0.256	0.59	0.93	1.30	2.39	4.66	19.58	2.77	2.08	1.31	0.92	0.48	0.44	0.24	37.66
19.50	0.244	0.56	0.88	1.23	2.27	4.43	18.63	2.64	1.98	1.25	0.87	0.46	0.42	0.24	35.86
20.00	0.232	0.53	0.84	1.17	2.16	4.22	17.73	2.51	1.88	1.19	0.83	0.44	0.40	0.24	34.13
20.50	0.220	0.50	0.80	1.12	2.05	4.01	16.86	2.39	1.79	1.13	0.79	0.42	0.38	0.24	32.48
21.00	0.209	0.48	0.76	1.06	1.95	3.81	16.04	2.27	1.70	1.07	0.75	0.40	0.36	0.24	30.91
21.50	0.199	0.46	0.72	1.01	1.86	3.63	15.26	2.16	1.62	1.02	0.72	0.38	0.35	0.24	29.41
22.00	0.189	0.43	0.68	0.96	1.77	3.45	14.51	2.05	1.54	0.97	0.68	0.36	0.33	0.24	27.98
22.50	0.180	0.41	0.65	0.91	1.68	3.28	13.79	1.95	1.47	0.93	0.65	0.34	0.31	0.24	26.61
23.00	0.171	0.39	0.62	0.87	1.60	3.12	13.11	1.86	1.39	0.88	0.62	0.32	0.30	0.24	25.32
23.50	0.162	0.37	0.59	0.82	1.52	2.96	12.47	1.77	1.33	0.84	0.59	0.31	0.28	0.24	24.08
24.00	0.154	0.35	0.56	0.78	1.44	2.82	11.85	1.68	1.26	0.80	0.56	0.29	0.27	0.24	22.90
24.50	0.146	0.34	0.53	0.74	1.37	2.68	11.26	1.60	1.20	0.76	0.53	0.28	0.26	0.24	21.78
25.00	0.139	0.32	0.50	0.71	1.30	2.54	10.70	1.52	1.14	0.72	0.50	0.27	0.24	0.24	20.71
25.50	0.132	0.30	0.48	0.67	1.24	2.42	10.17	1.44	1.08	0.68	0.48	0.25	0.23	0.24	19.69
26.00	0.126	0.29	0.45	0.64	1.17	2.30	9.66	1.37	1.03	0.65	0.46	0.24	0.22	0.24	18.72
26.50	0.119	0.27	0.43	0.61	1.12	2.18	9.18	1.30	0.98	0.62	0.43	0.23	0.21	0.24	17.80
27.00	0.113	0.26	0.41	0.58	1.06	2.07	8.72	1.24	0.93	0.59	0.41	0.22	0.20	0.24	16.93
27.50	0.108	0.25	0.39	0.55	1.01	1.97	8.29	1.17	0.88	0.56	0.39	0.21	0.19	0.24	16.09
28.00	0.102	0.23	0.37	0.52	0.96	1.87	7.87	1.12	0.84	0.53	0.37	0.20	0.18	0.24	15.30
28.50	0.097	0.22	0.35	0.49	0.91	1.78	7.48	1.06	0.80	0.50	0.35	0.19	0.17	0.24	14.55
29.00	0.092	0.21	0.33	0.47	0.86	1.69	7.10	1.01	0.76	0.48	0.34	0.18	0.16	0.24	13.83
29.50	0.088	0.20	0.32	0.44	0.82	1.60	6.75	0.96	0.72	0.45	0.32	0.17	0.15	0.24	13.15
30.00	0.083	0.19	0.30	0.42	0.78	1.52	6.41	0.91	0.68	0.43	0.30	0.16	0.15	0.24	12.50
									Debit Banjir Rancangan $Q_{100\ Th}$						98.02

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.51. Debit Banjir Rancangan Metode Snyder $Q_{1000\ Th}$ – Bendungan Lambuk

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	2.75	4.13	5.51	9.64	17.89	67.45	11.01	9.64	4.13	2.75	1.38	1.38	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.24	0.24
0.50	0.055	0.15	0.00											0.24	0.40
1.00	0.313	0.86	0.23	0.00										0.24	1.33
1.50	0.540	1.49	1.29	0.30	0.00									0.24	3.33
2.00	0.690	1.90	2.23	1.72	0.53	0.00								0.24	6.63
2.50	0.783	2.16	2.85	2.97	3.02	0.99	0.00							0.24	12.23
3.00	0.837	2.30	3.23	3.80	5.20	5.61	3.72	0.00						0.24	24.11
3.50	0.865	2.38	3.46	4.31	6.65	9.66	21.13	0.61	0.00					0.24	48.44
4.00	0.875	2.41	3.57	4.61	7.55	12.35	36.41	3.45	0.53	0.00				0.24	71.12
4.50	0.872	2.40	3.61	4.76	8.07	14.01	46.55	5.94	3.02	0.23	0.00			0.24	88.84
5.00	0.861	2.37	3.60	4.82	8.33	14.98	52.82	7.60	5.20	1.29	0.15	0.00		0.24	101.42
5.50	0.844	2.32	3.55	4.80	8.43	15.48	56.46	8.62	6.65	2.23	0.86	0.08	0.00	0.24	109.73
6.00	0.822	2.26	3.48	4.74	8.40	15.65	58.33	9.22	7.55	2.85	1.49	0.43	0.08	0.24	114.73
6.50	0.798	2.20	3.40	4.65	8.29	15.60	58.99	9.52	8.07	3.23	1.90	0.74	0.43	0.24	117.27
7.00	0.772	2.13	3.30	4.53	8.13	15.40	58.82	9.63	8.33	3.46	2.16	0.95	0.74	0.24	117.81
7.50	0.745	2.05	3.19	4.39	7.92	15.10	58.06	9.60	8.43	3.57	2.30	1.08	0.95	0.24	116.89
8.00	0.718	1.98	3.08	4.25	7.69	14.72	56.90	9.48	8.40	3.61	2.38	1.15	1.08	0.24	114.96
8.50	0.690	1.90	2.96	4.10	7.44	14.28	55.46	9.29	8.29	3.60	2.41	1.19	1.15	0.24	112.33
9.00	0.662	1.82	2.85	3.95	7.18	13.82	53.84	9.06	8.13	3.55	2.40	1.20	1.19	0.24	109.24
9.50	0.635	1.75	2.73	3.80	6.91	13.33	52.09	8.79	7.92	3.48	2.37	1.20	1.20	0.24	105.83
10.00	0.608	1.67	2.62	3.65	6.65	12.84	50.26	8.50	7.69	3.40	2.32	1.18	1.20	0.24	102.23
10.50	0.581	1.60	2.51	3.49	6.38	12.34	48.40	8.21	7.44	3.30	2.26	1.16	1.18	0.24	98.52
11.00	0.556	1.53	2.40	3.35	6.11	11.85	46.52	7.90	7.18	3.19	2.20	1.13	1.16	0.24	94.77
11.50	0.531	1.46	2.30	3.20	5.86	11.36	44.65	7.60	6.91	3.08	2.13	1.10	1.13	0.24	91.01
12.00	0.507	1.40	2.19	3.06	5.60	10.88	42.80	7.29	6.65	2.96	2.05	1.06	1.10	0.24	87.29
12.50	0.484	1.33	2.09	2.92	5.36	10.40	40.99	6.99	6.38	2.85	1.98	1.03	1.06	0.24	83.63
13.00	0.462	1.27	2.00	2.79	5.12	9.95	39.22	6.69	6.11	2.73	1.90	0.99	1.03	0.24	80.04
13.50	0.440	1.21	1.91	2.66	4.89	9.50	37.49	6.40	5.86	2.62	1.82	0.95	0.99	0.24	76.55
14.00	0.420	1.15	1.82	2.54	4.66	9.07	35.82	6.12	5.60	2.51	1.75	0.91	0.95	0.24	73.16
14.50	0.400	1.10	1.73	2.42	4.45	8.66	34.20	5.85	5.36	2.40	1.67	0.87	0.91	0.24	69.87
15.00	0.381	1.05	1.65	2.31	4.24	8.26	32.64	5.58	5.12	2.30	1.60	0.84	0.87	0.24	66.70
15.50	0.363	1.00	1.57	2.20	4.04	7.88	31.14	5.33	4.89	2.19	1.53	0.80	0.84	0.24	63.65
16.00	0.345	0.95	1.50	2.10	3.85	7.51	29.69	5.08	4.66	2.09	1.46	0.77	0.80	0.24	60.70
16.50	0.329	0.90	1.43	2.00	3.67	7.15	28.30	4.85	4.45	2.00	1.40	0.73	0.77	0.24	57.87
17.00	0.313	0.86	1.36	1.90	3.49	6.81	26.96	4.62	4.24	1.91	1.33	0.70	0.73	0.24	55.16
17.50	0.298	0.82	1.29	1.81	3.33	6.49	25.68	4.40	4.04	1.82	1.27	0.67	0.70	0.24	52.56
18.00	0.283	0.78	1.23	1.72	3.17	6.18	24.46	4.19	3.85	1.73	1.21	0.64	0.67	0.24	50.07
18.50	0.269	0.74	1.17	1.64	3.01	5.88	23.29	3.99	3.67	1.65	1.15	0.61	0.64	0.24	47.68
19.00	0.256	0.71	1.11	1.56	2.87	5.60	22.16	3.80	3.49	1.57	1.10	0.58	0.61	0.24	45.40
19.50	0.244	0.67	1.06	1.48	2.73	5.32	21.09	3.62	3.33	1.50	1.05	0.55	0.58	0.24	43.22
20.00	0.232	0.64	1.01	1.41	2.59	5.07	20.07	3.44	3.17	1.43	1.00	0.52	0.55	0.24	41.14
20.50	0.220	0.61	0.96	1.34	2.47	4.82	19.09	3.28	3.01	1.36	0.95	0.50	0.52	0.24	39.15
21.00	0.209	0.58	0.91	1.27	2.35	4.58	18.16	3.12	2.87	1.29	0.90	0.48	0.50	0.24	37.25
21.50	0.199	0.55	0.86	1.21	2.23	4.36	17.27	2.97	2.73	1.23	0.86	0.45	0.48	0.24	35.44
22.00	0.189	0.52	0.82	1.15	2.12	4.14	16.43	2.82	2.59	1.17	0.82	0.43	0.45	0.24	33.72
22.50	0.180	0.49	0.78	1.10	2.02	3.94	15.62	2.68	2.47	1.11	0.78	0.41	0.43	0.24	32.07
23.00	0.171	0.47	0.74	1.04	1.92	3.74	14.85	2.55	2.35	1.06	0.74	0.39	0.41	0.24	30.50
23.50	0.162	0.45	0.71	0.99	1.82	3.56	14.12	2.42	2.23	1.01	0.71	0.37	0.39	0.24	29.01
24.00	0.154	0.42	0.67	0.94	1.73	3.38	13.42	2.30	2.12	0.96	0.67	0.35	0.37	0.24	27.59
24.50	0.146	0.40	0.64	0.89	1.65	3.22	12.75	2.19	2.02	0.91	0.64	0.34	0.35	0.24	26.23
25.00	0.139	0.38	0.60	0.85	1.56	3.06	12.12	2.08	1.92	0.86	0.61	0.32	0.34	0.24	24.94
25.50	0.132	0.36	0.57	0.81	1.49	2.90	11.52	1.98	1.82	0.82	0.58	0.30	0.32	0.24	23.71
26.00	0.126	0.35	0.55	0.77	1.41	2.76	10.94	1.88	1.73	0.78	0.55	0.29	0.30	0.24	22.55
26.50	0.119	0.33	0.52	0.73	1.34	2.62	10.40	1.79	1.65	0.74	0.52	0.27	0.29	0.24	21.43
27.00	0.113	0.31	0.49	0.69	1.27	2.49	9.88	1.70	1.56	0.71	0.49	0.26	0.27	0.24	20.38
27.50	0.108	0.30	0.47	0.66	1.21	2.37	9.39	1.61	1.49	0.67	0.47	0.25	0.26	0.24	19.37
28.00	0.102	0.28	0.44	0.62	1.15	2.25	8.92	1.53	1.41	0.64	0.45	0.24	0.25	0.24	18.41
28.50	0.097	0.27	0.42	0.59	1.09	2.13	8.47	1.46	1.34	0.60	0.42	0.22	0.24	0.24	17.50
29.00	0.092	0.25	0.40	0.56	1.04	2.03	8.04	1.38	1.27	0.57	0.40	0.21	0.22	0.24	16.64
29.50	0.088	0.24	0.38	0.53	0.98	1.93	7.64	1.31	1.21	0.55	0.38	0.20	0.21	0.24	15.82
30.00	0.083	0.23	0.36	0.51	0.94	1.83	7.26	1.25	1.15	0.52	0.36	0.19	0.20	0.24	15.04
									Debit Banjir Rancangan Q_{1000Th}						117.81

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.52. Debit Banjir Rancangan Metode Snyder Q_{PMF} – Bendungan Lambuk

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	5.84	8.76	14.60	26.27	32.11	131.37	29.19	23.36	8.76	5.84	2.92	2.92	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.24	0.24
0.50	0.055	0.32	0.00											0.24	0.57
1.00	0.313	1.83	0.48	0.00										0.24	2.56
1.50	0.540	3.15	2.74	0.80	0.00									0.24	6.94
2.00	0.690	4.03	4.73	4.57	1.45	0.00								0.24	15.02
2.50	0.783	4.57	6.05	7.88	8.23	1.77	0.00							0.24	28.74
3.00	0.837	4.89	6.86	10.08	14.18	10.06	7.24	0.00						0.24	53.55
3.50	0.865	5.05	7.33	11.43	18.14	17.34	41.16	1.61	0.00					0.24	102.29
4.00	0.875	5.11	7.57	12.22	20.58	22.17	70.92	9.15	1.29	0.00				0.24	149.24
4.50	0.872	5.09	7.66	12.62	22.00	25.15	90.68	15.76	7.32	0.48	0.00			0.24	187.00
5.00	0.861	5.03	7.64	12.77	22.72	26.88	102.89	20.15	12.61	2.74	0.32	0.00		0.24	213.99
5.50	0.844	4.93	7.54	12.73	22.98	27.77	109.98	22.86	16.12	4.73	1.83	0.06	0.00	0.24	231.77
6.00	0.822	4.80	7.39	12.57	22.91	28.09	113.62	24.44	18.29	6.05	3.15	0.31	0.16	0.24	242.02
6.50	0.798	4.66	7.20	12.31	22.62	28.00	114.90	25.25	19.55	6.86	4.03	0.54	0.91	0.24	247.09
7.00	0.772	4.51	6.99	12.00	22.17	27.64	114.56	25.53	20.20	7.33	4.57	0.69	1.58	0.24	248.02
7.50	0.745	4.35	6.76	11.65	21.61	27.09	113.09	25.46	20.43	7.57	4.89	0.78	2.02	0.24	245.94
8.00	0.718	4.19	6.53	11.27	20.97	26.41	110.83	25.13	20.37	7.66	5.05	0.84	2.29	0.24	241.77
8.50	0.690	4.03	6.28	10.88	20.29	25.63	108.03	24.63	20.10	7.64	5.11	0.86	2.44	0.24	236.17
9.00	0.662	3.87	6.04	10.47	19.58	24.80	104.86	24.01	19.70	7.54	5.09	0.87	2.52	0.24	229.61
9.50	0.635	3.71	5.80	10.07	18.85	23.93	101.45	23.30	19.21	7.39	5.03	0.87	2.55	0.24	222.40
10.00	0.608	3.55	5.56	9.66	18.12	23.04	97.90	22.55	18.64	7.20	4.93	0.86	2.55	0.24	214.80
10.50	0.581	3.39	5.32	9.26	17.39	22.15	94.27	21.76	18.04	6.99	4.80	0.84	2.51	0.24	206.98
11.00	0.556	3.25	5.09	8.87	16.67	21.26	90.61	20.95	17.40	6.76	4.66	0.82	2.46	0.24	199.06
11.50	0.531	3.10	4.87	8.49	15.97	20.38	86.97	20.14	16.76	6.53	4.51	0.80	2.40	0.24	191.15
12.00	0.507	2.96	4.65	8.11	15.28	19.52	83.37	19.33	16.11	6.28	4.35	0.77	2.33	0.24	183.31
12.50	0.484	2.83	4.44	7.75	14.61	18.67	79.84	18.53	15.46	6.04	4.19	0.75	2.25	0.24	175.60
13.00	0.462	2.70	4.24	7.40	13.95	17.85	76.39	17.74	14.82	5.80	4.03	0.72	2.18	0.24	168.05
13.50	0.440	2.57	4.04	7.06	13.32	17.05	73.03	16.97	14.19	5.56	3.87	0.69	2.09	0.24	160.70
14.00	0.420	2.45	3.85	6.74	12.71	16.28	69.77	16.23	13.58	5.32	3.71	0.66	2.01	0.24	153.57
14.50	0.400	2.33	3.67	6.42	12.13	15.54	66.62	15.50	12.98	5.09	3.55	0.63	1.93	0.24	146.66
15.00	0.381	2.22	3.50	6.12	11.56	14.82	63.57	14.80	12.40	4.87	3.39	0.61	1.85	0.24	139.99
15.50	0.363	2.12	3.33	5.83	11.02	14.13	60.64	14.13	11.84	4.65	3.25	0.58	1.77	0.24	133.55
16.00	0.345	2.02	3.18	5.56	10.50	13.47	57.82	13.48	11.30	4.44	3.10	0.56	1.70	0.24	127.37
16.50	0.329	1.92	3.02	5.29	10.00	12.84	55.11	12.85	10.78	4.24	2.96	0.53	1.62	0.24	121.42
17.00	0.313	1.83	2.88	5.04	9.53	12.23	52.51	12.25	10.28	4.04	2.83	0.51	1.55	0.24	115.71
17.50	0.298	1.74	2.74	4.80	9.07	11.64	50.02	11.67	9.80	3.85	2.70	0.48	1.48	0.24	110.24
18.00	0.283	1.65	2.61	4.56	8.63	11.09	47.64	11.12	9.34	3.67	2.57	0.46	1.41	0.24	105.00
18.50	0.269	1.57	2.48	4.34	8.22	10.55	45.35	10.59	8.89	3.50	2.45	0.44	1.35	0.24	99.98
19.00	0.256	1.50	2.36	4.13	7.82	10.04	43.17	10.08	8.47	3.33	2.33	0.42	1.28	0.24	95.18
19.50	0.244	1.42	2.24	3.93	7.44	9.56	41.08	9.59	8.06	3.18	2.22	0.40	1.22	0.24	90.60
20.00	0.232	1.35	2.13	3.74	7.08	9.09	39.09	9.13	7.67	3.02	2.12	0.38	1.17	0.24	86.22
20.50	0.220	1.29	2.03	3.55	6.73	8.65	37.19	8.69	7.30	2.88	2.02	0.36	1.11	0.24	82.04
21.00	0.209	1.22	1.93	3.38	6.40	8.22	35.38	8.26	6.95	2.74	1.92	0.35	1.06	0.24	78.05
21.50	0.199	1.16	1.83	3.21	6.08	7.82	33.64	7.86	6.61	2.61	1.83	0.33	1.01	0.24	74.24
22.00	0.189	1.10	1.74	3.05	5.78	7.44	31.99	7.48	6.29	2.48	1.74	0.31	0.96	0.24	70.61
22.50	0.180	1.05	1.66	2.90	5.50	7.07	30.42	7.11	5.98	2.36	1.65	0.30	0.91	0.24	67.15
23.00	0.171	1.00	1.57	2.76	5.23	6.72	28.92	6.76	5.69	2.24	1.57	0.28	0.87	0.24	63.86
23.50	0.162	0.95	1.50	2.62	4.97	6.39	27.49	6.43	5.41	2.13	1.50	0.27	0.83	0.24	60.72
24.00	0.154	0.90	1.42	2.49	4.72	6.07	26.13	6.11	5.14	2.03	1.42	0.26	0.79	0.24	57.73
24.50	0.146	0.86	1.35	2.37	4.49	5.77	24.84	5.81	4.89	1.93	1.35	0.24	0.75	0.24	54.88
25.00	0.139	0.81	1.28	2.25	4.26	5.48	23.60	5.52	4.65	1.83	1.29	0.23	0.71	0.24	52.17
25.50	0.132	0.77	1.22	2.14	4.05	5.21	22.43	5.25	4.42	1.74	1.22	0.22	0.68	0.24	49.59
26.00	0.126	0.73	1.16	2.03	3.85	4.95	21.31	4.98	4.20	1.66	1.16	0.21	0.64	0.24	47.13
26.50	0.119	0.70	1.10	1.93	3.66	4.70	20.25	4.74	3.99	1.57	1.10	0.20	0.61	0.24	44.79
27.00	0.113	0.66	1.04	1.83	3.47	4.47	19.24	4.50	3.79	1.50	1.05	0.19	0.58	0.24	42.57
27.50	0.108	0.63	0.99	1.74	3.30	4.24	18.28	4.28	3.60	1.42	1.00	0.18	0.55	0.24	40.46
28.00	0.102	0.60	0.94	1.65	3.13	4.03	17.37	4.06	3.42	1.35	0.95	0.17	0.52	0.24	38.44
28.50	0.097	0.57	0.90	1.57	2.98	3.83	16.50	3.86	3.25	1.28	0.90	0.16	0.50	0.24	36.53
29.00	0.092	0.54	0.85	1.49	2.83	3.64	15.67	3.67	3.09	1.22	0.86	0.15	0.47	0.24	34.71
29.50	0.088	0.51	0.81	1.42	2.69	3.46	14.88	3.48	2.93	1.16	0.81	0.15	0.45	0.24	32.98
30.00	0.083	0.49	0.77	1.35	2.55	3.28	14.14	3.31	2.79	1.10	0.77	0.14	0.43	0.24	31.34
									Debit Banjir Rancangan Q_{PMF}						248.02

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.21. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder DAS Bendungan Lambuk

Tabel 4.53. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{100\ Th}$ - Bendungan Lambuk

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	2.29	3.44	4.58	8.02	14.89	59.57	8.02	5.73	3.44	2.29	1.15	1.15	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.24	0.24
0.50	0.127	0.29	0.00											0.24	0.54
1.00	0.671	1.54	0.44	0.00										0.24	2.22
1.50	1.601	3.67	2.31	0.58	0.00									0.24	6.80
2.00	1.134	2.60	5.50	3.07	1.02	0.00								0.24	12.44
2.50	0.803	1.84	3.90	7.33	5.38	1.89	0.00							0.24	20.59
3.00	0.569	1.30	2.76	5.20	12.83	9.99	7.57	0.00						0.24	39.90
3.50	0.432	0.99	1.96	3.68	9.09	23.84	39.96	1.02	0.00					0.24	80.77
4.00	0.343	0.79	1.48	2.61	6.44	16.89	95.35	5.38	0.73	0.00				0.24	129.90
4.50	0.273	0.62	1.18	1.98	4.56	11.96	67.54	12.83	3.84	0.44	0.00			0.24	105.20
5.00	0.217	0.50	0.94	1.57	3.46	8.47	47.84	9.09	9.17	2.31	0.29	0.00		0.24	83.88
5.50	0.172	0.39	0.74	1.25	2.75	6.43	33.89	6.44	6.49	5.50	1.54	0.15	0.00	0.24	65.82
6.00	0.140	0.32	0.59	0.99	2.19	5.11	25.71	4.56	4.60	3.90	3.67	0.77	0.13	0.24	52.78
6.50	0.118	0.27	0.48	0.79	1.74	4.06	20.43	3.46	3.26	2.76	2.60	1.83	0.67	0.24	42.59
7.00	0.099	0.23	0.40	0.64	1.38	3.23	16.24	2.75	2.47	1.96	1.84	1.30	1.60	0.24	34.28
7.50	0.083	0.19	0.34	0.54	1.12	2.56	12.90	2.19	1.96	1.48	1.30	0.92	1.13	0.24	26.89
8.00	0.070	0.16	0.29	0.45	0.94	2.08	10.25	1.74	1.56	1.18	0.99	0.65	0.80	0.24	21.34
8.50	0.059	0.14	0.24	0.38	0.79	1.75	8.32	1.38	1.24	0.94	0.79	0.49	0.57	0.24	17.27
9.00	0.050	0.11	0.20	0.32	0.67	1.47	7.00	1.12	0.99	0.74	0.62	0.39	0.43	0.24	14.32
9.50	0.042	0.10	0.17	0.27	0.56	1.24	5.89	0.94	0.80	0.59	0.50	0.31	0.34	0.24	11.96
10.00	0.035	0.08	0.14	0.23	0.47	1.04	4.96	0.79	0.67	0.48	0.39	0.25	0.27	0.24	10.03
10.50	0.030	0.07	0.12	0.19	0.40	0.88	4.17	0.67	0.57	0.40	0.32	0.20	0.22	0.24	8.45
11.00	0.025	0.06	0.10	0.16	0.33	0.74	3.51	0.56	0.48	0.34	0.27	0.16	0.17	0.24	7.13
11.50	0.021	0.05	0.09	0.14	0.28	0.62	2.96	0.47	0.40	0.29	0.23	0.13	0.14	0.24	6.04
12.00	0.018	0.04	0.07	0.11	0.24	0.52	2.49	0.40	0.34	0.24	0.19	0.11	0.12	0.24	5.12
12.50	0.015	0.03	0.06	0.10	0.20	0.44	2.09	0.33	0.28	0.20	0.16	0.10	0.10	0.24	4.35
13.00	0.012	0.03	0.05	0.08	0.17	0.37	1.76	0.28	0.24	0.17	0.14	0.08	0.08	0.24	3.70
13.50	0.011	0.02	0.04	0.07	0.14	0.31	1.48	0.24	0.20	0.14	0.11	0.07	0.07	0.24	3.15
14.00	0.009	0.02	0.04	0.06	0.12	0.26	1.25	0.20	0.17	0.12	0.10	0.06	0.06	0.24	2.69
14.50	0.007	0.02	0.03	0.05	0.10	0.22	1.05	0.17	0.14	0.10	0.08	0.05	0.05	0.24	2.30
15.00	0.006	0.01	0.03	0.04	0.08	0.19	0.88	0.14	0.12	0.09	0.07	0.04	0.04	0.24	1.98
15.50	0.005	0.01	0.02	0.03	0.07	0.16	0.74	0.12	0.10	0.07	0.06	0.03	0.04	0.24	1.70
16.00	0.004	0.01	0.02	0.03	0.06	0.13	0.63	0.10	0.09	0.06	0.05	0.03	0.03	0.24	1.47
16.50	0.004	0.01	0.02	0.02	0.05	0.11	0.53	0.08	0.07	0.05	0.04	0.02	0.02	0.24	1.28
17.00	0.003	0.01	0.01	0.02	0.04	0.09	0.44	0.07	0.06	0.04	0.03	0.02	0.02	0.24	1.11
17.50	0.003	0.01	0.01	0.02	0.04	0.08	0.37	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02	0.24	0.98
18.00	0.002	0.01	0.01	0.01	0.03	0.07	0.31	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.24	0.86
18.50	0.002	0.00	0.01	0.01	0.03	0.06	0.26	0.04	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.24	0.76
19.00	0.002	0.00	0.01	0.01	0.02	0.05	0.22	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.24	0.68
19.50	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.19	0.03	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.24	0.61
20.00	0.001	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.16	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.24	0.55
									Debit Banjir Rancangan $Q_{100\ Th}$						129.90

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.54. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{1000\ Th}$ - Bendungan Lambuk

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	2.75	4.13	5.51	9.64	17.89	67.45	11.01	9.64	4.13	2.75	1.38	1.38	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.24	0.24
0.50	0.127	0.35	0.00											0.24	0.59
1.00	0.671	1.85	0.52	0.00										0.24	2.62
1.50	1.601	4.41	2.77	0.70	0.00									0.24	8.12
2.00	1.134	3.12	6.61	3.69	1.22	0.00								0.24	14.89
2.50	0.803	2.21	4.68	8.81	6.46	2.27	0.00							0.24	24.69
3.00	0.569	1.57	3.32	6.24	15.42	12.00	8.57	0.00						0.24	47.37
3.50	0.432	1.19	2.35	4.42	10.93	28.64	45.24	1.40	0.00					0.24	94.41
4.00	0.343	0.94	1.78	3.13	7.74	20.29	107.96	7.39	1.22	0.00				0.24	150.70
4.50	0.273	0.75	1.42	2.38	5.48	14.37	76.48	17.63	6.46	0.52	0.00			0.24	125.73
5.00	0.217	0.60	1.13	1.89	4.16	10.18	54.17	12.49	15.42	2.77	0.35	0.00		0.24	103.40
5.50	0.172	0.47	0.89	1.50	3.31	7.72	38.37	8.84	10.93	6.61	1.85	0.17	0.00	0.24	80.92
6.00	0.140	0.38	0.71	1.19	2.63	6.14	29.12	6.27	7.74	4.68	4.41	0.92	0.17	0.24	64.60
6.50	0.118	0.32	0.58	0.95	2.09	4.88	23.14	4.75	5.48	3.32	3.12	2.20	0.92	0.24	51.99
7.00	0.099	0.27	0.49	0.77	1.66	3.88	18.39	3.78	4.16	2.35	2.21	1.56	2.20	0.24	41.95
7.50	0.083	0.23	0.41	0.65	1.35	3.08	14.61	3.00	3.31	1.78	1.57	1.11	1.56	0.24	32.89
8.00	0.070	0.19	0.34	0.54	1.13	2.50	11.61	2.39	2.63	1.42	1.19	0.78	1.11	0.24	26.07
8.50	0.059	0.16	0.29	0.46	0.95	2.10	9.42	1.90	2.09	1.13	0.94	0.59	0.78	0.24	21.06
9.00	0.050	0.14	0.24	0.39	0.80	1.77	7.93	1.54	1.66	0.89	0.75	0.47	0.59	0.24	17.42
9.50	0.042	0.12	0.20	0.32	0.68	1.49	6.67	1.29	1.35	0.71	0.60	0.38	0.47	0.24	14.52
10.00	0.035	0.10	0.17	0.27	0.57	1.25	5.62	1.09	1.13	0.58	0.47	0.30	0.38	0.24	12.17
10.50	0.030	0.08	0.15	0.23	0.48	1.06	4.73	0.92	0.95	0.49	0.38	0.24	0.30	0.24	10.24
11.00	0.025	0.07	0.12	0.19	0.40	0.89	3.98	0.77	0.80	0.41	0.32	0.19	0.24	0.24	8.63
11.50	0.021	0.06	0.10	0.16	0.34	0.75	3.35	0.65	0.68	0.34	0.27	0.16	0.19	0.24	7.30
12.00	0.018	0.05	0.09	0.14	0.29	0.63	2.82	0.55	0.57	0.29	0.23	0.14	0.16	0.24	6.18
12.50	0.015	0.04	0.07	0.12	0.24	0.53	2.37	0.46	0.48	0.24	0.19	0.11	0.14	0.24	5.24
13.00	0.012	0.03	0.06	0.10	0.20	0.45	2.00	0.39	0.40	0.20	0.16	0.10	0.11	0.24	4.45
13.50	0.011	0.03	0.05	0.08	0.17	0.38	1.68	0.33	0.34	0.17	0.14	0.08	0.10	0.24	3.78
14.00	0.009	0.02	0.04	0.07	0.14	0.32	1.41	0.27	0.29	0.15	0.12	0.07	0.08	0.24	3.22
14.50	0.007	0.02	0.04	0.06	0.12	0.27	1.19	0.23	0.24	0.12	0.10	0.06	0.07	0.24	2.75
15.00	0.006	0.02	0.03	0.05	0.10	0.22	1.00	0.19	0.20	0.10	0.08	0.05	0.06	0.24	2.35
15.50	0.005	0.01	0.03	0.04	0.09	0.19	0.84	0.16	0.17	0.09	0.07	0.04	0.05	0.24	2.02
16.00	0.004	0.01	0.02	0.03	0.07	0.16	0.71	0.14	0.14	0.07	0.06	0.03	0.04	0.24	1.74
16.50	0.004	0.01	0.02	0.03	0.06	0.13	0.60	0.12	0.12	0.06	0.05	0.03	0.03	0.24	1.50
17.00	0.003	0.01	0.02	0.02	0.05	0.11	0.50	0.10	0.10	0.05	0.04	0.02	0.03	0.24	1.30
17.50	0.003	0.01	0.01	0.02	0.04	0.09	0.42	0.08	0.09	0.04	0.03	0.02	0.02	0.24	1.14
18.00	0.002	0.01	0.01	0.02	0.04	0.08	0.36	0.07	0.07	0.04	0.03	0.02	0.02	0.24	0.99
18.50	0.002	0.01	0.01	0.01	0.03	0.07	0.30	0.06	0.06	0.03	0.02	0.01	0.02	0.24	0.88
19.00	0.002	0.00	0.01	0.01	0.03	0.06	0.25	0.05	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.24	0.78
19.50	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.05	0.21	0.04	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.24	0.69
20.00	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.18	0.03	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01	0.24	0.62
									Debit Banjir Rancangan Q_{1000Th}						150.70

Sumber: Hasil Perhitungan

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.55. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Q_{PMF} - Bendungan Lambuk

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	5.84	8.76	14.60	26.27	32.11	131.37	29.19	23.36	8.76	5.84	2.92	2.92	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.00	0.00												0.24	0.24
0.50	0.13	0.74	0.00											0.24	0.99
1.00	0.67	3.92	1.11	0.00										0.24	5.27
1.50	1.60	9.35	5.87	1.86	0.00									0.24	17.32
2.00	1.13	6.62	14.02	9.79	3.34	0.00								0.24	34.01
2.50	0.80	4.69	9.93	23.36	17.62	4.08	0.00							0.24	59.93
3.00	0.57	3.32	7.03	16.55	42.05	21.54	16.70	0.00						0.24	107.44
3.50	0.43	2.52	4.98	11.72	29.79	51.40	88.12	3.71	0.00					0.24	192.49
4.00	0.34	2.00	3.78	8.30	21.10	36.41	210.27	19.58	2.97	0.00				0.24	304.67
4.50	0.27	1.59	3.00	6.30	14.95	25.79	148.95	46.73	15.67	1.11	0.00			0.24	264.34
5.00	0.22	1.26	2.39	5.01	11.34	18.27	105.51	33.10	37.38	5.87	0.74	0.00		0.24	221.13
5.50	0.17	1.01	1.90	3.98	9.01	13.86	74.74	23.45	26.48	14.02	3.92	0.13	0.00	0.24	172.74
6.00	0.14	0.82	1.51	3.16	7.16	11.02	56.71	16.61	18.76	9.93	9.35	0.67	0.00	0.24	135.93
6.50	0.12	0.69	1.22	2.51	5.69	8.75	45.06	12.60	13.29	7.03	6.62	1.60	0.00	0.24	105.32
7.00	0.10	0.58	1.03	2.04	4.52	6.96	35.81	10.01	10.08	4.98	4.69	1.13	0.00	0.24	82.08
7.50	0.08	0.49	0.87	1.72	3.67	5.53	28.46	7.96	8.01	3.78	3.32	0.80	0.00	0.24	64.84
8.00	0.07	0.41	0.73	1.44	3.09	4.48	22.61	6.32	6.37	3.00	2.52	0.57	0.00	0.24	51.80
8.50	0.06	0.34	0.61	1.22	2.60	3.77	18.34	5.03	5.06	2.39	2.00	0.43	0.00	0.24	42.04
9.00	0.05	0.29	0.52	1.02	2.19	3.18	15.44	4.08	4.02	1.90	1.59	0.34	0.00	0.24	34.81
9.50	0.04	0.24	0.43	0.86	1.84	2.67	12.99	3.43	3.26	1.51	1.26	0.27	0.00	0.24	29.03
10.00	0.04	0.21	0.37	0.72	1.55	2.25	10.94	2.89	2.74	1.22	1.01	0.22	0.00	0.24	24.35
10.50	0.03	0.17	0.31	0.61	1.30	1.89	9.21	2.43	2.31	1.03	0.82	0.17	0.00	0.24	20.50
11.00	0.02	0.15	0.26	0.51	1.10	1.59	7.75	2.05	1.94	0.87	0.69	0.14	0.00	0.24	17.28
11.50	0.02	0.12	0.22	0.43	0.92	1.34	6.52	1.72	1.64	0.73	0.58	0.12	0.00	0.24	14.59
12.00	0.02	0.10	0.18	0.36	0.78	1.13	5.49	1.45	1.38	0.61	0.49	0.10	0.00	0.24	12.31
12.50	0.01	0.09	0.15	0.31	0.65	0.95	4.62	1.22	1.16	0.52	0.41	0.08	0.00	0.24	10.40
13.00	0.01	0.07	0.13	0.26	0.55	0.80	3.89	1.03	0.98	0.43	0.34	0.07	0.00	0.24	8.79
13.50	0.01	0.06	0.11	0.22	0.46	0.67	3.27	0.86	0.82	0.37	0.29	0.06	0.00	0.24	7.44
14.00	0.01	0.05	0.09	0.18	0.39	0.57	2.75	0.73	0.69	0.31	0.24	0.05	0.00	0.24	6.30
14.50	0.01	0.04	0.08	0.15	0.33	0.48	2.32	0.61	0.58	0.26	0.21	0.04	0.00	0.24	5.34
15.00	0.01	0.04	0.07	0.13	0.28	0.40	1.95	0.52	0.49	0.22	0.17	0.04	0.00	0.24	4.53
15.50	0.01	0.03	0.05	0.11	0.23	0.34	1.64	0.43	0.41	0.18	0.15	0.03	0.00	0.24	3.86
16.00	0.00	0.03	0.05	0.09	0.20	0.28	1.38	0.36	0.35	0.15	0.12	0.02	0.00	0.24	3.28
16.50	0.00	0.02	0.04	0.08	0.16	0.24	1.16	0.31	0.29	0.13	0.10	0.02	0.00	0.24	2.80
17.00	0.00	0.02	0.03	0.06	0.14	0.20	0.98	0.26	0.25	0.11	0.09	0.02	0.00	0.24	2.40
17.50	0.00	0.02	0.03	0.05	0.12	0.17	0.82	0.22	0.21	0.09	0.07	0.01	0.00	0.24	2.06
18.00	0.00	0.01	0.02	0.05	0.10	0.14	0.69	0.18	0.17	0.08	0.06	0.01	0.00	0.24	1.77
18.50	0.00	0.01	0.02	0.04	0.08	0.12	0.58	0.15	0.15	0.07	0.05	0.01	0.00	0.24	1.53
19.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.07	0.10	0.49	0.13	0.12	0.05	0.04	0.01	0.00	0.24	1.32
19.50	0.00	0.01	0.01	0.03	0.06	0.09	0.41	0.11	0.10	0.05	0.04	0.01	0.00	0.24	1.15
20.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.05	0.07	0.35	0.09	0.09	0.04	0.03	0.01	0.00	0.24	1.01
									Debit Banjir Rancangan Q_{PMF}						304.67

Sumber: Hasil Perhitungan

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.22. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu DAS Bendungan Lambuk

Dikarenakan hasil banjir rancangan DAS Lambuk dengan Metode Snyder lebih kecil daripada menggunakan Metode Nakayasu, maka untuk perhitungan selanjutnya dipakai hasil banjir rancangan Metode Nakayasu. Sehingga untuk perhitungan banjir rancangan Pangkung 1 dan Pangkung 2 juga menggunakan metode yang sama yaitu Metode Nakayasu.

Tabel 4.56. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Pangkung 1

No.	Waktu (t) (jam)	t/T_p	$t-T_p$	$(t-T_p)/T_{0,3}$	$(t-T_p+0,5.T_{0,3})/1,5.T_{0,3}$	$(t-T_p+1,5.T_{0,3})/2.T_{0,3}$	UH (m^3/dt/mm)	Keterangan
1	0.00	0.00	-1.35	-0.833	-0.222	0.333	0.0000	kurva naik
2	0.50	0.37	-0.85	-0.525	-0.017	0.487	0.0565	kurva naik
3	1.00	0.74	-0.35	-0.217	0.189	0.642	0.2983	kurva naik
4	1.50	1.11	0.15	0.092	0.395	0.796	0.5498	kurva turun 1
5	2.00	1.48	0.65	0.400	0.600	0.950	0.3793	kurva turun 1
6	2.50	1.85	1.15	0.709	0.806	1.104	0.2616	kurva turun 1
7	3.00	2.22	1.65	1.017	1.012	1.259	0.1817	kurva turun 2
8	3.50	2.59	2.15	1.326	1.217	1.413	0.1419	kurva turun 2
9	4.00	2.96	2.65	1.634	1.423	1.567	0.1107	kurva turun 2
10	4.50	3.33	3.15	1.943	1.628	1.721	0.0865	kurva turun 2
11	5.00	3.70	3.65	2.251	1.834	1.876	0.0675	kurva turun 2
12	5.50	4.07	4.15	2.560	2.040	2.030	0.0533	kurva turun 3
13	6.00	4.44	4.65	2.868	2.245	2.184	0.0443	kurva turun 3
14	6.50	4.81	5.15	3.176	2.451	2.338	0.0368	kurva turun 3
15	7.00	5.18	5.65	3.485	2.657	2.492	0.0306	kurva turun 3
16	7.50	5.55	6.15	3.793	2.862	2.647	0.0254	kurva turun 3
17	8.00	5.92	6.65	4.102	3.068	2.801	0.0211	kurva turun 3
18	8.50	6.29	7.15	4.410	3.273	2.955	0.0175	kurva turun 3
19	9.00	6.66	7.65	4.719	3.479	3.109	0.0145	kurva turun 3
20	9.50	7.03	8.15	5.027	3.685	3.264	0.0121	kurva turun 3
21	10.00	7.40	8.65	5.336	3.890	3.418	0.0100	kurva turun 3
22	10.50	7.77	9.15	5.644	4.096	3.572	0.0083	kurva turun 3
23	11.00	8.14	9.65	5.952	4.302	3.726	0.0069	kurva turun 3
24	11.50	8.51	10.15	6.261	4.507	3.880	0.0057	kurva turun 3
25	12.00	8.88	10.65	6.569	4.713	4.035	0.0048	kurva turun 3
26	12.50	9.25	11.15	6.878	4.919	4.189	0.0040	kurva turun 3
27	13.00	9.62	11.65	7.186	5.124	4.343	0.0033	kurva turun 3
28	13.50	9.99	12.15	7.495	5.330	4.497	0.0027	kurva turun 3
29	14.00	10.36	12.65	7.803	5.535	4.652	0.0023	kurva turun 3
30	14.50	10.73	13.15	8.112	5.741	4.806	0.0019	kurva turun 3
31	15.00	11.10	13.65	8.420	5.947	4.960	0.0016	kurva turun 3
32	15.50	11.47	14.15	8.729	6.152	5.114	0.0013	kurva turun 3
33	16.00	11.84	14.65	9.037	6.358	5.268	0.0011	kurva turun 3
34	16.50	12.21	15.15	9.345	6.564	5.423	0.0009	kurva turun 3
35	17.00	12.58	15.65	9.654	6.769	5.577	0.0007	kurva turun 3
36	17.50	12.95	16.15	9.962	6.975	5.731	0.0006	kurva turun 3
37	18.00	13.32	16.65	10.271	7.181	5.885	0.0005	kurva turun 3
38	18.50	13.69	17.15	10.579	7.386	6.040	0.0004	kurva turun 3
39	19.00	14.06	17.65	10.888	7.592	6.194	0.0004	kurva turun 3
40	19.50	14.43	18.15	11.196	7.797	6.348	0.0003	kurva turun 3
41	20.00	14.80	18.65	11.505	8.003	6.502	0.0002	kurva turun 3
					Volume UH		4405.094	m^3
					Luas DAS		4.48	km^2
					R netto = Volume UH/Luas DAS		0.98	mm
					R netto dibulatkan		1.00	mm → OK

Sumber: Hasil Perhitungan

Berikut ini merupakan grafik dari hasil perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu.

Gambar 4.23. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Pangkung 1

Tabel 4.57. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{100\ Th}$ – DAS Pangkung 1

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	2.42	3.64	4.85	8.49	15.76	63.04	8.49	6.06	3.64	2.42	1.21	1.21	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.00	0.00
0.50	0.057	0.14	0.00											0.00	0.14
1.00	0.298	0.72	0.21	0.00										0.00	0.93
1.50	0.550	1.33	1.08	0.27	0.00									0.00	2.69
2.00	0.379	0.92	2.00	1.45	0.48	0.00								0.00	4.85
2.50	0.262	0.63	1.38	2.67	2.53	0.89	0.00							0.00	8.10
3.00	0.182	0.44	0.95	1.84	4.67	4.70	3.56	0.00						0.00	16.16
3.50	0.142	0.34	0.66	1.27	3.22	8.67	18.81	0.48	0.00					0.00	33.44
4.00	0.111	0.27	0.52	0.88	2.22	5.98	34.66	2.53	0.34	0.00				0.00	47.40
4.50	0.086	0.21	0.40	0.69	1.54	4.12	23.91	4.67	1.81	0.21	0.00			0.00	37.55
5.00	0.067	0.16	0.31	0.54	1.20	2.86	16.49	3.22	3.33	1.08	0.14	0.00		0.00	29.35
5.50	0.053	0.13	0.25	0.42	0.94	2.24	11.46	2.22	2.30	2.00	0.72	0.07	0.00	0.00	22.74
6.00	0.044	0.11	0.19	0.33	0.73	1.75	8.94	1.54	1.59	1.38	1.33	0.36	0.06	0.00	18.31
6.50	0.037	0.09	0.16	0.26	0.57	1.36	6.98	1.20	1.10	0.95	0.92	0.67	0.30	0.00	14.57
7.00	0.031	0.07	0.13	0.21	0.45	1.06	5.45	0.94	0.86	0.66	0.63	0.46	0.55	0.00	11.49
7.50	0.025	0.06	0.11	0.18	0.38	0.84	4.26	0.73	0.67	0.52	0.44	0.32	0.38	0.00	8.88
8.00	0.021	0.05	0.09	0.15	0.31	0.70	3.36	0.57	0.52	0.40	0.34	0.22	0.26	0.00	6.99
8.50	0.018	0.04	0.08	0.12	0.26	0.58	2.79	0.45	0.41	0.31	0.27	0.17	0.18	0.00	5.67
9.00	0.015	0.04	0.06	0.10	0.22	0.48	2.32	0.38	0.32	0.25	0.21	0.13	0.14	0.00	4.65
9.50	0.012	0.03	0.05	0.08	0.18	0.40	1.93	0.31	0.27	0.19	0.16	0.10	0.11	0.00	3.83
10.00	0.010	0.02	0.04	0.07	0.15	0.33	1.60	0.26	0.22	0.16	0.13	0.08	0.09	0.00	3.16
10.50	0.008	0.02	0.04	0.06	0.12	0.28	1.33	0.22	0.19	0.13	0.11	0.06	0.07	0.00	2.62
11.00	0.007	0.02	0.03	0.05	0.10	0.23	1.10	0.18	0.15	0.11	0.09	0.05	0.05	0.00	2.17
11.50	0.006	0.01	0.03	0.04	0.09	0.19	0.92	0.15	0.13	0.09	0.07	0.04	0.04	0.00	1.80
12.00	0.005	0.01	0.02	0.03	0.07	0.16	0.76	0.12	0.11	0.08	0.06	0.04	0.04	0.00	1.50
12.50	0.004	0.01	0.02	0.03	0.06	0.13	0.63	0.10	0.09	0.06	0.05	0.03	0.03	0.00	1.24
13.00	0.003	0.01	0.01	0.02	0.05	0.11	0.53	0.09	0.07	0.05	0.04	0.03	0.03	0.00	1.03
13.50	0.003	0.01	0.01	0.02	0.04	0.09	0.44	0.07	0.06	0.04	0.04	0.02	0.02	0.00	0.86
14.00	0.002	0.01	0.01	0.02	0.03	0.08	0.36	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02	0.00	0.71
14.50	0.002	0.00	0.01	0.01	0.03	0.06	0.30	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.59
15.00	0.002	0.00	0.01	0.01	0.02	0.05	0.25	0.04	0.03	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.49
15.50	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.21	0.03	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.41
16.00	0.001	0.00	0.00	0.01	0.02	0.04	0.17	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.34
16.50	0.001	0.00	0.00	0.01	0.01	0.03	0.14	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.28
17.00	0.001	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.12	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.23
17.50	0.001	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.10	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.19
18.00	0.001	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.08	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.16
18.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.07	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.13
19.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.06	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11
19.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09
20.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.04	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08
									Debit Banjir Rancangan $Q_{100\ Th}$						47.40

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.58. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{1000\ Th}$ – DAS Pangkung 1

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	2.96	4.44	5.92	10.36	19.25	72.55	11.84	10.36	4.44	2.96	1.48	1.48	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.00	0.00
0.50	0.057	0.17	0.00											0.00	0.17
1.00	0.298	0.88	0.25	0.00										0.00	1.13
1.50	0.550	1.63	1.33	0.33	0.00									0.00	3.29
2.00	0.379	1.12	2.44	1.77	0.59	0.00								0.00	5.92
2.50	0.262	0.77	1.68	3.26	3.09	1.09	0.00							0.00	9.90
3.00	0.182	0.54	1.16	2.25	5.70	5.74	4.10	0.00						0.00	19.49
3.50	0.142	0.42	0.81	1.55	3.93	10.58	21.64	0.67	0.00					0.00	39.60
4.00	0.111	0.33	0.63	1.08	2.71	7.30	39.89	3.53	0.59	0.00				0.00	56.05
4.50	0.086	0.26	0.49	0.84	1.88	5.04	27.52	6.51	3.09	0.25	0.00			0.00	45.88
5.00	0.067	0.20	0.38	0.66	1.47	3.50	18.98	4.49	5.70	1.33	0.17	0.00		0.00	36.87
5.50	0.053	0.16	0.30	0.51	1.15	2.73	13.18	3.10	3.93	2.44	0.88	0.08	0.00	0.00	28.47
6.00	0.044	0.13	0.24	0.40	0.90	2.13	10.29	2.15	2.71	1.68	1.63	0.44	0.08	0.00	22.79
6.50	0.037	0.11	0.20	0.32	0.70	1.66	8.03	1.68	1.88	1.16	1.12	0.81	0.44	0.00	18.12
7.00	0.031	0.09	0.16	0.26	0.55	1.30	6.27	1.31	1.47	0.81	0.77	0.56	0.81	0.00	14.38
7.50	0.025	0.08	0.14	0.22	0.46	1.03	4.90	1.02	1.15	0.63	0.54	0.39	0.56	0.00	11.10
8.00	0.021	0.06	0.11	0.18	0.38	0.85	3.87	0.80	0.90	0.49	0.42	0.27	0.39	0.00	8.72
8.50	0.018	0.05	0.09	0.15	0.32	0.71	3.21	0.63	0.70	0.38	0.33	0.21	0.27	0.00	7.06
9.00	0.015	0.04	0.08	0.12	0.26	0.59	2.67	0.52	0.55	0.30	0.26	0.16	0.21	0.00	5.77
9.50	0.012	0.04	0.06	0.10	0.22	0.49	2.22	0.44	0.46	0.24	0.20	0.13	0.16	0.00	4.75
10.00	0.010	0.03	0.05	0.09	0.18	0.41	1.84	0.36	0.38	0.20	0.16	0.10	0.13	0.00	3.92
10.50	0.008	0.02	0.04	0.07	0.15	0.34	1.53	0.30	0.32	0.16	0.13	0.08	0.10	0.00	3.25
11.00	0.007	0.02	0.04	0.06	0.13	0.28	1.27	0.25	0.26	0.14	0.11	0.07	0.08	0.00	2.69
11.50	0.006	0.02	0.03	0.05	0.10	0.23	1.05	0.21	0.22	0.11	0.09	0.05	0.07	0.00	2.24
12.00	0.005	0.01	0.03	0.04	0.09	0.19	0.88	0.17	0.18	0.09	0.08	0.05	0.05	0.00	1.86
12.50	0.004	0.01	0.02	0.03	0.07	0.16	0.73	0.14	0.15	0.08	0.06	0.04	0.05	0.00	1.54
13.00	0.003	0.01	0.02	0.03	0.06	0.13	0.60	0.12	0.13	0.06	0.05	0.03	0.04	0.00	1.28
13.50	0.003	0.01	0.01	0.02	0.05	0.11	0.50	0.10	0.10	0.05	0.04	0.03	0.03	0.00	1.06
14.00	0.002	0.01	0.01	0.02	0.04	0.09	0.42	0.08	0.09	0.04	0.04	0.02	0.03	0.00	0.88
14.50	0.002	0.01	0.01	0.02	0.03	0.08	0.35	0.07	0.07	0.04	0.03	0.02	0.02	0.00	0.73
15.00	0.002	0.00	0.01	0.01	0.03	0.06	0.29	0.06	0.06	0.03	0.02	0.01	0.02	0.00	0.61
15.50	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.05	0.24	0.05	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.51
16.00	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.20	0.04	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.42
16.50	0.001	0.00	0.00	0.01	0.02	0.04	0.16	0.03	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.35
17.00	0.001	0.00	0.00	0.01	0.01	0.03	0.14	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.29
17.50	0.001	0.00	0.00	0.01	0.01	0.03	0.11	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.24
18.00	0.001	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.09	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00	0.20
18.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.08	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.17
19.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.07	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.14
19.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.05	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11
20.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.04	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10
									Debit Banjir Rancangan Q_{1000Th}						56.05

Sumber: Hasil Perhitungan

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.59. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Q_{PMF} – DAS Pangkung 1

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	6.14	9.21	15.36	27.64	33.78	138.21	30.71	24.57	9.21	6.14	3.07	3.07	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.00	0.00
0.50	0.057	0.35	0.00											0.00	0.35
1.00	0.298	1.83	0.52	0.00										0.00	2.35
1.50	0.550	3.38	2.75	0.87	0.00									0.00	6.99
2.00	0.379	2.33	5.07	4.58	1.56	0.00								0.00	13.54
2.50	0.262	1.61	3.49	8.44	8.25	1.91	0.00							0.00	23.70
3.00	0.182	1.12	2.41	5.82	15.20	10.08	7.81	0.00						0.00	42.44
3.50	0.142	0.87	1.67	4.02	10.48	18.57	41.23	1.74	0.00					0.00	78.59
4.00	0.111	0.68	1.31	2.79	7.23	12.81	75.99	9.16	1.39	0.00				0.00	111.36
4.50	0.086	0.53	1.02	2.18	5.02	8.84	52.42	16.89	7.33	0.52	0.00			0.00	94.74
5.00	0.067	0.41	0.80	1.70	3.92	6.14	36.16	11.65	13.51	2.75	0.35	0.00		0.00	77.38
5.50	0.053	0.33	0.62	1.33	3.06	4.79	25.11	8.03	9.32	5.07	1.83	0.06	0.00	0.00	59.55
6.00	0.044	0.27	0.49	1.04	2.39	3.74	19.61	5.58	6.43	3.49	3.38	0.30	0.00	0.00	46.72
6.50	0.037	0.23	0.41	0.82	1.87	2.92	15.31	4.36	4.46	2.41	2.33	0.55	0.00	0.00	35.66
7.00	0.031	0.19	0.34	0.68	1.47	2.28	11.95	3.40	3.49	1.67	1.61	0.38	0.00	0.00	27.46
7.50	0.025	0.16	0.28	0.56	1.22	1.80	9.33	2.66	2.72	1.31	1.12	0.26	0.00	0.00	21.42
8.00	0.021	0.13	0.23	0.47	1.02	1.50	7.37	2.07	2.12	1.02	0.87	0.18	0.00	0.00	16.99
8.50	0.018	0.11	0.19	0.39	0.84	1.24	6.12	1.64	1.66	0.80	0.68	0.14	0.00	0.00	13.81
9.00	0.015	0.09	0.16	0.32	0.70	1.03	5.08	1.36	1.31	0.62	0.53	0.11	0.00	0.00	11.33
9.50	0.012	0.07	0.13	0.27	0.58	0.86	4.22	1.13	1.09	0.49	0.41	0.09	0.00	0.00	9.35
10.00	0.010	0.06	0.11	0.22	0.48	0.71	3.51	0.94	0.90	0.41	0.33	0.07	0.00	0.00	7.74
10.50	0.008	0.05	0.09	0.19	0.40	0.59	2.91	0.78	0.75	0.34	0.27	0.05	0.00	0.00	6.43
11.00	0.007	0.04	0.08	0.15	0.33	0.49	2.42	0.65	0.62	0.28	0.23	0.04	0.00	0.00	5.34
11.50	0.006	0.04	0.06	0.13	0.28	0.41	2.01	0.54	0.52	0.23	0.19	0.04	0.00	0.00	4.43
12.00	0.005	0.03	0.05	0.11	0.23	0.34	1.67	0.45	0.43	0.19	0.16	0.03	0.00	0.00	3.68
12.50	0.004	0.02	0.04	0.09	0.19	0.28	1.39	0.37	0.36	0.16	0.13	0.03	0.00	0.00	3.06
13.00	0.003	0.02	0.04	0.07	0.16	0.23	1.15	0.31	0.30	0.13	0.11	0.02	0.00	0.00	2.54
13.50	0.003	0.02	0.03	0.06	0.13	0.19	0.96	0.26	0.25	0.11	0.09	0.02	0.00	0.00	2.11
14.00	0.002	0.01	0.03	0.05	0.11	0.16	0.79	0.21	0.20	0.09	0.07	0.01	0.00	0.00	1.75
14.50	0.002	0.01	0.02	0.04	0.09	0.13	0.66	0.18	0.17	0.08	0.06	0.01	0.00	0.00	1.46
15.00	0.002	0.01	0.02	0.03	0.08	0.11	0.55	0.15	0.14	0.06	0.05	0.01	0.00	0.00	1.21
15.50	0.001	0.01	0.01	0.03	0.06	0.09	0.45	0.12	0.12	0.05	0.04	0.01	0.00	0.00	1.00
16.00	0.001	0.01	0.01	0.02	0.05	0.08	0.38	0.10	0.10	0.04	0.04	0.01	0.00	0.00	0.83
16.50	0.001	0.01	0.01	0.02	0.04	0.06	0.31	0.08	0.08	0.04	0.03	0.01	0.00	0.00	0.69
17.00	0.001	0.00	0.01	0.02	0.04	0.05	0.26	0.07	0.07	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	0.58
17.50	0.001	0.00	0.01	0.01	0.03	0.04	0.22	0.06	0.06	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	0.48
18.00	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.04	0.18	0.05	0.05	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.40
18.50	0.000	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.15	0.04	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.33
19.00	0.000	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.12	0.03	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.27
19.50	0.000	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.10	0.03	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.23
20.00	0.000	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.09	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.19
									Debit Banjir Rancangan Q_{PMF}						111.36

Sumber: Hasil Perhitungan

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.24. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu DAS Pangkung1

Tabel 4.60. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu Pangkung 2

No.	Waktu (t) (jam)	t/T_p	$t-T_p$	$(t-T_p)/T_{0,3}$	$(t-T_p+0,5.T_{0,3})/1,5.T_{0,3}$	$(t-T_p+1,5.T_{0,3})/2.T_{0,3}$	UH (m^3/dt/mm)	Keterangan
1	0.00	0.00	-0.92	-0.833	-0.222	0.333	0.000	kurva naik
2	0.50	0.54	-0.42	-0.381	0.079	0.560	0.085	kurva naik
3	1.00	1.09	0.08	0.072	0.381	0.786	0.336	kurva turun 1
4	1.50	1.63	0.58	0.525	0.683	1.012	0.195	kurva turun 1
5	2.00	2.17	1.08	0.977	0.985	1.239	0.113	kurva turun 1
6	2.50	2.72	1.58	1.430	1.287	1.465	0.078	kurva turun 2
7	3.00	3.26	2.08	1.883	1.588	1.691	0.054	kurva turun 2
8	3.50	3.80	2.58	2.335	1.890	1.918	0.038	kurva turun 2
9	4.00	4.35	3.08	2.788	2.192	2.144	0.028	kurva turun 3
10	4.50	4.89	3.58	3.241	2.494	2.370	0.021	kurva turun 3
11	5.00	5.43	4.08	3.693	2.796	2.597	0.016	kurva turun 3
12	5.50	5.97	4.58	4.146	3.097	2.823	0.012	kurva turun 3
13	6.00	6.52	5.08	4.599	3.399	3.049	0.009	kurva turun 3
14	6.50	7.06	5.58	5.051	3.701	3.276	0.007	kurva turun 3
15	7.00	7.60	6.08	5.504	4.003	3.502	0.005	kurva turun 3
16	7.50	8.15	6.58	5.957	4.305	3.728	0.004	kurva turun 3
17	8.00	8.69	7.08	6.409	4.606	3.955	0.003	kurva turun 3
18	8.50	9.23	7.58	6.862	4.908	4.181	0.002	kurva turun 3
19	9.00	9.78	8.08	7.315	5.210	4.407	0.002	kurva turun 3
20	9.50	10.32	8.58	7.768	5.512	4.634	0.001	kurva turun 3
21	10.00	10.86	9.08	8.220	5.813	4.860	0.001	kurva turun 3
22	10.50	11.41	9.58	8.673	6.115	5.086	0.001	kurva turun 3
23	11.00	11.95	10.08	9.126	6.417	5.313	0.001	kurva turun 3
24	11.50	12.49	10.58	9.578	6.719	5.539	0.000	kurva turun 3
25	12.00	13.04	11.08	10.031	7.021	5.765	0.000	kurva turun 3
26	12.50	13.58	11.58	10.484	7.322	5.992	0.000	kurva turun 3
27	13.00	14.12	12.08	10.936	7.624	6.218	0.000	kurva turun 3
28	13.50	14.66	12.58	11.389	7.926	6.444	0.000	kurva turun 3
29	14.00	15.21	13.08	11.842	8.228	6.671	0.000	kurva turun 3
30	14.50	15.75	13.58	12.294	8.530	6.897	0.000	kurva turun 3
31	15.00	16.29	14.08	12.747	8.831	7.124	0.000	kurva turun 3
32	15.50	16.84	14.58	13.200	9.133	7.350	0.000	kurva turun 3
33	16.00	17.38	15.08	13.652	9.435	7.576	0.000	kurva turun 3
34	16.50	17.92	15.58	14.105	9.737	7.803	0.000	kurva turun 3
35	17.00	18.47	16.08	14.558	10.039	8.029	0.000	kurva turun 3
36	17.50	19.01	16.58	15.010	10.340	8.255	0.000	kurva turun 3
37	18.00	19.55	17.08	15.463	10.642	8.482	0.000	kurva turun 3
38	18.50	20.10	17.58	15.916	10.944	8.708	0.000	kurva turun 3
39	19.00	20.64	18.08	16.369	11.246	8.934	0.000	kurva turun 3
40	19.50	21.18	18.58	16.821	11.547	9.161	0.000	kurva turun 3
41	20.00	21.73	19.08	17.274	11.849	9.387	0.000	kurva turun 3
					Volume UH		1824.557	m^3
					Luas DAS		1.82	km^2
					R netto = Volume UH/Luas DAS		1.00	mm
					R netto dibulatkan		2.00	mm → OK

Sumber: Hasil Perhitungan

Berikut ini merupakan grafik dari hasil perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu.

Gambar 4.25. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu DAS Pangkung 2

Tabel 4.61. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{100\ Th}$ – DAS Pangkung 2

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	3.22	4.84	6.45	11.28	20.96	83.83	11.28	8.06	4.84	3.22	1.61	1.61	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.00	0.00
0.50	0.085	0.27	0.00											0.00	0.27
1.00	0.336	1.08	0.41	0.00										0.00	1.49
1.50	0.195	0.63	1.62	0.55	0.00									0.00	2.80
2.00	0.113	0.36	0.94	2.17	0.95	0.00								0.00	4.43
2.50	0.078	0.25	0.55	1.26	3.79	1.77	0.00							0.00	7.62
3.00	0.054	0.17	0.38	0.73	2.20	7.04	7.09	0.00						0.00	17.61
3.50	0.038	0.12	0.26	0.50	1.27	4.08	28.15	0.95	0.00					0.00	35.34
4.00	0.028	0.09	0.18	0.35	0.88	2.37	16.32	3.79	0.68	0.00				0.00	24.66
4.50	0.021	0.07	0.13	0.24	0.61	1.63	9.46	2.20	2.71	0.41	0.00			0.00	17.46
5.00	0.016	0.05	0.10	0.18	0.42	1.13	6.52	1.27	1.57	1.62	0.27	0.00		0.00	13.15
5.50	0.012	0.04	0.08	0.14	0.31	0.79	4.53	0.88	0.91	0.94	1.08	0.14	0.00	0.00	9.84
6.00	0.009	0.03	0.06	0.10	0.24	0.58	3.15	0.61	0.63	0.55	0.63	0.54	0.08	0.00	7.20
6.50	0.007	0.02	0.05	0.08	0.18	0.44	2.32	0.42	0.44	0.38	0.36	0.31	0.34	0.00	5.34
7.00	0.005	0.02	0.03	0.06	0.14	0.34	1.77	0.31	0.30	0.26	0.25	0.18	0.19	0.00	3.86
7.50	0.004	0.01	0.03	0.05	0.11	0.26	1.35	0.24	0.22	0.18	0.17	0.13	0.11	0.00	2.85
8.00	0.003	0.01	0.02	0.03	0.08	0.20	1.03	0.18	0.17	0.13	0.12	0.09	0.08	0.00	2.14
8.50	0.002	0.01	0.02	0.03	0.06	0.15	0.78	0.14	0.13	0.10	0.09	0.06	0.05	0.00	1.61
9.00	0.002	0.01	0.01	0.02	0.05	0.11	0.59	0.11	0.10	0.08	0.07	0.04	0.04	0.00	1.22
9.50	0.001	0.00	0.01	0.02	0.04	0.09	0.45	0.08	0.08	0.06	0.05	0.03	0.03	0.00	0.93
10.00	0.001	0.00	0.01	0.01	0.03	0.07	0.34	0.06	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.00	0.71
10.50	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.05	0.26	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.00	0.54
11.00	0.001	0.00	0.00	0.01	0.02	0.04	0.20	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.01	0.00	0.41
11.50	0.000	0.00	0.00	0.01	0.01	0.03	0.15	0.03	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.31
12.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.12	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.24
12.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.09	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.18
13.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.07	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.14
13.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.11
14.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.04	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08
14.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06
15.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
15.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04
16.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03
16.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
17.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
17.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
18.00	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	0.00	0.01
18.50	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	0.00	0.01
19.00	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	0.00	0.01
19.50	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	0.00	0.00
20.00	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	0.00	0.00
									Debit Banjir Rancangan $Q_{100\ Th}$						35.34

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.62. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu $Q_{1000\ Th}$ – DAS Pangkung 2

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	4.23	6.35	8.47	14.82	27.52	103.74	16.94	14.82	6.35	4.23	2.12	2.12	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.00	0.00
0.50	0.085	0.36	0.00											0.00	0.36
1.00	0.336	1.42	0.54	0.00										0.00	1.96
1.50	0.195	0.82	2.13	0.72	0.00									0.00	3.67
2.00	0.113	0.48	1.24	2.84	1.25	0.00								0.00	5.81
2.50	0.078	0.33	0.72	1.65	4.98	2.33	0.00							0.00	10.00
3.00	0.054	0.23	0.49	0.96	2.89	9.24	8.78	0.00						0.00	22.59
3.50	0.038	0.16	0.34	0.66	1.67	5.36	34.84	1.43	0.00					0.00	44.46
4.00	0.028	0.12	0.24	0.46	1.15	3.11	20.20	5.69	1.25	0.00				0.00	32.22
4.50	0.021	0.09	0.18	0.32	0.80	2.14	11.71	3.30	4.98	0.54	0.00			0.00	24.05
5.00	0.016	0.07	0.13	0.23	0.56	1.49	8.07	1.91	2.89	2.13	0.36	0.00		0.00	17.84
5.50	0.012	0.05	0.10	0.18	0.41	1.04	5.61	1.32	1.67	1.24	1.42	0.18	0.00	0.00	13.22
6.00	0.009	0.04	0.08	0.14	0.31	0.76	3.90	0.92	1.15	0.72	0.82	0.71	0.18	0.00	9.73
6.50	0.007	0.03	0.06	0.10	0.24	0.58	2.87	0.64	0.80	0.49	0.48	0.41	0.71	0.00	7.42
7.00	0.005	0.02	0.05	0.08	0.18	0.44	2.19	0.47	0.56	0.34	0.33	0.24	0.41	0.00	5.31
7.50	0.004	0.02	0.03	0.06	0.14	0.34	1.67	0.36	0.41	0.24	0.23	0.16	0.24	0.00	3.89
8.00	0.003	0.01	0.03	0.05	0.11	0.26	1.27	0.27	0.31	0.18	0.16	0.11	0.16	0.00	2.92
8.50	0.002	0.01	0.02	0.03	0.08	0.20	0.97	0.21	0.24	0.13	0.12	0.08	0.11	0.00	2.20
9.00	0.002	0.01	0.02	0.03	0.06	0.15	0.74	0.16	0.18	0.10	0.09	0.06	0.08	0.00	1.66
9.50	0.001	0.01	0.01	0.02	0.05	0.11	0.56	0.12	0.14	0.08	0.07	0.04	0.06	0.00	1.26
10.00	0.001	0.00	0.01	0.02	0.04	0.09	0.43	0.09	0.11	0.06	0.05	0.03	0.04	0.00	0.96
10.50	0.001	0.00	0.01	0.01	0.03	0.07	0.32	0.07	0.08	0.05	0.04	0.03	0.03	0.00	0.73
11.00	0.001	0.00	0.01	0.01	0.02	0.05	0.25	0.05	0.06	0.03	0.03	0.02	0.03	0.00	0.56
11.50	0.000	0.00	0.00	0.01	0.02	0.04	0.19	0.04	0.05	0.03	0.02	0.02	0.02	0.00	0.43
12.00	0.000	0.00	0.00	0.01	0.01	0.03	0.14	0.03	0.04	0.02	0.02	0.01	0.02	0.00	0.32
12.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.11	0.02	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.25
13.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.08	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.19
13.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.06	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.14
14.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00	0.11
14.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.04	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08
15.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06
15.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
16.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04
16.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03
17.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
17.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
18.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
18.50	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	0.00	0.01
19.00	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	0.00	0.01
19.50	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	0.00	0.01
20.00	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	0.00	0.00
									Debit Banjir Rancangan Q_{1000Th}						44.46

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.63. Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Q_{PMF} – DAS Pangkung 2

Waktu	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7	R_8	R_9	R_{10}	R_{11}	R_{12}	Base Flow	Debit Banjir
(jam)	(m^3/dt/mm)	7.55	11.33	18.88	33.99	41.54	169.94	37.76	30.21	11.33	7.55	3.78	3.78	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.00												0.00	0.00
0.50	0.085	0.64	0.00											0.00	0.64
1.00	0.336	2.54	0.96	0.00										0.00	3.49
1.50	0.195	1.47	3.80	1.60	0.00									0.00	6.87
2.00	0.113	0.85	2.21	6.34	2.88	0.00								0.00	12.27
2.50	0.078	0.59	1.28	3.68	11.41	3.52	0.00							0.00	20.47
3.00	0.054	0.41	0.88	2.13	6.62	13.95	14.38	0.00						0.00	38.37
3.50	0.038	0.28	0.61	1.47	3.84	8.09	57.06	3.20	0.00					0.00	74.55
4.00	0.028	0.21	0.43	1.02	2.64	4.69	33.09	12.68	2.56	0.00				0.00	57.32
4.50	0.021	0.16	0.31	0.71	1.84	3.23	19.19	7.35	10.14	0.96	0.00			0.00	43.89
5.00	0.016	0.12	0.24	0.52	1.28	2.25	13.22	4.26	5.88	3.80	0.64	0.00		0.00	32.22
5.50	0.012	0.09	0.18	0.40	0.94	1.56	9.19	2.94	3.41	2.21	2.54	0.08	0.00	0.00	23.54
6.00	0.009	0.07	0.14	0.30	0.72	1.15	6.39	2.04	2.35	1.28	1.47	0.34	0.00	0.00	16.25
6.50	0.007	0.05	0.11	0.23	0.55	0.88	4.71	1.42	1.63	0.88	0.85	0.19	0.00	0.00	11.50
7.00	0.005	0.04	0.08	0.18	0.42	0.67	3.59	1.05	1.14	0.61	0.59	0.11	0.00	0.00	8.46
7.50	0.004	0.03	0.06	0.13	0.32	0.51	2.73	0.80	0.84	0.43	0.41	0.08	0.00	0.00	6.33
8.00	0.003	0.02	0.05	0.10	0.24	0.39	2.08	0.61	0.64	0.31	0.28	0.05	0.00	0.00	4.78
8.50	0.002	0.02	0.04	0.08	0.18	0.29	1.58	0.46	0.49	0.24	0.21	0.04	0.00	0.00	3.63
9.00	0.002	0.01	0.03	0.06	0.14	0.22	1.21	0.35	0.37	0.18	0.16	0.03	0.00	0.00	2.76
9.50	0.001	0.01	0.02	0.05	0.11	0.17	0.92	0.27	0.28	0.14	0.12	0.02	0.00	0.00	2.10
10.00	0.001	0.01	0.02	0.03	0.08	0.13	0.70	0.20	0.21	0.11	0.09	0.02	0.00	0.00	1.60
10.50	0.001	0.01	0.01	0.03	0.06	0.10	0.53	0.16	0.16	0.08	0.07	0.01	0.00	0.00	1.22
11.00	0.001	0.00	0.01	0.02	0.05	0.08	0.41	0.12	0.12	0.06	0.05	0.01	0.00	0.00	0.93
11.50	0.000	0.00	0.01	0.02	0.04	0.06	0.31	0.09	0.09	0.05	0.04	0.01	0.00	0.00	0.71
12.00	0.000	0.00	0.01	0.01	0.03	0.04	0.24	0.07	0.07	0.04	0.03	0.01	0.00	0.00	0.54
12.50	0.000	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.18	0.05	0.05	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	0.41
13.00	0.000	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.14	0.04	0.04	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.31
13.50	0.000	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.10	0.03	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.24
14.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.08	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.18
14.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.06	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.14
15.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.05	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.10
15.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08
16.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06
16.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
17.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04
17.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03
18.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
18.50	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
19.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
19.50	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	0.00	0.01
20.00	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	0.00	0.01
									Debit Banjir Rancangan Q_{PMF}						74.55

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.26. Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu DAS Pangkung 2

Tabel 4.64. Rekapitulasi Total Debit Banjir Rancangan

Waktu	Debit Banjir (m^3/dt)											
Jam	$Q_{100\ Th}$				$Q_{1000\ Th}$				Q_{PMF}			
	Lambuk	Pk1	Pk 2	Total	Lambuk	Pk1	Pk 2	Total	Lambuk	Pk1	Pk 2	Total
0.0	0.24	0.00	0.00	0.24	0.24	0.00	0.00	0.24	0.24	0.00	0.00	0.24
0.5	0.54	0.14	0.27	0.95	0.59	0.17	0.36	1.12	0.99	0.35	0.64	1.97
1.0	2.22	0.93	1.49	4.64	2.62	1.13	1.96	5.71	5.27	2.35	3.49	11.12
1.5	6.80	2.69	2.80	12.29	8.12	3.29	3.67	15.08	17.32	6.99	6.87	31.19
2.0	12.44	4.85	4.43	21.71	14.89	5.92	5.81	26.62	34.01	13.54	12.27	59.83
2.5	20.59	8.10	7.62	36.30	24.69	9.90	10.00	44.58	59.93	23.70	20.47	104.10
3.0	39.90	16.16	17.61	73.67	47.37	19.49	22.59	89.44	107.44	42.44	38.37	188.25
3.5	80.77	33.44	35.34	149.56	94.41	39.60	44.46	178.48	192.49	78.59	74.55	345.63
4.0	129.90	47.40	24.66	201.95	150.70	56.05	32.22	238.97	304.67	111.36	57.32	473.35
4.5	105.20	37.55	17.46	160.22	125.73	45.88	24.05	195.66	264.34	94.74	43.89	402.98
5.0	83.88	29.35	13.15	126.38	103.40	36.87	17.84	158.11	221.13	77.38	32.22	330.73
5.5	65.82	22.74	9.84	98.39	80.92	28.47	13.22	122.61	172.74	59.55	23.54	255.83
6.0	52.78	18.31	7.20	78.29	64.60	22.79	9.73	97.12	135.93	46.72	16.25	198.90
6.5	42.59	14.57	5.34	62.51	51.99	18.12	7.42	77.54	105.32	35.66	11.50	152.48
7.0	34.28	11.49	3.86	49.63	41.95	14.38	5.31	61.64	82.08	27.46	8.46	118.00
7.5	26.89	8.88	2.85	38.62	32.89	11.10	3.89	47.88	64.84	21.42	6.33	92.59
8.0	21.34	6.99	2.14	30.47	26.07	8.72	2.92	37.71	51.80	16.99	4.78	73.56
8.5	17.27	5.67	1.61	24.56	21.06	7.06	2.20	30.31	42.04	13.81	3.63	59.48
9.0	14.32	4.65	1.22	20.19	17.42	5.77	1.66	24.85	34.81	11.33	2.76	48.89
9.5	11.96	3.83	0.93	16.72	14.52	4.75	1.26	20.54	29.03	9.35	2.10	40.48
10.0	10.03	3.16	0.71	13.90	12.17	3.92	0.96	17.06	24.35	7.74	1.60	33.70
10.5	8.45	2.62	0.54	11.60	10.24	3.25	0.73	14.22	20.50	6.43	1.22	28.14
11.0	7.13	2.17	0.41	9.71	8.63	2.69	0.56	11.88	17.28	5.34	0.93	23.55
11.5	6.04	1.80	0.31	8.15	7.30	2.24	0.43	9.96	14.59	4.43	0.71	19.73
12.0	5.12	1.50	0.24	6.85	6.18	1.86	0.32	8.36	12.31	3.68	0.54	16.54
12.5	4.35	1.24	0.18	5.77	5.24	1.54	0.25	7.03	10.40	3.06	0.41	13.87
13.0	3.70	1.03	0.14	4.87	4.45	1.28	0.19	5.92	8.79	2.54	0.31	11.65
13.5	3.15	0.86	0.11	4.11	3.78	1.06	0.14	4.99	7.44	2.11	0.24	9.79
14.0	2.69	0.71	0.08	3.48	3.22	0.88	0.11	4.22	6.30	1.75	0.18	8.23
14.5	2.30	0.59	0.06	2.96	2.75	0.73	0.08	3.57	5.34	1.46	0.14	6.94
15.0	1.98	0.49	0.05	2.51	2.35	0.61	0.06	3.03	4.53	1.21	0.10	5.85
15.5	1.70	0.41	0.04	2.15	2.02	0.51	0.05	2.57	3.86	1.00	0.08	4.94
16.0	1.47	0.34	0.03	1.84	1.74	0.42	0.04	2.20	3.28	0.83	0.06	4.18
16.5	1.28	0.28	0.02	1.58	1.50	0.35	0.03	1.88	2.80	0.69	0.05	3.54
17.0	1.11	0.23	0.02	1.36	1.30	0.29	0.02	1.61	2.40	0.58	0.04	3.01
17.5	0.98	0.19	0.01	1.18	1.14	0.24	0.02	1.39	2.06	0.48	0.03	2.56
18.0	0.86	0.16	0.01	1.03	0.99	0.20	0.01	1.21	1.77	0.40	0.02	2.19
18.5	0.76	0.13	0.01	0.90	0.88	0.17	0.01	1.05	1.53	0.33	0.02	1.87
19.0	0.68	0.11	0.01	0.80	0.78	0.14	0.01	0.92	1.32	0.27	0.01	1.61
19.5	0.61	0.09	0.00	0.71	0.69	0.11	0.01	0.81	1.15	0.23	0.01	1.39
20.0	0.55	0.08	0.00	0.63	0.62	0.10	44.46	45.18	1.01	0.19	74.55	75.75
Max	129.90	47.40	35.34	201.95	150.70	56.05	44.46	238.97	304.67	111.36	74.55	473.35

Sumber: Hasil Perhitungan

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.27. Hidrograf Total Debit Banjir Rancangan

Analisa Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah (*Flood Routing*)

Variabel terpenting dalam penelusuran banjir adalah inflow dan outflow. Saat inflow masuk kedalam tampungan sampai elevasi diatas ambang, maka elevasi muka air akan turun sampai debit inflow sama dengan outflow. Dan kapasitas tampungan waduk berfungsi mereduksi banjir. Penelusuran banjir diperlukan untuk mengetahui debit outflow maksimum dan tinggi air maksimum di atas ambang pelimpah pada debit outflow yang bersesuaian. Hal ini sebagai dasar perencanaan hidrolika struktur agar tidak membahayakan puncak bendungan pada saat banjir besar.

- Elevasi mercu pelimpah = + 136 m
- Elevasi dasar pelimpah = + 134 m
- Lebar pelimpah (L) = 35 m
- Tinggi pelimpah = 2 m
- Jumlah pilar = 0
- Q_{1000th} = 238,97 m^3/dt
- Koef. pilar (Kp) = 0,12
- Koef. abutmen (Ka) = 0,02

4.2.1. Kurva Kapasitas Tampungan Waduk

Fungsi utama tampungan waduk adalah sebagai penampung air dan sebagai stabilisator aliran air yang terjadi. Oleh karena itu, hal yang paling penting diperhatikan dari karakteristik fisik waduk adalah berapa besar kapasitas tampungannya. Perencanaan lokasi waduk, ditentukan dari peta kontur dan survei topografi lokasi bendungan yang dilaksanakan.

Berdasarkan lokasi as bendungan yang dibuat berdasarkan survei topografi maka didapatkan data elevasi dan luasan tampungan. Dari data tersebut maka dapat dihitung kapasitas tampungan waduk, dengan hasil seperti dapat dilihat pada Tabel 4.65 dan Gambar 4.28.

Tabel 4.65. Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Kapasitas Tampungan Waduk Lambuk

No.	Elevasi	Luas genangan		Volume
		(m^2)	(ha)	(m^3)
1	116	0.00	0.000	0.00
2	116.5	4,525.61	0.453	2,046.60
3	117	5,253.00	0.525	4,389.38
4	117.5	5,912.73	0.591	7,002.44
5	118	6,562.25	0.656	9,856.73
6	118.5	8,047.95	0.805	13,265.89
7	119	9,031.91	0.903	17,019.75
8	119.5	23,439.59	2.344	27,196.05
9	120	26,535.66	2.654	38,538.15
10	120.5	37,682.63	3.768	54,458.67
11	121	43,229.59	4.323	72,750.22
12	121.5	57,746.03	5.775	96,668.79
13	122	68,108.05	6.811	125,549.26
14	122.5	81,195.92	8.120	160,483.29
15	123	91,944.89	9.194	200,609.42
16	123.5	105,693.54	10.569	247,351.08
17	124	116,268.53	11.627	299,090.27
18	124.5	130,572.14	13.057	357,682.62
19	125	141,116.96	14.112	421,218.27
20	125.5	155,418.70	15.542	491,471.62
21	126	166,262.45	16.626	566,776.98
22	126.5	178,647.87	17.865	647,842.13
23	127	189,681.51	18.968	734,072.72
24	127.5	202,203.54	20.220	826,137.80
25	128	213,416.25	21.342	923,430.20
26	128.5	228,881.03	22.888	1,027,724.19
27	129	241,240.96	24.124	1,137,656.84
28	129.5	256,112.71	25.611	1,254,396.14
29	130	268,801.05	26.880	1,376,905.05
30	130.5	282,549.38	28.255	1,505,760.32
31	131	295,019.98	29.502	1,640,222.82
32	131.5	309,346.45	30.935	1,781,064.98
33	132	322,621.85	32.262	1,927,982.51
34	132.5	342,066.57	34.207	2,083,388.42
35	133	358,093.82	35.809	2,246,280.28
36	133.5	378,699.73	37.870	2,418,671.15
37	134	395,729.14	39.573	2,599,033.88
38	134.5	417,999.24	41.800	2,789,829.42
39	135	435,347.62	43.535	2,988,788.92
40	135.5	456,405.74	45.641	3,197,545.23
41	136	474,203.42	47.420	3,414,633.76
42	136.5	493,759.31	49.376	3,640,948.65
43	137	511,223.49	51.122	3,875,417.09
44	137.5	531,940.55	53.194	4,119,104.41
45	138	551,516.09	55.152	4371996.67
46	138.5	571,509.29	57.151	4,634,485.76
47	139	590,164.60	59.016	4,905,709.39
48	139.5	610,385.92	61.039	5,186,359.99
49	140	629,202.92	62.920	5,475,808.38

Sumber: Hasil Analisis Auto Cad

Gambar 4.28. Grafik Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Tampungan Waduk

Pada studi sebelumnya dilakukan simulasi tampungan waduk yang membutuhkan ketinggian total tampungan waduk (tampungan efektif dan tampungan mati) pada elevasi +136.00.

4.2.2. Penentuan Koefisien Debit Pelimpah

Untuk menentukan koefisien debit limpasan, pertama kali harus melakukan perhitungan coba-coba nilai koefisien debit. Dengan mengasumsi koefisien debit Cd = 2 sehingga dapat dihitung sebagai berikut :

L_{eff} = L – 2 (n . Kp + Ka) . Hd

= 35 – 2 . (0. 0,02 + 0,12) . Hd

L_{eff} = 35 – 0,24 . Hd

Untuk nilai Cd = 2, maka:

Q_{1000} = Cd . L_{eff} . $Hd^{3/2}$

238,97 = 2 . (35 – 0,24.Hd) . $Hd^{3/2}$

Hd = 1,6387 m

Untuk selanjutnya nilai Cd = 2 dicek dengan menggunakan persamaan *Iwasaki*, sebagai berikut:

$$Cd = 2{,}20 - 0{,}0416 \left(\frac{Hd}{P}\right)^{0.99}$$

$$Cd = 2{,}20 - 0{,}0416 \left(\frac{1{,}6349}{2}\right)^{0.99}$$

$$Cd = 2{,}1658$$

Harga Cd coba-coba tersebut belum sama dengan harga Cd hitung. Maka harus dilakukan coba-coba harga Cd lagi hingga ditemukan harga Cd coba-coba sama dengan harga Cd hitung. Hasil coba-coba nilai Cd tersebut dicantumkan dalam tabel 4.66sebagai berikut.

Tabel 4.66. PerhitunganKoefisien Debit (Cd)

Cd coba-coba ($m^{1/2}$/dt)	Hd (m)	Cd hitung ($m^{1/2}$/dt)
2.0000	1.6387	2.1658
2.1658	1.5873	2.1669
2.1669	1.5870	2.1669
2.1669	1.5870	2.1669

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan Cd di atas didapatkan nilai Cd = 2,1669 dan Hd = 1,5870 m. Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai a sebagai berikut:

$$Cd = 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/Hd)}$$

$$2{,}1669 = 1.60 \text{ x } \frac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/hd)}$$

karena h =Hd maka:

$$2{,}1669 = 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2a}{1+a}$$

a = 0,5488

Untuk nilai a = 0,5488, maka persamaan koefisien debit menjadi:

$$Cd = \frac{1{,}6 + 1{,}7560 \times (h/1{,}5870)}{1 + 0{,}5488 \times (h/1{,}5870)}$$

Dengan persamaan Cd di atas, maka didapat nilai Q untuk berbagai nilai H pada tabel 4.67 sebagai berikut.

Tabel 4.67. Hubungan H dan Q di atas Pelimpah Bendungan Lambuk

Elevasi (m)	H (m)	C ($m^{0.5}$/dt)	L (m)	Q (m^3/dt)
136.00	0.0	1.600	35.000	0.000
136.10	0.1	1.653	34.976	1.829
136.20	0.2	1.703	34.952	5.325
136.30	0.3	1.750	34.928	10.046
136.40	0.4	1.794	34.904	15.845
136.50	0.5	1.836	34.880	22.640
136.60	0.6	1.875	34.856	30.373
136.70	0.7	1.912	34.832	39.000
136.80	0.8	1.947	34.808	48.486
136.90	0.9	1.980	34.784	58.797
137.00	1.0	2.011	34.760	69.906
137.10	1.1	2.041	34.736	81.788
137.20	1.2	2.069	34.712	94.419
137.30	1.3	2.096	34.688	107.777
137.40	1.4	2.122	34.664	121.842
137.50	1.5	2.146	34.640	136.596
137.60	1.6	2.167	34.616	151.791
137.70	1.7	2.165	34.592	165.968
137.80	1.8	2.163	34.568	180.527
137.90	1.9	2.160	34.544	195.456
138.00	2.0	2.158	34.520	210.740
138.10	2.1	2.156	34.496	226.368
138.20	2.2	2.154	34.472	242.328
138.30	2.3	2.152	34.448	258.609
138.40	2.4	2.150	34.424	275.202
138.50	2.5	2.148	34.400	292.096
138.60	2.6	2.146	34.376	309.284
138.70	2.7	2.144	34.352	326.756
138.80	2.8	2.142	34.328	344.505
138.90	2.9	2.140	34.304	362.523
139.00	3.0	2.138	34.280	380.803
139.10	3.1	2.136	34.256	399.338
139.20	3.2	2.134	34.232	418.120
139.30	3.3	2.132	34.208	437.145
139.40	3.4	2.130	34.184	456.405
139.50	3.5	2.128	34.160	475.895
139.60	3.6	2.126	34.136	495.609
139.70	3.7	2.124	34.112	515.543
139.80	3.8	2.121	34.088	535.689
139.90	3.9	2.119	34.064	556.045
140.00	4.0	2.117	34.040	576.603
140.10	4.1	2.115	34.016	597.361
140.20	4.2	2.113	33.992	618.314
140.30	4.3	2.111	33.968	639.456
140.40	4.4	2.109	33.944	660.784
140.50	4.5	2.107	33.920	682.294
140.60	4.6	2.105	33.896	703.981
140.70	4.7	2.103	33.872	725.841
140.80	4.8	2.101	33.848	747.872
140.90	4.9	2.099	33.824	770.068
141.00	5.0	2.097	33.800	792.427

Sumber: Hasil Perhitungan

Adapun langkah-langkah perhitungan hubungan H dan Q di atas pelimpah Bendungan Lambuk adalah sebagai berikut (sebagai contoh dipakai baris ke-2):

a. Elevasi muka air pada +136,10 m.

b. Kedalaman aliran (H) di atas ambang pelimpah sebesar 0,1 m.

c. Jika hasil perhitungan Cd $= 1{,}60 \text{ x } \dfrac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/Hd)}$ lebih besar dari Cd = $2{,}20 - 0{,}0416\left(\dfrac{Hd}{P}\right)^{0{,}99}$ maka perhitungan C menggunakan rumus Cd = $2{,}20 - 0{,}0416\left(\dfrac{Hd}{P}\right)^{0{,}99}$ begitupun sebaliknnya, berikut contoh perhitungannya:

Cd $= 1{,}60 \text{ x } \dfrac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/Hd)}$	Cd $= 2{,}20 - 0{,}0416\left(\dfrac{Hd}{P}\right)^{0{,}99}$
Cd $= 1{,}60 \text{ x } \dfrac{1+1{,}7560\,(0{,}1/1{,}5870)}{1+0{,}5488\,(0{,}1/1{,}5870)}$	Cd $= 2{,}20 - 0{,}0416\left(\dfrac{0{,}1}{2}\right)^{0{,}99}$
Cd = 1,653	Cd = 2,198

Sesuai dengan persyaratan di atas maka nilai C yang dipakai adalah sebesar 1,653 ($m^{0.5}$/dt).

d. Menghitung lebar efektif pelimpah dengan rumus $L_{eff} = L - 2(N.Kp + Ka)H$

$L_{eff} = 35 - 2(0.0{,}12 + 0{,}02)0{,}1$

$L_{eff} = 34{,}976$ m

e. Menghitung debit out dengan rumus $Q = CLH^{3/2}$

$Q = 1{,}653\ .\ 34{,}976\ .\ 0{,}1^{3/2}$

$Q = 1{,}829$ m^3/det

Gambar 4.29. Kurva Kedalaman Aliran

4.1.14.2. Perhitungan Fungsi Tampungan Waduk

Untuk melakukan perhitungan penelusuran banjir Waduk Lambuk melalui pelimpah, terlebih dahulu dihitung fungsi tampungannya pada tabel 4.68 berikut :

Tabel 4.68. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir melalui Pelimpah Bendungan Lambuk

Elevasi m	h m	S m^3	ΔS m^3	ΔS/Δt Δt = 0,5 jam m^3/dt	Q m^3/dt	Q/2 m3/dt	Psi ψ = ΔS/Δt - Q/2 m^3/dt	Phi ϕ = ΔS/Δt + Q/2 m^3/dt
136.00	0.0	3,414,633.76	0	0	0	0	0	0
136.10	0.1	3,459,896.74	45,262.98	25.146	1.829	0.914	24.232	26.061
136.20	0.2	3,505,159.72	90,525.96	50.292	5.325	2.663	47.629	52.955
136.30	0.3	3,550,422.69	135,788.93	75.438	10.046	5.023	70.415	80.461
136.40	0.4	3,595,685.67	181,051.91	100.584	15.845	7.922	92.662	108.507
136.50	0.5	3,640,948.65	226,314.89	125.730	22.640	11.320	114.411	137.050
136.60	0.6	3,687,842.34	273,208.58	151.783	30.373	15.186	136.596	166.969
136.70	0.7	3,734,736.03	320,102.27	177.835	39.000	19.500	158.334	197.335
136.80	0.8	3,781,629.71	366,995.95	203.887	48.486	24.243	179.644	228.129
136.90	0.9	3,828,523.40	413,889.64	229.939	58.797	29.398	200.540	259.337
137.00	1.0	3,875,417.09	460,783.33	255.991	69.906	34.953	221.038	290.944
137.10	1.1	3,924,154.55	509,520.79	283.067	81.788	40.894	242.173	323.961
137.20	1.2	3,972,892.02	558,258.26	310.143	94.419	47.209	262.934	357.353
137.30	1.3	4,021,629.48	606,995.72	337.220	107.777	53.888	283.331	391.108
137.40	1.4	4,070,366.95	655,733.19	364.296	121.842	60.921	303.375	425.217
137.50	1.5	4,119,104.41	704,470.65	391.373	136.596	68.298	323.075	459.670
137.60	1.6	4,169,682.86	755,049.10	419.472	151.791	75.895	343.576	495.367
137.70	1.7	4,220,261.31	805,627.55	447.571	165.968	82.984	364.587	530.555
137.80	1.8	4,270,839.77	856,206.01	475.670	180.527	90.264	385.406	565.934
137.90	1.9	4,321,418.22	906,784.46	503.769	195.456	97.728	406.041	601.497
138.00	2.0	4,371,996.67	957,362.91	531.868	210.740	105.370	426.498	637.238
138.10	2.1	4,424,494.49	1,009,860.73	561.034	226.368	113.184	447.850	674.218
138.20	2.2	4,476,992.31	1,062,358.55	590.199	242.328	121.164	469.035	711.363
138.30	2.3	4,529,490.12	1,114,856.36	619.365	258.609	129.305	490.060	748.669
138.40	2.4	4,581,987.94	1,167,354.18	648.530	275.202	137.601	510.929	786.131

Elevasi m	h m	S m^3	ΔS m^3	ΔS/Δt Δt = 0,5 jam m^3/dt	Q m^3/dt	Q/2 m3/dt	Psi ψ = ΔS/Δt - Q/2 m^3/dt	Phi ϕ = ΔS/Δt + Q/2 m^3/dt
138.50	2.5	4,634,485.76	1,219,852.00	677.696	292.096	146.048	531.647	823.744
138.60	2.6	4,688,730.49	1,274,096.73	707.832	309.284	154.642	553.189	862.474
138.70	2.7	4,742,975.21	1,328,341.45	737.967	326.756	163.378	574.589	901.346
138.80	2.8	4,797,219.94	1,382,586.18	768.103	344.505	172.253	595.851	940.356
138.90	2.9	4,851,464.66	1,436,830.90	798.239	362.523	181.262	616.978	979.501
139.00	3.0	4,905,709.39	1,491,075.63	828.375	380.803	190.402	637.974	1018.777
139.10	3.1	4,961,839.51	1,547,205.75	859.559	399.338	199.669	659.890	1059.228
139.20	3.2	5,017,969.63	1,603,335.87	890.742	418.120	209.060	681.682	1099.802
139.30	3.3	5,074,099.75	1,659,465.99	921.926	437.145	218.572	703.353	1140.498
139.40	3.4	5,130,229.87	1,715,596.11	953.109	456.405	228.202	724.906	1181.311
139.50	3.5	5,186,359.99	1,771,726.23	984.292	475.895	237.948	746.345	1222.240
139.60	3.6	5,244,249.67	1,829,615.91	1016.453	495.609	247.805	768.649	1264.258
139.70	3.7	5,302,139.35	1,887,505.59	1048.614	515.543	257.771	790.843	1306.385
139.80	3.8	5,360,029.02	1,945,395.26	1080.775	535.689	267.845	812.931	1348.620
139.90	3.9	5,417,918.70	2,003,284.94	1112.936	556.045	278.022	834.914	1390.958
140.00	4.0	5,475,808.38	2,061,174.62	1145.097	576.603	288.302	856.795	1433.399

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.69. Perhitungan Penelusuran Banjir $Q_{1000\ Th}$ Bendungan Lambuk

No	Waktu t (jam)	Inflow Lambuk (m^3/det)	Inflow Pangkung 1 (m^3/det)	Inflow Pangkung 2 (m^3/det)	Inflow Total (m^3/det)	0,5 (I_1 + I_2) (m^3/det)	Psi ψ (m^3/det)	Phi ϕ (m^3/det)	Outflow O (m^3/det)	Hd (m)	Elevasi (m)
1	0.00	0.244	0.000	0.000	0.244	0.000	0.000	0.000	0.244	0.013	136.013
2	0.50	0.594	0.167	0.358	1.120	0.682	3.237	3.920	0.275	0.015	136.015
3	1.00	2.616	1.134	1.959	5.710	3.415	3.644	7.059	0.495	0.027	136.027
4	1.50	8.121	3.288	3.674	15.082	10.396	6.564	16.960	1.190	0.065	136.065
5	2.00	14.893	5.918	5.813	26.624	20.853	15.770	36.623	3.202	0.139	136.139
6	2.50	24.688	9.895	10.001	44.584	35.604	33.421	69.025	8.083	0.258	136.258
7	3.00	47.368	19.487	22.586	89.441	67.013	60.941	127.954	20.474	0.468	136.468
8	3.50	94.414	39.602	44.463	178.480	133.960	107.480	241.440	52.884	0.843	136.843
9	4.00	150.702	56.054	32.215	238.971	208.726	188.557	397.282	110.323	1.318	137.318
10	4.50	125.732	45.878	24.051	195.660	217.316	286.960	504.275	155.380	1.625	137.625
11	5.00	103.397	36.871	17.842	158.109	176.885	348.896	525.780	164.044	1.686	137.686
12	5.50	80.919	28.470	13.218	122.607	140.358	361.736	502.095	154.501	1.619	137.619
13	6.00	64.604	22.789	9.731	97.124	109.866	347.593	457.459	135.649	1.494	137.494
14	6.50	51.995	18.124	7.420	77.539	87.332	321.811	409.142	115.213	1.353	137.353
15	7.00	41.953	14.380	5.310	61.643	69.591	293.929	363.520	96.859	1.218	137.218
16	7.50	32.887	11.100	3.893	47.880	54.762	266.661	321.423	80.874	1.092	137.092
17	8.00	26.072	8.723	2.915	37.710	42.795	240.548	283.344	67.235	0.976	136.976
18	8.50	21.059	7.056	2.197	30.312	34.011	216.109	250.120	55.752	0.870	136.870
19	9.00	17.417	5.773	1.664	24.853	27.583	194.369	221.952	46.583	0.780	136.780
20	9.50	14.520	4.751	1.265	20.536	22.695	175.369	198.063	39.225	0.702	136.702
21	10.00	12.170	3.923	0.963	17.056	18.796	158.839	177.634	33.403	0.635	136.635
22	10.50	10.235	3.248	0.733	14.217	15.636	144.231	159.868	28.537	0.576	136.576
23	11.00	8.632	2.693	0.558	11.884	13.050	131.330	144.381	24.534	0.525	136.525
24	11.50	7.297	2.237	0.425	9.959	10.921	119.846	130.768	21.144	0.478	136.478
25	12.00	6.180	1.858	0.324	8.362	9.160	109.624	118.784	18.291	0.436	136.436
26	12.50	5.240	1.543	0.247	7.030	7.696	100.493	108.188	15.779	0.399	136.399
27	13.00	4.449	1.282	0.188	5.918	6.474	92.409	98.883	13.855	0.366	136.366
28	13.50	3.783	1.064	0.143	4.991	5.454	85.028	90.483	12.118	0.336	136.336
29	14.00	3.223	0.884	0.109	4.216	4.603	78.365	82.968	10.564	0.309	136.309
30	14.50	2.751	0.734	0.083	3.568	3.892	72.404	76.296	9.331	0.285	136.285
31	15.00	2.354	0.610	0.063	3.027	3.298	66.965	70.262	8.296	0.263	136.263
32	15.50	2.020	0.506	0.048	2.575	2.801	61.967	64.768	7.353	0.243	136.243
33	16.00	1.739	0.421	0.037	2.196	2.385	57.415	59.800	6.500	0.225	136.225
34	16.50	1.502	0.349	0.028	1.879	2.038	53.300	55.338	5.734	0.209	136.209
35	17.00	1.303	0.290	0.021	1.614	1.747	49.604	51.350	5.117	0.194	136.194
36	17.50	1.135	0.241	0.016	1.393	1.503	46.234	47.737	4.647	0.181	136.181
37	18.00	0.994	0.200	0.012	1.207	1.300	43.090	44.390	4.212	0.168	136.168
38	18.50	0.876	0.166	0.009	1.051	1.129	40.178	41.307	3.811	0.157	136.157
39	19.00	0.776	0.138	0.007	0.921	0.986	37.496	38.482	3.444	0.146	136.146
40	19.50	0.691	0.115	0.005	0.812	0.866	35.038	35.904	3.109	0.137	136.137
								Maximum	164.044	1.686	137.686

Sumber: Hasil Perhitungan

Adapun langkah-langkah perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah Bendungan Lambuk, untuk Q_{1000} pada t = 0,5 jam sebagai berikut:

a. Debit *inflow* (I) Lambuk, Pangkung 1 dan Pangkung 2 dari perhitungan banjir rancangan *Nakayasu* untuk debit banjir rancangan Q_{1000} tahun.
b. Menghitung nilai inflow rata-rata 0,5 x (I_1 + I_2) = 0,5 x (0,244 + 1,120) = 0,682 m^3/dt.
c. Menentukan nilai ψ yang didapat dengan menginterpolasi nilai debit pada jam sebelumnya dalam hal ini $Q_{outflow}$ = 0,244 m^3/dt dari tabel 4.68, diperoleh harga ψ = 3,237 m^3/dt.
d. Menghitung nilai ϕ dengan persamaan ϕ = 0,5. (I_1 + I_2) + ψ = 0,682 + 3,237 = 3,920 m^3/dt.
e. *Outflow* (O)pada t = 0,5 jam diperoleh dengan interpolasi dari tabel 4.68 dengan nilai ϕ = 3,920 didapatkan nilai $Q_{outflow}$ = 0,275 m^3/dt.
f. Tinggi air di atas pelimpah pada t = 0,5 jam diperoleh dengan interpolasi dari tabel 4.68 dengan $Q_{outflow}$ = 0,275 m^3/dt, didapatkan nilai tinggi air di atas pelimpah pada t = 0,5 jam didapatkan nilai Hd = 0,015 m.
g. Menghitung elevasi tinggi muka air diatas pelimpah Bendungan Lambuk dengan persamaan Elv. Muka air = Elv. Mercu + Hd = 136,000 + 0,015 = + 136,015 m.

Dari perhitungan pada tabel 4.69diatas didapatkan bahwa Hd = 1,686 m, nilai ini masih mempunyai selisih dari nilai Hd sebelumnya. Sehingga perhitungan diulang kembali terus menerus sampai didapat nilai Hd = 1,691 m, kemudian dihitung nilai Cd sebagai berikut.

$$Cd = 2{,}20 - 0{,}0416 \left(\frac{Hd}{P}\right)^{0.99}$$

$$Cd = 2{,}20 - 0{,}0416 \left(\frac{1{,}691}{2}\right)^{0.99}$$

$$Cd = 2{,}1648$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai a sebagai berikut:

$$Cd = 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/Hd)}$$

$$2{,}1648 = 1.60 \text{ x } \frac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/hd)}$$

karena h =Hd maka:

$$2{,}1648 = 1{,}60 \times \frac{1+2a}{1+a}$$

a = 0,5455

Untuk nilai a = 0,5455 maka persamaan koefisien debit menjadi:

$$Cd = \frac{1{,}6 + 1{,}7457 \times (h/1{,}691)}{1 + 0{,}5455 \times (h/1{,}691)}$$

Dengan persamaan Cd di atas, maka didapat nilai Q untuk berbagai nilai H pada tabel 4.70 berikut.

Tabel 4.70. Hubungan H dan Q di atas Pelimpah Bendungan Lambuk

Elevasi (m)	H (m)	C ($m^{0.5}$/dt)	L (m)	Q (m^3/dt)
136.00	0.0	1.600	35.000	0.000
136.10	0.1	1.650	34.976	1.825
136.20	0.2	1.697	34.952	5.306
136.30	0.3	1.741	34.928	9.995
136.40	0.4	1.783	34.904	15.746
136.50	0.5	1.823	34.880	22.477
136.60	0.6	1.860	34.856	30.131
136.70	0.7	1.895	34.832	38.665
136.80	0.8	1.929	34.808	48.042
136.90	0.9	1.961	34.784	58.233
137.00	1.0	1.991	34.760	69.210
137.10	1.1	2.020	34.736	80.950
137.20	1.2	2.048	34.712	93.428
137.30	1.3	2.074	34.688	106.626
137.40	1.4	2.099	34.664	120.522
137.50	1.5	2.123	34.640	135.100
137.60	1.6	2.146	34.616	150.342
137.70	1.7	2.165	34.592	165.968
137.80	1.8	2.163	34.568	180.527
137.90	1.9	2.160	34.544	195.456
138.00	2.0	2.158	34.520	210.740
138.10	2.1	2.156	34.496	226.368
138.20	2.2	2.154	34.472	242.328
138.30	2.3	2.152	34.448	258.609
138.40	2.4	2.150	34.424	275.202
138.50	2.5	2.148	34.400	292.096
138.60	2.6	2.146	34.376	309.284
138.70	2.7	2.144	34.352	326.756
138.80	2.8	2.142	34.328	344.505
138.90	2.9	2.140	34.304	362.523
139.00	3.0	2.138	34.280	380.803
139.10	3.1	2.136	34.256	399.338
139.20	3.2	2.134	34.232	418.120
139.30	3.3	2.132	34.208	437.145
139.40	3.4	2.130	34.184	456.405
139.50	3.5	2.128	34.160	475.895
139.60	3.6	2.126	34.136	495.609
139.70	3.7	2.124	34.112	515.543
139.80	3.8	2.121	34.088	535.689
139.90	3.9	2.119	34.064	556.045
140.00	4.0	2.117	34.040	576.603

Elevasi (m)	H (m)	C ($m^{0.5}$/dt)	L (m)	Q (m^3/dt)
140.10	4.1	2.115	34.016	597.361
140.20	4.2	2.113	33.992	618.314
140.30	4.3	2.111	33.968	639.456
140.40	4.4	2.109	33.944	660.784
140.50	4.5	2.107	33.920	682.294
140.60	4.6	2.105	33.896	703.981
140.70	4.7	2.103	33.872	725.841
140.80	4.8	2.101	33.848	747.872
140.90	4.9	2.099	33.824	770.068
141.00	5.0	2.097	33.800	792.427

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.30. Kurva Kedalaman Aliran

Tabel 4.71. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir melalui Pelimpah Bendungan Lambuk

Elevasi m	h m	S m^3	ΔS m^3	ΔS/Δt Δt = 0,5 jam m^3/dt	Q m^3/dt	Q/2 m3/dt	Psi y = ΔS/Δt - Q/2 m^3/dt	Phi f = ΔS/Δt + Q/2 m^3/dt
136.00	0.0	3,414,633.76	0	0	0	0	0	0
136.10	0.1	3,459,896.74	45,262.98	25.146	1.825	0.913	24.234	26.059
136.20	0.2	3,505,159.72	90,525.96	50.292	5.306	2.653	47.639	52.945
136.30	0.3	3,550,422.69	135,788.93	75.438	9.995	4.997	70.441	80.436
136.40	0.4	3,595,685.67	181,051.91	100.584	15.746	7.873	92.711	108.457
136.50	0.5	3,640,948.65	226,314.89	125.730	22.477	11.238	114.492	136.969
136.60	0.6	3,687,842.34	273,208.58	151.783	30.131	15.066	136.717	166.848
136.70	0.7	3,734,736.03	320,102.27	177.835	38.665	19.332	158.502	197.167
136.80	0.8	3,781,629.71	366,995.95	203.887	48.042	24.021	179.866	227.908
136.90	0.9	3,828,523.40	413,889.64	229.939	58.233	29.117	200.822	259.055
137.00	1.0	3,875,417.09	460,783.33	255.991	69.210	34.605	221.386	290.596
137.10	1.1	3,924,154.55	509,520.79	283.067	80.950	40.475	242.592	323.542
137.20	1.2	3,972,892.02	558,258.26	310.143	93.428	46.714	263.429	356.858
137.30	1.3	4,021,629.48	606,995.72	337.220	106.626	53.313	283.907	390.533
137.40	1.4	4,070,366.95	655,733.19	364.296	120.522	60.261	304.035	424.557
137.50	1.5	4,119,104.41	704,470.65	391.373	135.100	67.550	323.823	458.923
137.60	1.6	4,169,682.86	755,049.10	419.472	150.342	75.171	344.301	494.643
137.70	1.7	4,220,261.31	805,627.55	447.571	165.968	82.984	364.587	530.555
137.80	1.8	4,270,839.77	856,206.01	475.670	180.527	90.264	385.406	565.934
137.90	1.9	4,321,418.22	906,784.46	503.769	195.456	97.728	406.041	601.497
138.00	2.0	4,371,996.67	957,362.91	531.868	210.740	105.370	426.498	637.238
138.10	2.1	4,424,494.49	1,009,860.73	561.034	226.368	113.184	447.850	674.218
138.20	2.2	4,476,992.31	1,062,358.55	590.199	242.328	121.164	469.035	711.363
138.30	2.3	4,529,490.12	1,114,856.36	619.365	258.609	129.305	490.060	748.669
138.40	2.4	4,581,987.94	1,167,354.18	648.530	275.202	137.601	510.929	786.131
138.50	2.5	4,634,485.76	1,219,852.00	677.696	292.096	146.048	531.647	823.744
138.60	2.6	4,688,730.49	1,274,096.73	707.832	309.284	154.642	553.189	862.474
138.70	2.7	4,742,975.21	1,328,341.45	737.967	326.756	163.378	574.589	901.346
138.80	2.8	4,797,219.94	1,382,586.18	768.103	344.505	172.253	595.851	940.356
138.90	2.9	4,851,464.66	1,436,830.90	798.239	362.523	181.262	616.978	979.501
139.00	3.0	4,905,709.39	1,491,075.63	828.375	380.803	190.402	637.974	1018.777
139.10	3.1	4,961,839.51	1,547,205.75	859.559	399.338	199.669	659.890	1059.228
139.20	3.2	5,017,969.63	1,603,335.87	890.742	418.120	209.060	681.682	1099.802
139.30	3.3	5,074,099.75	1,659,465.99	921.926	437.145	218.572	703.353	1140.498
139.40	3.4	5,130,229.87	1,715,596.11	953.109	456.405	228.202	724.906	1181.311
139.50	3.5	5,186,359.99	1,771,726.23	984.292	475.895	237.948	746.345	1222.240
139.60	3.6	5,244,249.67	1,829,615.91	1016.453	495.609	247.805	768.649	1264.258
139.70	3.7	5,302,139.35	1,887,505.59	1048.614	515.543	257.771	790.843	1306.385
139.80	3.8	5,360,029.02	1,945,395.26	1080.775	535.689	267.845	812.931	1348.620
139.90	3.9	5,417,918.70	2,003,284.94	1112.936	556.045	278.022	834.914	1390.958
140.00	4.0	5,475,808.38	2,061,174.62	1145.097	576.603	288.302	856.795	1433.399

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.72. Perhitungan Penelusuran Banjir $Q_{100\ Th}$ Bendungan Lambuk

No	Waktu t (jam)	Inflow Lambuk (m^3/det)	Inflow Pangkung 1 (m^3/det)	Inflow Pangkung 2 (m^3/det)	Inflow Total (m^3/det)	0,5 (I_1 + I_2) (m^3/det)	Psi ψ (m^3/det)	Phi ϕ (m^3/det)	Outflow O (m^3/det)	Hd (m)	Elevasi (m)
1	0.00	0.244	0.000	0.000	0.244	0.000	0.000	0.000	0.244	0.013	136.013
2	0.50	0.536	0.137	0.273	0.945	0.595	3.244	3.839	0.269	0.015	136.015
3	1.00	2.218	0.929	1.492	4.639	2.792	3.570	6.362	0.446	0.024	136.024
4	1.50	6.799	2.692	2.797	12.289	8.464	5.917	14.380	1.007	0.055	136.055
5	2.00	12.435	4.846	4.426	21.707	16.998	13.373	30.371	2.383	0.116	136.116
6	2.50	20.587	8.102	7.615	36.304	29.006	27.988	56.993	5.996	0.215	136.215
7	3.00	39.898	16.162	17.607	73.667	54.986	50.997	105.983	15.238	0.391	136.391
8	3.50	80.773	33.443	35.343	149.560	111.614	90.745	202.358	40.248	0.717	136.717
9	4.00	129.898	47.399	24.657	201.955	175.757	162.110	337.867	86.315	1.143	137.143
10	4.50	105.203	37.555	17.462	160.220	181.087	251.552	432.639	123.951	1.424	137.424
11	5.00	83.884	29.349	13.152	126.384	143.302	308.689	451.991	132.160	1.480	137.480
12	5.50	65.821	22.736	9.837	98.393	112.389	319.831	432.220	123.773	1.422	137.422
13	6.00	52.779	18.309	7.202	78.290	88.342	308.447	396.789	109.181	1.318	137.318
14	6.50	42.595	14.567	5.343	62.506	70.398	287.608	358.006	93.878	1.203	137.203
15	7.00	34.276	11.494	3.860	49.631	56.068	264.127	320.196	79.757	1.090	137.090
16	7.50	26.891	8.881	2.850	38.622	44.126	240.438	284.565	67.111	0.981	136.981
17	8.00	21.341	6.989	2.137	30.467	34.544	217.453	251.998	55.924	0.877	136.877
18	8.50	17.270	5.672	1.614	24.556	27.511	196.074	223.585	46.724	0.786	136.786
19	9.00	14.323	4.647	1.224	20.193	22.375	176.862	199.236	39.296	0.707	136.707
20	9.50	11.960	3.826	0.931	16.717	18.455	159.940	178.395	33.381	0.638	136.638
21	10.00	10.033	3.160	0.709	13.902	15.309	145.014	160.323	28.460	0.578	136.578
22	10.50	8.446	2.617	0.540	11.603	12.752	131.864	144.616	24.436	0.526	136.526
23	11.00	7.131	2.171	0.411	9.713	10.658	120.180	130.838	21.030	0.478	136.478
24	11.50	6.036	1.803	0.313	8.151	8.932	109.808	118.741	18.174	0.436	136.436
25	12.00	5.119	1.497	0.238	6.854	7.503	100.567	108.070	15.666	0.399	136.399
26	12.50	4.347	1.244	0.181	5.772	6.313	92.403	98.716	13.747	0.365	136.365
27	13.00	3.697	1.033	0.138	4.868	5.320	84.970	90.290	12.017	0.335	136.335
28	13.50	3.150	0.858	0.105	4.113	4.491	78.273	82.763	10.472	0.308	136.308
29	14.00	2.690	0.712	0.080	3.483	3.798	72.291	76.089	9.253	0.284	136.284
30	14.50	2.303	0.592	0.061	2.956	3.219	66.836	70.055	8.224	0.262	136.262
31	15.00	1.977	0.491	0.046	2.515	2.735	61.831	64.566	7.288	0.242	136.242
32	15.50	1.703	0.408	0.035	2.146	2.330	57.278	59.609	6.442	0.224	136.224
33	16.00	1.472	0.339	0.027	1.838	1.992	53.167	55.158	5.683	0.208	136.208
34	16.50	1.277	0.282	0.021	1.579	1.708	49.475	51.184	5.078	0.193	136.193
35	17.00	1.114	0.234	0.016	1.363	1.471	46.106	47.577	4.611	0.180	136.180
36	17.50	0.976	0.194	0.012	1.182	1.273	42.967	44.239	4.179	0.168	136.168
37	18.00	0.860	0.161	0.009	1.031	1.106	40.061	41.167	3.781	0.156	136.156
38	18.50	0.763	0.134	0.007	0.904	0.967	37.386	38.353	3.417	0.146	136.146
39	19.00	0.681	0.111	0.005	0.797	0.850	34.937	35.787	3.084	0.136	136.136
40	19.50	0.612	0.092	0.004	0.708	0.753	32.702	33.455	2.783	0.128	136.128
								Maximum	132.160	1.480	137.480

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.31. Penelusuran Banjir $Q_{100\ Th}$ Waduk Lambuk

Tabel 4.73. Penelusuran Banjir $Q_{1000\ Th}$ Waduk Lambuk

No	Waktu t (jam)	Inflow Lambuk (m^3/det)	Inflow Pangkung 1 (m^3/det)	Inflow Pangkung 2 (m^3/det)	Inflow Total (m^3/det)	0,5 (I_1 + I_2) (m^3/det)	Psi ψ (m^3/det)	Phi ϕ (m^3/det)	Outflow O (m^3/det)	Hd (m)	Elevasi (m)
1	0.00	0.244	0.000	0.000	0.244	0.000	0.000	0.000	0.244	0.013	136.013
2	0.50	0.594	0.167	0.358	1.120	0.682	3.244	3.926	0.275	0.015	136.015
3	1.00	2.616	1.134	1.959	5.710	3.415	3.651	7.066	0.495	0.027	136.027
4	1.50	8.121	3.288	3.674	15.082	10.396	6.571	16.967	1.188	0.065	136.065
5	2.00	14.893	5.918	5.813	26.624	20.853	15.779	36.632	3.194	0.139	136.139
6	2.50	24.688	9.895	10.001	44.584	35.604	33.438	69.042	8.051	0.259	136.259
7	3.00	47.368	19.487	22.586	89.441	67.013	60.991	128.004	20.360	0.469	136.469
8	3.50	94.414	39.602	44.463	178.480	133.960	107.643	241.604	52.523	0.844	136.844
9	4.00	150.702	56.054	32.215	238.971	208.726	189.080	397.806	109.596	1.321	137.321
10	4.50	125.732	45.878	24.051	195.660	217.316	288.210	505.525	155.077	1.630	137.630
11	5.00	103.397	36.871	17.842	158.109	176.885	350.448	527.333	164.566	1.691	137.691
12	5.50	80.919	28.470	13.218	122.607	140.358	362.767	503.125	154.033	1.624	137.624
13	6.00	64.604	22.789	9.731	97.124	109.866	349.093	458.959	135.116	1.500	137.500
14	6.50	51.995	18.124	7.420	77.539	87.332	323.843	411.175	115.057	1.361	137.361
15	7.00	41.953	14.380	5.310	61.643	69.591	296.118	365.710	96.897	1.226	137.226
16	7.50	32.887	11.100	3.893	47.880	54.762	268.812	323.574	80.962	1.100	137.100
17	8.00	26.072	8.723	2.915	37.710	42.795	242.612	285.408	67.405	0.984	136.984
18	8.50	21.059	7.056	2.197	30.312	34.011	218.003	252.014	55.929	0.877	136.877
19	9.00	17.417	5.773	1.664	24.853	27.583	196.085	223.668	46.749	0.786	136.786
20	9.50	14.520	4.751	1.265	20.536	22.695	176.919	199.613	39.411	0.708	136.708
21	10.00	12.170	3.923	0.963	17.056	18.796	160.202	178.998	33.551	0.640	136.640
22	10.50	10.235	3.248	0.733	14.217	15.636	145.447	161.084	28.654	0.581	136.581
23	11.00	8.632	2.693	0.558	11.884	13.050	132.429	145.480	24.657	0.528	136.528
24	11.50	7.297	2.237	0.425	9.959	10.921	120.823	131.744	21.243	0.482	136.482
25	12.00	6.180	1.858	0.324	8.362	9.160	110.501	119.661	18.391	0.439	136.439
26	12.50	5.240	1.543	0.247	7.030	7.696	101.270	108.966	15.866	0.402	136.402
27	13.00	4.449	1.282	0.188	5.918	6.474	93.100	99.574	13.923	0.368	136.368
28	13.50	3.783	1.064	0.143	4.991	5.454	85.651	91.106	12.185	0.338	136.338
29	14.00	3.223	0.884	0.109	4.216	4.603	78.921	83.524	10.629	0.311	136.311
30	14.50	2.751	0.734	0.083	3.568	3.892	72.896	76.788	9.372	0.287	136.287
31	15.00	2.354	0.610	0.063	3.027	3.298	67.415	70.713	8.336	0.265	136.265
32	15.50	2.020	0.506	0.048	2.575	2.801	62.377	65.178	7.392	0.244	136.244
33	16.00	1.739	0.421	0.037	2.196	2.385	57.786	60.171	6.538	0.226	136.226
34	16.50	1.502	0.349	0.028	1.879	2.038	53.633	55.671	5.771	0.210	136.210
35	17.00	1.303	0.290	0.021	1.614	1.747	49.900	51.647	5.138	0.195	136.195
36	17.50	1.135	0.241	0.016	1.393	1.503	46.509	48.013	4.667	0.182	136.182
37	18.00	0.994	0.200	0.012	1.207	1.300	43.346	44.645	4.231	0.169	136.169
38	18.50	0.876	0.166	0.009	1.051	1.129	40.414	41.543	3.830	0.158	136.158
39	19.00	0.776	0.138	0.007	0.921	0.986	37.714	38.700	3.461	0.147	136.147
40	19.50	0.691	0.115	0.005	0.812	0.866	35.238	36.104	3.126	0.137	136.137
								Maximum	164.566	1.691	137.691

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.32. Penelusuran Banjir $Q_{1000\ Th}$ Waduk Lambuk

Tabel 4.74. Perhitungan Penelusuran Banjir Q_{PMF} Bendungan Lambuk

No	Waktu t (jam)	Inflow Lambuk (m^3/det)	Inflow Pangkung 1 (m^3/det)	Inflow Pangkung 2 (m^3/det)	Inflow Total (m^3/det)	0,5 (I_1 + I_2) (m^3/det)	Psi ψ (m^3/det)	Phi ϕ (m^3/det)	Outflow O (m^3/det)	Hd (m)	Elevasi (m)
1	0.00	0.244	0.000	0.000	0.244	0.000	0.000	0.000	0.244	0.013	136.013
2	0.50	0.986	0.347	0.639	1.973	1.108	3.244	4.353	0.305	0.017	136.017
3	1.00	5.274	2.353	3.495	11.122	6.547	4.048	10.595	0.742	0.041	136.041
4	1.50	17.320	6.994	6.873	31.186	21.154	9.853	31.007	2.466	0.118	136.118
5	2.00	34.013	13.539	12.275	59.827	45.507	28.542	74.048	8.905	0.277	136.277
6	2.50	59.933	23.700	20.471	104.104	81.966	65.143	147.109	25.074	0.534	136.534
7	3.00	107.443	42.438	38.368	188.248	146.176	122.034	268.210	61.419	0.929	136.929
8	3.50	192.494	78.586	74.551	345.631	266.940	206.791	473.731	141.419	1.541	137.541
9	4.00	304.671	111.361	57.315	473.348	409.489	332.312	741.801	255.612	2.282	138.282
10	4.50	264.343	94.743	43.895	402.981	438.164	486.189	924.354	337.225	2.759	138.759
11	5.00	221.131	77.381	32.217	330.729	366.855	587.129	953.984	350.778	2.835	138.835
12	5.50	172.735	59.552	23.544	255.831	293.280	603.206	896.486	324.572	2.687	138.687
13	6.00	135.931	46.715	16.250	198.897	227.364	571.914	799.278	281.107	2.435	138.435
14	6.50	105.321	35.657	11.505	152.482	175.690	518.171	693.861	234.808	2.153	138.153
15	7.00	82.081	27.458	8.462	118.000	135.241	459.053	594.294	192.432	1.880	137.880
16	7.50	64.841	21.418	6.328	92.586	105.293	401.862	507.155	155.786	1.635	137.635
17	8.00	51.796	16.987	4.776	73.558	83.072	351.369	434.441	124.715	1.429	137.429
18	8.50	42.041	13.815	3.626	59.482	66.520	309.726	376.246	101.027	1.258	137.258
19	9.00	34.805	11.326	2.760	48.891	54.187	275.219	329.406	83.146	1.118	137.118
20	9.50	29.030	9.349	2.102	40.481	44.686	246.260	290.946	69.335	1.001	137.001
21	10.00	24.354	7.744	1.600	33.698	37.090	221.611	258.701	58.117	0.899	136.899
22	10.50	20.496	6.429	1.219	28.143	30.921	200.584	231.504	49.219	0.812	136.812
23	11.00	17.284	5.339	0.928	23.551	25.847	182.285	208.132	42.010	0.736	136.736
24	11.50	14.585	4.435	0.707	19.727	21.639	166.123	187.761	36.017	0.669	136.669
25	12.00	12.314	3.683	0.538	16.536	18.131	151.744	169.875	30.983	0.610	136.610
26	12.50	10.403	3.059	0.410	13.872	15.204	138.892	154.096	26.864	0.557	136.557
27	13.00	8.795	2.541	0.312	11.647	12.759	127.231	139.991	23.251	0.510	136.510
28	13.50	7.441	2.110	0.238	9.788	10.718	116.740	127.457	20.231	0.467	136.467
29	14.00	6.301	1.752	0.181	8.234	9.011	107.226	116.237	17.583	0.427	136.427
30	14.50	5.342	1.455	0.138	6.935	7.585	98.655	106.239	15.291	0.392	136.392
31	15.00	4.535	1.209	0.105	5.849	6.392	90.949	97.341	13.464	0.360	136.360
32	15.50	3.855	1.004	0.080	4.939	5.394	83.876	89.270	11.808	0.332	136.332
33	16.00	3.284	0.834	0.061	4.178	4.559	77.462	82.021	10.320	0.306	136.306
34	16.50	2.802	0.693	0.046	3.541	3.860	71.701	75.561	9.163	0.282	136.282
35	17.00	2.397	0.575	0.035	3.008	3.274	66.398	69.672	8.159	0.261	136.261
36	17.50	2.056	0.478	0.027	2.561	2.784	61.513	64.298	7.242	0.241	136.241
37	18.00	1.769	0.397	0.020	2.187	2.374	57.056	59.429	6.412	0.224	136.224
38	18.50	1.528	0.330	0.016	1.873	2.030	53.018	55.048	5.664	0.208	136.208
39	19.00	1.325	0.274	0.012	1.610	1.742	49.383	51.125	5.070	0.193	136.193
40	19.50	1.154	0.227	0.009	1.390	1.500	46.055	47.555	4.608	0.180	136.180
								Maximum	350.778	2.835	138.835

Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 4.33. Penelusuran Banjir Q_{PMF} Waduk Lambuk

Analisa Hidrolika Pelimpah

Debit banjir rancangan outflow hasil penelusuran banjir melalui pelimpah yang direncanakan akan digunakan sebagai dasar perencanaan hidrolika dan struktur pada bangunan pelimpah.

4.3.1. Pemilihan Tipe Pelimpah Bendungan Lambuk

Dalam studi perencanaan konstruksi bangunan pelimpah ini dipilih tipe pelimpah samping (*Side Channel*). Pemilihan tipe ini berdasarkan pertimbangan keadaan topografi dan letak hilir sungaipun tidak relevan jika digunakan perencaaan pelimpah tipe *overflow*. Hal ini dikarenakan topografi Pulau Bali yang berbukit-bukit sudah tentu memerlukan biaya yang sangat besar dalam pelaksanaan konstruksinya di lapangan dibandingkan bila direncanakan dengan pelimpah samping.

Gambar 4.34. Rencana Lokasi As Pelimpah Bendungan Lambuk

4.3.2. Menentukan Tinggi Jagaan Bendungan (*Free Board*)

Menentukan elevasi muka air tertinggi:

= El. *Creast Spillway* + Hd_{max} ($Q_{1000\ th}$)

= + 136,00 + 1,691

= + 137,691

Tinggi air maksimum dalam waduk (h_{waduk}):

= El. Muka air tertinggi – El. Dasar sungai

= (+ 137,691) – (+ 116,00)

= 21,69 m

Tinggi jagaan bendungan (*free board*) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Hf \geq \Delta h + \left(hw.atau.\frac{he}{2} \right) + ha + hi$$

Sebelum menghitung nilai jagaan (Hf) terlebih dahulu menganalisa faktor-faktor yang mempengaruhi dalam penentuan tinggi jagaan, diantaranya adalah Δh, hw, 0,5he, ha, dan hi.

Perhitungan tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk akibat terjadinya banjir abnormal adalah sebagai berikut:

$$\Delta h = \frac{2}{3}.\frac{\alpha.Q_o}{Q}.\frac{h_d}{1+\frac{A.h_d}{Q.T}}$$

$$\Delta h = \frac{2}{3}.\frac{0.2.164,566}{197,479}.\frac{1,69}{1+\frac{539419,53.1,69}{197,479.7200}}$$

Δh = 0,114 m

Selanjutnya, menghitung tinggi jangkauan ombak yang disebabkan oleh angin dengan menggunakan rumus *Molitor Stevensm* (*R.S. Varshney* ; 629):

V = 30 m/det = 108 km/jam (prediksi kecepatan angin)

F = 3 km (prediksi panjang lintasan ombak)

$$hw = 0,032.\sqrt{F.V} + 0,763 - 0,271.\sqrt[4]{F}$$

$$hw = 0,032\,x\sqrt{3x108} + 0,763 - 0,271\,x\sqrt[4]{3}$$

hw = 0,982 m

Selanjutnya, menghitung tinggi jangkauan ombak yang disebabkan oleh gempa dengan menggunakan rumus yang dikembangkan oleh *Seiichi Sato*:

e = 0,2 (prediksi intensitas seismik horizontal)

τ = 1 detik (siklus seismik)

$$he = \frac{e.\tau}{\pi} \times \sqrt{g \times h_{waduk}}$$

$$he = \frac{0,2 \times 1}{3,14} \times \sqrt{9,81 \times 21,69}$$

he = 0,93 m ⟶ 0,5he = 0,46 m

Karena nilai hw > 0,5he, maka diambil nilai hw yang dimasukan dalam perhitungan Hf. Untuk nilai ha = 0 (karena dalam perencanaan pelimpah tidak dipergunakan pintu-pintu) dan hi = 1 (untuk bendungan urugan).

Setelah menganalisa beberapa faktor yang mempengaruhi tinggi jagaan, maka selanjutnya nilai Hf dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Hf \geq \Delta h + hw + ha + hi$$

$Hf \geq 0,114 + 0,982 + 0 + 1$

$Hf \geq 2,097$ m

Hf = 2,1 m (direncanakan)

Menentukan elevasi puncak bendungan:

= El. Muka air tertinggi + Hf

= + 137,691 + 2,1

= + 139,79 (dengan tinggi main dam 23,79 m)

4.3.3. Perencanaan Profil Pelimpah

Untuk perencanaan profil pelimpah menggunakan $Q_{outflow}$ maksimum pada kala ulang 1000 tahun:

Debit outflow maksimum	Qo	=	164,566 m^3/detik	
Lebar ambang pelimpah	L	=	35	m
Kedalaman alran di atas ambang pelimpah	Hd	=	1,691	m
Kedalaman aliran kritis di atas ambang pelimpah	Hc	=	1,13	m
Rencana slope pelimpah	Z	=	0,7	

Profil pelimpah direncanakan menggunakan OGEE Tipe I dengan perhitungan sebagai berikut:

Gambar 4.35. Mercu OGEE Tipe I

R_1 = 0,2 . Hd = 0,338 m

Jarak R_1 = 0,282 . Hd = 0,477 m

R_2 = 0,5 . Hd = 0,846 m

Jarak R_2 = 0,175 . Hd = 0,296 m

Perhitungan lengkung Harold:

$X^{1,85} = 2,0 . Hd^{0,85} . Y$

Maka $Y = 0,320 . X^{1,85}$

$Y' = 0,592 . X^{0,85}$

Titik awal melalui gradien :

misal $Y' = 1/Z$

$Y' = 1/0,7$

$1,429 = 0,592 . X^{0,85}$

$X^{0,85} = 2,414$

$X = 2,820$

$Y = 0,320 . X^{1,85}$

$Y = 2,177$

Jadi koordinat akhir kurva (2,820;2,177). Untuk koordinat titik-titik kurva diperoleh dengan $Y = 0,320 . X^{1,85}$dan perhitungan selanjutnya seperti pada Tabel 4.75 berikut ini:

Tabel 4.75. Koordinat Kurva

X	Y
0.10	0.00
0.20	0.02
0.30	0.03
0.40	0.06
0.50	0.09
0.60	0.12
0.70	0.17
0.80	0.21
0.90	0.26
1.00	0.32

Sumber: Hasil Perhitungan

Berikut adalah perencanaan profil mercu pelimpah Bendungan Lambuk menggunakan titik-titik di atas seperti pada gambar 4.36 berikut:

Gambar 4.36. Perencanaan Profil Mercu Pelimpah Bendungan Lambuk

4.3.4. Bentuk Saluran Samping

Bentuk saluran samping direncanakan berpenampang trapesium dengan kmiringan pada ambang 1:0,7 dan pada dindingnya 1:0 (berdinding tegak). Lebar saluran samping bagian hulu direncanakan 8 m, bagian hilir direncanakan 15 m, dan lebar ambang pelimpah 35 m.

Gambar 4.37. Penampang Melintang Hilir Saluran Samping Bendungan Lambuk

4.3.5. Perhitungan Kombinasi a dan n yang Paling Sesuai

Dalam pemilihan angka koefisien a dan n digunakan rumus Julian Hinds. Angka koefisien n divariasikan antara 0,4 – 0,9. Kemiringan dasar saluran samping direncanakan berdasarkan $Q_{outflow}$ untuk Q_{1000} sebesar 164,566 m^3/dt. Untuk menentukan harga a dan n di atas perlu dicari dalam kombinasi sedemikian rupa sehingga disatu pihak biaya konstruksi saluran samping cukup ekonomis, sedangkan dilain pihak agar mempunyai bentuk hidrolis yang menguntungkan. Dalam studi ini akan digunakan metode coba banding untuk menentukan harga a dan n. Perhitungan berikut menggunakan Q_{1000} adapun titik yang ditinjau adalah:

- X_1 = 10 m, diperoleh $Q_{X1} = \frac{10}{35} x 164{,}566 = 47.019$ m^3/dt.
- X_2 = 35 m, diperoleh $Q_{X2} = \frac{35}{35} x 164{,}566 = 164{,}566$ m^3/dt.

Bentuk penampang saluran samping dengan lebar (b) bervariasi berdasarkan jarak x serta kemiringan Z_1 = 0,7 dan Z_2 = 0.

Pada penampang hulu x_1 = 10 m, b_1 = 10 m.

Misalkan nilai n = 0,4 dan nilai a= 0,4 maka:

$V_1 = a \cdot x_1^n = 0{,}4 \times 10^{0,4} = 1{,}005$ m/det

$A_1 = Q_1 / V_1 = 47{,}019 / 1{,}005 = 46{,}796$ m^2

$$d_1 = \frac{-b_1 + \sqrt{b_1^2 + 2(Z_1 + Z_2)A_1}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-10 + \sqrt{10^2 + 2(0{,}7 + 0)46{,}796}}{0{,}7 + 0}$$

= 4,093 m

$hv_1 = V_1^2 / 2g = (1{,}005)^2 / (2 . 9{,}81) = 0{,}0515$ m

$$y_1 = \left(\frac{n+1}{n}\right) h_{v1} = \left(\frac{0{,}4+1}{0{,}4}\right) 0{,}0515 = 0{,}180 \text{ m}$$

$D_1 = d_1 + y_1 = 4{,}093 + 0{,}180 = 4{,}273$ m

Pada penampang hilir $x_2 = 35$ m, $b_2 = 15$ m.

$Q_{X2} = 164{,}566$ m^3/dt.

$V_2 = a . x_2^n = 0{,}4 \times 35^{0{,}4} = 1{,}658$ m/det

$A_2 = Q_2 / V_2 = 164{,}566/1{,}658 = 99{,}232$ m^2

$$d_2 = \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 + 2(Z_1 + Z_2) A_2}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-15 + \sqrt{15^2 + 2(0{,}7+0)99{,}232}}{0{,}7+0}$$

$= 5{,}824$ m

$hv_2 = V_2^2 / 2g = (1{,}658)^2 / (2 . 9{,}81) = 0{,}1402$ m

$$y_2 = \left(\frac{n+1}{n}\right) h_{v2} = \left(\frac{0{,}4+1}{0{,}4}\right) 0{,}1402 = 0{,}491 \text{ m}$$

$D_2 = d_2 + y_2 = 5{,}824 + 0{,}491 = 6{,}315$ m

Maka pembiayaan (P) dari kolom penampang dapat dinyatakan sebagai:

$P = D_1 + 2 D_2 = 4{,}273 + 2 . 6{,}315 = 16{,}903$

Selanjutnya perhitungan metode coba banding untuk mendapatkan kombinasi nilai a dan n dengan Q_{1000} yang paling ekonomis diberikan pada Tabel 4.76.

Dari perhitungan pada Tabel 4.76 didapatkan harga-harga:

$n = 0{,}60$ dan $a = 0{,}40$.

Tabel 4.76. Perhitungan Kombinasi a dan n untuk $Q_{1000\ Th}$

n	a	X_1=10 m, Q_1=47,019 m^3/dt					X_2=35 m, Q_2= 164,566 m^3/dt						$P=D_1+2D_2$
		B_1=10 m					B_2=35 m						
		v	A	d	y_1	D_1	v	A	d	y_2	D_2	$2D_2$	
0.4	0.4	1.005	46.796	4.093	0.180	4.273	1.658	99.232	5.824	0.491	6.315	12.629	16.903
0.4	0.5	1.256	37.437	3.351	0.281	3.632	2.073	79.386	4.763	0.767	5.530	11.059	14.691
0.4	0.6	1.507	31.198	2.838	0.405	3.243	2.488	66.155	4.031	1.104	5.135	10.270	13.513
0.4	0.7	1.758	26.741	2.462	0.552	3.013	2.902	56.704	3.495	1.503	4.998	9.995	13.009
0.4	0.8	2.010	23.398	2.174	0.720	2.895	3.317	49.616	3.086	1.962	5.048	10.096	12.991
0.4	0.9	2.261	20.798	1.947	0.912	2.859	3.731	44.103	2.762	2.484	5.246	10.492	13.351
0.5	0.4	1.265	37.172	3.329	0.245	3.574	2.366	69.542	4.220	0.856	5.077	10.154	13.727
0.5	0.5	1.581	29.737	2.716	0.382	3.098	2.958	55.633	3.434	1.338	4.772	9.543	12.641
0.5	0.6	1.897	24.781	2.294	0.550	2.844	3.550	46.361	2.895	1.927	4.822	9.644	12.488
0.5	0.7	2.214	21.241	1.986	0.749	2.735	4.141	39.738	2.503	2.622	5.125	10.251	12.986
0.5	0.8	2.530	18.586	1.751	0.979	2.730	4.733	34.771	2.205	3.425	5.630	11.259	13.989
0.5	0.9	2.846	16.521	1.566	1.239	2.805	5.324	30.907	1.970	4.335	6.305	12.610	15.414
0.6	0.4	1.592	29.526	2.698	0.345	3.043	3.377	48.735	3.034	1.550	4.584	9.168	12.210
0.6	0.5	1.991	23.621	2.194	0.539	2.732	4.221	38.988	2.458	2.422	4.880	9.759	12.492
0.6	0.6	2.389	19.684	1.849	0.775	2.624	5.065	32.490	2.066	3.487	5.553	11.107	13.731
0.6	0.7	2.787	16.872	1.598	1.056	2.653	5.909	27.848	1.782	4.746	6.529	13.057	15.711
0.6	0.8	3.185	14.763	1.407	1.379	2.786	6.754	24.367	1.567	6.199	7.766	15.533	18.318
0.6	0.9	3.583	13.123	1.257	1.745	3.002	7.598	21.660	1.398	7.846	9.244	18.488	21.490
0.7	0.4	2.005	23.454	2.179	0.497	2.677	4.818	34.153	2.167	2.874	5.041	10.082	12.759
0.7	0.5	2.506	18.763	1.767	0.777	2.544	6.023	27.323	1.750	4.490	6.240	12.481	15.025
0.7	0.6	3.007	15.636	1.486	1.119	2.606	7.228	22.769	1.468	6.466	7.934	15.868	18.473
0.7	0.7	3.508	13.402	1.283	1.524	2.806	8.432	19.516	1.264	8.801	10.065	20.130	22.936
0.7	0.8	4.009	11.727	1.128	1.990	3.118	9.637	17.077	1.110	11.495	12.605	25.210	28.328
0.7	0.9	4.511	10.424	1.007	2.518	3.525	10.842	15.179	0.989	14.549	15.538	31.076	34.602
0.8	0.4	2.524	18.630	1.755	0.730	2.486	6.876	23.935	1.540	5.421	6.962	13.923	16.409
0.8	0.5	3.155	14.904	1.420	1.141	2.561	8.595	19.148	1.241	8.471	9.712	19.423	21.984
0.8	0.6	3.786	12.420	1.192	1.644	2.836	10.313	15.956	1.039	12.198	13.237	26.474	29.309
0.8	0.7	4.417	10.646	1.028	2.237	3.265	12.032	13.677	0.893	16.603	17.496	34.992	38.257
0.8	0.8	5.048	9.315	0.903	2.922	3.825	13.751	11.967	0.783	21.686	22.469	44.938	48.763
0.8	0.9	5.679	8.280	0.805	3.698	4.503	15.470	10.638	0.698	27.446	28.144	56.287	60.791
0.9	0.4	3.177	14.798	1.410	1.086	2.496	9.811	16.773	1.090	10.357	11.448	22.896	25.392
0.9	0.5	3.972	11.839	1.138	1.697	2.836	12.264	13.419	0.877	16.184	17.060	34.120	36.956
0.9	0.6	4.766	9.866	0.955	2.444	3.399	14.717	11.182	0.733	23.304	24.037	48.075	51.473
0.9	0.7	5.560	8.456	0.822	3.327	4.149	17.170	9.585	0.630	31.720	32.350	64.699	68.848
0.9	0.8	6.355	7.399	0.722	4.345	5.067	19.622	8.387	0.552	41.430	41.982	83.964	89.031
0.9	0.9	7.149	6.577	0.643	5.499	6.142	22.075	7.455	0.491	52.435	52.926	105.852	111.995

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.6. Perhitungan Bentuk Dasar Saluran Samping

Dengan kombinasi angka koefisien angka a dan n Q_{1000} dari hasil perhitungan diatas kemudian dilanjutkan dengan perhitungan untuk menentukan bentuk dasar saluran samping. Kehilangan tinggi akibat gesekan secara kasar dapat dihitung dengan Rumus Manning dengan mengambil koefisien kekasaran n = 0,015 (beton) dan hasilnya seperti tertera pada Tabel 4.77

Dari hasil perhitungan Tabel 4.77 untuk Q_{1000} didapat harga D+Hf, yang merupakan kedalaman dasar saluran teoritis dari saluran samping diukur terhadap elevasi mercu pelimpah.

Elevasi Dasar Teoritis = (El. Mercu) – (D + Hf)

Dengan x (jarak antara tepi udik pelimpah dengan suatu titik pada mercu pelimpah) = 2,5 m

Contoh perhitungan diberikan berikut ini.

$$V = a.x^n = 0{,}4(2{,}5)^{0{,}6} = 0{,}69\ m/det$$

$$V_{rata\ 2} = \frac{V_{i-1} + V_1}{2} = \frac{0 + 0{,}69}{2} = 0{,}35\text{m}$$

$$Q = q.x = \frac{164{,}566}{35}.2{,}5 = 11{,}75\ m^3/det$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{11{,}75}{0{,}69} = 16{,}96\ m^2$$

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2)A}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-8{,}5 + \sqrt{8{,}5^2 + 2(0{,}7 + 0)16{,}96}}{0.7 + 0} = 1{,}854\ m$$

$$P = b + \left(\sqrt{(1 + Z_1^2)} + \sqrt{(1 + Z_2^2)}d\right)$$

$$= 8{,}5 + \left(\sqrt{(1 + 0{,}7^2)} + \sqrt{(1 + 0^2)}1{,}854\right) = 12{,}62\ m$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{16{,}96}{12{,}62} = 1{,}34\ m$$

$$R_{rata\ 2} = \frac{R_{i-1} + R_i}{2} = \frac{0 + 1{,}34}{2} = 0{,}67\ m$$

$$\Delta x = x_i - x_{i-1} = 2{,}5 - 0 = 2{,}5\ m$$

$$Sf = \left[\frac{n.V_{rata\ 2}}{R_{rata\ 2}^{\frac{2}{3}}}\right]^2 = \left[\frac{0{,}015\ .\ 0{,}35}{0{,}67^{\frac{2}{3}}}\right]^2 = 0{,}00004$$

$$hf = Sf.\Delta x = 0{,}00004\ .\ 2{,}5 = 0{,}0001\ m$$

$$hv = \frac{\alpha . v^2}{2g} = \frac{1.15 \,.\, 0{,}69^2}{2 \,.\, 9{,}81} = 0{,}028\ m$$

$$y = \left(\frac{n+1}{n}\right) h_v = \left(\frac{0{,}6+1}{0{,}6}\right) 0{,}028 = 0{,}075$$

$$D = d + y = 1{,}854 + 0{,}065 = 1{,}929$$

$$D + Hf = 1{,}919 + 0{,}0001 = 1{,}92\ m$$

$$Elevasi\ dasar\ teoritis = El.Mercu - (D + Hf) = 136{,}00 - 1{,}92 = 134{,}081$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilhat pada Tabel. 4.77 berikut ini:

Tabel 4.77. Perhitungan Dasar Saluran Samping Bendungan Lambuk ($Q_{1000\ Th}$)

x	b	V	$V_{rata''}$	Q	A	d	hv	y	D	P	R	$R_{rata''}$	Δx	Sf	hf	D+Hf	El. dasar
(m)	(m)	m/dt	(m)	m^3/dt	(m^2)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	(m)	(m)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]
0	8.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	136.000
2.5	8.50	0.69	0.35	11.75	16.96	1.854	0.028	0.075	1.929	12.62	1.34	0.67	2.5	0.0000	0.0001	1.92	134.081
5	9.00	1.05	0.87	23.51	22.38	2.284	0.065	0.173	2.456	14.07	1.59	1.47	2.5	0.0001	0.0003	2.43	133.566
7.5	9.50	1.34	1.20	35.26	26.32	2.534	0.105	0.281	2.814	15.13	1.74	1.67	2.5	0.0002	0.0004	2.78	133.222
10	10.00	1.59	1.47	47.02	29.53	2.698	0.149	0.396	3.094	15.99	1.85	1.79	2.5	0.0002	0.0006	3.04	132.957
12.5	10.50	1.82	1.71	58.77	32.28	2.811	0.194	0.518	3.329	16.74	1.93	1.89	2.5	0.0003	0.0007	3.26	132.738
15	11.00	2.03	1.93	70.53	34.73	2.891	0.242	0.645	3.536	17.42	1.99	1.96	2.5	0.0003	0.0009	3.45	132.548
17.5	11.50	2.23	2.13	82.28	36.93	2.947	0.291	0.776	3.723	18.04	2.05	2.02	2.5	0.0004	0.0010	3.62	132.377
20	12.00	2.41	2.32	94.04	38.96	2.987	0.341	0.911	3.897	18.63	2.09	2.07	2.5	0.0005	0.0011	3.78	132.220
22.5	12.50	2.59	2.50	105.79	40.84	3.013	0.393	1.049	4.062	19.19	2.13	2.11	2.5	0.0005	0.0013	3.93	132.074
25	13.00	2.76	2.67	117.55	42.60	3.030	0.446	1.190	4.220	19.73	2.16	2.14	2.5	0.0006	0.0015	4.07	131.934
27.5	13.50	2.92	2.84	129.30	44.25	3.039	0.500	1.334	4.373	20.25	2.19	2.17	2.5	0.0006	0.0016	4.20	131.799
30	14.00	3.08	3.00	141.06	45.82	3.042	0.555	1.481	4.523	20.75	2.21	2.20	2.5	0.0007	0.0018	4.33	131.669
32.5	14.50	3.23	3.15	152.81	47.31	3.040	0.611	1.631	4.670	21.25	2.23	2.22	2.5	0.0008	0.0019	4.46	131.540
35	15.00	3.38	3.30	164.57	48.73	3.034	0.668	1.782	4.816	21.74	2.24	2.23	2.5	0.0008	0.0021	4.59	131.414

Sumber: Perhitungan

Keterangan:

[1] = Titik tinjau penampang

[2] = Lebar titik tinjau penampang

[3] = Dihitung: $a.x^n$

[4] = Dihitung: $(V_{i-1}+V_i)/2$

[5] = Dihitung: q.x

[6] = Dihitung: Q/V

[7] = Dihitung : $\dfrac{-b+\sqrt{b^2+2(Z_1+Z_2)A}}{Z_1+Z_2}$

[8] = Dihitung : $\alpha \cdot v^2 / 2g$

[9] = Dihitung : $\left(\dfrac{n+1}{n}\right) h_v$

[10] = Dihitung: d + y

[11] = Dihitung: $b + (\sqrt{(1+Z_1^{\ 2})} + \sqrt{(1+Z_2^{\ 2})})\ d$

[12] = Dihitung: A/P

[13] = Dihitung: $(R_{i-1} + R_i) / 2$

[14] = Dihitung: $x_i - x_{i-1}$

[15] = Dihitung: $\left[\dfrac{n \cdot V_{rata2}}{R_{rata2}^{\ 2/3}}\right]^2$

[16] = Dihitung: Sf.Δx

[17] = = Dihitung D + Hf

[18] = = Elv. Mercu - (D + Hf)

Karena bentuk penampang memanjang dasar saluran samping hasil perhitungan (teoritis) seperti dapat dilihat pada Gambar 4.38 adalah berupa garis lengkung, maka pelaksanaan konstruksinya akan cukup sulit. Untuk menghindari kesuitan-kesulitan dalam pelaksanaan tersebut, maka bentuk penampang memanjang dasar saluran harus disesuaikan dengan merubahnya menjadi garis lurus.

Penyesuaian ini dilakukan dengan menghubungkan titik akhir garis lengkung dengan titik yang letaknya 1/3 (sepertiga) sampai dengan 1/10 (sepersepuluh) dari panjang pelimpah, dan diukur dari ujung garis lengkung, perhitungannya sebagai berikut:

1/3L = 1/3 x 35 m
= 11,7

1/10L = 1/10 x 35 m
= 3,5

Diambil titik ke 5 (x = 10 m) dan 15 (x = 35 m), sehingga garis lurus yang menghubungkan titik ke 5 dan titik ke 15 nantinya akan merupakan dasar saluran yang sesungguhnya. Hasil perhitungan kemiringan dasar saluran samping yang diperoleh yaitu untuk x = 0 elevasi dasar saluran samping = 133,566 m dan untuk x = 15 m elevasi dasar saluran samping = 131,414 m. Kemiringan dasar saluran samping dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut ini:

Slope = (133,566 – 131,414) / 35
= 0,061

Gambar 4.38. Bentuk Dasar Saluran Samping Bendungan Lambuk $Q_{1000\ Th}$

4.3.7. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping

Setelah dasar saluran samping yang direncanakan ditetapkan, maka dilanjutkan dengan perhitungan tinggi muka air pada saluran samping. Dari perhitungan hidrolika untuk saluran samping pada tabel 4.77. Untuk dimensi rencana, data penampang saluran samping diberikan pada tabel 4.78.

Tabel 4.78. Data Penampang Saluran Samping Awal

Titik	Jarak X (m)	ΔX (m)	Elevasi Dasar	Penampang Melintang		
				B	Z_1	Z_2
15	35.0	2.5	131.414	15.00	0.7	0
14	32.5	2.5	131.568	14.50	0.7	0
13	30.0	2.5	131.721	14.00	0.7	0
12	27.5	2.5	131.875	13.50	0.7	0
11	25.0	2.5	132.029	13.00	0.7	0
10	22.5	2.5	132.183	12.50	0.7	0
9	20.0	2.5	132.336	12.00	0.7	0
8	17.5	2.5	132.490	11.50	0.7	0
7	15.0	2.5	132.644	11.00	0.7	0
6	12.5	2.5	132.798	10.50	0.7	0
5	10.0	2.5	132.951	10.00	0.7	0
4	7.5	2.5	133.105	9.50	0.7	0
3	5.0	2.5	133.259	9.00	0.7	0
2	2.5	2.5	133.412	8.50	0.7	0
1	0.0	0.0	133.566	8.00	0.7	0

Sumber: Hasil Perhitungan

Elevasi muka air di side channel dihitung berdasarkan titik kontrol pada akhir saluran transisi. Saluran transisi ini menghubungkan side channel dengan saluran peluncur yang mempunyai lebar 15 m sesuai dengan lebar saluran transisi. Untuk itu perlu dilakukan perhitungan tinggi muka air di akhir side Q_{100},Q_{1000}danQ_{PMF}. Sebelumnya perhitungan dimulai dari keadaan hidrolika pada titik kontrol atau titik kritis pada akhir saluran transisi.

Gambar 4.39. Bentuk Penampang Akhir Saluran Samping (*Side Channel*)

Direncanakan:

- $B_{transisi}$ = 15 m
- Panjang transisi = 60 m
- Slope transisi = 0 (dasar transisi datar)
- K = 0
- n manning = 0,015
- α = 1,15

Keadaan hidrolik pada titik kontrol (akhir saluran transisi) Q_{1000th} :

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{164,566}{15} = 10,97 \text{ m}^3\text{/dt/m}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\alpha.\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{1,15.\frac{10,97^2}{9,81}} = 2,416 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{q}{Y_c} = \frac{10,97}{2,416} = 4,540 \text{ m/dt}$$

$$hv_c = \frac{\alpha . V_c^2}{2g} = \frac{1,15 . 4,540^2}{19,62} = 1,208 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{B.Y_c}{B + (2.Y_c)} = \frac{15.2,416}{15 + (2.2,416)} = 1,828 \text{ m}$$

$$Sf_c = \frac{n^2 V_c^2}{R_c^{4/3}} = \frac{0,015^2 4,540^2}{1,828^{4/3}} = 0,00208 \text{ m}$$

Sehingga untuk menentukan nilai tinggi air di akhir saluran samping (Y_{as}) untuk kala ulang Q_{1000th} harus melalui persamaan *Bernoulli* yang dapat ditulis sebagai berikut ini:

$$Y_{as} + hv_{as} = Y_c + hv_c + h_e + h_f$$

dimana :

h_e = kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang

h_f = kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh gesekan

Langkah perhitungan selanjutnya adalah sebagai berikut:

1. Coba-coba tinggi muka air, Y_{as} = 3,052 m
2. A_{as} = (15 + 15 + (0,7 . Y_{as})) . (Y_{as}/2)

   = 15 Y_{as} + 0,35 Y_{as}^2

   = 15 . 3,052 +0,35 . $3,052^2$

   = 49,032 m^2

3. $V_{as} = \frac{Q}{A_{as}} = \frac{164,566}{49,032}$ = 3,356 m/dt

4. $R_{as} = \frac{A_{as}}{P_{as}} = \frac{49,032}{B + (2.Y_{as})} = \frac{49,032}{15 + (2.3,052)}$ = 2,323 m

5. $hv_{as} = \frac{\alpha . V_{as}^{2}}{2g} = \frac{1,15 . 3,356^{2}}{19,62}$ = 0,660 m

6. $Sf_{as} = \frac{n^2 V_{as}^{2}}{R_{as}^{4/3}} = \frac{0,015^2 . 3,356^2}{2,323^{4/3}}$ = 0,00082 m

7. $\overline{Sf} = \frac{Sf_c + Sf_{as}}{2} = \frac{0,00208 + 0,00082}{2}$ =0,00145 m

8. $hf = \overline{Sf} . \Delta x$ =0,00145 . 60 = 0,087 m

9. $h_e = k|hv_C - hv_{as}| = 0|1,208 - 0,660|$ = 0 m

10. Kontrol dari coba-coba:

$Y_{as} + hv_{as} = Y_c + hv_c + h_e + h_f$

$3,052 + 0,660 = 2,416 + 1,208 + 0 + 0,087$

$3,712 = 3,712 \rightarrow$ OK

Perhitungan juga berlaku untuk Q_{100th} dengan hasil perhitungan Y_{as} = 2,640 m dan Q_{PMF} dengan hasil perhitungan Y_{as} = 5,110 m.

Syarat yang harus diperhatikan pada tipe bangunan pelimpah saluran samping adalah agar debit banjir yang melintasinya tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan mercu pelimpah bagian hilir, yaitu elevasi muka air tidak melebihi 2/3 tinggi air total (2/3 Ho).

Dari perhitungan sebelumnya,

H_d outflow untuk Q_{PMF} = 2,835 m → 2/3 Ho ≥ 5,110 m

Jadi profil muka air saluran pelimpah pada saat Q_{PMF} sudah melewati syarat batas mercu pelimpah pada section akhir saluran sampingatau terjadi aliran tenggelam dimana + 136,52 m > + 136,00 m. Sehingga, dimensi rencana dasar saluran samping (*side*) pelimpah untuk Q_{1000th}direncanakan diturunkansampai 5,5 m dari dasar saluran samping pelimpah Bendungan Lambuk awal. Sehingga elevasi dasar saluran samping sekarang dapat dilihat pada tabel 4.79 berikut ini.

Tabel 4.79. Data Penampang Saluran Samping setelah Diturunkan 5,5 m

Titik	Jarak X (m)	ΔX (m)	Elevasi Dasar Awal	Elevasi Dasar Akhir
15	35.0	2.5	131.414	125.914
14	32.5	2.5	131.568	126.068
13	30.0	2.5	131.721	126.221
12	27.5	2.5	131.875	126.375
11	25.0	2.5	132.029	126.529
10	22.5	2.5	132.183	126.683
9	20.0	2.5	132.336	126.836
8	17.5	2.5	132.490	126.990
7	15.0	2.5	132.644	127.144
6	12.5	2.5	132.798	127.298
5	10.0	2.5	132.951	127.451
4	7.5	2.5	133.105	127.605
3	5.0	2.5	133.259	127.759
2	2.5	2.5	133.412	127.912
1	0.0	0	133.566	128.066

Sumber: Hasil Perhitungan

Dengan diketahuinya kedalaman air di titik akhir samping (Y_{as}) dan kemiringan dasar saluran samping (hasil perhitungan sebelumnya), maka profil muka air di sepanjang saluran samping dapat ditentukan dengan sistem coba banding menggunakan persamaan berikut (Sosrodarsono, 1989:228).

Rumus perbedaan tinggi muka air antara 2 penampang:

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g}\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[(v_2-v_1)+\frac{v_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}\right]$$

Adapun langkah-langkah perhitungan diberikan berikut ini:

Panjang saluran samping dibagi dalam beberapa pias, dalam perhitungan disini diambil Δx = 2,5 m.

Berdasarkan hasil perhitungan hidrolika pada titik kontrol diatas diperoleh tinggi muka air di hilir saluran samping Y_{as} = 3,052 m. (Q_{1000th})

Elevasi muka air = Elevasi dasar + Y_{as} = +125,914 + 3,052 = +128,965 m

Maka luas penampang basah (A) dan kecepatan (V) pada titik Y_{as} dapat dihitung:

$$A = \frac{(Z_1+Z_2)\,Y_{as}+2.B}{2}\,Y_{as} = \frac{(0{,}7+0)\times 3{,}052+2\times 15}{2}\times 3{,}052 = 49{,}032\ m^2$$

Q = q . x = 4,70 x 35 = 164,566 m^3/dt.

V = Q / A = 164,566 / 49,032 = 3,356 m/dt.

Untuk station 0+2,5, ambil nilai Δy = 0,115 m (dengan cara coba-coba, sampai diperoleh hasil perhitungan Δy menggunakan persamaan Rumus perbedaan tinggi = nilai Δy yang diambil).

Elevasi muka air di station (0+2,5) = Elevasi muka air di titik $Y_{as} + \Delta y_{coba\text{-}coba}$

= +128,965 + 0,115

= +129,080 m

Tinggi muka air ($Y_{0+2,5}$) = Elevasi muka air – Elevasi dasar

= 129,080 – 126,068

= 3,013 m

$$A = \frac{(Z_1 + Z_2)\,Y_{0+2,5} + 2.B}{2}\,Y_{0+2,5} = \frac{(0,7+0)\times 3,013 + 2\times 14,5}{2}\times 3,013 = 46,858\ m^2$$

Q = $q.x$ = 4,70 x 32,5 = 152,811 m^3/dt.

V = Q / A = 152,811 / 46,858 = 3,261 m/dt.

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g}\frac{(v_1+v_2)}{(Q_1+Q_2)}\left[(v_2-v_1)+\frac{v_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}\right]$$

$$\Delta y = \frac{164,566}{9,81}.\frac{(3,356+3,261)}{(164,566+152,811)}.\left[(3,356-3,261)+\frac{3,261}{164,566}(152,811-164,566)\right]$$

Δy = 0,115 m ≈ Δy yang diambil dengan cara coba-coba = 0,115 m → OK !

Sedangkan perhitungan profil muka air selengkapnya untuk, Q_{1000}, Q_{100} dan Q_{PMF} diberikan pada tabel 4.80, 4.81 dan tabel 4.82.

Tabel 4.80. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping Debit Banjir $Q_{1000\ Th}$

Station	Δx	Elevasi dasar	Trial Δy	Elevasi muka air	Y	A	Q	V	Q_1+Q_2	$\frac{Q_1}{g(Q_1+Q_2)}$	v_1+v_2	v_2-v_1	Q_2-Q_1	$\frac{Q_2-Q_1}{Q_1}$	$\frac{V_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}$	(13)+(16)	Δy=(11) x(12)x(17)	kontrol
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
0+35 *		125.914		128.965	3.052	49.032	164.566	3.356										
0+32,5	2.5	126.068	0.115	129.080	3.013	46.858	152.811	3.261	317.377	0.053	6.617	0.095	11.755	0.071	0.233	0.328	0.115	0.000
0+30	2.5	126.221	0.121	129.201	2.980	44.825	141.056	3.147	293.867	0.053	6.408	0.114	11.755	0.077	0.242	0.356	0.121	0.000
0+27,5	2.5	126.375	0.125	129.327	2.951	42.894	129.302	3.014	270.358	0.053	6.161	0.132	11.755	0.083	0.251	0.384	0.126	0.000
0+25	2.5	126.529	0.129	129.456	2.927	41.045	117.547	2.864	246.849	0.053	5.878	0.151	11.755	0.091	0.260	0.411	0.129	0.000
0+22,5	2.5	126.683	0.131	129.586	2.903	39.244	105.792	2.696	223.339	0.054	5.560	0.168	11.755	0.100	0.270	0.438	0.131	0.000
0+20	2.5	126.836	0.131	129.717	2.880	37.467	94.038	2.510	199.830	0.054	5.206	0.186	11.755	0.111	0.279	0.465	0.131	0.000
0+17,5	2.5	126.990	0.129	129.846	2.855	35.692	82.283	2.305	176.320	0.054	4.815	0.205	11.755	0.125	0.288	0.493	0.129	0.000
0+15	2.5	127.144	0.126	129.971	2.827	33.899	70.528	2.081	152.811	0.055	4.386	0.225	11.755	0.143	0.297	0.522	0.126	0.000
0+12,5	2.5	127.298	0.120	130.092	2.794	32.069	58.773	1.833	129.302	0.056	3.913	0.248	11.755	0.167	0.305	0.553	0.120	0.000
0+10	2.5	127.451	0.113	130.204	2.753	30.181	47.019	1.558	105.792	0.057	3.391	0.275	11.755	0.200	0.312	0.586	0.113	0.000
0+7,5	2.5	127.605	0.101	130.306	2.701	28.207	35.264	1.250	82.283	0.058	2.808	0.308	11.755	0.250	0.313	0.620	0.101	0.000
0+5	2.5	127.759	0.085	130.391	2.632	26.115	23.509	0.900	58.773	0.061	2.150	0.350	11.755	0.333	0.300	0.650	0.085	0.000
0+2,5	2.5	127.912	0.061	130.452	2.540	23.843	11.755	0.493	35.264	0.068	1.393	0.407	11.755	0.500	0.246	0.654	0.062	0.001
0+00 **	2.5	128.066	0.025	130.477	2.411	21.319	0.000	0.000	11.755	0.102	0.493	0.493	11.755	1.000	0.000	0.493	0.025	0.000

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

* Bagian hilir

** Bagian hulu

TITIK		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
JARAK	(m)	0	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35
ELV. MUKA AIR MERCU		137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69	137,69
ELV. MERCU		136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00
ELV. MUKA AIR SIDE		130,48	130,45	130,39	130,31	130,20	130,09	129,97	129,85	129,72	129,59	129,46	129,33	129,20	129,08	128,97
ELV. DASAR SIDE		128,07	127,91	127,76	127,61	127,45	127,30	127,14	126,99	126,84	126,68	126,53	126,38	126,22	126,07	125,91

Gambar 4.40. Profil Muka Air $Q_{1000\ Th}$ pada Saluran Samping

Gambar 4.41. Profil Cross Section Hilir Saluran Samping $Q_{1000\ Th}$

Gambar 4.42. Konstruksi Saluran Samping $Q_{1000\ Th}$

Tabel 4.81. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping Debit Banjir $Q_{100\ Th}$

Station	Δx	Elevasi dasar	Trial Δy	Elevasi muka air	Y	A	Q	V	Q_1+Q_2	$\frac{Q_1}{g(Q_1+Q_2)}$	v_1+v_2	v_2-v_1	Q_2-Q_1	$\frac{Q_2-Q_1}{Q_1}$	$\frac{V_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}$	(13)+(16)	Δy=(11) x(12)x(17)	kontrol
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
0+35 *		125.914		128.554	2.640	42.046	132.160	3.143										
0+32,5	2.5	126.068	0.089	128.644	2.576	39.675	122.720	3.093	254.879	0.053	6.236	0.050	9.440	0.071	0.221	0.271	0.089	0.000
0+30	2.5	126.221	0.099	128.743	2.522	37.530	113.280	3.018	235.999	0.053	6.112	0.075	9.440	0.077	0.232	0.307	0.099	0.000
0+27,5	2.5	126.375	0.108	128.851	2.476	35.575	103.840	2.919	217.119	0.053	5.937	0.100	9.440	0.083	0.243	0.343	0.108	0.000
0+25	2.5	126.529	0.115	128.966	2.437	33.765	94.400	2.796	198.239	0.053	5.715	0.123	9.440	0.091	0.254	0.377	0.115	0.000
0+22,5	2.5	126.683	0.120	129.086	2.404	32.071	84.960	2.649	179.359	0.054	5.445	0.147	9.440	0.100	0.265	0.412	0.120	0.000
0+20	2.5	126.836	0.123	129.210	2.373	30.450	75.520	2.480	160.479	0.054	5.129	0.169	9.440	0.111	0.276	0.445	0.123	0.000
0+17,5	2.5	126.990	0.124	129.333	2.343	28.869	66.080	2.289	141.600	0.054	4.769	0.191	9.440	0.125	0.286	0.477	0.124	0.000
0+15	2.5	127.144	0.122	129.456	2.312	27.301	56.640	2.075	122.720	0.055	4.364	0.214	9.440	0.143	0.296	0.511	0.122	0.000
0+12,5	2.5	127.298	0.119	129.574	2.277	25.719	47.200	1.835	103.840	0.056	3.910	0.239	9.440	0.167	0.306	0.545	0.119	0.000
0+10	2.5	127.451	0.112	129.686	2.235	24.098	37.760	1.567	84.960	0.057	3.402	0.268	9.440	0.200	0.313	0.582	0.112	0.000
0+7,5	2.5	127.605	0.102	129.788	2.183	22.410	28.320	1.264	66.080	0.058	2.831	0.303	9.440	0.250	0.316	0.619	0.102	0.000
0+5	2.5	127.759	0.087	129.875	2.117	20.618	18.880	0.916	47.200	0.061	2.179	0.348	9.440	0.333	0.305	0.653	0.087	0.000
0+2,5	2.5	127.912	0.064	129.939	2.027	18.667	9.440	0.506	28.320	0.068	1.421	0.410	9.440	0.500	0.253	0.663	0.064	0.000
0+00 **	2.5	128.066	0.026	129.965	1.899	16.454	0.000	0.000	9.440	0.102	0.506	0.506	9.440	1.000	0.000	0.506	0.026	0.000

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

* Bagian hilir

** Bagian hulu

TITIK		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
JARAK	(m)	0	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35
ELV. MUKA AIR MERCU		137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48	137,48
ELV. MERCU		136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00
ELV. MUKA AIR SIDE		129,97	129,94	129,88	129,79	129,69	129,57	129,46	129,33	129,21	129,09	128,97	128,85	128,74	128,64	128,55
ELV. DASAR SIDE		128,07	127,91	127,76	127,61	127,45	127,30	127,14	127,99	126,84	126,68	126,53	126,38	126,22	126,07	125,91

Gambar 4.43. Profil Muka Air $Q_{100\ Th}$ pada Saluran Samping

Gambar 4.44. Profil Cross Section Hilir Saluran Samping $Q_{100\ Th}$

Gambar 4.45. Konstruksi Saluran Samping $Q_{100\ Th}$

Tabel 4.82. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping Debit Banjir Q_{PMF}

Station	Δx	Elevasi dasar	Trial Δy	Elevasi muka air	Y	A	Q	V	Q_1+Q_2	$\frac{Q_1}{g(Q_1+Q_2)}$	v_1+v_2	v_2-v_1	Q_2-Q_1	$\frac{Q_2-Q_1}{Q_1}$	$\frac{V_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}$	(13)+(16)	Δy=(11) x(12)x(17)	kontrol
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
0+35 *		125.914		131.024	5.110	85.785	350.778	4.089										
0+32,5	2.5	126.068	0.210	131.234	5.166	84.245	325.722	3.866	676.501	0.053	7.955	0.223	25.056	0.071	0.276	0.499	0.210	0.000
0+30	2.5	126.221	0.200	131.433	5.212	82.469	300.667	3.646	626.389	0.053	7.512	0.221	25.056	0.077	0.280	0.501	0.200	0.000
0+27,5	2.5	126.375	0.191	131.624	5.249	80.499	275.611	3.424	576.278	0.053	7.070	0.222	25.056	0.083	0.285	0.507	0.191	0.000
0+25	2.5	126.529	0.183	131.807	5.278	78.359	250.556	3.198	526.167	0.053	6.621	0.226	25.056	0.091	0.291	0.517	0.183	0.000
0+22,5	2.5	126.683	0.175	131.982	5.299	76.065	225.500	2.965	476.056	0.054	6.162	0.233	25.056	0.100	0.296	0.529	0.175	0.000
0+20	2.5	126.836	0.167	132.149	5.312	73.627	200.445	2.722	425.945	0.054	5.687	0.242	25.056	0.111	0.302	0.545	0.167	0.000
0+17,5	2.5	126.990	0.159	132.307	5.317	71.046	175.389	2.469	375.834	0.054	5.191	0.254	25.056	0.125	0.309	0.562	0.159	0.000
0+15	2.5	127.144	0.149	132.457	5.313	68.323	150.333	2.200	325.722	0.055	4.669	0.268	25.056	0.143	0.314	0.583	0.149	0.000
0+12,5	2.5	127.298	0.138	132.595	5.298	65.449	125.278	1.914	275.611	0.056	4.114	0.286	25.056	0.167	0.319	0.605	0.138	0.000
0+10	2.5	127.451	0.125	132.721	5.269	62.413	100.222	1.606	225.500	0.057	3.520	0.308	25.056	0.200	0.321	0.629	0.125	0.000
0+7,5	2.5	127.605	0.109	132.830	5.225	59.195	75.167	1.270	175.389	0.058	2.876	0.336	25.056	0.250	0.317	0.653	0.109	0.000
0+5	2.5	127.759	0.089	132.919	5.160	55.764	50.111	0.899	125.278	0.061	2.168	0.371	25.056	0.333	0.300	0.671	0.089	0.000
0+2,5	2.5	127.912	0.062	132.981	5.068	52.072	25.056	0.481	75.167	0.068	1.380	0.417	25.056	0.500	0.241	0.658	0.062	0.000
0+00 **	2.5	128.066	0.023	133.004	4.938	48.037	0.000	0.000	25.056	0.102	0.481	0.481	25.056	1.000	0.000	0.481	0.024	0.000

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

* Bagian hilir

** Bagian hulu

TITIK		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
JARAK	(m)	0	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35
ELV. MUKA AIR MERCU		138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84	138,84
ELV. MERCU		136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00	136,00
ELV. MUKA AIR SIDE		133,00	132,98	132,92	132,83	132,72	132,60	132,46	132,31	132,15	131,98	131,81	131,62	131,43	131,23	131,02
ELV. DASAR SIDE		128,07	127,91	127,76	127,61	127,45	127,30	127,14	127,99	126,84	126,68	126,53	126,38	126,22	126,07	125,91

Gambar 4.46. Profil Muka Air Q_{PMF} pada Saluran Samping

Gambar 4.47. Profil Cross Section Hulu Hilir Saluran Samping Q_{PMF}

Gambar 4.48. Konstruksi Saluran Samping Q_{PMF}

4.3.8. Perhitungan Elevasi Muka Air pada Saluran Transisi

Seperti yang dijelaskan diatas, saluran transisi direncanakan dengan kondisi sebagai berikut:

- $B_{transisi}$ = 15 m
- Panjang transisi (L) = 60 m (dibagi dalam 6 section dengan jarak 10 m)
- Slope transisi (So) = 0 (dasar transisi datar)
- El. Dasar saluran transisi = +125,91
- Koefisien koreolis (α) = 1,15
- Koefisien kehilangan tinggi akibat perubahan penampang = 0

Profil muka air saluran transisi dihitung dengan metode tahapan standar, adapun langkah-langkah perhitungannyadiberikan berikut ini: (Q_{1000th})

Sesuai dengan hasil kontrol pada titik akhir saluran samping maka diperoleh data:

Y_{as} = 3,052 m

A_{as} = 49,032 m^2

V_{as} = 3,356 m/dt

hv_{as} = 0,660 m

P_{as} = 21,103 m

R_{as} = 2,323 m

Sf_{as} = 0,00082 m

Persamaan energi:

$$Y_1 + hv_1 = Y_2 + hv_2 + he + hf$$

Langkah perhitungan selanjutnya adalah sebagai berikut:

1. Coba-coba tinggi muka air, Y_{0+10} = 2,806 m
2. Luas, $A_{0+10} = B.Y_{0+10}$ = 15.2,806 = 42,088 m^2
3. Kecepatan aliran, $V_{0+10} = \frac{Q}{A_{0+10}} = \frac{164,566}{42.088}$ = 3,910 m/dt
4. Tinggi energi, $hv_{0+10} = \frac{\propto . V_{0+10}{}^2}{2g} = \frac{1,15.3,910^2}{2.9,81}$ = 0,896 m
5. Jari-jari hidraulik, $R_{0+10} = \frac{A_{0+10}}{P_{0+10}} = \frac{42,088}{15+(2.2,806)}$ = 2,042 m
6. Kemiringan garis energi, $Sf_{0+10} = \frac{n^2 V_{0+10}{}^2}{R_{0+10}{}^{4/3}} = \frac{0,015^2 3,910^2}{2,042^{4/3}}$ = 0,00133 m

$\overline{Sf} = \frac{Sf_{0+00}+Sf_{0+10}}{2} = \frac{0,00082+0,00133}{2}$ = 0,00108 m

7. Kehilangan energi akibat perubahan penampang, he_{0+10}

   $= k|hv_{0+00} - hv_{0+10}| = 0|0,660 - 0,896|$= 0 m

8. Kehilangan tinggi akibat gesekan, $hf_{0+10} = \overline{Sf}.\Delta x = 0,00108.10$ = 0,0108 m

9. Kontrol dari coba-coba:

   $Y_{0+00} + hv_{0+00} = Y_{0+10} + hv_{0+10} + he_{0+10} + hf_{0+10}$

   3,052 + 0,660 = 2,806 + 0,896 + 0 + 0,0108

   3,712 = 3,713 → OK

Untuk lebih lanjut dapat dilihat pada tabel 4.83, 4.84 dan tabel 4.85 sebagai berikut.

Tabel 4.83. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi $Q_{1000\ Th}$

Section	ΔX	Y	A	V	hv	P	R	Sf	$\overline{Sf}$	he	hf	Y1 + hv1	Y2 + hv2 + he + hf	kontrol	El. MA	Froude
	m	m	m	m/dt	m	m	m	m	m	m	m					
0+00	0	3.052	49.032	3.356	0.660	21.103	2.323	0.00082							128.965	0.658
0+10	10	2.806	42.088	3.910	0.896	20.612	2.042	0.00133	0.00108	0	0.0108	3.712	3.713	-0.001	128.720	0.799
0+20	10	2.767	41.505	3.965	0.921	20.534	2.021	0.00138	0.00136	0	0.0136	3.702	3.702	0.000	128.681	0.816
0+30	10	2.723	40.843	4.029	0.952	20.446	1.998	0.00145	0.00142	0	0.0142	3.688	3.689	0.000	128.637	0.836
0+40	10	2.671	40.068	4.107	0.989	20.342	1.970	0.00154	0.00149	0	0.0149	3.674	3.675	0.000	128.585	0.860
0+50	10	2.602	39.032	4.216	1.042	20.204	1.932	0.00166	0.00160	0	0.0160	3.660	3.660	0.000	128.516	0.895
0+60	10	2.416	36.247	4.540	1.208	19.833	1.828	0.00208	0.00187	0	0.0187	3.644	3.643	0.000	128.330	1.000

Sumber: Hasil Perhitungan

TITIK		0	1	2	3	4	5	6
JARAK	(m)	0	10	20	30	40	50	60
ELV. MUKA AIR		128,97	128,72	128,68	128,64	128,59	128,52	128,33
ELV. DASAR		125,91	125,91	125,91	125,91	125,91	125,91	125,91

Gambar 4.49. Profil Muka Air $Q_{1000\ Th}$ pada Saluran Transisi

Gambar 4.50. Konstruksi Saluran Transisi $Q_{1000\ Th}$

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.84. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi $Q_{100\ Th}$

Section	ΔX m	Y m	A m	V m/dt	hv m	P m	R m	Sf m	$\overline{Sf}$ m	he m	hf m	Y1 + hv1	Y2 + hv2 + he + hf	kontrol	El. MA	Froude
0+00	0	2.640	42.046	3.143	0.579	20.281	2.073	0.00084							128.554	0.662
0+10	10	2.453	36.789	3.592	0.756	19.905	1.848	0.00128	0.00106	0	0.0106	3.219	3.220	0.000	128.367	0.785
0+20	10	2.418	36.270	3.644	0.778	19.836	1.829	0.00134	0.00131	0	0.0131	3.209	3.209	0.000	128.332	0.802
0+30	10	2.379	35.692	3.703	0.804	19.759	1.806	0.00140	0.00137	0	0.0137	3.196	3.197	-0.001	128.293	0.822
0+40	10	2.332	34.981	3.778	0.837	19.664	1.779	0.00149	0.00145	0	0.0145	3.183	3.183	0.000	128.246	0.847
0+50	10	2.272	34.078	3.878	0.882	19.544	1.744	0.00161	0.00155	0	0.0155	3.169	3.169	0.000	128.186	0.881
0+60	10	2.088	31.316	4.220	1.044	19.176	1.633	0.00208	0.00185	0	0.0185	3.153	3.150	0.000	128.002	1.000

Sumber: Hasil Perhitungan

TITIK		0	1	2	3	4	5	6
JARAK	(m)	0	10	20	30	40	50	60
ELV. MUKA AIR		128,55	128,37	128,33	128,29	128,25	128,19	128,00
ELV. DASAR		125,91	125,91	125,91	125,91	125,91	125,91	125,91

Gambar 4.51. Profil Muka Air $Q_{100\ Th}$ pada Saluran Transisi

Gambar 4.52. Konstruksi Saluran Transisi $Q_{100\ Th}$

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Tabel 4.85. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Transisi Q_{PMF}

Section	ΔX	Y	A	V	hv	P	R	Sf	$\overline{Sf}$	he	hf	Y1 + hv1	Y2 + hv2 + he + hf	kontrol	El. MA	Froude
	m	m	m	m/dt	m	m	m	m	m	m	m					
0+00	0	5.110	85.785	4.089	0.980	25.220	3.402	0.00074							131.024	0.619
0+10	10	4.486	67.292	5.213	1.593	23.972	2.807	0.00154	0.00114	0	0.0114	6.090	6.090	0.000	130.400	0.843
0+20	10	4.432	66.484	5.276	1.632	23.865	2.786	0.00160	0.00157	0	0.0157	6.079	6.080	-0.001	130.346	0.858
0+30	10	4.366	65.497	5.356	1.681	23.733	2.760	0.00167	0.00163	0	0.0163	6.064	6.064	0.000	130.280	0.878
0+40	10	4.286	64.283	5.457	1.745	23.571	2.727	0.00176	0.00171	0	0.0171	6.048	6.048	0.000	130.199	0.902
0+50	10	4.164	62.462	5.616	1.849	23.328	2.678	0.00191	0.00183	0	0.0183	6.031	6.031	0.000	130.078	0.942
0+60	10	4.002	60.034	5.843	2.001	23.004	2.610	0.00214	0.00202	0	0.0202	6.013	6.024	0.000	129.916	1.000

Sumber: Hasil Perhitungan

TITIK		0	1	2	3	4	5	6
JARAK	(m)	0	10	20	30	40	50	60
ELV. MUKA AIR		131,02	130,40	130,35	130,28	130,20	130,08	129,92
ELV. DASAR		125,91	125,91	125,91	125,91	125,91	125,91	125,91

Gambar 4.53. Profil Muka Air Q_{PMF} pada Saluran Transisi

Gambar 4.54. Konstruksi Saluran Transisi Q_{PMF}

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

4.3.9. Saluran Peluncur

Berikut ini merupakan analisa hidrolika pada saluran peluncur yang didesain dengan menggunakan kala ulang Q_{1000th} dan di kontrol menggunakan debit kala ulang Q_{PMF}.

- Debit outflow maksimum (Q_{1000th}) = 164,566 m^3/dt
- Kedalaman aliran kritis di awal sal.peluncur (Y_c) = 2,416 m
- Elevasi dasar saluran pada awal sal.peluncur = +125,91 m
- Lebar dasar saluran peluncur = 15 m
- Kecepatan aliran pada titik permulaan = 4,540 m/dt
- Koefisien kekasaran Manning (beton) = 0,015
- Percepatan gravitasi bumi = 9,81 m/dt^2
- Koefisien koreolis (α) = 1,15
- Koefisien kehilangan tinggi akibat perubahan penampang (k) = 0

Saluran peluncur secara umum terbagi menjadi 2 bagian yaitu bagian kurva lengkung dan bagian lurus.

- <u>Bagian Kurva Lengkung:</u>

  Untuk kurva lengkung digunakan persamaan sebagai berikut. (Design of Small Dams; 392)

$$-Y = x.\tan\theta + \left(\frac{x^2}{K.(4.(d+hv).\cos^2\theta)}\right)$$

<u>Dimana:</u>

- θ = 0 derajat (sudut kemiringan bagian upstream / saluran transisi)
- K = 1,5 (faktor untuk aliran kritis)

$$-Y = 0 + \left(\frac{x^2}{1{,}5\times(4\times(2{,}416+1{,}208)\times\cos^2 0)}\right)$$

$$-Y = \frac{x^2}{21{,}748}$$

Untuk menentukan batas akhir kurva lengkung harus ditentukan lebih dahulu kemiringan dasar saluran transisi. Berdasarkan elevasi ujung udik dan ujung hilir saluran peluncur serta jarak horizontal saluran peluncur (rencana). Maka kemiringan dasar saluran peluncur dapat dihitung sebagai berikut:

- El. ujung udik saluran peluncur = + 125,91
- El. ujung hilir saluran peluncur = + 115,00 (Direncanakan)
- Jarak horizontal saluran peluncur (L) = 65 m (Direncanakan)

$$Slope = \tan\alpha = \frac{-(125{,}91 - 115{,}00)}{65} = -0{,}168$$

<u>Maka:</u> $-Y = \dfrac{x^2}{21{,}748}$

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{2x}{21{,}748}$$

$$\tan\alpha = -\frac{2x}{21{,}748}$$

$$-0{,}168 = -\frac{2x}{21{,}748}$$

Dengan demikian akan dapat diketahui nilai batas akhir kurva lengkung adalah x = 1,826 m dan y = -0,153 m. Untuk selanjutnya dapat digambarkan sebagai berikut:

Gambar 4.55. Kurva Lengkung pada Awal Saluran Peluncur

- <u>Bagian Lurus:</u>

  Pada bagian lurus ini direncanakan dengan lebar dasar saluran peluncur 15 m sampai akhir peluncur dan dengan kemiringan slope dasar 0,168. Untuk menentukan elevasi muka air pada saluran peluncur dipakai sistem coba banding kedua (Bendungan Type Urugan, 207-208).

Pengaruh kavitasi yang paling menonjol pada saluran peluncur adalah di daerah kecepatan setempat yang tinggi, menurut persamaan *Bernoulli* cenderung mempunyai tekanan yang rendah. Saluran peluncur pada Bendungan Lambuk kecil mempunyai kecenderungan untuk mengalami kavitasi, hal ini dikarenakan ketinggian saluran peluncur relatif tidak terlalu tinggi.

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi *(dynamic pressure)* disebut indeks kavitasi. Untuk lebih jelasnya perhitungan muka air saluran peluncur dan nilai indeks kavitasinya akan ditabelkan sebagai berikut.

Tabel 4.86. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur $Q_{1000\ Th}$

No Titik tinjau penampang *(section)*	Elevasi dasar saluran El.ds (m)	Jarak antar penampang horisontal ΔX (m)	Beda tinggi *elevasi* antar penampang $\Delta Z = \Delta X \tan\theta$ (m)	Slope dasar saluran antar penampang $S = \Delta Z / \Delta X$ (-)	Sudut kemiringan dasar saluran antar penampang θ = Arc Tan S (radian)	Jarak sisi miring antar penampang Δl (m)	Lebar dasar saluran B (m)	Kedalaman aliran tegak lurus slope dasar saluran *(trial & error)* d (m)	Kedalaman aliran vertikal Y = d Cos θ (m)	Luas penampang basah aliran vertikal A (m^2)	Kecepatan aliran V (m/dt)	Tinggi tekan kecepatan aliran hv (m)	Kecepatan aliran rerata Vrt (m/dt)	Keliling basah P (m)	Radius hidrolik R (m)	Radius hidrolik rerata Rrt (m)	Kehilangan tinggi akibat gesekan hf (m)	Kehilangan tinggi akibat perubahan penampang he (m)	Tinggi tekan total *penampang 1* H_1 (m)	Tinggi tekan total *penampang 2* H_2 (m)	Kesalahan perbedaan tinggi tekan *(kontrol)* $\Delta H = Abs(H_1 - H_2)$ (m)	Elevasi muka air El.ma (m)	Bilangan Froude Fr	Keterangan
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]
0	125.91	-	-	-	-		15.00	2.416	2.416	36.247	4.540	1.208	-	19.833	1.828	-	-	-	3.778	3.778	0.00	128.330	1.000	kritis
1	125.76	1.826	0.153	0.084	0.084	1.832	15.00	1.995	1.988	29.825	5.518	1.785	5.029	18.977	1.572	1.700	0.005	0.000	4.965	4.966	0.00	127.749	1.340	Super kritis
2	124.57	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.440	1.420	21.295	7.728	3.501	6.623	17.839	1.194	1.383	0.045	0.000	6.113	6.114	0.00	125.988	2.221	Super kritis
3	123.38	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.229	1.212	18.176	9.054	4.805	8.391	17.423	1.043	1.118	0.097	0.000	7.209	7.209	0.00	124.588	2.816	Super kritis
4	122.18	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.102	1.087	16.299	10.097	5.975	9.575	17.173	0.949	0.996	0.147	0.000	8.254	8.254	0.00	123.270	3.316	Super kritis
5	120.99	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.014	1.000	15.000	10.971	7.055	10.534	17.000	0.882	0.916	0.199	0.000	9.247	9.247	0.00	121.991	3.756	Super kritis
6	119.80	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.949	0.936	14.035	11.726	8.059	11.348	16.871	0.832	0.857	0.253	0.000	10.187	10.187	0.00	120.734	4.151	Super kritis
7	118.61	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.898	0.886	13.284	12.388	8.995	12.057	16.771	0.792	0.812	0.307	0.000	11.073	11.073	0.00	119.492	4.507	Super kritis
8	117.41	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.858	0.846	12.684	12.975	9.867	12.681	16.691	0.760	0.776	0.360	0.000	11.905	11.905	0.00	118.259	4.831	Super kritis
9	116.22	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.824	0.813	12.192	13.498	10.679	13.236	16.626	0.733	0.747	0.413	0.000	12.714	12.714	0.00	117.034	5.126	Super kritis
10	115.00	7.174	1.222	0.170	0.169	7.278	15.00	0.796	0.785	11.773	13.978	11.452	13.738	16.570	0.711	0.722	0.477	0.000	-	-	-	115.784	5.402	Super kritis

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

[1] = Nomor titik tinjau penampang
[2] = Elevasi dasar saluran sesuai dengan letak penampang
[3] = Jarak antar penampang
[4] = Beda tinggi elevasi antara section 1 dan section 2 = Elev 1 - Elev 2 = $\Delta X \tan\theta$
[5] = Slope dasar saluran
[6] = Sudut kemiringan dasar saluran
[7] = Jarak sisi miring antar penampang
[8] = Lebar dasar saluran
[9] = d Dihitung dengan cara *trial and error* (*Goal seak*) dengan kontrol $\Delta H = H_1 - H_2 = 0{,}0001$ m
[10] = Dihitung Y = d Cos θ
[11] = Dihitung A = B Y
[12] = Dihitung V = Q / A
[13] = Dihitung $hv = \alpha V^2/2g$
[14] = Dihitung ; $Vrt = 0.5 (V_1 + V_2)$
[15] = Dihitung ; P = B + 2 Y
[16] = Dihitung ; R = A / P
[17] = Dihitung ; $Rrt = 0{,}5 (R_1 + R_2)$
[18] = Dihitung ; $hf = \{ (n^2 Vrt^2) / Rrt^{4/3} \} \Delta l$
[19] = Dihitung ; $he = k \Delta \alpha V^2/2g = k Abs \{(\alpha V_1^2/2g - \alpha V_2^2/2g)\}$
[20] = Dihitung ; $H_1 = \Delta l \tan\theta + Y_1 + hv_1$
[21] = Dihitung ; $H_2 = Y_2 + hv_2 + hf + he$
[22] = Dihitung ; $\Delta H = H_1 - H_2$
[23] = Dihitung ; El.ma = El.da + Y
[24] = Dihitung ; $Fr = V / (g Y/\alpha)^{1/2}$
[25] = Keterangan dari indikator nilai bilangan Froude, F = 1 kritis, F < 1 sub kritis , F > 1 super kritis

Tabel 4.87. Perhitungan Indeks Kavitasi pada Saluran Peluncur $Q_{1000\ Th}$

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	Pg (N/m^2)	Pg (kPa)	Pa (kPa)	Po (kPa)	Pv (kPa)	Vo (m/dt)	$Vo^2/2$ (kg/m^3)	σ	σ_1	Kondisi
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	997.8	2.416	23653.069	23.653	101	124.653	2.726	4.540	10.307	0.01186	0.00982	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	1.988	19462.592	19.463	101	120.463	2.726	5.518	15.223	0.00775	0.00665	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	1.420	13896.033	13.896	101	114.896	2.726	7.728	29.861	0.00376	0.00339	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	1.212	11860.862	11.861	101	112.861	2.726	9.054	40.988	0.00269	0.00247	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	1.087	10636.106	10.636	101	111.636	2.726	10.097	50.971	0.00214	0.00199	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	1.000	9788.457	9.788	101	110.788	2.726	10.971	60.181	0.00180	0.00168	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	0.936	9158.376	9.158	101	110.158	2.726	11.726	68.747	0.00157	0.00147	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	0.886	8668.827	8.669	101	109.669	2.726	12.388	76.731	0.00140	0.00132	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	0.846	8276.789	8.277	101	109.277	2.726	12.975	84.172	0.00127	0.00120	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	0.813	7955.871	7.956	101	108.956	2.726	13.498	91.099	0.00117	0.00111	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	0.785	7682.777	7.683	101	108.683	2.726	13.978	97.691	0.00109	0.00104	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

Pa = tekanan atmosfir
Pg = tekanan di titik setempat
Po = tekanan setempat
Pv = tekanan uap (22° C)
Vo = kecepatan aliran
σ = angka kavitasi

Kriteria angka kavitasi

$\sigma > \sigma_1$ = tidak terjadi kavitasi
$\sigma \leq \sigma_1$ = terjadi kavitasi

1	rw	= massa jenis air = 997,8 kg/m3
2	h	= tinggi muka air pada section yang ditinjau
3	Pg	= (1)*9,81*(2)
4	(4)	= (3)/1000
5	Data	= tekanan atmosfir = 101 kPa
6	Po	= (4)+(5)
7	Pa	= tekanan uap pada suhu 22° C = 2,726
8	Vo	= kecepatan pada section yang ditinjau
9	$Vo^2/2$	= $(8)^2/2$
10	σ	={(6)-(7)}/{(1)*(9)}
11	Angka batas kavitasi	
12	Kriteria kondisi	

TITIK		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
JARAK	(m)	1,826	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,17
ELV. MUKA AIR		128,33	127,75	125,99	124,59	123,27	121,99	120,73	119,49	118,26	117,03	115,78
ELV. DASAR PELUNCUR		125,91	125,76	125,57	123,38	122,18	120,99	119,80	118,61	117,41	116,22	115,00

Gambar 4.56. Profil Muka Air $Q_{1000\ Th}$ pada Saluran Peluncur

Tabel 4.88. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur $Q_{100\ Th}$

No Titik tinjau penampang *(section)*	Elevasi dasar saluran El.ds (m)	Jarak antar penampang horisontal ΔX (m)	Beda tinggi *elevasi* antar penampang $\Delta Z = \Delta X \tan\theta$ (m)	Slope dasar saluran antar penampang $S = \Delta Z / \Delta X$ (-)	Sudut kemiringan dasar saluran antar penampang θ = Arc Tan S (radian)	Jarak sisi miring antar penampang Δl (m)	Lebar dasar saluran B (m)	Kedalaman aliran tegak lurus slope dasar saluran *(trial & error)* d (m)	Kedalaman aliran vertikal Y = d Cos θ (m)	Luas penampang basah aliran vertikal A (m^2)	Kecepatan aliran V (m/dt)	Tinggi tekan kecepatan aliran hv (m)	Kecepatan aliran rerata Vrt (m/dt)	Keliling basah P (m)	Radius hidrolik R (m)	Radius hidrolik rerata Rrt (m)	Kehilangan tinggi akibat gesekan hf (m)	Kehilangan tinggi akibat perubahan penampang he (m)	Tinggi tekan total *penampang 1* H_1 (m)	Tinggi tekan total *penampang 2* H_2 (m)	Kesalahan perbedaan tinggi tekan *(kontrol)* $\Delta H = Abs(H_1 - H_2)$ (m)	Elevasi muka air El.ma (m)	Bilangan Froude Fr	Keterangan
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]
0	125.91	-	-	-	-		15.00	2.088	2.088	31.316	4.220	1.044	-	19.176	1.633	-	-	-	3.285	3.285	0.00	128.002	1.000	kritis
1	125.76	1.826	0.153	0.084	0.084	1.832	15.00	1.700	1.694	25.408	5.201	1.586	4.711	18.388	1.382	1.507	0.005	0.000	4.472	4.473	0.00	127.455	1.368	Super kritis
2	124.57	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.203	1.186	17.783	7.432	3.237	6.317	17.371	1.024	1.203	0.050	0.000	5.615	5.615	0.00	125.754	2.337	Super kritis
3	123.38	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.020	1.006	15.086	8.760	4.498	8.096	17.012	0.887	0.955	0.111	0.000	6.696	6.696	0.00	124.382	2.991	Super kritis
4	122.18	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.912	0.899	13.491	9.796	5.625	9.278	16.799	0.803	0.845	0.172	0.000	7.717	7.717	0.00	123.083	3.537	Super kritis
5	120.99	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.839	0.827	12.403	10.655	6.655	10.226	16.654	0.745	0.774	0.235	0.000	8.674	8.674	0.00	121.818	4.012	Super kritis
6	119.80	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.785	0.774	11.605	11.388	7.601	11.022	16.547	0.701	0.723	0.299	0.000	9.567	9.567	0.00	120.572	4.433	Super kritis
7	118.61	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.743	0.733	10.993	12.022	8.472	11.705	16.466	0.668	0.684	0.363	0.000	10.397	10.397	0.00	119.339	4.808	Super kritis
8	117.41	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.711	0.701	10.508	12.577	9.271	12.299	16.401	0.641	0.654	0.426	0.000	11.164	11.164	0.00	118.114	5.145	Super kritis
9	116.22	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	0.684	0.674	10.116	13.064	10.003	12.820	16.349	0.619	0.630	0.486	0.000	11.900	11.900	0.00	116.896	5.447	Super kritis
10	115.00	7.174	1.222	0.170	0.169	7.278	15.00	0.662	0.652	9.787	13.504	10.688	13.284	16.305	0.600	0.610	0.559	0.000	-	-	-	115.652	5.724	Super kritis

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

[1] = Nomor titik tinjau penampang
[2] = Elevasi dasar saluran sesuai dengan letak penampang
[3] = Jarak antar penampang
[4] = Beda tinggi elevasi antara section 1 dan section 2 = Elev 1 - Elev 2 = $\Delta X \tan\theta$
[5] = Slope dasar saluran
[6] = Sudut kemiringan dasar saluran
[7] = Jarak sisi miring antar penampang
[8] = Lebar dasar saluran
[9] = d Dihitung dengan cara *trial and error* (*Goal seak*) dengan kontrol $\Delta H = H_1 - H_2 = 0{,}0001$ m
[10] = Dihitung Y = d Cos θ
[11] = Dihitung A = B Y
[12] = Dihitung V = Q / A
[13] = Dihitung $hv = \alpha V^2/2g$
[14] = Dihitung ; $Vrt = 0.5 (V_1 + V_2)$
[15] = Dihitung ; P = B + 2 Y
[16] = Dihitung ; R = A / P
[17] = Dihitung ; $Rrt = 0{,}5 (R_1 + R_2)$
[18] = Dihitung ; $hf = \{ (n^2 Vrt^2) / Rrt^{4/3} \} \Delta l$
[19] = Dihitung ; $he = k \Delta \alpha V^2/2g = k\ Abs \{(\alpha V_1^2/2g - \alpha V_2^2/2g)\}$
[20] = Dihitung ; $H_1 = \Delta l \tan\theta + Y_1 + hv_1$
[21] = Dihitung ; $H_2 = Y_2 + hv_2 + hf + he$
[22] = Dihitung ; $\Delta H = H_1 - H_2$
[23] = Dihitung ; El.ma = El.da + Y
[24] = Dihitung ; $Fr = V / (g Y/\alpha)^{1/2}$
[25] = Keterangan dari indikator nilai bilangan Froude, F = 1 kritis, F < 1 sub kritis , F > 1 super kritis

Tabel 4.89. Perhitungan Indeks Kavitasi pada Saluran Peluncur $Q_{100\ Th}$

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	Pg (N/m^2)	Pg (kPa)	Pa (kPa)	Po (kPa)	Pv (kPa)	Vo (m/dt)	Vo^2/2 (kg/m^3)	σ	σ_l	Kondisi
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	997.8	2.416	23653.069	23.653	101	124.653	2.726	4.540	10.307	0.01186	0.00982	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	1.988	19462.592	19.463	101	120.463	2.726	5.518	15.223	0.00775	0.00665	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	1.420	13896.033	13.896	101	114.896	2.726	7.728	29.861	0.00376	0.00339	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	1.212	11860.862	11.861	101	112.861	2.726	9.054	40.988	0.00269	0.00247	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	1.087	10636.106	10.636	101	111.636	2.726	10.097	50.971	0.00214	0.00199	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	1.000	9788.457	9.788	101	110.788	2.726	10.971	60.181	0.00180	0.00168	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	0.936	9158.376	9.158	101	110.158	2.726	11.726	68.747	0.00157	0.00147	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	0.886	8668.827	8.669	101	109.669	2.726	12.388	76.731	0.00140	0.00132	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	0.846	8276.789	8.277	101	109.277	2.726	12.975	84.172	0.00127	0.00120	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	0.813	7955.871	7.956	101	108.956	2.726	13.498	91.099	0.00117	0.00111	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	0.785	7682.777	7.683	101	108.683	2.726	13.978	97.691	0.00109	0.00104	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

Pa = tekanan atmosfir
Pg = tekanan di titik setempat
Po = tekanan setempat
Pv = tekanan uap (22° C)
Vo = kecepatan aliran
σ = angka kavitasi

Kriteria angka kavitasi

$\sigma > \sigma_1$ = tidak terjadi kavitasi
$\sigma \leq \sigma_1$ = terjadi kavitasi

1	rw	= massa jenis air = 997,8 kg/m3
2	h	= tinggi muka air pada section yang ditinjau
3	Pg	= (1)*9,81*(2)
4	(4)	= (3)/1000
5	Data	= tekanan atmosfir = 101 kPa
6	Po	= (4)+(5)
7	Pa	= tekanan uap pada suhu 22° C = 2,726
8	Vo	= kecepatan pada section yang ditinjau
9	Vo^2/2	= (8)^2/2
10	σ	={(6)-(7)}/{(1)*(9)}
11	Angka batas kavitasi	
12	Kriteria kondisi	

TITIK		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
JARAK	(m)	1,826	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,17
ELV. MUKA AIR		128,00	127,46	125,75	124,38	123,08	121,82	120,57	119,34	118,11	116,90	115,65
ELV. DASAR PELUNCUR		125,91	125,76	125,57	123,38	122,18	120,99	119,80	118,61	117,41	116,22	115,00

Gambar 4.57. Profil Muka Air $Q_{100\ Th}$ pada Saluran Peluncur

Tabel 4.90. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF}

No Titik tinjau penampang *(section)*	Elevasi dasar saluran El.ds (m)	Jarak antar penampang horisontal ΔX (m)	Beda tinggi *elevasi* antar penampang $\Delta Z = \Delta X \tan\theta$ (m)	Slope dasar saluran antar penampang $S = \Delta Z / \Delta X$ (-)	Sudut kemiringan dasar saluran antar penampang θ = Arc Tan S (radian)	Jarak sisi miring antar penampang Δl (m)	Lebar dasar saluran B (m)	Kedalaman aliran tegak lurus slope dasar saluran *(trial & error)* d (m)	Kedalaman aliran vertikal Y = d Cos θ (m)	Luas penampang basah aliran vertikal A (m^2)	Kecepatan aliran V (m/dt)	Tinggi tekan kecepatan aliran hv (m)	Kecepatan aliran rerata Vrt (m/dt)	Keliling basah P (m)	Radius hidrolik R (m)	Radius hidrolik rerata Rrt (m)	Kehilangan tinggi akibat gesekan hf (m)	Kehilangan tinggi akibat perubahan penampang he (m)	Tinggi tekan total *penampang 1* H_1 (m)	Tinggi tekan total *penampang 2* H_2 (m)	Kesalahan perbedaan tinggi tekan *(kontrol)* $\Delta H = Abs(H_1 - H_2)$ (m)	Elevasi muka air El.ma (m)	Bilangan Froude Fr	Keterangan
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]
0	125.91	-	-	-	-		15.00	4.002	4.002	60.034	5.843	2.001	-	23.004	2.610	-	-	-	6.157	6.157	0.00	129.916	1.000	kritis
1	125.76	1.826	0.153	0.084	0.084	1.832	15.00	3.447	3.435	51.521	6.808	2.717	6.326	21.869	2.356	2.483	0.005	0.000	7.344	7.344	0.00	129.195	1.258	Super kritis
2	124.57	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	2.650	2.613	39.189	8.951	4.696	7.880	20.225	1.938	2.147	0.036	0.000	8.501	8.502	0.00	127.181	1.896	Super kritis
3	123.38	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	2.315	2.282	34.233	10.247	6.154	9.599	19.564	1.750	1.844	0.065	0.000	9.629	9.629	0.00	125.658	2.322	Super kritis
4	122.18	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	2.102	2.072	31.084	11.285	7.464	10.766	19.145	1.624	1.687	0.092	0.000	10.729	10.729	0.00	124.256	2.684	Super kritis
5	120.99	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.948	1.921	28.811	12.175	8.688	11.730	18.841	1.529	1.576	0.120	0.000	11.802	11.802	0.00	122.912	3.008	Super kritis
6	119.80	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.830	1.804	27.060	12.963	9.850	12.569	18.608	1.454	1.492	0.148	0.000	12.846	12.846	0.00	121.603	3.305	Super kritis
7	118.61	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.735	1.710	25.654	13.674	10.959	13.318	18.421	1.393	1.423	0.177	0.000	13.861	13.861	0.00	120.317	3.580	Super kritis
8	117.41	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.656	1.633	24.493	14.322	12.022	13.998	18.266	1.341	1.367	0.206	0.000	14.847	14.848	0.00	119.047	3.837	Super kritis
9	116.22	7.000	1.192	0.170	0.169	7.101	15.00	1.590	1.568	23.514	14.918	13.044	14.620	18.135	1.297	1.319	0.236	0.000	15.833	15.833	0.00	117.789	4.079	Super kritis
10	115.00	7.174	1.222	0.170	0.169	7.278	15.00	1.532	1.510	22.657	15.482	14.050	15.200	18.021	1.257	1.277	0.273	0.000	-	-	-	116.510	4.313	Super kritis

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

[1] = Nomor titik tinjau penampang
[2] = Elevasi dasar saluran sesuai dengan letak penampang
[3] = Jarak antar penampang
[4] = Beda tinggi elevasi antara section 1 dan section 2 = Elev 1 - Elev 2 = $\Delta X \tan\theta$
[5] = Slope dasar saluran
[6] = Sudut kemiringan dasar saluran
[7] = Jarak sisi miring antar penampang
[8] = Lebar dasar saluran
[9] = d Dihitung dengan cara *trial and error* (*Goal seak*) dengan kontrol $\Delta H = H_1 - H_2 = 0{,}0001$ m
[10] = Dihitung Y = d Cos θ
[11] = Dihitung A = B Y
[12] = Dihitung V = Q / A
[13] = Dihitung $hv = \alpha V^2/2g$
[14] = Dihitung ; $Vrt = 0.5 (V_1 + V_2)$
[15] = Dihitung ; P = B + 2 Y
[16] = Dihitung ; R = A / P
[17] = Dihitung ; $Rrt = 0{,}5 (R_1 + R_2)$
[18] = Dihitung ; $hf = \{ (n^2 Vrt^2) / Rrt^{4/3} \} \Delta l$
[19] = Dihitung ; $he = k \Delta \alpha V^2/2g = k \, Abs \{ (\alpha V_1^2/2g - \alpha V_2^2/2g) \}$
[20] = Dihitung ; $H_1 = \Delta l \tan\theta + Y_1 + hv_1$
[21] = Dihitung ; $H_2 = Y_2 + hv_2 + hf + he$
[22] = Dihitung ; $\Delta H = H_1 - H_2$
[23] = Dihitung ; El.ma = El.da + Y
[24] = Dihitung ; $Fr = V / (g Y/\alpha)^{1/2}$
[25] = Keterangan dari indikator nilai bilangan Froude, F = 1 kritis, F < 1 sub kritis , F > 1 super kritis

Tabel 4.91. Perhitungan Indeks Kavitasi pada Saluran Peluncur Q_{PMF}

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	Pg (N/m^2)	Pg (kPa)	Pa (kPa)	Po (kPa)	Pv (kPa)	Vo (m/dt)	Vo^2/2 (kg/m^3)	σ	σ_I	Kondisi
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	997.8	4.002	39175.650	39.176	101	140.176	2.726	5.843	17.070	0.008	0.006	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	3.435	33620.541	33.621	101	134.621	2.726	6.808	23.178	0.006	0.004	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	2.613	25573.503	25.574	101	126.574	2.726	8.951	40.059	0.003	0.003	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	2.282	22339.064	22.339	101	123.339	2.726	10.247	52.499	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	2.072	20284.128	20.284	101	121.284	2.726	11.285	63.674	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	1.921	18801.010	18.801	101	119.801	2.726	12.175	74.117	0.002	0.001	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	1.804	17658.127	17.658	101	118.658	2.726	12.963	84.021	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	1.710	16740.667	16.741	101	117.741	2.726	13.674	93.483	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	1.633	15983.090	15.983	101	116.983	2.726	14.322	102.555	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	1.568	15344.420	15.344	101	116.344	2.726	14.918	111.270	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	1.510	14784.823	14.785	101	115.785	2.726	15.482	119.852	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

Pa = tekanan atmosfir
Pg = tekanan di titik setempat
Po = tekanan setempat
Pv = tekanan uap (22° C)
Vo = kecepatan aliran
σ = angka kavitasi

Kriteria angka kavitasi

$\sigma > \sigma_1$ = tidak terjadi kavitasi
$\sigma \leq \sigma_1$ = terjadi kavitasi

1	rw	= massa jenis air = 997,8 kg/m3
2	h	= tinggi muka air pada section yang ditinjau
3	Pg	= (1)*9,81*(2)
4	(4)	= (3)/1000
5	Data	= tekanan atmosfir = 101 kPa
6	Po	= (4)+(5)
7	Pa	= tekanan uap pada suhu 22° C = 2,726
8	Vo	= kecepatan pada section yang ditinjau
9	Vo^2/2	= (8)^2/2
10	σ	={(6)-(7)}/{(1)*(9)}
11	Angka batas kavitasi	
12	Kriteria kondisi	

TITIK		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
JARAK	(m)	1,826	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,17
ELV. MUKA AIR		129,92	129,20	127,18	125,66	124,26	122,91	121,60	120,32	119,05	117,79	116,51
ELV. DASAR PELUNCUR		125,91	125,76	125,57	123,38	122,18	120,99	119,80	118,61	117,41	116,22	115,00

Gambar 4.58. Profil Muka Air Q_{PMF} pada Saluran Peluncur

Perhitungan tinggi jagaan pada saluran peluncur didasarkan pada persamaan $Fb = 0{,}6 + 0{,}037 \ x \ V \ x \ d$ (Sosrodarsono, 1989:224). Sebagai dasar perhitungan tinggi jagaan adalah debit rencana Q_{1000th}, kemudian dikontrol dengan Q_{PMF}. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.92. Perhitungan Tinggi Jagaan pada Saluran Peluncur Q_{PMF}

Titik	V	d	Fb	El. Muka Air	El. Jagaan
	(m/dt)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	5.843	4.002	0.943	129.92	130.86
1	6.808	3.447	0.981	129.20	130.18
2	8.951	2.650	1.058	127.18	128.24
3	10.247	2.315	1.102	125.66	126.76
4	11.285	2.102	1.135	124.26	125.39
5	12.175	1.948	1.163	122.91	124.07
6	12.963	1.830	1.187	121.60	122.79
7	13.674	1.735	1.208	120.32	121.52
8	14.322	1.656	1.227	119.05	120.27
9	14.918	1.590	1.244	117.79	119.03
10	15.482	1.532	1.260	116.51	117.77

Sumber: Hasil Perhitungan

4.3.10. Perencanaan Peredam Energi

- Dari analisa hidrolika profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang $Q_{100\ Th}$, diperoleh nilai sebagai berikut:

Elevasi akhir		=	+115,00	m
Lebar akhir	B	=	15	m
Kedalaman air akhir	y_1	=	0,65	m
Kecepatan aliran akhir	v_1	=	13,50	m/det
Bilangan froude akhir	F_1	=	5,72	
Debit per satuan lebar	q	=	8,811	m^3/det/m

Karena F > 4,5

v < 18 m/det

q < 18,5 m^3/det/m

maka dipakai Peredam Energi USBR Tipe III.

- Perhitungan Dimensi Peredam Energi :

Kedalaman konjugasi → $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8\,.\,F_1^{\,2}} - 1\right)$

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

$$y_2 = \frac{0{,}65}{2} \times \left(\sqrt{1+8\times 5{,}72^2} - 1\right)$$

y_2 = 4,97 m

y_3 = 3 m → rencana

- Panjang Loncatan

Menentukan panjang loncatan hidrolik dapat dihitung dengan menggunakan grafik "Loncatan hydrolis biasa" untuk Fr = 5,72 diperoleh harga:

$\frac{L}{y_2}$ = 2,42 ⟶ L = 2,42 . y_2 = 2,42 . 4,97 = 12,02 m ≈ 12 m

Gambar 4.59. Grafik Hubungan Bilangan Froude dan L/y_2

- Mencari ΔZ

  Untuk menentukan nilai ΔZ digunakan rumus "*Forster dan Skrinde*" sebagai berikut:

$$\left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2 = 1 + 2F_1^2\left(1 - \frac{y_1}{y_3}\right) + \frac{\Delta Z}{y_1}\left(\frac{\Delta Z}{y_1} - \sqrt{1 + 8F_1^2} + 1\right)$$

$$\left(\frac{3}{0{,}65}\right)^2 = 1 + 2 \times 5{,}72^2\left(1 - \frac{0{,}65}{3}\right) + \frac{\Delta Z}{0{,}65}\left(\frac{\Delta Z}{0{,}65} - \sqrt{1 + 8 \times 5{,}72^2} + 1\right)$$

  Dari persamaan di atas didapat nilai ΔZ adalah 1,34 m → direncanakan 1,50 m.

  Elevasi lantai peredam energi = 116,50 m

  Elevasi dasar saluran akhir (escape channel) = 119,50 m

- Berikut ini merupakan perhitungan kolam olakan USBR Tipe III:

y_u	=	0,66	m	→ direncanakan	y_u	=	0,70	m
y_2	=	4,97	m					
F_1	=	5,72						
panjang kolam olak	=	12,00	m					
n_3	=	$\frac{y_u(4+Fr)}{6} = \frac{0{,}66(4+5{,}72)}{6}$						
	=	1,07	m	→ direncanakan	n_3	=	1,10	m
0,2 n_3	=	0,22	m	→ direncanakan	0,2 n_3	=	0,30	m
0,75 n_3	=	0,80	m	→ direncanakan	0,75 n_3	=	0,80	m
jarak blok halang	=	0,82 . y_2 = 0,82 . 4,97						
	=	4,07	m	→ direncanakan		=	4,10	m

Gambar 4.60. Profil Muka Air pada Peredam Energi USBR Tipe III Debit $Q_{100\ Th}$

- Untuk profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang Q_{1000th}, diperoleh nilai sebagai berikut:

Elev. Akhir saluran peluncur		=	+ 115,00	m
Lebar akhir saluran peluncur	B	=	15	m
Kedalaman air di akhir sal peluncur	y_1	=	0,78	m
Kecepatan aliran di akhir sal peluncur	v_1	=	13,98	m/det
Bilangan Froude di akhir sal peluncur	F_1	=	5,40	

- Perhitungan Dimensi Peredam Energi :

Kedalaman konjugasi → $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8\,.\,F_1^2} - 1\right)$

$$y_2 = \frac{0{,}78}{2}\left(\sqrt{1+8\times 5{,}40^2} - 1\right)$$

y_2 = 5,62 m

y_3 = 3,5 m → rencana

- Mencari ΔZ

Untuk menentukan nilai ΔZ digunakan rumus "*Forster dan Skrinde*" sebagai berikut:

$$\left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2 = 1 + 2F_1^2\left(1 - \frac{y_1}{y_3}\right) + \frac{\Delta Z}{y_1}\left(\frac{\Delta Z}{y_1} - \sqrt{1+8F_1^2} + 1\right)$$

$$\left(\frac{3{,}5}{0{,}78}\right)^2 = 1 + 2\times 5{,}40^2\left(1 - \frac{0{,}78}{3{,}5}\right) + \frac{\Delta Z}{0{,}78}\left(\frac{\Delta Z}{0{,}78} - \sqrt{1+8\times 5{,}40^2} + 1\right)$$

Dari persamaan di atas didapat nilai ΔZ adalah 1,43 m → direncanakan 1,50 m.

Elevasi lantai peredam energi = 115,00 m

Elevasi dasar saluran akhir (escape channel) = 116,50 m

Gambar 4.61. Profil Muka Air pada Peredam Energi USBR Tipe III Debit $Q_{1000\ Th}$

Analisa Stabilitas Konstruksi Pelimpah

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi pelimpah ini dilakukakan perhitungan stabilitas terhadap faktor keamanan sebagai berikut:

- Faktor keamanan konstruksi terhadap guling
- Faktor keamanan konstruksi terhadap geser
- Faktor keamanan konstruksi terhadap eksentrisitas
- Faktor keamanan konstruksi terhadap daya dukung tanah pondasi
- Faktor keamanan ketebalan lantai saluran terhadap uplift

Analisa stabilitas tersebut akan ditinjau terhadap beberapa keadaan sebagai berikut:

a. Tinjauan kondisi normal (tanpa gempa)
   - Saluran dalam keadaan kosong
   - Saluran dalam keadaan $Q_{100\ Th}$
   - Saluran dalam keadaan banjir $Q_{1000\ Th}$
   - Saluran dalam keadaan banjir Q_{PMF}

b. Tinjauan kondisi gempa
   - Saluran dalam keadaan kosong
   - Saluran dalam keadaan banjir $Q_{100\ Th}$
   - Saluran dalam keadaan banjir $Q_{1000\ Th}$
   - Saluran dalam keadaan banjir Q_{PMF}

Dengan mempertimbangkan bentuk penampang konstruksi pelimpah, mulai dari penampang profil pelimpah sampai peredam energi, maka dalam perhitungan stabilitas konstruksi akan dipilih bagian saluran yang dianggap dapat mewakili kondisi paling rawan terhadap keruntuhan, yaitu sebagai berikut:

- Bagian tubuh pelimpah
- Dinding penahan

Sedangkan untuk perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai saluran terhadap *uplift* ditinjau pada:

- Bagian lantai saluran pengarah
- Bagian lantai peredam energi

Mengingat pada bagian konstruksi ini menerima beban paling berat terhadap *uplift*.

Selanjutnya secara nilai rata-rata karakteristik tanah dari hail pengujian laboratorium tersebut adalah sebagai berikut:

- Berat jenis beton (γbeton) = 2,4 t/m3
- Berat jenis tanah jenuh rerata, Mean Saturated Density (γsat) = 2,11 t/m3
- Sudut geser dalam rerata, Mean Internal Fiction Angle (Ø) = 34,2 °
- Kohesi tanah rerata, Mean Cohesion (C) = 0,17 t/m2

4.4.1. Perencanaan Stabilitas Konstruksi Tubuh Pelimpah

Dari hasil perhitungan profil muka air pada pelimpah diperoleh hasil bahwa, variabel kedalaman aliran dan rencana penampang melintang konstruksinya adalah:

Data desain:

1. Berat jenis beton (γ_{beton}) = 2,4 ton/m^3
2. Berat jenis tanah kering (γ_{dry}) = 1,49 ton/m^3
3. Berat jenis tanah basah (γ_{wet}) = 1,76 ton/m^3
4. Berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) = 2,11 ton/m^3
5. Berat jenis tanah sub merge (γ_{sub}) = 1,11 ton/m^3
6. Sudut geser dalam (Ø) = 34,2 derajat
7. Koefisien tekanan tanah aktif,
   Ka = (1 - sin Ø)/(1 + sin Ø) = 0,28
8. Koefisien tekanan tanah pasif,
   Kp = (1 + sin Ø)/(1 - sin Ø) = 3,57
9. Koefisien geser antara beton dan tanah, Tan Ø = 0,68
10. Koefisien gempa, Kh = 0,15
11. Kohesi tanah, C = 0,17 ton/m^2
12. Koefisien daya dukung tanah dari Ohsaki: NC = 32,62
    Nγ = 21,55
    Nq = 23,73
13. Kedalaman pondasi, Df = 5,00 m
14. Lebar pondasi, L = 7,33 m

- **Kondisi normal keadaan air kosong**

Gambar 4.62. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Air Kosong

Tabel 4.93. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Air Kosong

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0	0.00	6.66	7.68	5.18	0.00
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0	0.00	6.66	3.78	163.13	0.00
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0	0.00	5.44	6.62	15.39	0.00
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0	0.00	5.16	3.07	126.22	0.00
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0	0.00	2.89	2.05	92.20	0.00
6	Pw			0.50	x	γw	x	h^2	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
7	Pa1	0.50	x	Ka	x	γsub	x	h^2	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				0.67		1.67		1.12
8	Pa2	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				3.90		2.50		9.74
											Σ V	84.466	Σ H Pasif (-)	0.00		Σ M Tahan	402.12	
													Σ H Aktif (+)	17.07		Σ M Guling	31.74	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 12.67 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 4.07 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.72 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

■

- **Kondisi normal keadaan air penuh**

Gambar 4.63. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Air Penuh

Tabel 4.94. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Air Penuh

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0	0.00	6.66	7.68	5.18	0.00
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0	0.00	6.66	3.78	163.13	0.00
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0	0.00	5.44	6.62	15.39	0.00
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0	0.00	5.16	3.07	126.22	0.00
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0	0.00	2.89	2.05	92.20	0.00
6	Pw1			0.50	x	γw	x	$h1^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	7.84	=	3.92	1.00			3.92		5.93		23.25
7	Pw2			0.50	x	γw	x	$h2^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
8	Pa1	0.50	x	Ka	x	γsub	x	$h2^2$	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				0.67		1.67		1.12
9	Pa2	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				3.90		2.50		9.74
											Σ V	84.466	Σ H Pasif (-)	0.00		Σ M Tahan	402.12	
													Σ H Aktif (+)	7.82		Σ M Guling	54.99	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling	= Σ M Tahan / Σ M Guling =	7.31	> 1.5 Aman
SF Geser	= (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif =	8.89	> 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.44 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi normal keadaan $Q_{100\ Th}$**

Gambar 4.64. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Banjir $Q_{100\ Th}$

Tabel 4.95. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Banjir $Q_{100\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0	0.00	6.66	7.68	5.18	0.00
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0	0.00	6.66	3.78	163.13	0.00
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0	0.00	5.44	6.62	15.39	0.00
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0	0.00	5.16	3.07	126.22	0.00
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0	0.00	2.89	2.05	92.20	0.00
6	WW1			0.50	x	1.35	x	0.88	=	0.59	1.00	0.594	-	0.00	6.88	-	4.09	-
7	WW2			1.00	x	1.35	x	0.60	=	0.81	1.00	0.810	-	0.00	6.66	-	5.39	-
8	WW3			0.50	x	1.15	x	0.84	=	0.48	1.00	0.483	-	0.00	5.60	-	2.70	-
9	WW4			0.50	x	1.15	x	0.89	=	0.51	1.00	0.512	-	0.00	5.22	-	2.67	-
10	WW5			0.50	x	0.96	x	0.89	=	0.43	1.00	0.427	-	0.00	4.54	-	1.94	-
11	WW6			1.00	x	0.96	x	1.40	=	1.34	1.00	1.344	-	0.00	3.78	-	5.08	-
12	WW7			0.50	x	0.96	x	1.36	=	0.65	1.00	0.653	-	0.00	3.05	-	1.99	-
13	WW8			0.50	x	0.98	x	1.36	=	0.67	1.00	0.666	-	0.00	2.40	-	1.60	-
14	WW9			1.00	x	0.98	x	0.79	=	0.77	1.00	0.774	-	0.00	1.96	-	1.52	-
15	WW10			0.50	x	0.98	x	1.40	=	0.69	1.00	0.686	-	0.00	1.52	-	1.04	-
16	WW11			0.50	x	0.96	x	1.40	=	0.67	1.00	0.672	-	0.00	0.88	-	0.59	
17	WW12			1.00	x	0.95	x	0.35	=	0.33	1.00	0.333	-	0.00	0.60	-	0.20	
18	WW13			0.50	x	0.95	x	1.36	=	0.65	1.00	0.646	-	0.00	0.32	-	0.21	
19	WW14			0.50	x	0.69	x	1.03	=	0.36	1.00	0.355	-	0.00	-0.23	-	-0.08	
20	Pw1	0.50	x	γw	x	h1	x	h2	=									
		0.50	x	1.00	x	1.48	x	2.80	=	2.07	1.00			2.07		5.93		12.29
21	Pw2	1.00	x	γw	x	h1	x	$h2^2$	=									
		1.00	x	1.00	x	1.48	x	7.84	=	11.60	1.00			11.60		6.40		74.26
22	Pw3			0.50	x	γw	x	$h3^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
23	Pw4			0.50	x	γw	x	$h4^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	0.12	=	0.06	1.00			-0.06		0.11		0.01
24	Pa1	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				0.67		1.67		1.12
25	Pa2	0.50	x	Ka	x	γsub	x	$h3^2$	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				3.90		2.5		9.74
											Σ V	93.421	Σ H Pasif (-)	0.06		Σ M Tahan	431.07	
													Σ H Aktif (+)	30.75		Σ M Guling	118.30	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling	= Σ M Tahan / Σ M Guling =	3.64	> 1.5 Aman
SF Geser	= (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif =	2.46	> 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.32 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi normal keadaan $Q_{1000\ Th}$**

Gambar 4.65. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Banjir $Q_{1000\ Th}$

Tabel 4.96. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Banjir $Q_{1000\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0	0.00	6.66	7.68	5.18	0.00
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0	0.00	6.66	3.78	163.13	0.00
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0	0.00	5.44	6.62	15.39	0.00
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0	0.00	5.16	3.07	126.22	0.00
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0	0.00	2.89	2.05	92.20	0.00
6	WW1			0.50	x	1.35	x	0.85	=	0.57	1.00	0.574	-	0.00	6.88	-	3.95	-
7	WW2			1.00	x	1.35	x	0.84	=	1.13	1.00	1.134	-	0.00	6.66	-	7.55	-
8	WW3			0.50	x	1.26	x	1.08	=	0.68	1.00	0.680	-	0.00	5.56	-	3.78	-
9	WW4			0.50	x	1.26	x	1.01	=	0.64	1.00	0.636	-	0.00	5.14	-	3.27	-
10	WW5			0.50	x	1.04	x	1.01	=	0.53	1.00	0.525	-	0.00	4.38	-	2.30	-
11	WW6			0.50	x	1.04	x	1.29	=	0.67	1.00	0.671	-	0.00	4.03	-	2.70	-
12	WW7			0.50	x	1.09	x	1.29	=	0.70	1.00	0.703	-	0.00	3.32	-	2.33	-
13	WW8			1.00	x	1.09	x	1.51	=	1.65	1.00	1.646	-	0.00	2.61	-	4.30	-
14	WW9			0.50	x	1.09	x	1.55	=	0.84	1.00	0.845	-	0.00	1.90	-	1.61	-
15	WW10			0.50	x	1.02	x	1.55	=	0.79	1.00	0.791	-	0.00	1.20	-	0.95	-
16	WW11			0.50	x	1.02	x	1.46	=	0.74	1.00	0.745	-	0.00	0.85	-	0.63	-
17	WW12			1.00	x	0.51	x	1.39	=	0.71	1.00	0.709	-	0.00	0.25	-	0.18	-
18	WW13			0.50	x	0.42	x	0.64	=	0.13	1.00	0.134	-	0.00	-0.14	-	-0.02	-
19	Pw1	0.50	x	γw	x	h1	x	h2	=									
		0.50	x	1.00	x	1.69	x	2.80	=	2.37	1.00			2.37		5.93		14.03
20	Pw2	1.00	x	γw	x	h1	x	$h2^2$	=									
		1.00	x	1.00	x	1.69	x	7.84	=	13.25	1.00			13.25		6.40		84.80
21	Pw3			0.50	x	γw	x	$h3^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
22	Pw4			0.50	x	γw	x	$h4^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	0.56	=	0.28	1.00			-0.28		0.25		0.07
23	Pa1	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				0.67		1.67		1.12
24	Pa2	0.50	x	Ka	x	γsub	x	$h3^2$	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				3.90		2.50		9.74
											Σ V	94.258	Σ H Pasif (-)	0.28		Σ M Tahan	435.65	
													Σ H Aktif (+)	32.69		Σ M Guling	130.64	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 3.33 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 2.34 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.43 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi normal keadaan Q_{PMF}**

Gambar 4.66. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Normal Keadaan Q_{PMF}

Tabel 4.97. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Normal Keadaan Q_{PMF}

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0	0.00	6.66	7.68	5.18	0.00
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0	0.00	6.66	3.78	163.13	0.00
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0	0.00	5.44	6.62	15.39	0.00
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0	0.00	5.16	3.07	126.22	0.00
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0	0.00	2.89	2.05	92.20	0.00
6	WW1			0.50	x	1.35	x	0.68	=	0.46	1.00	0.459	-	0.00	6.88	-	3.16	-
7	WW2			1.00	x	1.35	x	2.15	=	2.90	1.00	2.903	-	0.00	6.66	-	19.33	-
8	WW3			0.50	x	2.56	x	2.39	=	3.06	1.00	3.059	-	0.00	5.00	-	15.30	-
9	WW4			0.50	x	2.56	x	2.67	=	3.42	1.00	3.418	-	0.00	4.28	-	14.63	-
10	WW5			0.50	x	1.46	x	1.79	=	1.31	1.00	1.307	-	0.00	2.94	-	3.84	-
11	WW6			1.00	x	1.46	x	0.88	=	1.28	1.00	1.285	-	0.00	2.69	-	3.46	-
12	WW7			0.50	x	1.46	x	2.08	=	1.52	1.00	1.518	-	0.00	2.45	-	3.72	-
13	WW8			1.00	x	1.96	x	2.96	=	5.80	1.00	5.802	-	0.00	1.31	-	7.60	-
14	WW9			0.50	x	1.96	x	2.81	=	2.75	1.00	2.754	-	0.00	0.65	-	1.79	-
15	Pw1	0.50	x	γw	x	h1	x	h2	=									
		0.50	x	1.00	x	2.84	x	2.80	=	3.98	1.00			3.98		5.93		23.58
16	Pw2	1.00	x	γw	x	h1	x	$h2^2$	=									
		1.00	x	1.00	x	2.84	x	7.84	=	22.27	1.00			22.27		6.40		142.50
17	Pw3			0.50	x	γw	x	$h3^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
18	Pw4			0.50	x	γw	x	$h4^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	7.90	=	3.95	1.00			-3.95		0.94		3.71
19	Pa1	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				0.67		2.50		1.68
20	Pa2	0.50	x	Ka	x	γsub	x	$h3^2$	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				3.90		1.67		6.51
												Σ V 106.969	Σ H Pasif (-) 3.95			Σ M Tahan 474.94		
													Σ H Aktif (+) 43.31			Σ M Guling 198.85		

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling	= Σ M Tahan / Σ M Guling =	2.39	> 1.5 Aman
SF Geser	= (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif =	2.05	> 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 1.08 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi gempa keadaan air kosong**

Gambar 4.67. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong

Tabel 4.98. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0.15	0.12	6.66	7.68	5.18	0.90
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0.15	3.67	6.66	3.78	163.13	13.89
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0.15	0.42	5.44	6.62	15.39	2.81
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0.15	3.67	5.16	3.07	126.22	11.26
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0.15	4.79	2.89	2.05	92.20	9.81
6	Pw			0.50	x	γw	x	h^2	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
7	Pa1	0.50	x	Ka	x	γsub	x	h^2	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				0.67		1.67		1.12
8	Pa2	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				3.90		2.50		9.74
											Σ V	84.466	Σ H Pasif (-)	0.00		Σ M Tahan	402.12	
													Σ H Aktif (+)	29.74		Σ M Guling	70.41	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling	= Σ M Tahan / Σ M Guling =	5.71	> 1.5	Aman
SF Geser	= (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif =	2.34	> 1.5	Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.26 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

▪

- **Kondisi gempa keadaan air penuh**

Gambar 4.68. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Air Penuh

Tabel 4.99. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Air Penuh

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0.15	0.12	6.66	7.68	5.18	0.90
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0.15	3.67	6.66	3.78	163.13	13.89
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0.15	0.42	5.44	6.62	15.39	2.81
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0.15	3.67	5.16	3.07	126.22	11.26
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0.15	4.79	2.89	2.05	92.20	9.81
6	Pw1			0.50	x	γw	x	$h1^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	7.84	=	3.92	1.00			3.92		5.93		23.25
7	Pw2			0.50	x	γw	x	$h2^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
8	Pa1	0.50	x	Ka	x	γsub	x	$h2^2$	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				0.67		1.67		1.12
9	Pa2	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				3.90		2.50		9.74
											Σ V	84.466	Σ H Pasif (-)	0.00		Σ M Tahan	402.12	
													Σ H Aktif (+)	20.49		Σ M Guling	93.66	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling	= Σ M Tahan / Σ M Guling =	4.29	> 1.5	Aman
SF Geser	= (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif =	3.39	> 1.5	Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.01 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

■

- **Kondisi gempa keadaan $Q_{100\ Th}$**

Gambar 4.69. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Banjir $Q_{100\ Th}$

Tabel 4.100. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Banjir $Q_{100\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0.15	0.12	6.66	7.68	5.18	0.90
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0.15	3.67	6.66	3.78	163.13	13.89
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0.15	0.42	5.44	6.62	15.39	2.81
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0.15	3.67	5.16	3.07	126.22	11.26
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0.15	4.79	2.89	2.05	92.20	9.81
6	WW1			0.50	x	1.35	x	0.88	=	0.59	1.00	0.594	-	0.00	6.88	-	4.09	-
7	WW2			1.00	x	1.35	x	0.60	=	0.81	1.00	0.810	-	0.00	6.66	-	5.39	-
8	WW3			0.50	x	1.15	x	0.84	=	0.48	1.00	0.483	-	0.00	5.60	-	2.70	-
9	WW4			0.50	x	1.15	x	0.89	=	0.51	1.00	0.512	-	0.00	5.22	-	2.67	-
10	WW5			0.50	x	0.96	x	0.89	=	0.43	1.00	0.427	-	0.00	4.54	-	1.94	-
11	WW6			1.00	x	0.96	x	1.40	=	1.34	1.00	1.344	-	0.00	3.78	-	5.08	-
12	WW7			0.50	x	0.96	x	1.36	=	0.65	1.00	0.653	-	0.00	3.05	-	1.99	-
13	WW8			0.50	x	0.98	x	1.36	=	0.67	1.00	0.666	-	0.00	2.40	-	1.60	-
14	WW9			1.00	x	0.98	x	0.79	=	0.77	1.00	0.774	-	0.00	1.96	-	1.52	-
15	WW10			0.50	x	0.98	x	1.40	=	0.69	1.00	0.686	-	0.00	1.52	-	1.04	-
16	WW11			0.50	x	0.96	x	1.40	=	0.67	1.00	0.672	-	0.00	0.88	-	0.59	
17	WW12			1.00	x	0.95	x	0.35	=	0.33	1.00	0.333	-	0.00	0.60	-	0.20	
18	WW13			0.50	x	0.95	x	1.36	=	0.65	1.00	0.646	-	0.00	0.32	-	0.21	
19	WW14			0.50	x	0.69	x	1.03	=	0.36	1.00	0.355	-	0.00	-0.23	-	-0.08	
20	Pd	7/12	x	Kh	x	h^2	x	$1-(h1/h)^{1.5}$	=									
		0.58	x	0.15	x	18.32	x	0.80	=	1.28	1.00			1.28		6.37		8.13
21	Pw1	0.50	x	γw	x	h1	x	h2	=									
		0.50	x	1.00	x	1.48	x	2.80	=	2.07	1.00			2.07		5.93		12.29
22	Pw2	1.00	x	γw	x	h1	x	$h2^2$	=									
		1.00	x	1.00	x	1.48	x	7.84	=	11.60	1.00			11.60		6.40		74.26
23	Pw3			0.50	x	γw	x	$h3^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
24	Pw4			0.50	x	γw	x	$h4^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	0.12	=	0.06	1.00			-0.06		0.11		0.01
25	Pa1	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				0.67		1.67		1.12
26	Pa2	0.50	x	Ka	x	γsub	x	$h3^2$	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				3.90		2.5		9.74
											Σ V	93.421	Σ H Pasif (-)	0.06		Σ M Tahan	431.07	
													Σ H Aktif (+)	44.69		Σ M Guling	165.10	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling	= Σ M Tahan / Σ M Guling =	2.61	> 1.5 Aman
SF Geser	= (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif =	1.69	> 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.82 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi gempa keadaan $Q_{1000\ Th}$**

Gambar 4.70. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Banjir $Q_{1000\ Th}$

Tabel 4.101. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Keadaan Banjir $Q_{1000\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0.15	0.12	6.66	7.68	5.18	0.90
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0.15	3.67	6.66	3.78	163.13	13.89
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0.15	0.42	5.44	6.62	15.39	2.81
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0.15	3.67	5.16	3.07	126.22	11.26
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0.15	4.79	2.89	2.05	92.20	9.81
6	WW1			0.50	x	1.35	x	0.85	=	0.57	1.00	0.574	-	0.00	6.88	-	3.95	-
7	WW2			1.00	x	1.35	x	0.84	=	1.13	1.00	1.134	-	0.00	6.66	-	7.55	-
8	WW3			0.50	x	1.26	x	1.08	=	0.68	1.00	0.680	-	0.00	5.56	-	3.78	-
9	WW4			0.50	x	1.26	x	1.01	=	0.64	1.00	0.636	-	0.00	5.14	-	3.27	-
10	WW5			0.50	x	1.04	x	1.01	=	0.53	1.00	0.525	-	0.00	4.38	-	2.30	-
11	WW6			0.50	x	1.04	x	1.29	=	0.67	1.00	0.671	-	0.00	4.03	-	2.70	-
12	WW7			0.50	x	1.09	x	1.29	=	0.70	1.00	0.703	-	0.00	3.32	-	2.33	-
13	WW8			1.00	x	1.09	x	1.51	=	1.65	1.00	1.646	-	0.00	2.61	-	4.30	-
14	WW9			0.50	x	1.09	x	1.55	=	0.84	1.00	0.845	-	0.00	1.90	-	1.61	-
15	WW10			0.50	x	1.02	x	1.55	=	0.79	1.00	0.791	-	0.00	1.20	-	0.95	-
16	WW11			0.50	x	1.02	x	1.46	=	0.74	1.00	0.745	-	0.00	0.85	-	0.63	-
17	WW12			1.00	x	0.51	x	1.39	=	0.71	1.00	0.709	-	0.00	0.25	-	0.18	-
18	WW13			0.50	x	0.42	x	0.64	=	0.13	1.00	0.134	-	0.00	-0.14	-	-0.02	-
19	Pd	7/12	x	Kh	x	h^2	x	$1-(h1/h)^{1.5}$	=									
		0.58	x	0.15	x	20.16	x	0.77	=	1.36	2.11			2.87		6.37		18.26
20	Pw1	0.50	x	γw	x	h1	x	h2	=									
		0.50	x	1.00	x	1.69	x	2.80	=	2.37	1.00			2.37		5.93		14.03
21	Pw2	1.00	x	γw	x	h1	x	$h2^2$	=									
		1.00	x	1.00	x	1.69	x	7.84	=	13.25	1.00			13.25		6.40		84.80
22	Pw3			0.50	x	γw	x	$h3^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
23	Pw4			0.50	x	γw	x	$h4^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	0.56	=	0.28	1.00			-0.28		0.25		0.07
24	Pa1	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				0.67		1.67		1.12
25	Pa2	0.50	x	Ka	x	γsub	x	$h3^2$	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				3.90		2.50		9.74
											Σ V	94.258	Σ H Pasif (-)	0.28		Σ M Tahan	435.65	
													Σ H Aktif (+)	45.36		Σ M Guling	187.57	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling	= Σ M Tahan / Σ M Guling =	2.32	> 1.5 Aman
SF Geser	= (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif =	1.69	> 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 1.03 < L/6 = 1.22 OK

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi gempa keadaan Q_{PMF}**

Gambar 4.71. Diagram Gaya yang Bekerja pada Ambang Pelimpah pada Kondisi Gempa Keadaan Q_{PMF}

Tabel 4.102. Perhitungan Stabilitas Ambang Kondisi Gempa Keadaan Q_{PMF}

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1			1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32	2.40	0.778	0.15	0.12	6.66	7.68	5.18	0.90
2	WC2			1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21	2.40	24.494	0.15	3.67	6.66	3.78	163.13	13.89
3	WC3			0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18	2.40	2.829	0.15	0.42	5.44	6.62	15.39	2.81
4	WC4			1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19	2.40	24.462	0.15	3.67	5.16	3.07	126.22	11.26
5	WC5			0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29	2.40	31.903	0.15	4.79	2.89	2.05	92.20	9.81
6	WW1			0.50	x	1.35	x	0.68	=	0.46	1.00	0.459	-	0.00	6.88	-	3.16	-
7	WW2			1.00	x	1.35	x	2.15	=	2.90	1.00	2.903	-	0.00	6.66	-	19.33	-
8	WW3			0.50	x	2.56	x	2.39	=	3.06	1.00	3.059	-	0.00	5.00	-	15.30	-
9	WW4			0.50	x	2.56	x	2.67	=	3.42	1.00	3.418	-	0.00	4.28	-	14.63	-
10	WW5			0.50	x	1.46	x	1.79	=	1.31	1.00	1.307	-	0.00	2.94	-	3.84	-
11	WW6			1.00	x	1.46	x	0.88	=	1.28	1.00	1.285	-	0.00	2.69	-	3.46	-
12	WW7			0.50	x	1.46	x	2.08	=	1.52	1.00	1.518	-	0.00	2.45	-	3.72	-
13	WW8			1.00	x	1.96	x	2.96	=	5.80	1.00	5.802	-	0.00	1.31	-	7.60	-
14	WW9			0.50	x	1.96	x	2.81	=	2.75	1.00	2.754	-	0.00	0.65	-	1.79	-
15	Pd	7/12	x	Kh	x	h^2	x	$1-(h1/h)^{1.5}$	=									
		0.58	x	0.15	x	31.81	x	0.64	=	1.79	1.00			1.79		6.41		11.47
16	Pw1	0.50	x	γw	x	h1	x	h2	=									
		0.50	x	1.00	x	2.84	x	2.80	=	3.98	1.00			3.98		5.93		23.58
17	Pw2	1.00	x	γw	x	h1	x	$h2^2$	=									
		1.00	x	1.00	x	2.84	x	7.84	=	22.27	1.00			22.27		6.40		142.50
18	Pw3			0.50	x	γw	x	$h3^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	25.00	=	12.50	1.00			12.50		1.67		20.88
19	Pw4			0.50	x	γw	x	$h4^2$	=									
				0.50	x	1.00	x	7.90	=	3.95	1.00			-3.95		0.94		3.71
20	Pa1	1.00	x	Ka	x	γbeton	x	t	=									
		1.00	x	0.28	x	2.40	x	1.00	=	0.67				0.67		2.50		1.68
21	Pa2	0.50	x	Ka	x	γsub	x	$h3^2$	=									
		0.50	x	0.28	x	1.11	x	25.00	=	3.90				3.90		1.67		6.51
											Σ V	106.969	Σ H Pasif (-)	3.95		Σ M Tahan	474.94	
													Σ H Aktif (+)	57.77		Σ M Guling	248.99	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 1.91 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 1.54 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 7.33 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 1.55 > L/6 = 1.22 No

Sumber: Hasil Perhitungan

4.4.2. Perencanaan Stabilitas Konstruksi Dinding Penahan

Dari hasil perhitungan hidrolika profil muka air pada pelimpah diperoleh hasil bahwa, kondisi kedalaman aliran yang paling rawan terhadap bahaya stabilitis konstruksi adalah pada peredam energi. Dimana pada peredam energi ini variabel kedalaman aliran dan rencana penampang melintang konstruksinya adalah sebagai berikut:

Gambar 4.72. Penampang Melintang Konstruksi Dinding Penahan Peredam Energi

Data desain:

1. Berat jenis beton (γ_{beton}) = 2,4 ton/m^3
2. Berat jenis tanah kering (γ_{dry}) = 1,49 ton/m^3
3. Berat jenis tanah basah (γ_{wet}) = 1,76 ton/m^3
4. Berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) = 2,11 ton/m^3
5. Berat jenis tanah sub merge (γ_{sub}) = 1,11 ton/m^3
6. Sudut geser dalam (Ø) = 34,2 derajat
7. Koefisien tekanan tanah aktif,
   Ka = (1 - Sin Ø)/(1 + Sin Ø) = 0,28
8. Koefisien tekanan tanah pasif,
   Kp = (1 + Sin Ø)/(1 - Sin Ø) = 3,57
9. Koefisien geser antara beton dan tanah, Tan Ø = 0,68
10. Koefisien gempa, Kh = 0,15
11. Kohesi tanah, C = 1,65 ton/m^2

12. Koefisien daya dukung tanah dari Ohsaki: NC = 32,62

Nγ = 21,55

Nq = 23,73

13. Kedalaman pondasi, Df = 9,5 m

14. Tegangan ijin tanah, σ maks

$$\frac{qu}{SF} = \frac{\alpha.C.Nc + \beta.\gamma.B.N\gamma + \gamma.Df.Nq}{3}$$

$$= \frac{1.1,65.32,62 + 0.5.2,11.6,5.21,55 + 2,11.9,5.23,73}{3}$$

ton/m^2 $= 226,004$

- **Kondisi normal keadaan air kosong**

Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas dinding penahan pada kondisi normal (tanpa gempa) keadaan air kosong:

Gambar 4.73. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan Air Kosong

Tabel 4.103. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Normal Keadaan Air Kosong

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang	γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1	1.00 x 0.80 x 8.00 = 6.40	2.40	15.360	0	0.00	1.90	5.5	29.18	0.00
2	WC2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	2.40	26.880	0	0.00	3.37	3.83	90.59	0.00
3	WC3	1.00 x 5.00 x 0.70 = 3.50	2.40	8.400	0	0.00	4.00	1.15	33.60	0.00
4	WC4	1.00 x 6.50 x 0.80 = 5.20	2.40	12.480	0	0.00	3.25	0.40	40.56	0.00
5	WS1	1.00 x 4.20 x 1.00 = 4.20	1.76	7.409	0	0.00	4.40	9.00	32.60	-
6	WS2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	1.76	19.757	0	0.00	4.43	6.17	87.52	-
7	WS3	1.00 x 1.00 x 7.00 = 7.00	1.76	12.348	0	0.00	6.00	5.00	74.09	-
8	Pw	0.50 x γw x h^2 =								
		0.50 x 1.00 x 0.00 = 0.00				0.00	0.00	0		0.00
9	Pa	0.50 x Ka x γwet x $h2^2$ =								
		0.50 x 0.28 x 1.76 x 90.25 = 22.30				22.30	-	3.17		70.70
			Σ V	102.634	Σ H Pasif (-)	0.00		Σ M Tahan	388.14	
					Σ H Aktif (+)	22.30		Σ M Guling	70.70	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 5.49 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 3.61 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 6.5 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.16 < L/6 = 1.08 OK

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi:

Tegangan ijin tanah = 226.004 ton/m^2

Tegangan maks = 18.08 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 13.50 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

- Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi normal keadaan air kosong dan ekstrim**

Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas dinding penahan pada kondisi normal (tanpa gempa) keadaan air kosong dan ekstrim :

Gambar 4.74. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan Air Kosong dan Ekstrim

Tabel 4.104. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Normal Keadaan Air Kosong dan Ekstrim

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang	γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1	1.00 x 0.80 x 8.00 = 6.40	2.40	15.360	0	0.00	1.90	5.5	29.18	0.00
2	WC2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	2.40	26.880	0	0.00	3.37	3.83	90.59	0.00
3	WC3	1.00 x 5.00 x 0.70 = 3.50	2.40	8.400	0	0.00	4.00	1.15	33.60	0.00
4	WC4	1.00 x 6.50 x 0.80 = 5.20	2.40	12.480	0	0.00	3.25	0.40	40.56	0.00
5	WS1	1.00 x 4.20 x 1.00 = 4.20	1.76	7.409	0	0.00	4.40	9.00	32.60	0.00
6	WS2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	1.76	19.757	0	0.00	4.43	6.17	87.52	0.00
7	WS3	1.00 x 1.00 x 7.00 = 7.00	1.76	12.348	0	0.00	6.00	5.00	74.09	0.00
8	Pa1	0.50 x Ka x γwet x $h1^2$ =								
		0.50 x 0.28 x 1.76 x 16.00 = 3.95				3.95	-	6.83		27.00
9	Pa2	1.00 x Ka x γwet x h1.h2 =								
		1.00 x 0.28 x 1.76 x 22.00 = 10.87				10.87	-	2.75		29.90
10	Pa3	0.50 x Ka x γsub x $h2^2$ =								
		0.50 x 0.28 x 1.11 x 30.25 = 4.72				4.72	-	1.83		8.63
11	Pw	0.50 x γw x $h2^2$ =								
		0.50 x 1.00 x 30.25 = 15.13	1.00			15.13	-	1.83		27.68
			Σ V	102.634	Σ H Pasif (-)	0.00		Σ M Tahan	388.14	
					Σ H Aktif (+)	34.67		Σ M Guling	93.22	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 4.16 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 2.32 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 6.5 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.38 < L/6 = 1.08 OK

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi:

Tegangan ijin tanah = 226.004 ton/m^2

Tegangan maks = 21.28 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 10.30 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi normal keadaan $Qo_{100\ Th}$**

Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas dinding penahan pada kondisi normal (tanpa gempa) keadaan $Qo_{100\ Th}$:

Gambar 4.75. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan $Qo_{100\ Th}$

Tabel 4.105. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Normal Keadaan $Qo_{100\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang	γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1	1.00 x 0.80 x 8.00 = 6.40	2.40	15.360	0	0.00	1.90	5.5	29.18	0.00
2	WC2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	2.40	26.880	0	0.00	3.37	3.83	90.59	0.00
3	WC3	1.00 x 5.00 x 0.70 = 3.50	2.40	8.400	0	0.00	4.00	1.15	33.60	0.00
4	WC4	1.00 x 6.50 x 0.80 = 5.20	2.40	12.480	0	0.00	3.25	0.40	40.56	0.00
5	WS1	1.00 x 4.20 x 1.00 = 4.20	1.76	7.409	0	0.00	4.40	9.00	32.60	0.00
6	WS2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	1.76	19.757	0	0.00	4.43	6.17	87.52	0.00
7	WS3	1.00 x 1.00 x 7.00 = 7.00	1.76	12.348	0	0.00	6.00	5.00	74.09	0.00
8	WW1	1.00 x 1.50 x 5.63 = 8.45	1.00	8.445	0	0.00	0.75	-	6.33	-
9	Pw	0.50 x γw x h^2 =								
		0.50 x 1.00 x 31.69 = 15.84				15.84	2.68	-	42.46	-
10	Pa	0.50 x Ka x γwet x h^2 =								
		0.50 x 0.28 x 1.76 x 90.25 = 22.30				22.30	-	3.17	-	70.70
11	U	0.50 x 6.50 x 6.43 = 20.89	1.00	-20.89			-	2.17	-	45.34
			Σ V	90.184	Σ H Pasif (-)	15.84		Σ M Tahan	436.93	
					Σ H Aktif (+)	22.30		Σ M Guling	116.04	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 3.77 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 3.94 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 6.5 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.31 < L/6 = 1.08 OK

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi:

Tegangan ijin tanah = 226.004 ton/m^2

Tegangan maks = 17.82 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 9.93 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi normal keadaan $Qo_{1000\ Th}$**

Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas dinding penahan pada kondisi normal (tanpa gempa) keadaan $Qo_{1000\ Th}$:

Gambar 4.76. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Normal Keadaan $Qo_{1000\ Th}$

Tabel 4.106. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Normal Keadaan $Qo_{1000\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1		1.00	x	0.80	x	8.00	=	6.40		2.40	15.360	0	0.00	1.90	5.5	29.18	0.00
2	WC2		0.50	x	3.20	x	7.00	=	11.20		2.40	26.880	0	0.00	3.37	3.83	90.59	0.00
3	WC3		1.00	x	5.00	x	0.70	=	3.50		2.40	8.400	0	0.00	4.00	1.15	33.60	0.00
4	WC4		1.00	x	6.50	x	0.80	=	5.20		2.40	12.480	0	0.00	3.25	0.40	40.56	0.00
5	WS1		1.00	x	4.20	x	1.00	=	4.20		1.76	7.409	0	0.00	4.40	9.00	32.60	0.00
6	WS2		0.50	x	3.20	x	7.00	=	11.20		1.76	19.757	0	0.00	4.43	6.17	87.52	0.00
7	WS3		1.00	x	1.00	x	7.00	=	7.00		1.76	12.348	0	0.00	6.00	5.00	74.09	0.00
8	WW1		1.00	x	1.50	x	6.38	=	9.57		1.00	9.570	0	0.00	0.75	-	7.18	-
9	Pw		0.50	x	γw	x	h^2	=										
			0.50	x	1.00	x	40.70	=	20.35					20.35	2.93	-	59.63	-
10	Pa	0.50 x	Ka	x	γwet	x	h^2	=										
		0.50 x	0.28	x	1.76	x	90.25	=	22.30					22.30	-	3.17	-	70.70
11	U		0.50	x	6.50	x	7.18	=	23.34		1.00	-23.34			-	2.07	-	48.30
											Σ V	88.869	Σ H Pasif (-)	20.35		Σ M Tahan	454.95	
													Σ H Aktif (+)	22.30		Σ M Guling	119.00	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 3.82 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 4.10 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 6.5 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.53 < L/6 = 1.08 OK

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi:

Tegangan ijin tanah = 226.004 ton/m^2

Tegangan maks = 20.36 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 6.98 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi gempa keadaan air kosong**

Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas dinding penahan pada kondisi gempa keadaan air kosong:

Gambar 4.77. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong

Tabel 4.107. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang	γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1	1.00 x 0.80 x 8.00 = 6.40	2.40	15.360	0.15	2.30	1.90	5.5	29.18	12.67
2	WC2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	2.40	26.880	0.15	4.03	3.37	3.83	90.59	15.44
3	WC3	1.00 x 5.00 x 0.70 = 3.50	2.40	8.400	0.15	1.26	4.00	1.15	33.60	1.45
4	WC4	1.00 x 6.50 x 0.80 = 5.20	2.40	12.480	0.15	1.87	3.25	0.40	40.56	0.75
5	WS1	1.00 x 4.20 x 1.00 = 4.20	1.76	7.409	0.15	1.11	4.40	9.00	32.60	-
6	WS2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	1.76	19.757	0.15	2.96	4.43	6.17	87.52	-
7	WS3	1.00 x 1.00 x 7.00 = 7.00	1.76	12.348	0.15	1.85	6.00	5.00	74.09	-
8	Pw	0.50 x γw x h^2 =								
		0.50 x 1.00 x 0.00 = 0.00				0.00	0.00	0		0.00
9	Pa	0.50 x Ka x γwet x h^2 =								
		0.50 x 0.28 x 1.76 x 90.25 = 22.30				22.30	-	3.17		70.70
			Σ V	102.634	Σ H Pasif (-)	0.00		Σ M Tahan	388.14	
					Σ H Aktif (+)	37.70		Σ M Guling	101.01	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 3.84 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 2.14 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 6.5 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.45 < L/6 = 1.08 OK

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi:

Tegangan ijin tanah = 226.004 ton/m^2

Tegangan maks = 22.38 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 9.20 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi gempa keadaan air kosong dan ekstrim**

Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas dinding penahan pada kondisi gempa keadaan air kosong dan ekstrim :

Gambar 4.78. Diagram Gaya yang Bekerja Pada Dinding Penahan pada Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong dan Ekstrim

Tabel 4.108. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Gempa Keadaan Air Kosong dan Ekstrim

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang	γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1	1.00 x 0.80 x 8.00 = 6.40	2.40	15.360	0.15	2.30	1.90	5.5	29.18	12.67
2	WC2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	2.40	26.880	0.15	4.03	3.37	3.83	90.59	15.44
3	WC3	1.00 x 5.00 x 0.70 = 3.50	2.40	8.400	0.15	1.26	4.00	1.15	33.60	1.45
4	WC4	1.00 x 6.50 x 0.80 = 5.20	2.40	12.480	0.15	1.87	3.25	0.40	40.56	0.75
5	WS1	1.00 x 4.20 x 1.00 = 4.20	1.76	7.409	0.15	1.11	4.40	9.00	32.60	10.00
6	WS2	0.50 x 3.20 x 7.00 = 11.20	1.76	19.757	0.15	2.96	4.43	6.17	87.52	18.28
7	WS3	1.00 x 1.00 x 7.00 = 7.00	1.76	12.348	0.15	1.85	6.00	5.00	74.09	9.26
8	Pa1	0.50 x Ka x γwet x $h1^2$ =								
		0.50 x 0.28 x 1.76 x 16.00 = 3.95				3.95	-	6.83		27.00
9	Pa2	1.00 x Ka x γwet x h1.h2 =								
		1.00 x 0.28 x 1.76 x 22.00 = 10.87				10.87	-	2.75		29.90
10	Pa3	0.50 x Ka x γsub x $h2^2$ =								
		0.50 x 0.28 x 1.11 x 30.25 = 4.72				4.72	-	1.83		8.63
11	Pw	0.50 x γw x $h2^2$ =								
		0.50 x 1.00 x 30.25 = 15.13	1.00			15.13	-	1.83		27.68
			Σ V	102.634	Σ H Pasif (-)	0.00		Σ M Tahan	388.14	
					Σ H Aktif (+)	50.06		Σ M Guling	161.08	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 2.41 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 1.61 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 6.5 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 1.04 < L/6 = 1.08 OK

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi:

Tegangan ijin tanah = 226.004 ton/m^2

Tegangan maks = 30.91 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 0.67 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi gempa keadaan $Qo_{100\ Th}$**

Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas dinding penahan pada kondisi gempa keadaan $Qo_{100\ Th}$:

Gambar 4.79. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Gempa Keadaan $Qo_{100\ Th}$

Tabel 4.109. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Gempa Keadaan $Qo_{100\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1		1.00	x	0.80	x	8.00	=	6.40		2.40	15.360	0.15	2.30	1.90	5.5	29.18	12.67
2	WC2		0.50	x	3.20	x	7.00	=	11.20		2.40	26.880	0.15	4.03	3.37	3.83	90.59	15.44
3	WC3		1.00	x	5.00	x	0.70	=	3.50		2.40	8.400	0.15	1.26	4.00	1.15	33.60	1.45
4	WC4		1.00	x	6.50	x	0.80	=	5.20		2.40	12.480	0.15	1.87	3.25	0.40	40.56	0.75
5	WS1		1.00	x	4.20	x	1.00	=	4.20		1.76	7.409	0.15	1.11	4.40	9.00	32.60	10.00
6	WS2		0.50	x	3.20	x	7.00	=	11.20		1.76	19.757	0.15	2.96	4.43	6.17	87.52	18.28
7	WS3		1.00	x	1.00	x	7.00	=	7.00		1.76	12.348	0.15	1.85	6.00	5.00	74.09	9.26
8	WW1		1.00	x	1.50	x	5.63	=	8.45		1.00	8.445	0.15	1.27	0.75	-	6.33	-
9	Pw		0.50	x	γw	x	h^2	=										
			0.50	x	1.00	x	31.69	=	15.84					15.84	2.68	-	42.46	-
1-	Pa	0.50 x	Ka	x	γwet	x	h^2	=										
		0.50 x	0.28	x	1.76	x	90.25	=	22.30					22.30	-	3.17	-	70.70
11	U		0.50	x	6.50	x	6.43	=	20.89		1.00	-20.89			-	2.17	-	45.34
											Σ V	90.184	Σ H Pasif (-)	15.84		Σ M Tahan	436.93	
													Σ H Aktif (+)	38.96		Σ M Guling	183.90	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 2.38 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 2.26 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 6.5 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.44 < L/6 = 1.08 OK

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi:

Tegangan ijin tanah = 226.004 ton/m^2

Tegangan maks = 19.56 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 8.18 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

- **Kondisi gempa keadaan $Qo_{1000\ Th}$**

Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas dinding penahan pada kondisi gempa keadaan $Qo_{1000\ Th}$:

Gambar 4.80. Diagram Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan pada Kondisi Gempa Keadaan $Qo_{1000\ Th}$

Tabel 4.110. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah pada Saluran Peredam Energi Kondisi Gempa Keadaan $Qo_{1000\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)	Koef Gempa Kh	Gaya Horizontal (ton)	Lengan Tahan (m)	Lengan Guling (m)	Momen Tahan (ton.m)	Momen Guling (ton.m)
1	WC1		1.00	x	0.80	x	8.00	=	6.40		2.40	15.360	0.15	2.30	1.90	5.5	29.18	12.67
2	WC2		0.50	x	3.20	x	7.00	=	11.20		2.40	26.880	0.15	4.03	3.37	3.83	90.59	15.44
3	WC3		1.00	x	5.00	x	0.70	=	3.50		2.40	8.400	0.15	1.26	4.00	1.15	33.60	1.45
4	WC4		1.00	x	6.50	x	0.80	=	5.20		2.40	12.480	0.15	1.87	3.25	0.40	40.56	0.75
5	WS1		1.00	x	4.20	x	1.00	=	4.20		1.76	7.409	0.15	1.11	4.40	9.00	32.60	10.00
6	WS2		0.50	x	3.20	x	7.00	=	11.20		1.76	19.757	0.15	2.96	4.43	6.17	87.52	18.28
7	WS3		1.00	x	1.00	x	7.00	=	7.00		1.76	12.348	0.15	1.85	6.00	5.00	74.09	9.26
8	WW1		1.00	x	1.50	x	6.38	=	9.57		1.00	9.570	0.15	1.44	0.75	-	7.18	-
9	Pw		0.50	x	γw	x	h^2	=										
			0.50	x	1.00	x	40.70	=	20.35					20.35	2.93	-	59.63	-
10	Pa	0.50 x	Ka	x	γwet	x	h^2	=										
		0.50 x	0.28	x	1.76	x	90.25	=	22.30					22.30	-	3.17	-	70.70
11	U		0.50	x	6.50	x	7.18	=	23.34		1.00	-23.34			-	2.07	-	48.30
											Σ V	88.869	Σ H Pasif (-)	20.35		Σ M Tahan	454.95	
													Σ H Aktif (+)	39.13		Σ M Guling	186.86	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi tanpa gempa:

SF Guling = Σ M Tahan / Σ M Guling = 2.43 > 1.5 Aman

SF Geser = (Tan Ø . Σ V + CL + Σ H Pasif)/Σ H Aktif = 2.34 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah:

Eksentrisitas:

L = 6.5 $e = ((\Sigma M_{tahan} - \Sigma_{guling})/\Sigma V - L/2)$

e = 0.23 < L/6 = 1.08 OK

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi:

Tegangan ijin tanah = 226.004 ton/m^2

Tegangan maks = 16.62 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 10.73 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

4.4.3. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Saluran Pengarah terhadap Uplift

Dari hasil perhitungan hidrolika pada saluran pengarah diperoleh variabel kedalaman aliran dan rencana penampang memanjang konstruksinya adalah sebagai berikut:

- **Kondisi normal keadaan $Qo_{1000\ Th}$**

Gambar 4.81. Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Saluran Pengarah pada Keadaan $Qo_{1000\ Th}$

Tabel 4.111. Perhitungan Up Lift Ambang Pelimpah Keadaan Banjir $Qo_{1000\ Th}$

Titik	Hx	Lx	Σ L	Δ H	γw	Ux
A	4.99	0.00	38.15	8.74	1.00	4.99
B	4.99	0.10	38.15	8.74	1.00	4.97
C	4.49	0.60	38.15	8.74	1.00	4.35
D	4.49	3.00	38.15	8.74	1.00	3.80
E	10.49	9.00	38.15	8.74	1.00	8.43
F	10.49	9.67	38.15	8.74	1.00	8.28
G	9.49	10.67	38.15	8.74	1.00	7.05
H	9.49	11.33	38.15	8.74	1.00	6.89
I	11.49	13.33	38.15	8.74	1.00	8.44
J	11.49	13.67	38.15	8.74	1.00	8.36
K	13.29	15.47	38.15	8.74	1.00	9.75
L	13.29	17.12	38.15	8.74	1.00	9.37
M	12.59	17.82	38.15	8.74	1.00	8.51
N	12.59	20.15	38.15	8.74	1.00	7.97
O	13.29	20.85	38.15	8.74	1.00	8.51
P	13.29	21.18	38.15	8.74	1.00	8.44

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

Hx = tinggi energi di hulu (m)

Lx = jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x (m)

∑L = panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah (m)

ΔH = beda tinggi energi (m)

Ux = gaya angkat pada x, kg/m^2

$$= \left\{Hx - \left(\frac{Lx}{L} \cdot \Delta H\right)\right\} \cdot \gamma w$$

Tabel 4.112. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Saluran Pengarah terhadap Up Lift Keadaan $Qo_{1000\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)
1	WC1		1.00	x	0.30	x	0.50	=	0.15		2.40	0.360
2	WC2		0.50	x	0.50	x	0.50	=	0.13		2.40	0.300
3	WC3		1.00	x	8.00	x	0.80	=	6.40		2.40	15.360
4	WC4		1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32		2.40	0.778
5	WC5		1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21		2.40	24.494
6	WC6		1.00	x	2.00	x	1.00	=	2.00		2.40	4.800
7	WC7		0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18		2.40	2.829
8	WC8		1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19		2.40	24.462
9	WC9		0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29		2.40	31.903
10	WC10		1.00	x	3.33	x	2.00	=	6.66		2.40	15.984
11	WC11		1.00	x	2.33	x	1.80	=	4.19		2.40	10.066
12	WC12		0.50	x	1.61	x	2.30	=	1.85		2.40	4.444
13	WC13		1.00	x	2.61	x	1.50	=	3.92		2.40	9.396
14	WC14		1.00	x	7.00	x	0.80	=	5.60		2.40	13.440
15	WC15		1.00	x	1.00	x	2.50	=	2.50		2.40	6.000
16	WW1		1.00	x	8.00	x	4.49	=	35.92		1.00	35.920
17	WW2		0.50	x	1.35	x	0.85	=	0.57		1.00	0.574
18	WW3		1.00	x	1.35	x	0.84	=	1.13		1.00	1.134
19	WW4		0.50	x	1.27	x	1.08	=	0.69		1.00	0.686
20	WW5		0.50	x	1.27	x	1.01	=	0.64		1.00	0.641
21	WW6		0.50	x	1.04	x	1.01	=	0.53		1.00	0.525
22	WW7		0.50	x	1.04	x	1.29	=	0.67		1.00	0.671
23	WW8		0.50	x	1.10	x	1.29	=	0.71		1.00	0.710
24	WW9		1.00	x	1.10	x	1.51	=	1.66		1.00	1.661
25	WW10		0.50	x	1.10	x	1.55	=	0.85		1.00	0.853
26	WW11		0.50	x	1.02	x	1.55	=	0.79		1.00	0.791
27	WW12		0.50	x	1.02	x	1.46	=	0.74		1.00	0.745
28	WW13		1.00	x	0.93	x	1.46	=	1.36		1.00	1.358
29	WW14		1.00	x	10.19	x	1.46	=	14.88		1.00	14.877
30	WW15		0.50	x	1.19	x	1.70	=	1.01		1.00	1.012
31	WW16		1.00	x	9.00	x	0.70	=	6.30		1.00	6.300
32	WW17		1.00	x	8.00	x	1.00	=	8.00		1.00	8.000
33	U1	0.50 x (	4.99	+	4.97	) x	0.30	=	1.49		1.00	1.494
34	U2	0.50 x (	4.97	+	4.35	) x	0.50	=	2.33		1.00	2.330
35	U3	0.50 x (	4.35	+	3.80	) x	7.20	=	29.36		1.00	29.359
36	U4	0.50 x (	8.43	+	8.28	) x	2.00	=	16.70		1.00	16.704
37	U5	0.50 x (	7.05	+	6.89	) x	2.00	=	13.94		1.00	13.936
38	U6	0.50 x (	8.44	+	8.36	) x	0.97	=	8.15		1.00	8.145
39	U7	0.50 x (	9.75	+	8.51	) x	4.97	=	45.36		1.00	45.364
40	U8	0.50 x (	9.37	+	8.51	) x	7.00	=	62.59		1.00	62.587
41	U9	0.50 x (	7.97	+	8.44	) x	1.00	=	8.21		1.00	8.205
											Σ V	241.071
											Σ U	188.123

Sumber: Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift saat Qo_{1000th}:

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{241{,}071}{188{,}123} = 1{,}28 > 1{,}1 \text{ (Aman, tebal lantai cukup)}$$

- **Kondisi normal keadaan Qo_{PMF}**

Gambar 4.82. Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Saluran Pengarah pada Keadaan Qo_{PMF}

Tabel 4.113. Perhitungan Up Lift Ambang Pelimpah Keadaan Banjir Qo_{PMF}

Titik	Hx	Lx	Σ L	Δ H	γw	Ux
A	6.14	0.00	38.15	7.83	1.00	6.14
B	6.14	0.10	38.15	7.83	1.00	6.12
C	5.64	0.60	38.15	7.83	1.00	5.52
D	5.64	3.00	38.15	7.83	1.00	5.02
E	11.63	9.00	38.15	7.83	1.00	9.78
F	11.63	9.67	38.15	7.83	1.00	9.65
G	10.63	10.67	38.15	7.83	1.00	8.44
H	10.63	11.33	38.15	7.83	1.00	8.30
I	12.63	13.33	38.15	7.83	1.00	9.89
J	12.63	13.67	38.15	7.83	1.00	9.83
K	14.44	15.47	38.15	7.83	1.00	11.27
L	14.44	17.12	38.15	7.83	1.00	10.93
M	13.74	17.82	38.15	7.83	1.00	10.08
N	13.74	20.15	38.15	7.83	1.00	9.60
O	14.44	20.85	38.15	7.83	1.00	10.16
P	14.44	21.18	38.15	7.83	1.00	10.09

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

Hx = tinggi energi di hulu (m)

Lx = jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x (m)

∑L = panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah (m)

ΔH = beda tinggi energi (m)

Ux = gaya angkat pada x, kg/m^2

$$= \left\{Hx - \left(\frac{Lx}{L} \cdot \Delta H\right)\right\} \cdot \gamma w$$

Tabel 4.114. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap *Up lift* Keadaan Qo_{PMF}

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang									γ	Gaya vertikal (ton)
1	WC1		1.00	x	0.30	x	0.50	=	0.15		2.40	0.360
2	WC2		0.50	x	0.50	x	0.50	=	0.13		2.40	0.300
3	WC3		1.00	x	8.00	x	0.80	=	6.40		2.40	15.360
4	WC4		1.00	x	1.35	x	0.24	=	0.32		2.40	0.778
5	WC5		1.00	x	1.35	x	7.56	=	10.21		2.40	24.494
6	WC6		1.00	x	2.00	x	1.00	=	2.00		2.40	4.800
7	WC7		0.50	x	1.66	x	1.42	=	1.18		2.40	2.829
8	WC8		1.00	x	1.66	x	6.14	=	10.19		2.40	24.462
9	WC9		0.50	x	4.33	x	6.14	=	13.29		2.40	31.903
10	WC10		1.00	x	3.33	x	2.00	=	6.66		2.40	15.984
11	WC11		1.00	x	2.33	x	1.80	=	4.19		2.40	10.066
12	WC12		0.50	x	1.61	x	2.30	=	1.85		2.40	4.444
13	WC13		1.00	x	2.61	x	1.50	=	3.92		2.40	9.396
14	WC14		1.00	x	7.00	x	0.80	=	5.60		2.40	13.440
15	WC15		1.00	x	1.00	x	2.50	=	2.50		2.40	6.000
16	WW1		1.00	x	8.00	x	4.84	=	38.72		1.00	38.720
17	WW2		0.50	x	1.35	x	0.68	=	0.46		1.00	0.459
18	WW3		1.00	x	1.35	x	2.15	=	2.90		1.00	2.903
19	WW4		0.50	x	2.56	x	2.39	=	3.06		1.00	3.059
20	WW5		0.50	x	2.56	x	2.67	=	3.42		1.00	3.418
21	WW6		0.50	x	1.46	x	1.79	=	1.31		1.00	1.307
22	WW7		1.00	x	1.46	x	0.88	=	1.28		1.00	1.285
23	WW8		0.50	x	1.46	x	2.08	=	1.52		1.00	1.518
24	WW9		0.50	x	1.96	x	2.96	=	2.90		1.00	2.901
25	WW10		0.50	x	1.96	x	2.81	=	2.75		1.00	2.754
26	WW11		1.00	x	10.61	x	2.81	=	29.81		1.00	29.814
27	WW12		0.50	x	1.61	x	2.30	=	1.85		1.00	1.852
28	WW13		1.00	x	9.00	x	1.30	=	11.70		1.00	11.700
29	WW14		1.00	x	8.00	x	1.00	=	8.00		1.00	8.000
33	U1	0.50 x (	6.14	+	6.12	) x	0.30	=	1.84		1.00	1.839
34	U2	0.50 x (	6.12	+	5.52	) x	0.50	=	2.91		1.00	2.909
35	U3	0.50 x (	5.52	+	5.02	) x	7.20	=	37.95		1.00	37.948
36	U4	0.50 x (	9.78	+	9.65	) x	2.00	=	19.43		1.00	19.429
37	U5	0.50 x (	8.44	+	8.30	) x	2.00	=	16.74		1.00	16.745
38	U6	0.50 x (	9.89	+	9.83	) x	0.97	=	9.56		1.00	9.563
39	U7	0.50 x (	11.27	+	10.08	) x	4.97	=	53.05		1.00	53.052
40	U8	0.50 x (	10.93	+	10.16	) x	7.00	=	73.81		1.00	73.807
41	U9	0.50 x (	9.60	+	10.09	) x	1.00	=	9.85		1.00	9.848
											Σ V	274.303
											Σ U	225.140

Sumber: Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan *Up lift* saat Qo $_{PMF}$

$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{274{,}303}{225{,}140} = 1{,}22 > 1{,}1$ (Aman, tebal lantai cukup)

4.4.4. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Uplift

Dari hasil perhitungan hidrolika pada peredam energi diperoleh variabel kedalaman aliran dan penampang melintang konstruksinya direncanakan sebagai berikut:

- **Kondisi normal keadaan $Qo_{100\ Th}$**

Gambar 4.83. Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Peredam Energi pada Keadaan $Qo_{100\ Th}$

Tabel 4.115. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Up Lift Keadaan $Qo_{100\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang							γ	Gaya vertikal (ton)
1	WC1	1	x	12	x	0.80	=	9.60	2.4	23.04
2	WC2	0.5	x	0.5	x	0.70	=	0.18	2.4	0.42
3	WC3	1	x	0.5	x	0.70	=	0.35	2.4	0.84
4	WW1	0.5	x	12	x	4.32	=	25.92	1.0	25.92
5	WW2	1	x	12	x	0.65	=	7.80	1.0	7.80
6	U 1	1	x	12	x	1.45	=	17.40	1.0	17.40
7	U 2	0.5	x	12	x	4.32	=	25.92	1.0	25.92
									Σ V	58.02
									Σ U	43.32

Sumber: Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift:

$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{58{,}02}{43{,}32} = 1{,}34 > 1{,}1$ (Aman, tebal lantai cukup)

- **Kondisi normal keadaan $Qo_{1000\ Th}$**

Gambar 4.84. Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Peredam Energi pada Keadaan $Qo_{1000\ Th}$

Tabel 4.116. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Up Lift Keadaan $Qo_{1000\ Th}$

No.	Notasi	Tekanan/Luas Penampang							γ	Gaya vertikal (ton)
1	WC1	1	x	12	x	0.80	=	9.60	2.4	23.04
2	WC2	0.5	x	0.5	x	0.70	=	0.18	2.4	0.42
3	WC3	1	x	0.5	x	0.70	=	0.35	2.4	0.84
4	WW1	0.5	x	12	x	4.84	=	29.04	1.0	29.04
5	WW2	1	x	12	x	0.78	=	9.36	1.0	9.36
6	U 1	1	x	12	x	1.58	=	18.96	1.0	18.96
7	U 2	0.5	x	12	x	4.84	=	29.04	1.0	29.04
									Σ V	62.70
									Σ U	48.00

Sumber: Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift:

$SF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{62{,}70}{48{,}00} = 1{,}31 > 1{,}1$ (Aman, tebal lantai cukup)

4.4.5. Gambar Perencanaan Pelimpah

Dari perhitungan perencanaan pelimpah pada sub bab 4.4. secara ringkas hasilnya dapat direkapitulasi dalam bentuk gambar sebagai berikut:

- Tata Letak (*Lay Out*) Pelimpah
- Potongan Penampang Memanjang Pelimpah

Gambar hasil perhitungan perencanaan pelimpah dapat dilihat pada gambar 4.86 dan gambar 4.87.

Gambar 4.85. Gambar Layout Pelimpah dan Bangunan Pelengkapnya

Gambar 4.86. Potongan Penampang Memanjang Pelimpah

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Gambar 4.87. Penampang Melintang Dinding Penahan Ambang Pelimpah (Potongan No. 1)

Gambar 4.88. Penampang Melintang Dinding Penahan Saluran Transisi (Potongan No. 2)

Gambar 4.89. Penampang Melintang Dinding Penahan Saluran Peluncur (Potongan No. 3)

Gambar 4.90. Penampang Melintang Dinding Penahan Saluran Peredam Energi (Potongan No. 4)

BAB V
PENUTUP

1.6. Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan pelimpah Bendungan Lambuk ini, didapatkan hasil-hasil sebagai berikut :

1. Besarnya *inflow* banjir rancangan untuk kala ulang Q_{100}, Q_{1000} dan Q_{PMF} pada Bendungan Lambuk adalah :

   Q_{100} = 201,950 m^3/dt

   Q_{1000} = 238,970 m^3/dt

   Q_{PMF} = 473,350 m^3/dt

   Besarnya *outflow* banjir rancangan untuk kala ulang Q_{100}, Q_{1000} dan Q_{PMF} pada Bendungan Lambuk adalah :

   Q_{100} = 132,160 m^3/dt

   Q_{1000} = 164,566 m^3/dt

   Q_{PMF} = 350,778 m^3/dt

2. Hasil dari alternatif perencanaan bangunan pelimpah dan pelengkapnya yang sesuai dengan kondisi di daerah studi dengan pertimbangan topografi, hidrolika dan stabilitas adalah sebagai berikut :

   a. Ambang pelimpah :

      - Tipe ambang : Side Channel Spillway
      - Lebar total : 35,00 m
      - Tinggi ambang : 2,00 m
      - Elevasi puncak : + 136,00
      - Elevasi banjir Q_{100th} : + 137,48
      - Elevasi banjir Q_{1000th} : + 137,69
      - Elevasi banjir PMF : + 138,84

   b. Saluran samping :

      - Panjang saluran : 35,00 m
      - Slope saluran : 0,061
      - Lebar saluran : melebar dari 8,00 m menjadi 15,00 m
      - Elevasi hulu saluran : + 128,07

- Elevasi hilir saluran : + 125,91

c. Saluran transisi :

- Panjang saluran : 60,00 m
- Slope saluran : 0,00 (datar)
- Lebar saluran : 15,00 m
- Elevasi hulu saluran : + 125,91

d. Saluran peluncur :

- Panjang saluran : 65,00 m
- Slope saluran : 0,168
- Lebar saluran : 15,00 m
- Elevasi dasar hulu : + 125,91
- Elevasi dasar hilir : + 115,00

e. Peredam energi :

- Tipe : USBR Tipe III
- Elevasi dasar kolam olak : + 115,00
- Kedalaman air di awal loncatan (y_1) : 0,65 m
- Kedalaman konjugasi (y_2) : 4,97 m
- Panjang kolam olak : 12,00 m
- Lebar kolam olak : 15,00 m

3. Dari perhitungan stabilitas pelimpah dan dinding penahan untuk tinjauan dalam keadaan normal dan gempa pada debit banjir rancangan dengan kala ulang 1000th dan PMF diperoleh hasil angka keamanan sebagai berikut:

a. Pelimpah :

- Angka keamanan terkecil terhadap guling, SF = 1,91
- Angka keamanan terkecil terhadap geser, SF = 1,54

b. Dinding Penahan :

- Angka keamanan terkecil terhadap guling, SF = 2,38
- Angka keamanan terkecil terhadap geser, SF = 1,61

1.7. Saran

1. Perhitungan hidrologi menjadi sangat menentukan terhadap dimensi bangunan pelimpah, maka dalam analisa perhitungan hidrologi harus dilakukan dengan hati-hati, teliti dan cermat, agar diperoleh hasil yang dapat dipertanggungjawabkan.
2. Dari hasil analisa yang telah dilakukan, nantinya perlu diuji dengan suatu model test. Model test dilakukan untuk mengetahui karakteristik hidrolis aliran air di atas pelimpah maupun bangunan pelengkapnya sehingga dapat dilakukan penyesuaian terhadap kondisi yang ada.
3. Terkait dengan kebutuhan stabilitas konstruksi terhadap stabilitas guling, stabilitas geser dan daya dukung tanah pondasi, pada kondisi normal, banjir dan gempa, maka dimensi bangunan pelimpah yang direncanakan harus dibuat sedemikian rupa sehingga diperoleh nilai faktor keamanan yang cukup memadai sesuai dengan persyaratan teknis yang berlaku.
4. Mengingat pada konstruksi ada indikasi terjadi tegangan tarik baik pada pelimpah maupun pada dinding penahan, maka semua konstruksi menggunakan beton bertulang.

repository.ub.ac.id
UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR PUSTAKA

Chow, Ven Te. 1985. *Hidrolika Saluran Terbuka (Open Channel Hydraulics). Terjemahan Suyatman, VFX. Kristanto Sugiharto dan E.V. Nensi Rosalina*. Jakarta : Erlangga.

Craig, R.F. 1986. *Mekanika Tanah (Soil Mechanics). Terjemahan Budi Susilo S.* Jakarta : Erlangga.

Harto, Sri. 1993. *Analisa Hidrologi*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.

Linsley, Ray K., Kohler, Max A. & Paulus, Joseph L.H. 1983. *Hydrology for Engineers Third Edition*. Tokyo: Mc Graw Hill.

Montarcih, Lily. 2008. *Hidrologi Terapan*. Malang: Tirta media.

Soedarmo, Ir. G. Djatmiko dan Ir. S.J. Edy Purnomo. 1993. *Mekanika Tanah 1 dan 2*. Yogyakarta : Kanisius.

Soemarto, CD. 1986. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.

Sosrodarsono, Ir. Suyono & Kensaku Takeda. 1977. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : Pradnya Paramita.

United States Departement of The Interior Bureau of Reclamation (USBR). 1974. *Design of Small Dams*. New Delhi: A Water Resources Technical Publication, Oxford & IBH Publishing Co.