

**KAJIAN HIDROLIKA KOMBINASI PELIMPAH SAMPING DAN
PELIMPAH BERPINTU PADA BENDUNGAN WAY APU
KABUPATEN BURU PROVINSI MALUKU
DENGAN UJI MODEL FISIK SKALA 1:65**

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**AYU FARDIANA WIJAYANTI
NIM. 145060401111021**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG**

2018

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur penyusun panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan petunjuk serta rahmat dan hidayah-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Skripsi dengan judul **“Kajian Hidraulika Kombinasi Pelimpah Samping dan Pelimpah Berpintu pada Bendungan Way Apu Kabupaten Buru Provinsi Maluku dengan Uji Model Fisik Skala 1:65”**.

Skripsi ini disusun dalam rangka memenuhi sebagian persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik (ST) di Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang. Ucapan terima kasih penyusun ucapkan kepada semua pihak yang telah memberikan bantuan, khususnya kepada :

1. Bapak, ibu, dan adik saya yang sudah membantu dukungan dalam bentuk dukungan moral, doa maupun materi untuk penyelesaian skripsi ini.
2. Bapak Ir. Heri Suprijanto sebagai Dosen Pembimbing dalam proses penyelesaian penulisan skripsi.
3. Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT., Bapak Dr. Sumiadi, ST., MT. dan Bapak Ir. Dwi Priyantoro, MS sebagai Dosen Penguji.
4. Kerabat dan sahabat yang selama ini memberi motivasi dalam penyelesaian skripsi ini. Terutama terima kasih saya untuk Rizki Anggriawan, Jenny, Robby, Erlia, Manda, Maya, Amel dan seluruh teman-teman mahasiswa pengairan angkatan 2014 yang belum saya sebutkan.
5. Seluruh Keluarga Besar Mahasiswa Pengairan yang telah memberikan bantuan dan dukungannya.

Dalam penyusunan laporan, penyusun menyadari akan kekurangan dalam laporan ini, oleh karena itu penyusun mengharapkan masukan berupa kritik dan saran guna memperbaiki laporan ini. Akhir kata, penyusun berharap semoga laporan ini dapat bermanfaat bagi para pembacanya.

Malang, Desember 2018

Penulis

DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
RINGKASAN	xv
SUMMARY	xvii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Identifikasi Masalah.....	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Rumusan Masalah.....	3
1.5. Maksud dan Tujuan.....	3
1.6. Manfaat	4
BAB II LANDASAN TEORI	
2.1. Analisa Hidraulika Pada Pelimpah	5
2.1.1. Aliran Pada Pelimpah Samping.....	5
2.1.2. Koefisien Debit Pelimpah Samping	5
2.1.3. Lebar Efektif Pelimpah.....	7
2.1.4. Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (<i>Crest</i>) dan Tubuh Pelimpah.....	9
2.1.5. Aliran Pada Pelimpah Berpintu	10
2.1.6. Koefisien Debit Pelimpah Berpintu.....	11
2.2. Saluran Samping	12
2.3. Saluran Transisi.....	14
2.4. Saluran Peluncur (<i>Chute way</i>).....	15
2.5. Peredam Energi	18
2.5.1. Peredam Energi Tipe Kolam Olakan (<i>Stilling Basin Type</i>).....	19
2.5.1.1. Kolam Olakan Datar Tipe I	19



2.5.1.2. Kolam Olakan Datar Tipe II.....	20
2.5.1.3. Kolam Olakan Datar Tipe III	21
2.5.1.4. Kolam Olakan Datar Tipe IV	22
2.6. Kavitasi	23
2.6.1. Kontrol Kavitasi	24
2.6.2. Indeks Kavitasi	24
2.7. Pusaran Tapal Kuda (Horseshoe Vortex)	26
2.8. Aliran Silang	26
2.9. Aliran Pada Belokan	28
2.10. Krib	30
2.10.1. Klasifikasi Krib.....	30
2.10.2. Perencanaan Krib.....	31
2.10.2.1. Formasi Krib	32
2.10.2.2. Penetapan panjang krib	33
2.10.2.3. Penetapan tinggi krib	33
2.10.2.4. Penetapan jarak antara krib	33
2.10.2.5. Konstruksi krib.....	34
2.11. Gerusan Lokal	34
2.12. Skala Model dan Konstruksi Model	36
2.13. Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (<i>Undistorted</i>).....	39
2.13.1. Kecepatan Aliran (nv)	39
2.13.2. Waktu Aliran (nt)	39
2.13.3. Debit Aliran (nQ)	40
2.13.4. Koefisien <i>Chezy</i> dan <i>Manning</i>	40
2.13.4.1. Koefisien <i>Chezy</i>	40
2.13.4.2. Koefisien <i>Manning</i>	40
2.14. Kesalahan Model Test	40
BAB III METODOLOGI PENELITIAN	
3.1 Fasilitas Pengujian	43
3.2 Skala Model	44
3.3 Konstruksi Model	45
3.4 Tahapan Rancangan Pengujian	46
3.4.1. Persiapan	46
3.4.1.1. Alat Ukur <i>Rechbox</i>	46

3.4.1.2. Cara Pengukuran	46
3.4.1.3. Pengambilan Data	47
3.5 Rancangan Pengujian	47
3.6 Rancangan Pola Operasi Pelimpah Berpintu	48
3.7 Rancangan Hasil Pengujian	50

BAB IV DATA DAN ANALISA DATA

4.1 Perhitungan Muka Air	55
4.2 Perhitungan Kecepatan	55
4.3 Perhitungan Tinggi Tekan	56
4.4 Kalibrasi dan Verifikasi Model	56
4.4.1 Kalibrasi	56
4.4.2 Verifikasi	63
4.5 Analisa Perambatan Kesalahan	64
4.6 Pengujian Seri Model	65
4.7 Analisa Hidrolika Pada Pelimpah	74
4.7.1 Debit Pada Pelimpah	74
4.7.2 Perhitungan Koefisien Debit Pada Pelimpah	74
4.7.3 Perhitungan Profil Muka Air Pelimpah	77
4.8 Pola Operasi Pintu	80
4.9 Analisa Hidrolika Pada Saluran Akhir Saluran Samping	82
4.10 Analisa Hidrolika Pada Saluran Samping	87
4.11 Analisa Hidrolika Pada Saluran Transisi	91
4.12 Analisa Hidrolika Pada Saluran Peluncur	96
4.12.1 Saluran Peluncur	96
4.12.2 Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur	96
4.13 Analisa Loncatan Hidrolis	101
4.13.1 Perhitungan Loncatan Hidrolis	101
4.13.2 Perhitungan Tinggi Muka Air Pada Peredam Energi	102
4.14 Perhitungan Aliran Getar	103
4.15 Perhitungan Indeks Kavitasi	111
4.16 Analisa Pemasangan Krib	120
4.17 Perhitungan Gerusan Lokal	121

BAB V DATA DAN ANALISA DATA

4.1 Kesimpulan125
4.2 Saran127

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 1.1	Peta lokasi rencana Bendungan Way Apu	2
Gambar 2.1	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_e/H_o	7
Gambar 2.2	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_o	7
Gambar 2.3	Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk masing-masing)	8
Gambar 2.4	Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk tumpuannya)	9
Gambar 2.5	Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah	9
Gambar 2.6	Jenis pintu radial	11
Gambar 2.7	Koefisien debit K untuk aliran tenggelam	12
Gambar 2.8	Koefisien debit μ	12
Gambar 2.9	Sketsa aliran pada saluran samping	13
Gambar 2.10	Skema penyempitan dasar saluran pada saluran transisi	14
Gambar 2.11	Skema aliran dalam kondisi terjadinya aliran kritis di ujung saluran transisi	14
Gambar 2.12	Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur	16
Gambar 2.13	Grafik kriteria aliran getar	18
Gambar 2.14	Bentuk kolam olakan datar tipe I	20
Gambar 2.15	Bentuk kolam olakan datar tipe II	21
Gambar 2.16	Bentuk kolam olakan datar tipe III	22
Gambar 2.17	Bentuk kolam olakan datar tipe IV	22
Gambar 2.18	Grafik hubungan panjang peredam energi dan bilangan <i>Froude</i>	23
Gambar 2.19	Klasifikasi tingkatan aliran <i>vortex</i>	26
Gambar 2.20	Susunan gelombang dalam kontraksi dinding lurus	27
Gambar 2.21	Diagram Karaki	30
Gambar 2.22	Krib tipe rangka	31
Gambar 2.23	Prinsip persamaan momentum	35
Gambar 3.1	Dimensi alat ukur <i>Rechbox</i>	46
Gambar 3.2	Lengkung debit alat ukur <i>Rechbox</i>	47
Gambar 3.3	Diagram alir pengerjaan skripsi	51

Gambar 3.4.	Denah Laboratorium Hidrolika Terapan, Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya	53
Gambar 4.1	Dimensi alat ukur <i>Rechbox</i>	57
Gambar 4.2	Lengkung debit alat ukur rechbox model test bendungan Way Ayu	59
Gambar 4.3	Lengkung debit TWL (<i>Tail Water Level</i>)	62
Gambar 4.4	Potongan memanjang penampang kontrol-1 seri-1	68
Gambar 4.5	Potongan memanjang pepanjangan pilar pengarah paling kanan di hilir	68
Gambar 4.6	Potongan memanjang penambahan sill pada saluran transisi	69
Gambar 4.7	Potongan memanjang perubahan dasar saluran peredan energi	69
Gambar 4.8	Potongan memanjang penambahan dinding di belokan dalam waterway dan pemasangan krib di bagian belokan luar hilir peredam energi	69
Gambar 4.9	Potongan memanjang alternatif seri 2 perubahan desain hilir saluran samping	71
Gambar 4.10	Potongan memanjang alternatif seri 2 perubahan dimensi pintu	71
Gambar 4.11	Alternatif seri 2 trashrack dibelakang pintu	71
Gambar 4.12	Denah pemasangan krib alternatif seri 2	72
Gambar 4.13	Denah pemasangan <i>groundsill</i> dan bronjong alternatif seri 2	72
Gambar 4.14	Denah dan potongan memanjang mercu pelimpah	77
Gambar 4.15	Potongan memanjang mercu pelimpah	78
Gambar 4.16	Profil muka air mercu pelimpah	80
Gambar 4.17	Grafik lengkung debit operasi pintu	82
Gambar 4.18	Denah dan potongan memanjang saluran akhir saluran samping	82
Gambar 4.19	Profil muka air pada saluran akhir saluran samping	87
Gambar 4.20	Denah dan potongan memanjang saluran samping	87
Gambar 4.21	Profil muka air pada saluran samping	91
Gambar 4.22	Denah dan potongan memanjang saluran transisi	91
Gambar 4.23	Profil muka air pada saluran transisi	96
Gambar 4.24	Denah dan potongan memanjang saluran peluncur	96
Gambar 4.25	Profil muka air pada saluran peluncur	101
Gambar 4.26	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{2th}	104
Gambar 4.27	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{5th}	105
Gambar 4.28	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{10th}	106
Gambar 4.29	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{25th}	107
Gambar 4.30	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{50th}	108

Gambar 4.31 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{100th} 109
Gambar 4.32 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{1000th} 110



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Hubungan Temperatur dengan Kekentalan Kinematis	25
Tabel 2.2	Arah Aliran dan Sudut Sumbu Krib	32
Tabel 2.3	Hubungan Antara Panjang dan Interval Krib	33
Tabel 3.1	Konversi Dimensi dari Prototipe ke Model	44
Tabel 3.2	Rasio Skala Antara Model dan Prototipe	45
Tabel 3.3	Data Teknik Debit Banjir Rancangan Q_2 s/d Q_{PMF}	48
Tabel 3.4	Rancangan Pola Operasi Pintu Bukaan 3 Pintu	49
Tabel 3.5	Rancangan Pola Operasi Pintu Bukaan 4 Pintu	49
Tabel 3.6	Rancangan Pola Operasi Pintu Bukaan Variasi	49
Tabel 3.7	Rancangan Hasil Pengujian	50
Tabel 4.1	Liku Debit Alat Ukur <i>Rechbox</i>	58
Tabel 4.2.	Bacaan <i>Rechbox</i> pada debit rencana	60
Tabel 4.3	Liku Debit <i>Tail Water Level</i>	60
Tabel 4.4	Muka Air <i>Tail Water Level</i> pada Debit Rencana	63
Tabel 4.5	Tingkat Kesalahan Relatif Hd Hasil Pengujian	63
Tabel 4.6	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Nilai Koefisien Limpasan (C) Menurut USBR, Iwasaki, dan hasil Uji Model	77
Tabel 4.7	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{100th}	79
Tabel 4.8	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{1000th}	79
Tabel 4.9	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{PMF}	80
Tabel 4.10	Perhitungan Debit Bukaan Pintu	81
Tabel 4.11	Perhitungan Profil Muka Air pada Akhir Saluran Samping Q_{100th}	85
Tabel 4.12	Perhitungan Profil Muka Air pada Akhir Saluran Samping Q_{1000th}	85
Tabel 4.13	Perhitungan Profil Muka Air pada Akhir Saluran Samping Q_{PMF}	86
Tabel 4.14	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping (<i>Side Channel</i>) Q_{100th}	89
Tabel 4.15	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping (<i>Side Channel</i>) Q_{1000th}	89





Tabel 4.16	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping (<i>Side Channel</i>) Q_{PMF}	90
Tabel 4.17	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Tansisi Q_{100th}	94
Tabel 4.18	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Tansisi Q_{1000th}	94
Tabel 4.19	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Tansisi Q_{PMF}	95
Tabel 4.20	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{100th}	99
Tabel 4.21	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{1000th}	99
Tabel 4.22	Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Peluncur Q_{PMF}	100
Tabel 4.23	Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis Hulu	102
Tabel 4.24	Perhitungan Kedalaman Konjugasi Pada Peredam Energi.....	102
Tabel 4.25	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{2th}	104
Tabel 4.26	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{5th}	105
Tabel 4.27	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{10th}	106
Tabel 4.28	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{25th}	107
Tabel 4.29	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{50th}	108
Tabel 4.30	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{100th}	109
Tabel 4.31	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{1000th}	110
Tabel 4.32	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{2th}	112
Tabel 4.33	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{5th}	113
Tabel 4.34	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{10th}	114
Tabel 4.35	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{25th}	115
Tabel 4.36	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{50th}	116
Tabel 4.37	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{100th}	117
Tabel 4.38	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{1000th}	118
Tabel 4.39	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{pmf}	119
Tabel 4.40	Perhitungan τ_o dan keadaan butiran dasar sungai pada debit Q_{100th}	123
Tabel 4.41	Perhitungan τ_o dan keadaan butiran dasar sungai pada debit Q_{1000th}	123
Tabel 4.42	Perhitungan kedalaman gerusan lokal	124

DAFTAR LAMPIRAN

No.	Judul	
	Halaman	
Lampiran 1.	Data Pengukuran Tinggi Muka Air Seri II Q100th	131
Lampiran 2.	Data Pengukuran Kecepatan Air Seri II Q100th	132
Lampiran 3.	Data Pengukuran Tinggi Muka Air Seri II Q1000th	133
Lampiran 4.	Data Pengukuran Kecepatan Air Seri II Q1000th	134
Lampiran 5.	Data Pengukuran Tinggi Muka Air Seri II QPMF	135
Lampiran 6.	Data Pengukuran Kecepatan Air Seri II QPMF	136
Lampiran 7.	Denah Tata Letak Bendungan Way Apu (<i>Original Design</i>).....	137
Lampiran 8.	Potongan Memanjang Pelimpah Kombinasi <i>Original Design</i>	138
Lampiran 9.	Denah Seri 1 Pelimpah Bendungan Way Apu	139
Lampiran 10.	Potongan Memanjang Seri 1 Pelimpah Bendungan Way Apu.....	140
Lampiran 11.	Detail Perubahan Seri 1.....	141
Lampiran 12.	Denah Seri 2 (Final) Pelimpah Bendungan Way Apu.....	142
Lampiran 13.	Potongan Memanjang Seri 2 (Final) Pelimpah Bendungan Way Apu	143
Lampiran 14.	Detail Perubahan Seri 2.....	144

RINGKASAN

Ayu Fardiana Wijayanti, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, September 2018, *Kajian Hidraulika Kombinasi Pelimpah Samping dan Pelimpah Berpintu pada Bendungan Way Apu Kabupaten Buru Provinsi Maluku dengan Uji Model Fisik Skala 1:65*, Pembimbing: Ir. Heri Suprijanto, MS.

Salah satu upaya untuk meningkatkan kebutuhan air di wilayah Kabupaten Buru, baik untuk keperluan domestik, maupun untuk keperluan irigasi pertanian adalah dengan membangun Bendungan Way Apu. Dalam proses pembangunan suatu bendungan, salah satu tahapan yang harus dilakukan guna memperoleh kesempurnaan desain Bendungan Way Apu yang menggunakan kombinasi pelimpah samping dan pelimpah berpintu ini adalah dengan melakukan uji model fisik. Pada skripsi ini, keseluruhan sistem pelimpah dan pintu menjadi fokus penelitian yang dikaji. Tujuan yang ingin dicapai adalah mengetahui fenomena hidraulik pelimpah Bendungan Way Apu dengan uji model fisik skala 1:65. Kajian hidrolika dilakukan pada pelimpah, saluran samping, saluran transisi, saluran peluncur, peredam energi, dan hilir peredam energi yang didasarkan pada pengujian model sebagai kontrol terhadap pendekatan hitungan.

Dalam kajian hidrolika pada model fisik ini, untuk pelimpah menggunakan persamaan kontinuitas dengan perhitungan koefisien debit C_d dan menggunakan pendekatan metode USBR dan Iwasaki. Untuk analisa pada saluran samping menggunakan persamaan momentum. Untuk analisa hidrolika pada saluran transisi dan saluran peluncur menggunakan persamaan energi dengan metode perhitungan tahapan standar. Sedangkan untuk analisa hidrolika pada peredam energi USBR tipe II menggunakan persamaan momentum dan kontinuitas. Untuk perhitungan gerak material dasar menggunakan persamaan momentum dan dilakukan koreksi dengan menggunakan metode *isbach*. Sedangkan untuk perhitungan debit pintu digunakan persamaan debit menurut kriteria perencanaan.

Dari hasil pengujian *final design*, dengan sill setinggi 1,50 m pada penampang kontrol-1 yang terletak di akhir saluran samping menyebabkan kondisi aliran subkritis dan adanya bantalan air. Sedangkan penampang kontrol-2 terletak pada peralihan saluran transisi menuju saluran peluncur. Perubahan kemiringan saluran di hilir penampang kontrol-1 dan meperbesar lengkung di akhir saluran menuju saluran transisi dapat mengatasi permasalahan tekanan negatif sehingga aman dari bahaya kavitasi. Pengoperasian empat pintu dengan tinggi bukaan yang berbeda dengan prioritas dua pintu tengah kemudian diikuti dua pintu tepi merupakan langkah paling efektif diantara lainnya karena dapat meminimalisir terjadinya aliran *vortex*. Pada peredam energi telah dilakukan penurunan sebesar 3,50 m (dari +46,50 menjadi +43,00) agar peredaman energi cukup efektif untuk memecahkan energi akibat kecepatan aliran yang tinggi dari saluran peluncur. Sedangkan untuk mengatasi masalah gerusan lokal (*local scouring*) dilakukan pemasangan krib di sepanjang saluran akhir (*escape channel*), pemasangan bronjong pada bagian yang tergerus, dan pemasangan groundsill sebelum *section* 37.

Kata kunci: Pelimpah, pintu, analisa hidraulika, gerusan lokal.

SUMMARY

Ayu Fardiana Wijayanti, Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, September 2018, Study Of The Combination Of Side Channel Spillway and Gate Spillway's Hydraulic on Way Apu Dam in Kabupaten Buru Province Maluku with Model Test Scale 1:65, Lecturer: Ir. Heri Suprijanto, MS.

One effort to increase water demand in Buru region, both for domestic needs and agricultural irrigation purposes is build Way Apu Dam. In the process of constructing a dam, one of the steps that must be done in order to obtain the perfection of the design of Way Apu Dam which uses a combination of side channel spillway and gate spillway is to test the physical model. In this thesis, the spillway's system and gate is the focus of this study. The goal to be achieved is to know the Way Apu Dam hydraulic's phenomena by model test with scale 1:65. Hydraulics analysis are carried out on spillway, side channels, transition channels, chute way, stilling basin, and escape channel which are based on model test as a control of the calculation approach.

In the hydraulic analysis in this model test, for spillway using a continuity equation by calculating the coefficient of discharge C_d using USBR and Iwasaki method. For analysis on the side channel use the momentum equation. For analysis of the transition channel and chute way using the energy equation with the calculation stages standard method. As for the hydraulics analysis on USBR type II used the momentum and sudden rise continuity equations. For the calculation of the base material movement using the equations of momentum and correction by using isbach method. Whereas for the calculation of the door discharge used the discharge equation according to the planning criteria.

From the final design of the test results, by adding the sill as high as 1,50 m at the control-1 cross section that located at the end of the side channel causes subcritical flow conditions and the presence of water pads. While the control-2 cross section is located in the transition channel to chuteway. Changing the slope at the end of control-1 cross section and increasing the curve at the end channel to the transition channel can solve the problem of negative pressure so that it is safe from cavitation. The operation of four doors with different aperture height with the priority of the two middle doors then followed by two edge doors is the most effective step among others because it can minimize the occurrence of vortex flow. Decreasing the stilling basin as high as 3.50 m (from +46.50 to +43.00) so that energy reduction is quite effective. Whereas to solve the problem of scours, the cribs is added along the final escape channel, added the gabions on eroded parts, and build groundsill before section 37.

Keywords: Spillway, gate, hydraulics analysis, scours.

BAB I PENDAHULUAN

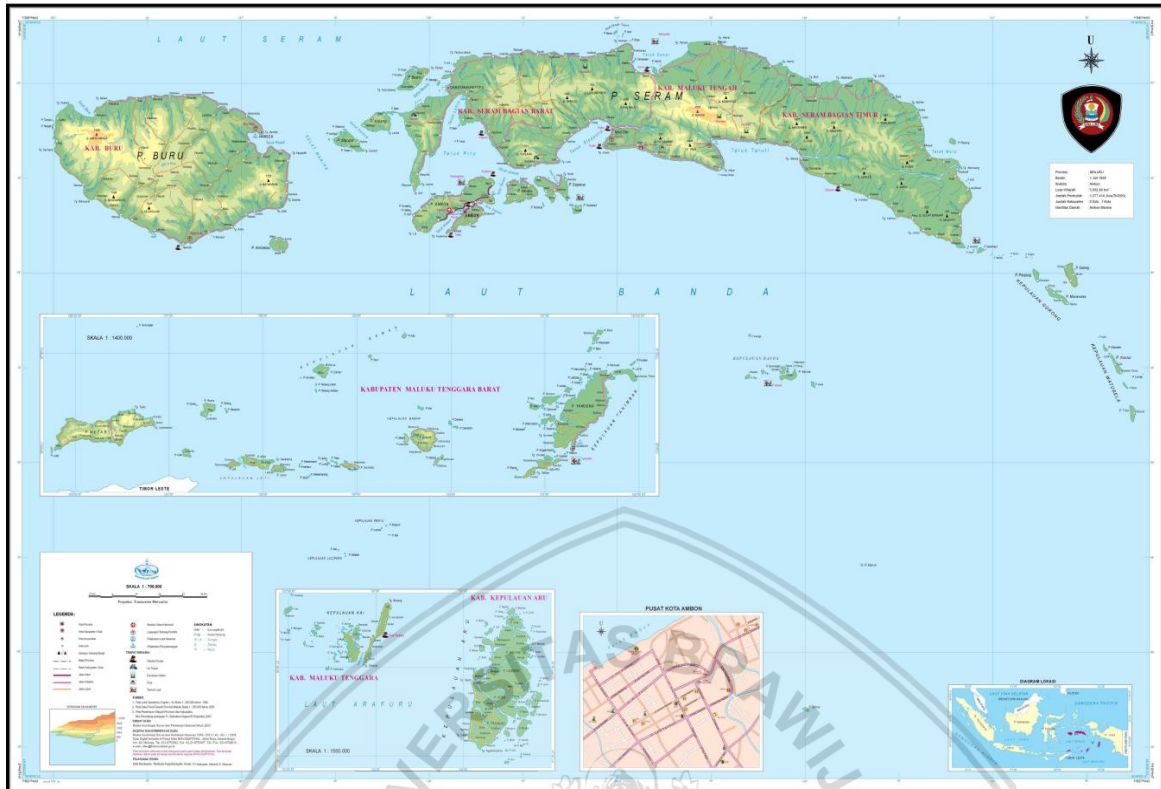
1.1 Latar Belakang

Seiring dengan peningkatan jumlah penduduk yang cukup pesat, maka di sekitar dataran permukiman di wilayah Kabupaten Buru mengalami peningkatan kebutuhan air, baik untuk keperluan domestik, maupun untuk keperluan irigasi pertanian. Selain itu, pesatnya laju perkembangan masyarakat terutama yang bertempat tinggal dan melakukan kegiatan di sekitar dataran pada hilir sungai juga dapat mengakibatkan permasalahan yang menjadi pemicu terjadinya bencana banjir. Upaya peningkatan pemenuhan kebutuhan air baku dan pengendalian banjir harus dilakukan agar dapat mengimbangi perkembangan di berbagai sektor kehidupan. Demi tercapainya hal tersebut, maka sangat diperlukan dibangunnya Bendungan Way Apu di wilayah Kabupaten Buru.

Sungai Way Apu merupakan salah satu sungai yang cukup besar dimana alirannya melintasi permukiman di daerah Way Apu di Kabupaten Buru yang bermuara di sebelah tenggara di Laut Seram. Bendungan Way Apu terletak di sungai Way Apu di Kecamatan Waelata dan Kecamatan Lolong Guba Kabupaten Buru dengan luas DAS 450 km². Pembangunan Bendungan Way Apu sebagai infrastruktur penyedia air baku, pemenuhan kebutuhan air irigasi, pengendali banjir dan PLTA.

Pembangunan suatu bendungan di sungai akan menyebabkan perubahan aspek dinamik morfologi sungai tersebut. Oleh karena itu perlu dipelajari pengaruh timbal balik morfologi sungai terhadap fungsi kestabilan konstruksi ditinjau dari segi hidrolis. Selain itu, untuk menghasilkan konstruksi dari suatu bangunan air yang mempunyai fungsi, strategis, dan bernilai ekonomi tinggi, pemerintah mengeluarkan peraturan perlunya sertifikasi keamanan terhadap suatu desain. Dengan demikian untuk menyempurnakan dan memantapkan penyusunan detail desain, maka perlu dilakukan *model test* (uji fisik) pada pelimpah kombinasi Bendungan Way Apu tersebut, sehingga konsep pembangunan bendungan tersebut sesuai dengan keadaan morfologi sungainya.

PROVINSI MALUKU



Gambar 1.1 Peta Lokasi Rencana Bendungan Way Apu
Sumber: Anonim (2018)

1.2 Identifikasi Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka perlu dipelajari perilaku hidraulika pada sistem pelimpah kombinasi yang meliputi pelimpah kombinasi, saluran pelimpah samping (*side channel*), saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi (*stilling basin*), dan gerusan yang terjadi di hilir *stilling basin* agar dapat didekati dengan beberapa perhitungan, sehingga diperoleh rumusan yang dapat mendekati kondisi hasil uji model.

Permodelan ini dapat memberikan gambaran tentang kemungkinan terjadinya kavitasi pada pelimpah (*spillway*), dan saluran peluncur serta memberikan gambaran tentang pola perilaku yang terjadi pada hitungan, mulai dari pelimpah kombinasi yang terdiri dari pelimpah samping (*side channel*) dan pelimpah berpintu, saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi. Dari gambaran tersebut, bisa didapatkan penyempurnaan hasil yang ingin dicapai yaitu keamanan dari segi hidraulika terhadap konstruksi bendungan itu sendiri.

1.3 Batasan Masalah

Dalam kajian uji model fisik ini, agar tidak menyimpang dari pokok bahasan yang dikaji maka diberikan batasan-batasan masalah sebagai berikut:

1. Model yang digunakan adalah pada model fisik Bendungan Way Apu pada Laboratorium Sungai dan Rawa, dengan skala *undistorted* (horizontal dan vertikal sama) yaitu dengan skala 1:65.
2. Analisa aspek hidraulika pada uji model fisik pelimpah samping dan pelimpah berpitun Bendungan Way Apu menggunakan variasi *outflow* debit banjir rancangan Q_2 , Q_5 , Q_{10} , Q_{25} , Q_{50} , Q_{100} , Q_{1000} , dan Q_{PMF} yang merupakan debit untuk perencanaan pelimpah bendungan.
3. Pengambilan data pengukuran yang dilakukan di Laboratorium Sungai dan Rawa Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya menggunakan alat sebagai berikut:
 - a. Sipat datar dan Bak ukur : untuk pengukuran tinggi muka air
 - b. Tabung Pitot : untuk pengukuran kecepatan
 - c. *Piezometer* : untuk pengukuran tekanan
4. Tidak membahas analisa stabilitas konstruksi.
5. Tidak membahas stabilitas lereng bendung.
6. Tidak membahas detail desain konstruksi (pembetonan/penulangan).
7. Tidak membahas analisa biaya konstruksi.

1.4 Rumusan Masalah

Berdasarkan batasan-batasan masalah tersebut diatas, maka permasalahan dalam kajian ini dapat dirumuskan sebagai berikut:

1. Bagaimana pendekatan hitungan pada saluran pelimpah kombinasi, saluran transisi, saluran peluncur, peredam energi, dan saluran hantar hilir agar sesuai dengan hasil uji model fisik?
2. Bagaimana kondisi aliran pada setiap saluran Bendungan Way Apu setelah dilakukan perubahan desain berdasarkan hasil uji model fisik?
3. Bagaimana gerusan lokal (*local scouring*) yang terjadi di sungai hilir saluran pengarah dan alternatif solusinya?

1.5 Maksud dan Tujuan

Maksud dari kajian ini adalah untuk mempelajari perilaku hidraulika pada sistem pelimpah tipe pelimpah kombinasi model uji fisik Bendungan Way Apu.

Berdasarkan dari rumusan masalah yang ada, tujuan dari kajian ini adalah:

1. Mengetahui kondisi aliran di sistem bangunan pelimpah yang meliputi kedalaman aliran, kecepatan dan bilangan *Froude* pada sistem pelimpah.

2. Mengetahui desain saluran peluncur aman atau tidak terhadap bahaya kavitasi dan aliran getar.
3. Mengetahui kondisi gerusan lokal (*local scouring*) pada sungai hilir sungai saluran pengarah dan alternatif solusinya.

1.6 Manfaat

Manfaat yang ingin dicapai adalah sebagai sarana informasi yang akurat guna menetapkan upaya-upaya perbaikan hidrolika apabila suatu saat terdapat perencanaan bendungan lain dengan kondisi bangunan pelimpah dan bangunan pelengkap yang hampir sama.



**BAB II
LANDASAN TEORI**

2.1 Analisa Hidraulika Pada Pelimpah

2.1.1 Aliran Pada Pelimpah Samping

Bangunan pelimpah kombinasi pada bendungan Way Apu terdiri dari pelimpah samping dan pelimpah berpintu. Bangunan pelimpah samping (*side channel spillway*) merupakan suatu bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di hulunya. Aliran yang melewati bangunan pelimpah samping tersebut seolah-olah terbagi menjadi dua tingkatan dengan dua buah peredam energi, yaitu yang pertama terletak pada bagian saluran samping (*side channel*) dan yang kedua pada akhir bangunan pelimpah samping tersebut.

Pada umumnya saluran pengatur alirannya disebut saluran pengatur aliran tipe pelimpah samping (*regulating part of sideward over flow type*) yang dilengkapi dengan suatu bendung pengatur dan seringkali dipasang dengan pintu. Bangunan pelimpah samping berfungsi untuk mengalirkan banjir yang menyebabkan naiknya muka air di bendungan, hal ini bertujuan untuk menghindarkan dari bahaya air melimpas diatas puncak bendungan (*overtopping*). Pelimpah samping ini direncanakan tidak sejajar dengan sungai disebabkan pondasi sepanjang as lurus tidak mencukupi.

Persyaratan yang perlu diperhatikan pada bangunan pelimpah tipe ini adalah saluran samping harus dibuat cukup rendah terhadap bendung agar debit bajir yang melintasinya tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan bendung pada saluran pengatur. Untuk dapat memenuhi persyaratan tersebut, maka bangunan pelimpah direncanakan sedemikian rupa agar dapat mengalirkan debit banjir abnormal. Perbedaan elevasi permukaan air di hulu dan di hilir bendung pengatur tidak kurang dari dua per tiga kali tinggi air di atas mercu bendung tersebut (Sosrodarsono, 1989,p.190).

2.1.2 Koefisien Debit Pelimpah Samping

Untuk perhitungan debit yang melewati pelimpah dapat diperoleh menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Q = C.L.H^{3/2} \dots\dots\dots (2-1)$$

dengan:

Q = debit yang melewati pelimpah (m^3/dt)

C = koefisien limpahan

L = lebar efektif mercu pelimpah (m)

H = total tinggi tekanan air di atas mercu pelimpah (termasuk tinggi tekanan kecepatan aliran pada saluran pengarah aliran) (m).

Sedangkan untuk menghitung besarnya koefisien debit limpahan (C) dari tipe standar suatu bendung dapat diperoleh menggunakan rumus Iwasaki sebagai berikut:

$$C_d = 2,20 - 0,0416 (H_d/W)^{0,990} \dots\dots\dots (2-2)$$

$$C = 1,60 \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)} \dots\dots\dots (2-3)$$

dengan:

C = koefisien debit limpahan

C_d = koefisien debit limpahan pada saat $h = H_d$

h = tinggi air di atas mercu pelimpah (m)

H_d = tinggi tekan rencana di atas mercu bendung (m)

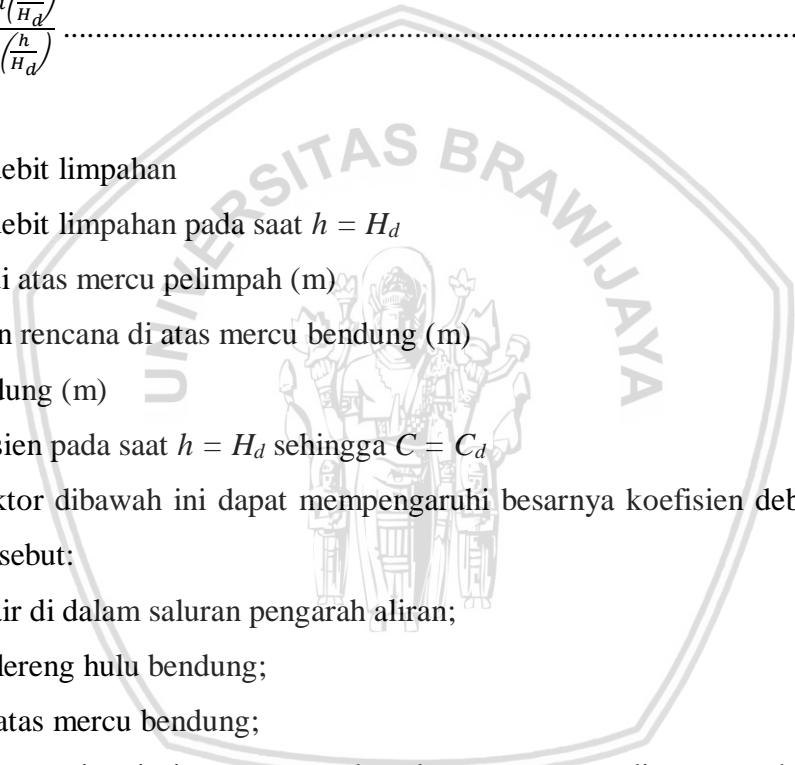
W = tinggi bendung (m)

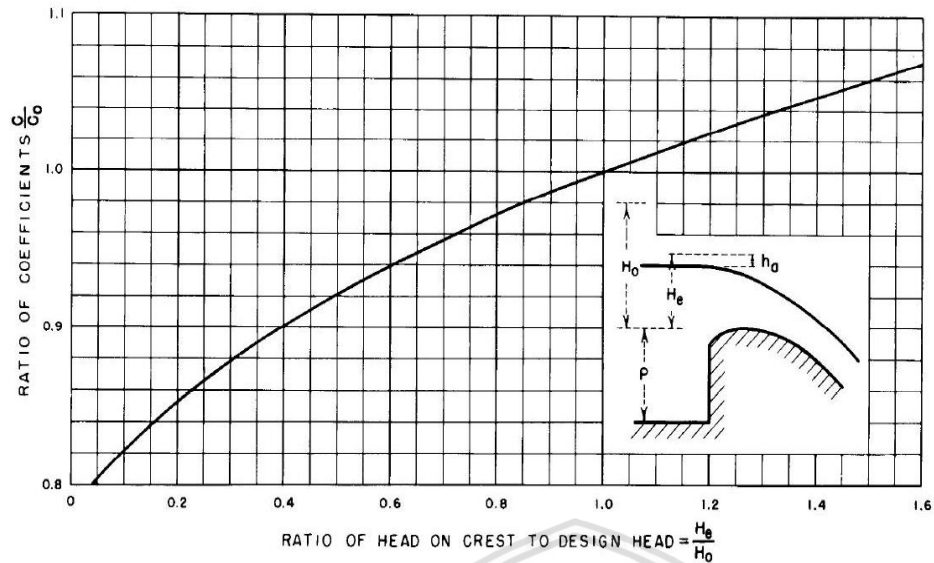
a = nilai koefisien pada saat $h = H_d$ sehingga $C = C_d$

Beberapa faktor dibawah ini dapat mempengaruhi besarnya koefisien debit limpahan pada bendung tersebut:

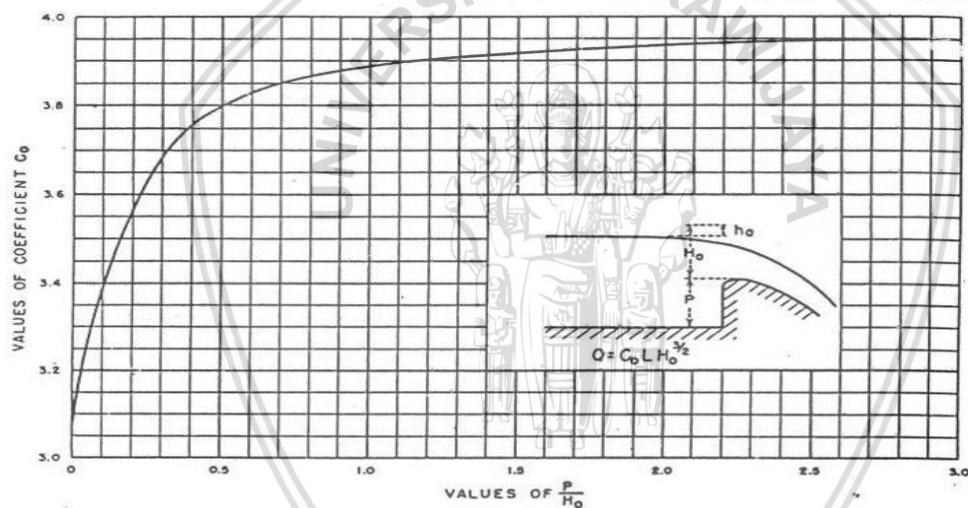
1. Kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran;
2. Kemiringan lereng hulu bendung;
3. Tinggi air diatas mercu bendung;
4. Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan (Sosrodarsono, 1989,p.181).

Kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng hulu bendung sangat berpengaruh terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah yang dapat dilihat pada *Gambar 2.1* dan *Gambar 2.2*.





Gambar 2.1 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_e/H_o
 Sumber: Anonim (1987,p.371)



Gambar 2.2 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_o
 Sumber: Anonim (1987,p.370)

2.1.3 Lebar Efektif Pelimpah

Kontraksi aliran dapat terjadi pada kedua dinding samping pelimpah dan disekitar pilar-pilar yang dibangun diatas mercu pelimpah apabilaterjadi pelimpahan air melewati mercu suatu pelimpah, sehingga secara hidrolik tentu saja lebar efektif suatu pelimpah akan lebih kecil daripada lebar keseluruhan pelimpah yang sesungguhnya. Debit air yang melewati mercu pelimpah selalu didasarkan pada lebar efektifnya, yaitu dari hasil pengurangan lebar sesungguhnya dengan jumlah seluruh kontraksi yang terjadi pada aliran air yang melewati mercu pelimpah tersebut (Sosrodarsono, 1989,p.182).

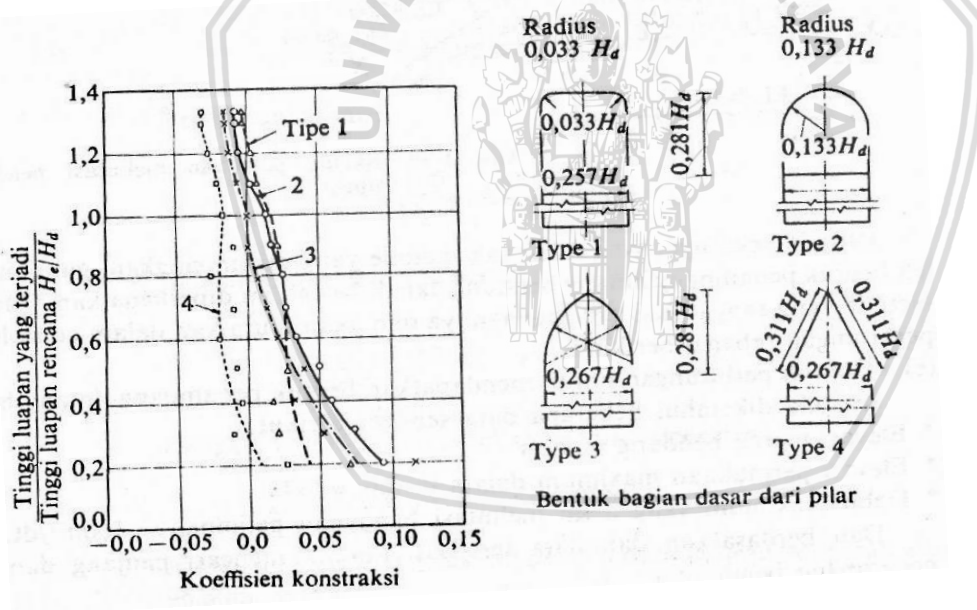
Pada bendungan urugan, dimana pada umumnya bangunan pelimpahnya dilengkapi dengan bendung yang sangat panjang dibandingkan dengan debit banjir yang melewati,

maka besarnya kontraksi aliran yang terjadi biasanya cukup kecil sehingga dapat diabaikan. Namun pada bangunan pelimpah yang bagian pengatur alirannya dilengkapi dengan pintu atau kedalaman limpahan air di atas mercu pelimpahnya cukup tinggi dibandingkan dengan lebar bendung tersebut, maka pengaruh kontraksi dari aliran tersebut agar diperhatikan. Lebar efektif pelimpah dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989, p.183):

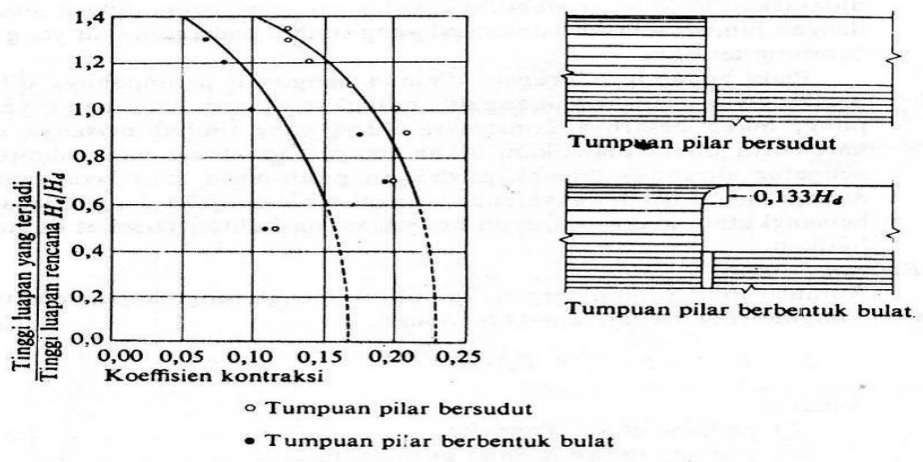
$$L = L' - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \dots\dots\dots (2-4)$$

dengan:

- L = lebar efektif pelimpah (m)
- L' = lebar pelimpah sebenarnya (m)
- N = jumlah pilar di atas mercu
- K_p = koefisien kontraksi pilar (sesuai Gambar 2.3)
- K_a = koefisien dinding samping (sesuai Gambar 2.4)
- H = tinggi tekanan di atas mercu pelimpah (m)

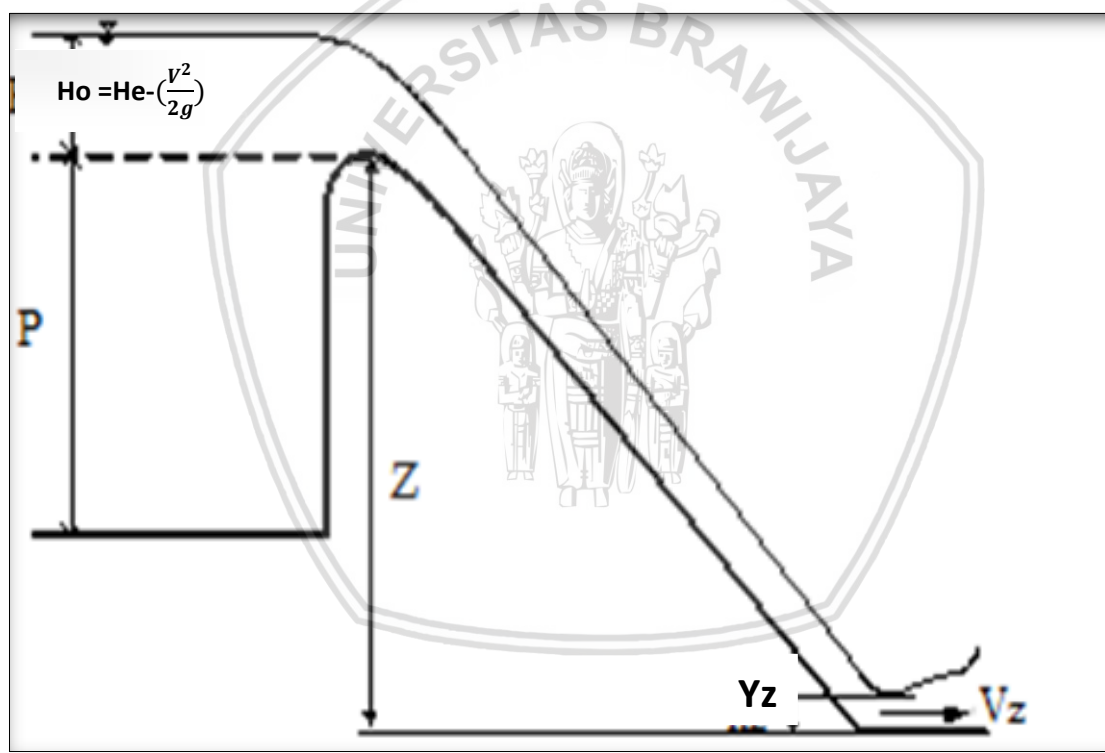


Gambar 2.3 Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk masing-masing)
 Sumber: Sosrodarsono (1989, p.183)



Gambar 2.4 Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk tumpuannya)
 Sumber: Sosrodarsono (1989,p.184)

2.1.4 Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (Crest) dan Tubuh Pelimpah



Gambar 2.5 Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah
 Sumber: Chow (1985,p.363)

Untuk menghitung kecepatan aliran secara teoritis pada pelimpah dapat digunakan rumus sebagai berikut (Chow, 1985,p.378):

$$V_z = \sqrt{2g(Z + H_o - y_z)} \dots\dots\dots (2-5)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot y_z \dots\dots\dots (2-6)$$

$$Fz = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} \dots\dots\dots (2-7)$$

dengan:

Q = debit aliran (m^3/dt)

L = lebar efektif pelimpah

V_z = kecepatan aliran (m/det)

g = percepatan gravitasi

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

H_o = tinggi tekanan air di hulu (m)

Y_z = kedalaman air di kaki pelimpah (m)

F_z = bilangan *Froude*

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

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} = \frac{\frac{Q}{L \cdot y_{cr}}}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \dots \dots \dots (2-8)$$

$$1 = \frac{\frac{Q}{L \cdot y_{cr}}}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \dots \dots \dots (2-9)$$

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (2-10)$$

dengan:

Y_{cr} = tinggi muka air kritis diatas mercu pelimpah (m)

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

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

L = lebar efektif pelimpah (m)

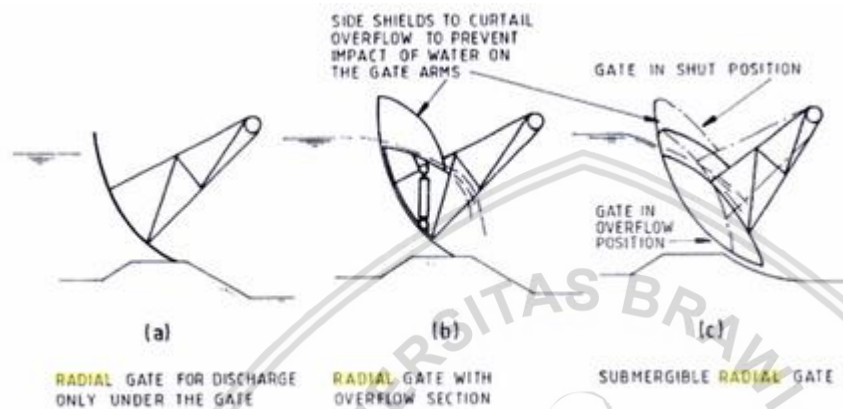
2.1.5 Aliran Pada Pelimpah Berpintu

Suatu struktur pengontrol yang dilengkapi dengan dengan pintu disebut pelimpah berpintu. Pada umumnya jenis pelimpah tersebut banyak digunakan agar dapat mempertahankan kondisi aliran yang stabil sehingga dapat menjaga kapasitas aliran untuk pemenuhan kebutuhan pembangkit listrik tenaga air, kebutuhan irigasi, dan pengendalian banjir. Namun pelimpah berpintu memiliki resiko yang berbahaya jika terjadi kerusakan pada pintu saat kondisi bendung penuh akan mengakibatkan banjir pada hilir bendungan (Senturk, 1994,p.131).

Pintu air radial merupakan pintu air yang berbentuk lengkung yang dapat berputar pada titik pusatnya. Jenis pintu ini hanya digunakan untuk bangunan pelimpah yang apabila debit airnya melebihi batas dan akan membuka sendiri secara otomatis. Pintu radial memang seringkali diposisikan pada puncak pelimpah, namun tak jarang juga jenis pintu

ini digunakan sebagai pintu pengontrol pada saluran tertutup. Daun pintu terdiri dari pelat kulit yang berbentuk melengkung sehingga membentuk sektor permukaan yang melengkung secara vertikal. Selama pintu radial beroperasi, struktur daun pintu bergerak memutar mengelilingi pin engsel yang terletak pada sumbu silinder (Varshney, 1986,p.309).

Berikut ini merupakan jenis pintu radial berdasarkan kondisi pengalirannya (Lewin, 2001,p.5):



Gambar 2.6 Jenis pintu radial
Sumber: Lewin (2001,p.5)

Kelebihan-kelebihan yang dimiliki pintu radial adalah sebagai berikut (Anonim, 2010,p.58):

1. Hampir tidak ada gesekan pada pintu
2. Alat pengangkatnya ringan dan mudah dieksploitasi
3. Bangunan dapat dipasang disaluran yang lebar

Sedangkan kelemahan-kelemahan yang dimiliki pintu radial adalah sebagai berikut:

1. Bangunan tidak kedap air
2. Biaya pembuatan bangunan mahal
3. Paksi (*pivot*) pintu memberi tekanan horizontal besar jauh di atas pondasi

2.1.6 Koefisien Debit Pelimpah Berpintu

Rumus yang digunakan untuk menghitung debit di atas pelimpah berpintu dapat digunakan rumus sebagai berikut (Anonim, 2010):

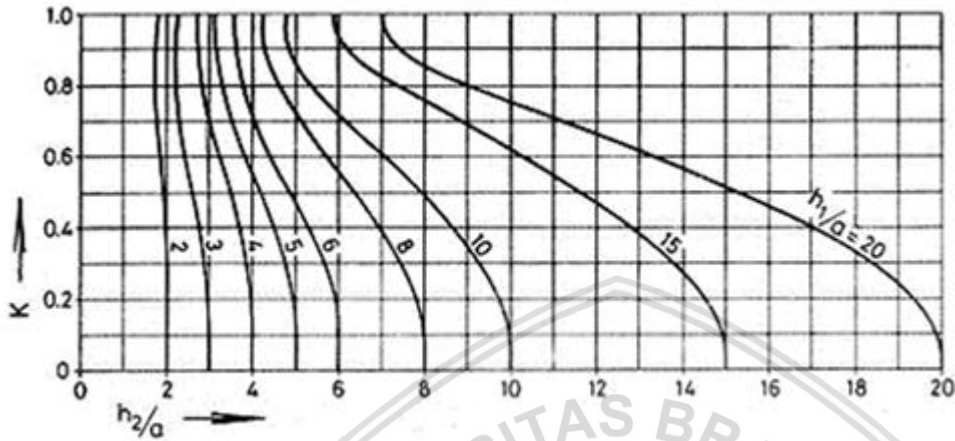
$$Q = K \mu a b \sqrt{2 g h_1} \dots\dots\dots (2-11)$$

dengan:

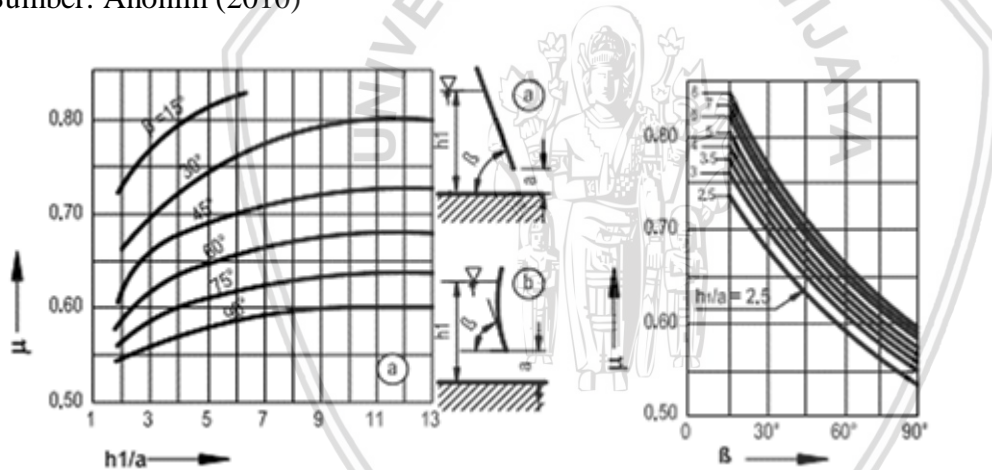
- Q = debit (m³/dt)
- K = faktor aliran tenggelam (lihat Gambar 2.7)
- μ = koefisien debit (lihat Gambar 2.8)



- a = bukaan pintu (m)
 b = lebar pintu (m)
 g = percepatan gravitasi (m/dt²)
 h₁ = kedalaman air (m)



Gambar 2.7 Koefisien debit K untuk aliran tenggelam
 Sumber: Anonim (2010)



Gambar 2.8 Koefisien debit μ
 Sumber: Anonim (2010)

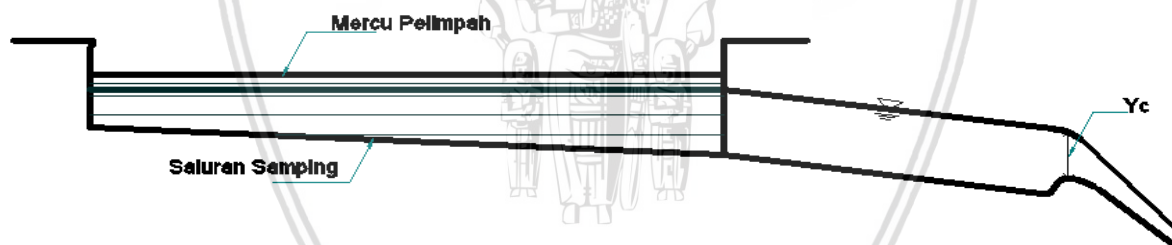
2.2 Saluran Samping

Aliran yang terjadi dalam saluran samping merupakan aliran spasial. Aliran spasial merupakan perpaduan antara aliran berubah lambat laun dan aliran tidak seragam. Aliran berubah merupakan suatu sistem aliran yang tidak mendapat atau pengurangan debit pada setiap penampang panjangnya. Dalam aliran tunak-berubah, volume air dalam sistem saluran tersebut dalam interval waktu tertentu adalah konstan dan debit disepanjang penampangnya juga konstan. Jika aliran terdapat perubahan karena adanya penambahan atau pengurangan dalam sistem saluran maka dapat dikatakan aliran tersebut adalah aliran spasial (*spatially varied flow*).

Pada bangunan pelimpah yang kecil biasanya lebar dasar sepanjang dasar saluran samping dibuat seragam. Akan tetapi untuk saluran samping pada bangunan pelimpah yang besar biasanya lebar dasar kolam akan semakin besar ke hilir, sedemikian rupa sehingga pada saat melewati debit banjir rencana, permukaan air di dalam kolam tersebut membentuk bidang yang hampir datar dengan penampang basah paling efektif (Sosrodarsono, 1989,p.192).

Sebagaimana yang telah diuraikan diatas bahwa dalam saluran samping akan terjadi proses peredaman energi, maka saluran tersebut akan menerima beban hidrodinamis berupa hampasan (*impact*) aliran air dan gaya-gaya vibrasi, sehingga saluran ini harus dibangun diatas pondasi batuan yang kokoh. Dengan memulai hukum Newton II tentang gerak, kita bisa memperoleh persamaan momentum yang menyatakan bahwa pengaruh dari semua gaya luar terhadap volume control dari cairan dalam setiap arah sama dengan besarnya perubahan momentum dalam arah tersebut (Raju, 1986,p.11).

Perhitungan muka air pada saluran samping dilakukan dari hilir ke hulu dikarenakan penampang kontrol terletak pada akhir saluran transisi, sehingga dapat diketahui tinggi muka air di akhir saluran samping. Perencanaan teknis hidraulika khususnya aliran di saluran samping dapat didekati menggunakan persamaan momentum seperti berikut:



Gambar 2.9 Sketsa aliran pada saluran samping

Sumber: Desain Konsultan (2018)

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g} \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_1(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \dots \dots \dots (2.12)$$

Atau,

$$\Delta y = \frac{Q_2}{g} \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_1(Q_2 - Q_1)}{Q_2} \right] \dots \dots \dots (2.13)$$

dengan :

Δy = tinggi muka air di section n (m)

Q_1 = debit di section n-1 (m^3/dt)

Q_2 = debit di section n (m^3/dt)

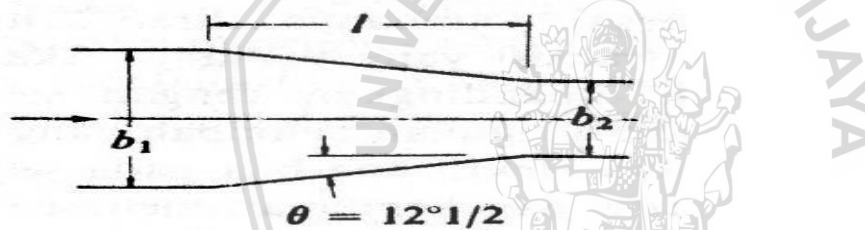
v_1 = kecepatan section n-1 (m/dt)

v_2 = kecepatan di section n (m/dt)

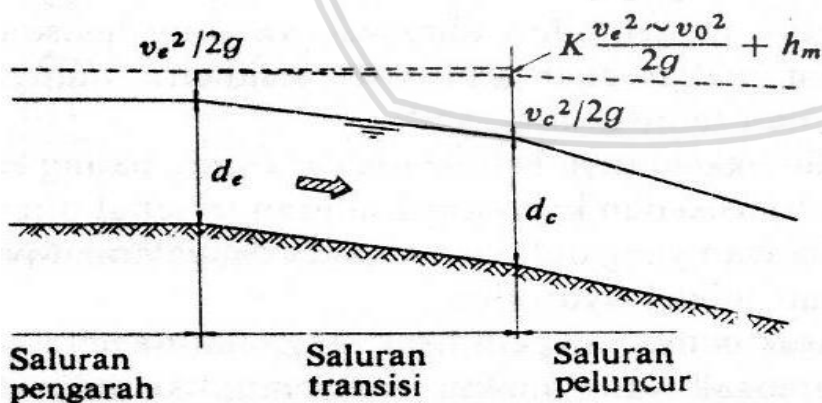
2.3 Saluran Transisi

Ketidakrataan distribusi kecepatan merupakan salah satu permasalahan yang sering terjadi pada bangunan pelimpah, sehingga perlu dibuat saluran transisi sebelum saluran peluncur. Saluran transisi biasanya direncanakan agar debit banjir rancangan yang akan dilewatkan tidak menimbulkan kecepatan yang tidak rata dan air terhenti yang akan menimbulkan aliran balik (*back water*) dibagian hilir saluran setelah pelimpah, sehingga dapat memberikan kondisi yang menguntungkan, baik didalam saluran transisi tersebut maupun aliran permukaan yang akan menuju saluran peluncur.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran transisi ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur. Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, terkadang memaksakan pembuatan dinding saluran melebihi sudut inklinasi tersebut (Sosrodarsono, 1989,p.203).



Gambar 2.10 Skema penyempitan dasar saluran pada saluran transisi
Sumber: Sosrodarsono (1989,p.203)



Gambar 2.11 Skema aliran dalam kondisi terjadinya aliran kritis di ujung saluran transisi
Sumber: Sosrodarsono (1989,p.204)

Dengan menggunakan persamaan energi dapat dilakukan perhitungan hidrolika pada saluran transisi dengan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989,p.204):

$$z_e + d_e + \frac{v_e^2}{2g} = z_c + d_c + \frac{v_c^2}{2g} + \frac{K(v_e^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \dots\dots\dots (2-14)$$

dengan:

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertical (m)

d_e = kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi (m)

v_e = kecepatan aliran masuk ke dalam saluran transisi (m/dt)

d_c = kedalaman kritis pada ujung hilir saluran transisi (m)

v_c = kecepatan aliran kritis pada ujung hilir saluran transisi (m/dt)

K = koefisien kehilangan tinggi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi

h_m = kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh gesekan, dan lain-lain.

2.4 Saluran Peluncur (*chute way*)

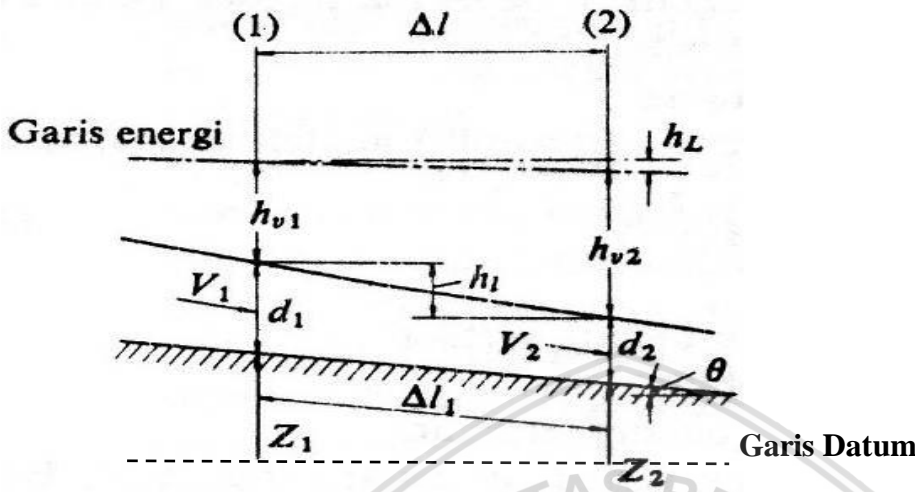
Dalam perencanaan pembuatan saluran peluncur harus dapat memenuhi beberapa persyaratan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989,p.205):

1. Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
2. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kukuh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
3. Agar biaya konstruksinya diusahakan seekonomis mungkin.

Agar dapat memenuhi persyaratan tersebut, perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

- a) Diusahakan agar tampak atanya selurus mungkin.
- b) Penampang lintang saluran peluncur sebagai patokan supaya diambil bentuk persegi empat.
- c) Kemiringan dasar saluran diusahakan sedemikian rupa, sehingga semakin ke hilir semakin curam, agar kecepatan aliran dapat ditingkatkan secara berangsur-angsur dan kemudian aliran berkecepatan tinggi di dalam saluran tersebut tidak menimbulkan gejala kavitasi yang akan menghancurkan permukaan dasar saluran serta getaran-getaran yang ditimbulkan akan dapat memberikan efek yang negatif pada stabilitas saluran peluncur.
- d) Biasanya, saluran yang tertutup (bentuk terowongan) kurang sesuai untuk saluran peluncur, karena peningkatan debit yang terjadi akan dapat merubah aliran terbuka menjadi aliran tekan (karena terowongan yang semula hanya terisi sebagian menjadi penuh). Dan untuk ini diperlukan tinggi tekan (*head*)

yang lebih besar untuk mengimbangi tambahan kehilangan tinggi tekanan yang terjadi dalam terowongan, agar dapat mempertahankan kemampuan pengaliran saluran peluncur tersebut, sesuai dengan debit yang harus dilewatkan.



Gambar 2.12 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur
 Sumber: Sosrodarsono (1989,p.208)

Seperti yang tertera pada Gambar 2.12, perhitungan profil muka air pada saluran peluncur dapat didekati dengan rumus kekekalan energi dalam aliran (persamaan Bernoulli), sebagai berikut:

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L + h_e \dots \dots \dots (2-15)$$

dengan :

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertical (m)

d = kedalaman air pada bidang tersebut (m)

h_v = tinggi tekan kecepatan pada bidang tersebut (m)

h_L = kehilangan tinggi tekan yang terjadi di antara 2 (dua) bidang vertical yang ditentukan akibat gesekan (m), dinyatakan dengan:

$$h_L = S_f \cdot \Delta l \quad ; \quad S_f = \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \dots \dots \dots (2-16)$$

h_e = kehilangan tinggi tekan akibat perubahan penampang (m)

$$h_e = K \cdot \left| \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right| \dots \dots \dots (2-17)$$

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

sehingga menjadi:

$$\frac{V_1^2}{2g} + d_1 + S_0 \cdot \Delta l = \frac{V_2^2}{2g} + d_2 + h_L \dots \dots \dots (2-18)$$

dengan:

Δl = jarak horizontal antara bidang -1 dan bidang -2 (m)

h_l = kehilangan tinggi tekanan (m)

V_1 = kecepatan aliran pada bidang -1 (m/dt)

V_2 = kecepatan aliran pada bidang -2 (m/dt)

d_1 = kedalaman air pada bidang -1 (m)

d_2 = kedalaman air pada bidang -2 (m)

S_0 = kemiringan dasar saluran peluncur

Aliran getar merupakan suatu permasalahan hidraulika yang terjadi pada saluran peluncur. Jika hal ini terjadi, akan membahayakan stabilitas konstruksi dikarenakan timbulnya gaya hidrodinamis dari ketidakrataan aliran yang ditimbulkan oleh aliran getar. Selain itu akibat aliran yang tidak rata tersebut, efektifitas peredaman pada kaki saluran peluncur akan berkurang disebabkan ketidakrataan kecepatan alirannya. Panjang saluran peluncur menjadi salah satu faktor yang dapat memicu timbulnya aliran getar. Apabila panjang saluran tersebut lebih dari 30 meter, maka harus dilakukan kontrol dengan cara menghitung bilangan Vendernikov (\underline{V}) dan bilangan Montuori (\underline{M}) dengan rumus sebagai berikut:

- Bilangan Vendernikov (\underline{V})

$$\underline{V} = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd \cos \theta}} \dots\dots\dots (2-19)$$

- Bilangan Montuori (\underline{M})

$$\underline{M}^2 = \frac{v^2}{gL \cos \theta} \dots\dots\dots (2-20)$$

dengan:

b = lebar dasar saluran (m)

v = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (= 9,81 m/dt²)

P = keliling basah (m)

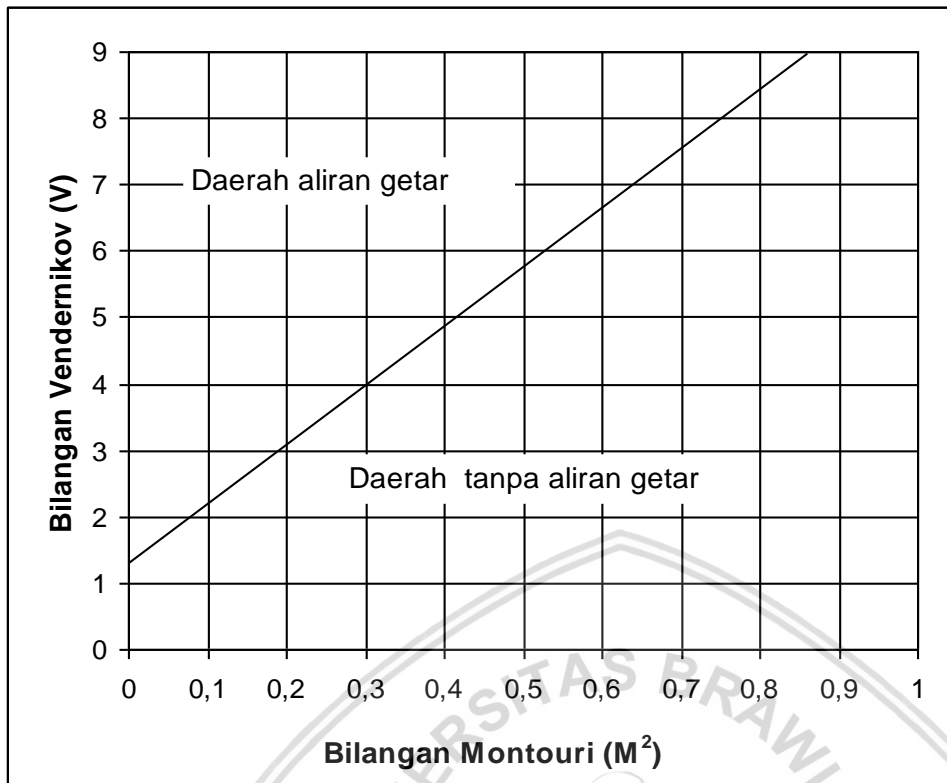
d = kedalaman hidraulik (m)

I = kemiringan rerata gradien energi (= $\tan \Theta$)

Θ = sudut gradien energi

L = panjang saluran (m)

Untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar, maka perlu diplotkan nilai perhitungan dari kedua persamaan di atas pada *Gambar 2.13*.



Gambar 2.13 Grafik Kriteria Aliran Getar
Sumber: Anonim (2010,p.159)

Solusi alternatif yang dapat dilakukan untuk mengurangi potensi terjadinya aliran getar pada suatu saluran yang memungkinkan untuk terjadi aliran getar, yaitu sebagai berikut:

1. Memperkecil lebar penampang saluran agar menghindari aliran yang tipis.
2. Mengurangi kemiringan dasar saluran, sehingga memperkecil besarnya kecepatan aliran.
3. Dengan jeram (*cascades*), yaitu mekanisme untuk transportasi aliran. Stricklen (1984) mengusulkan *Cascades* digunakan pada kemiringan dasar antara 5%-65% dengan kecepatan di atas 10 m/dt.

2.5 Peredam Energi

Tingginya kecepatan aliran dengan kondisi pengaliran superkritis merupakan salah satu fenomena aliran yang terjadi pada saluran peluncur. Hal tersebut akan membahayakan kestabilan alur sungai pada bagian dasar dan tebing sungai. Oleh karena itu sebelum aliran air dialirkan ke sungai harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran subkritis. Dengan demikian kandungan energi dengan potensi daya penggerus yang sangat besar yang ditimbulkan oleh aliran tersebut harus direduksi sehingga tercapai aliran dengan tingkatan normal kembali agar aliran tersebut kembali ke dalam sungai. Salah satu solusi alternatif yang dapat mengatasi permasalahan tersebut yaitu dengan membangun suatu bangunan

yang disebut peredam energi (*stilling basin*) guna meredusir energi yang terdapat di dalam aliran tersebut (Sosrodarsono, 1989,p.213).

Pada bendungan urugan biasanya digunakan peredam energi dengan tipe-tipe sebagai berikut:

1. Tipe loncatan (*water jump type*)
2. Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)
3. Tipe bak pusaran (*roller bucket type*)

Hal-hal yang perlu dipertimbangkan agar diperoleh tipe peredam energi yang sesuai untuk bangunan pelimpah yaitu sebagai berikut:

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

2.5.1 Peredam Energi Tipe Kolam Olakan (*Stilling Basin Type*)

Peredam energi tipe “kolam olakan” merupakan salah satu tipe peredam energi yang sering digunakan sebagai dasar perencanaan, dimana prinsip peredaman energinya sebagian besar terjadi akibat gesekan atau benturan diantara molekul-molekul air, sehinggadi dalam kolam tersebut timbul olakan-olakan, oleh karena itu disebut peredam energi tipe kolam olakan atau disingkat dengan nama kolam olak(Sosrodarsono, 1989,p.216). Berdasarkan rezim hidraulika dan kondisi konstruksinya, kolam olakan datar mempunyai berbagai variasi sebagai berikut:

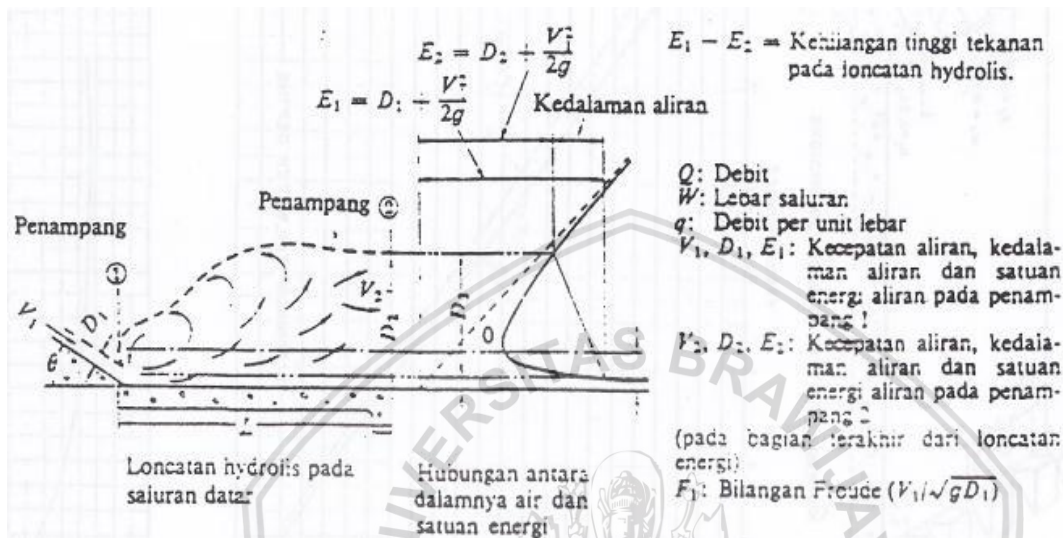
2.5.1.1 Kolam Olakan Datar Tipe I

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-perengkapan lainnya guna penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi pada kolam olakan tersebut.

Karena penyempurnaan peredaman alirannya 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 sehingga 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-perengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut. Secara teori, kolam olakan datar tipe I hanya cocok untuk kondisi aliran sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989,p.216):

- 1) Debit yang dialirkan kecil;
- 2) Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur $< 4,50$.

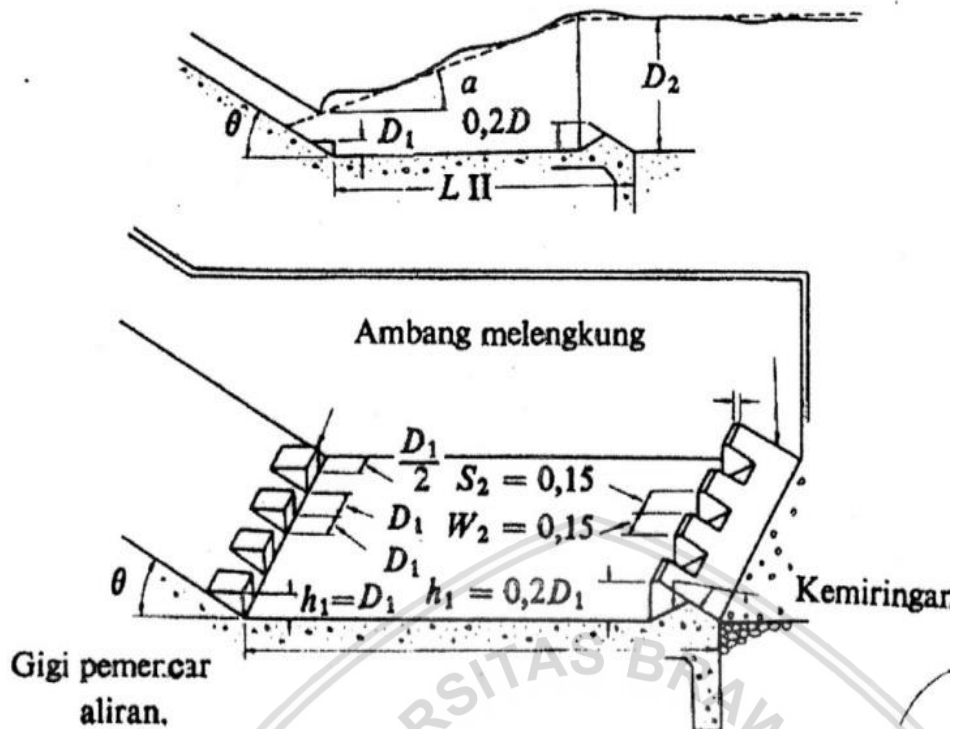


Gambar 2.14 Bentuk kolam olakan datar tipe I
Sumber: Sosrodarsono (1989,p.217)

2.5.1.2 Kolam Olakan Datar Tipe II

Peredaman energi yang terkandung di dalam aliran pada kolam olakan datar tipe II adalah akibat gesekan di antara molekul-molekul air di dalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan-perengkapan yang dibuat berupa gigi-gigi pemancar aliran di pinggir hilirnya. Pemasangan gigi-gigi pemancar aliran bertujuan untuk lebih meningkatkan efektivitas peredaman, sedangkan ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis dalam kolam olakan tersebut. Secara teoritis, kolam olakan datar tipe II cocok untuk kondisialiran sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989,p.217):

- 1) Aliran dengan tekanan hidrostatis > 60 m;
- 2) Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q > 45 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$);
- 3) Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur $> 4,50$.



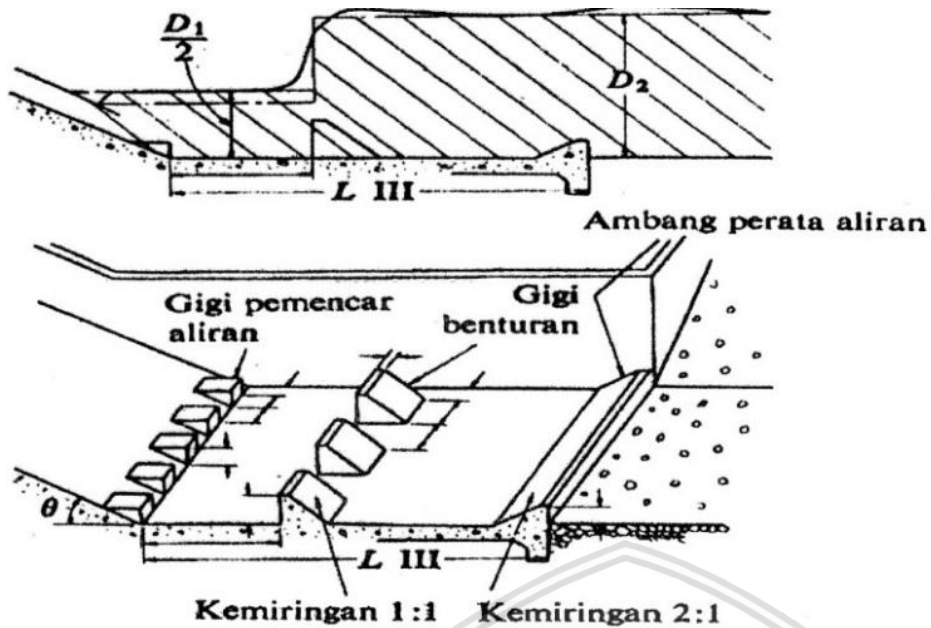
Gambar 2.15 Bentuk kolam olakan datar tipe II
Sumber: Sosrodarsono (1989,p.218)

2.5.1.3 Kolam Olakan Datar Tipe III

Pada dasarnya prinsip kerja dari kolam olakan tipe ini hampir sama dengan sistem kerja dari kolam olakan tipe II, namun lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah. Kolam olakan datar tipe III secara teoritis cocok untuk kondisialiran sebagai berikut:

- 1) Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$);
- 2) Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur $> 4,50$.

Pada umumnya untuk mengurangi panjang kolam olakan, pada dasar kolam olakan dipasang gigi pemancar aliran di tepi udik dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan). Secara umum, kolam olakan ini untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah.

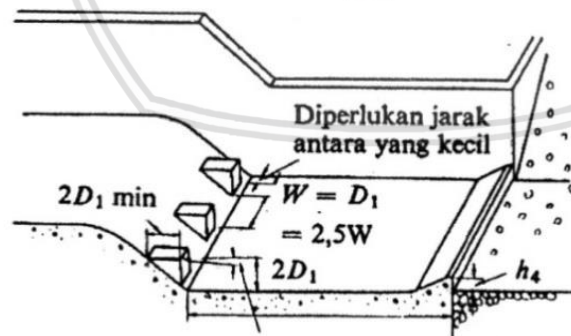


Gambar 2.16 Bentuk kolam olakan datar tipe III
Sumber: Sosrodarsono (1989,p.218)

2.5.1.4 Kolam Olakan Datar Tipe IV

Pada umumnya kolam olakan tipe ini untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, biasanya kolam olakan ini digunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang rendah. Secara teoritis, kolam olakan datar tipe IV cocok untuk kondisi aliran sebagai berikut:

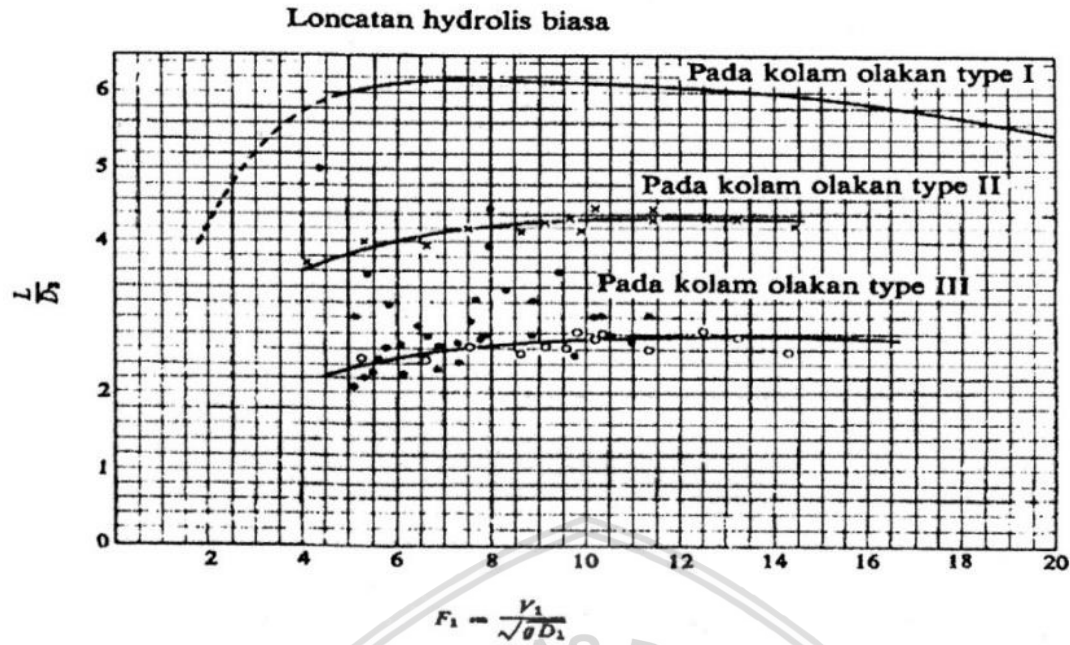
- 1) Aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah;
- 2) Debit yang dialirkan besar;
- 3) Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur 2,50 s/d 4,50.



Puncak gigi pemencar aliran hendaknya dibuat 5° condong ke hilir.

Jarak antara dua gigi pemencar = 2,5 W

Gambar 2.17 Bentuk kolam olakan datar tipe IV
Sumber: Sosrodarsono (1989,p.219)



Gambar 2.18 Grafik hubungan panjang peredam energi dan bilangan *Froude*
 Sumber: Peterka (1984,p.3)

2.6 Kavitasasi

Titik awal terjadinya kavitasasi jika suatu cairan mengalir ke dalam suatu daerah yang tekanannya adalah sama dengan tekanan uap pada temperatur tersebut. Apabila gelembung udara terbawa ke daerah yang bertekanan lebih tinggi gelembung-gelembung udara tadi tiba-tiba pecah dan sekitar cairan tersebut akan mengalir dengan cepat mengisi rongga-rongga yang terjadi karena pecahnya gelembung udara. Hal tersebut mengakibatkan terjadinya kekuatan dorong yang berakibat pada tekanan setempat yang sangat tinggi, sehingga menyebabkan permukaan yang padat menjadi berlubang dan rusak, gejala tersebut dikenal dengan kavitasasi (Dake, 1983,p.196).

Dalam pengertian lain, kavitasasi merupakan suatu kejadian yang timbul dalam aliran dengan kecepatan begitu besar, sehingga tekanan air menjadi lebih kecil dari pada tekanan uap air maksimum di temperatur itu. Fenomena ini mengakibatkan timbulnya gelembung-gelembung uap air yang dapat menimbulkan erosi pada konstruksi (Patty, 1995,p.99).

Pengaruh kavitasasi yang paling menonjol terjadi pada daerah kecepatan setempat yang tinggi, menurut persamaan *Bernoulli* cenderung mempunyai tekanan yang rendah. Saluran peluncur yang tinggi khususnya daerah dengan lengkungan jari-jari kecil mempunyai kecenderungan untuk mengalami kavitasasi.

2.6.1 Kontrol Kavitas

Salah satu alternatif solusi untuk mencegah terjadinya kavitas yaitu dengan menghilangkan sumber dari penurunan tekanan tersebut. Desain formasi dasar dapat pula dimanfaatkan untuk mengurangi penurunan tekanan yang terjadi. Mengurangi kecepatan aliran juga merupakan salah satu cara untuk mengurangi tingkat kavitas. Berikut ini merupakan beberapa cara untuk menghindari gejala kavitas antara lain:

1. Penggunaan material dasar yang lebih tahan terhadap kavitas seperti *stainless steel*, beton berlapis fiber yang dapat mengurangi angka kavitas meskipun gejala tersebut masih tetap ada.
2. Dengan menggunakan sistem pengudaraan kedalaman aliran sehingga dapat mengurangi kemunculan letupan-letupan udara yang dapat menyebabkan kavitas.

Untuk mengontrol dan mereduksi munculnya gejala kavitas pada dinding dan dasar bangunan, penggunaan sistem pengudaraan lebih tepat digunakan karena dapat menghindarkan terjadi penurunan tekanan sampai pada tekanan uap yang dapat menyebabkan kavitas.

2.6.2 Indeks Kavitas

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan timbul tidaknya kavitas berupa parameter tak berdimensi. Parameter tersebut merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitas (*ambient pressure*) dan penyebab kavitas (*dynamic pressure*) disebut "indeks kavitas" (Roberson.dkk, 1998,p.386). Persamaan yang dapat digunakan untuk menghitung indeks kavitas sebagai berikut :

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \dots\dots\dots (2-21)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \dots\dots\dots (2-22)$$

dengan:

σ = indeks kavitas

P_o = *ambient pressure* (kPa) \rightarrow 1kPa = 1000 N/m²

= Pa + Pg

P_a = tekanan atmosfer (=101 kPa)

P_g = tekanan setempat (kPa)= $\rho \cdot g \cdot h$

h = tinggi muka air (m)

P_v = tekanan uap (kPa)

ρ = massa jenis cairan (kg/m^3)

V_o = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

σ_1 = angka batas kavitasi

Kriteria untuk menentukan timbul tidaknya kavitasi dengan kontrol:

1. $\sigma > \sigma_1$: tidak terjadi kavitasi
2. $\sigma \leq \sigma_1$: terjadi kavitasi

Dalam perhitungan besarnya angka kavitasi, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap dimanadalam hal ini suhu sangat berpengaruh terhadap kedua hal tersebut pada saat penelitian berlangsung. Adapun besarnya nilai massa jenis air dan tekanan uap berdasarkan suhu dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut:

Tabel 2.1
Hubungan Temperatur dengan Kekentalan Kinematis

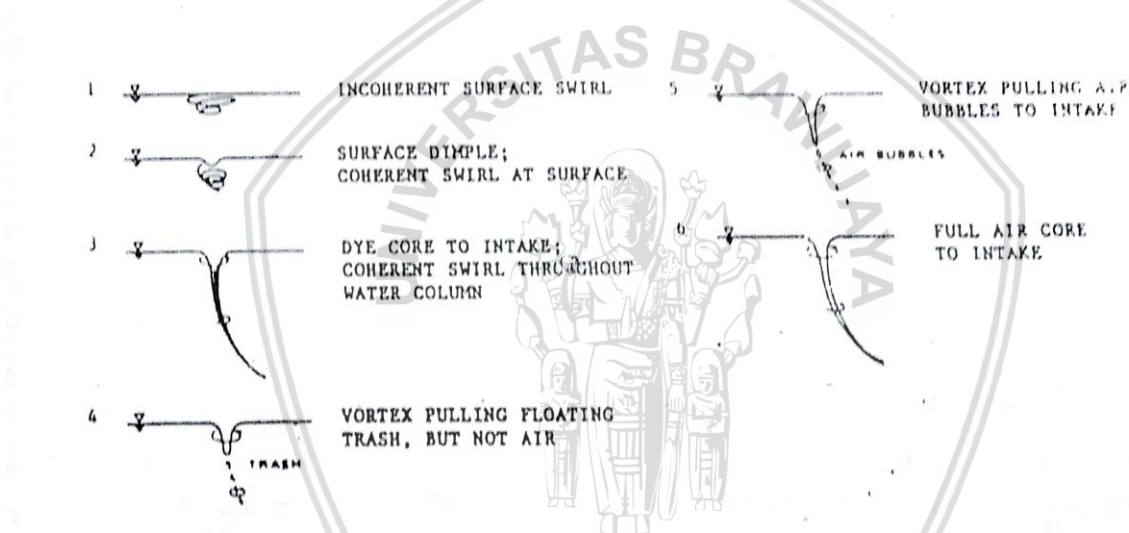
Temperatur (t) °C	Massa Jenis (ρ) Kg/m ³	Tekanan Uap (Pv) kPa	Kekentalan Kinematis (v) m ² /dt.10 ⁶
0	999,868	0,61	7,787
5	999,992	0,87	1,519
10	999,726	1,23	1,307
15	999,125	1,70	1,140
20	998,228	2,33	1,004
25	997,069	3,16	0,893
30	995,671	4,23	0,801
35	994,055	5,62	0,724
40	992,238	7,58	0,658
45	990,233	9,58	0,602
50	998,052	12,30	0,553
60	983,200	19,90	0,475
70	977,770	31,10	0,413
80	971,800	47,30	0,365
90	965,310	70,10	0,326
100	958,360	101,30	0,294

Sumber: Fahley (1990,p.3)

2.7 Pusaran Tapal Kuda (*Horseshoe Vortex*)

Aliran *vortex* atau pusaran tapal kuda sering terjadi di daerah depan pintu pada saat pintu dioperasikan dibuka sebagian. Aliran tersebut dapat menyebabkan timbulnya getaran atau vibrasi pada pintu, kavitasi, dan penurunan kapasitas aliran terhadap struktur. Namun, aliran tersebut juga dapat menghasilkan turbulensi aliran yang cukup memberikan keuntungan yaitu pembilasan sedimen.

Menurut Huang (1985,p.20), aliran *vortex* terbagi menjadi beberapa tingkatan seperti yang ditunjukkan pada *Gambar 2.24*. Aliran *vortex* pada tingkat 4 berpotensi untuk menarik sampah yang mengambang pada permukaan, sedangkan pada tingkat 5 berpotensi untuk menarik gelembung udara. Pada tingkat 6 dapat dilihat bahwa terbentuk lubang pada aliran yang dapat berpotensi untuk menarik gelembung udara dan sampah mengambang yang terdapat pada permukaan.

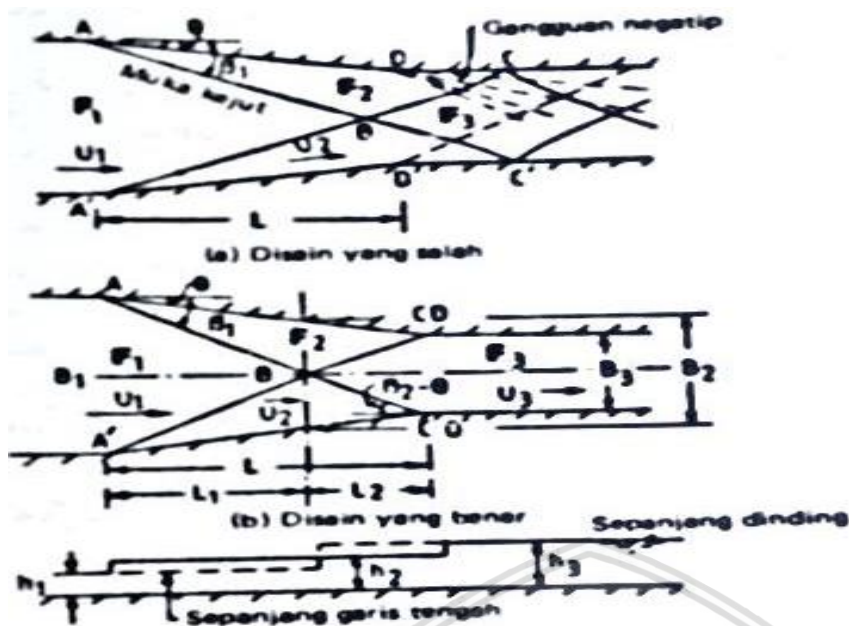


Gambar 2.19 Klasifikasi tingkatan aliran *vortex*

Sumber: Lin (1985,p.20)

2.8 Aliran Silang

Aliran atau gelombang silang biasanya terdapat dalam aliran superkritis, aliran pada saluran yang alirannya tak-linear, dan aliran pada saluran berpenampang tak-prismatik. Gelombang silang membentuk suatu gangguan yang dapat bertahan lama bila jarak ke hilir agak besar (Chow, 1985,p.444). Pada saluran tak-prismatik, aliran silang sangat rentan terjadi, contohnya pada peralihan mendadak berupa penyempitan.



Gambar 2.20 Susunan gelombang dalam kontraksi dinding lurus
Sumber: Raju (1986,p.285)

Untuk aliran superkritis yang masuk melewati kontraksi lurus (Gambar 2.20), pada titik-titik A dan A' di jalan masuk, akan timbul gelombang kejut simetris. Gelombang ini meluas sepanjang aliran, dengan sudut gelombang β_1 , memotong garis tengah saluran di titik B, dan akhirnya setelah melalui beberapa modifikasi, mencapai dinding di seberangnya pada titik C dan C'. Pada daerah ABC dan A'B'C', aliran masuk ke dalam suatu medan baru, yang karakteristiknya ditunjukkan oleh bilangan *Froude* F_2 . Pada ujung kontraksi, terjadi gangguan negatif pada titik D dan D'. Gangguan ini akan menghasilkan gangguan arus hulu yang lebih kompleks. Pada rancangan kontraksi yang baik, gangguan arus hulu dapat diminimumkan, dengan cara mengarahkan gelombang kejut pada dinding yang berlawanan di D dan D'. Secara teoritis, hal ini dapat mencegah terbentuknya gangguan negative yang baru. Sebagai hasilnya aliran akan tenang pada saluran ke hulu. Keadaan ini ditunjukkan pada Gambar 2.19. Dari hubungan geometri besarnya panjang kontraksi adalah: (Chow, 1985,p.464)

$$L = \frac{B_1 - B_2}{2 \tan \theta} \dots \dots \dots (2-23)$$

dengan:

L = panjang kontraksi (m)

B_1 = lebar saluran transisi bagian hulu (m)

B_2 = lebar saluran transisi bagian hilir (m)

Sesuai dengan kaidah hidraulika, fenomena ini tidak diperbolehkan. Hal ini dapat diminimalkan dengan beberapa alternatif sebagai berikut:

1. Penempatan *baffle block* di titik tertentu, dengan adanya alternatif ini aliran silang dapat dipecah dan menghasilkan aliran yang *linear* kembali.
2. Memperkecil sudut pada penyempitan penampang, dengan adanya sudut yang terlalu besar berakibat timbulnya fenomena ini.

2.9 Aliran Pada Belokan

Pada sungai sering terdapat tikungan yang memiliki aliran yang kompleks. Garis arus alirannya tidak hanya kurvilinear, tetapi juga jalin-menjalin yang menghasilkan arus spirial dan gelombang bersilangan. Gaya sentrifugal yang terjadi pada aliran yang mengelilingi tikungan menghasilkan suatu hal yang disebut super elevasi. Super elevasi merupakan peristiwa naiknya permukaan air tanggul disertai penurunan permukaan air tanggul dalam.

Aliran spiral berkaitan dengan gerakan-gerakan partikel air di sepanjang lintasan elikal seara dengan arah umum aliran. Disamping komponen kecepatan normal terhadap penampang lintang saluran, juga terdapat kecepatan transversal. Komponen transversal ini akan menimbulkan aliran sekunder pada bidang penampang lintang yang besarnya tergantung pada:

- a. Bilangan *Reynold*
- b. Posisi di belokan (pada awal belokan atau akhir belokan)
- c. Perbandingan antara radius kelengkungan dengan lebar sungai
- d. Perbandingan antara lebar dan kedalaman sungai

Berikut ini merupakan penyebab terjadinya aliran spiral antara lain:

- a. Gesekan pada dinding saluran yang menyebabkan kecepatan filamental lebih tinggi pada daerah di dekat pusat dibandingkan di dekat dinding saluran
- b. Gaya sentrifugal yang membelokkan partikel-partikel air dari gerak garis lurus
- c. Distribusi kecepatan vertikal yang terjadi pada saluran

Secara teoritis *Rozovskii* memberikan persamaan koefisien kehilangan energi sehubungan dengan kehilangan energi di tikungan yaitu (Raju, 1986,p.289):

$$C_L = 24 \left(\frac{h\theta}{r_c} \right) \left(\frac{\sqrt{g}}{C} + \frac{2,5g}{C^2} \right) \dots\dots\dots (2-24)$$

dengan

C_L = koefisien kehilangan energi pada belokan sungai

C = koefisien kekasaran *Chezy*

h = kedalaman air rata-rata (m)

θ = sudut belokan (rad)

r_c = jari-jari garis aliran rata-rata (m)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

Jika rumus *Chezy* dibandingkan dengan rumus *Manning*, dapat dilihat bahwa (Chow, 1985, p.100):

$$C = \frac{\sqrt[6]{R}}{n} \dots\dots\dots (2-25)$$

dengan

C = koefisien kekasaran *Chezy*

n = koefisien kekasaran *Manning*

R = jari-jari hidrolis (m)

Menurut Karaki, dalam penelitiannya memperhatikan faktor tegangan geser (τ) pada bagian sisi luar dan dalam sepanjang belokan, memperoleh hasil yang disajikan dalam bentuk grafik dan persamaan sebagai berikut:

$$\Delta = 0,42 \alpha \frac{H_{max} \sqrt{g}}{B C} \dots\dots\dots (2-26)$$

dengan

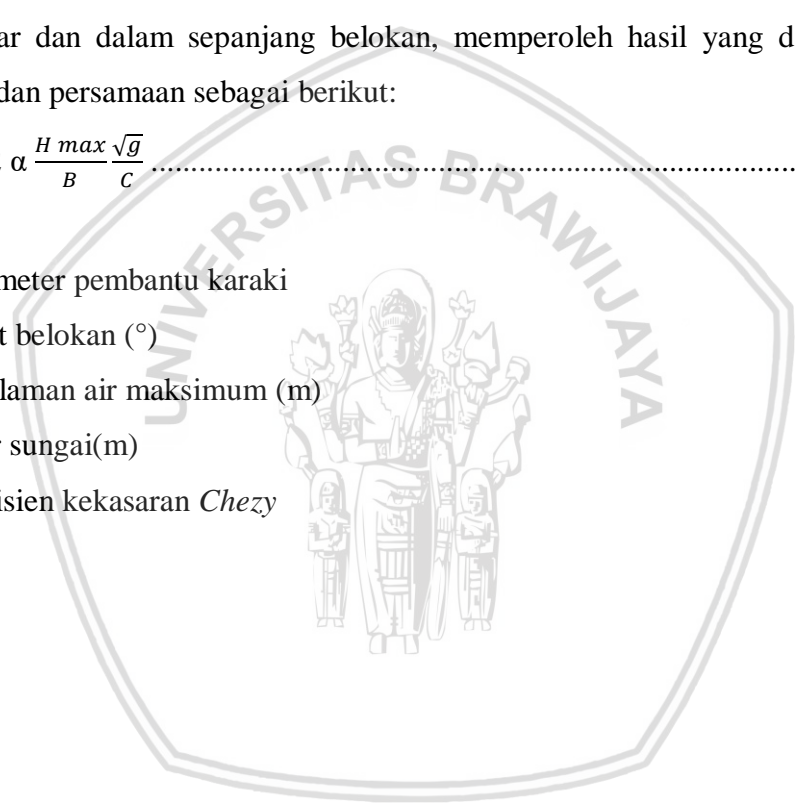
Δ = parameter pembantu karaki

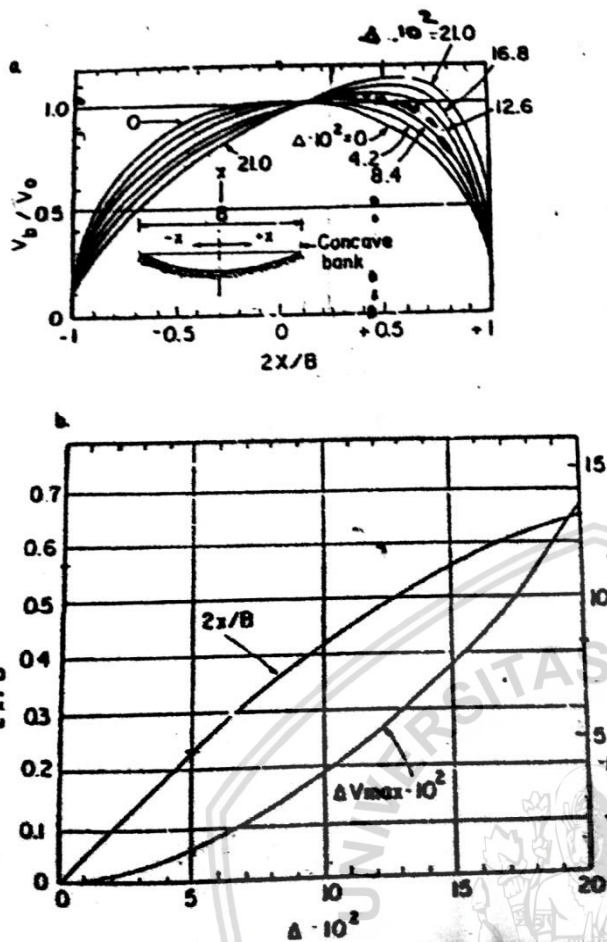
A = sudut belokan ($^\circ$)

H_{max} = kedalaman air maksimum (m)

B = lebar sungai(m)

C = koefisien kekasaran *Chezy*





Gambar 2.21 Diagram Karaki
Sumber: (Sosrodarsono, 1985,p.171)

2.10 Krib

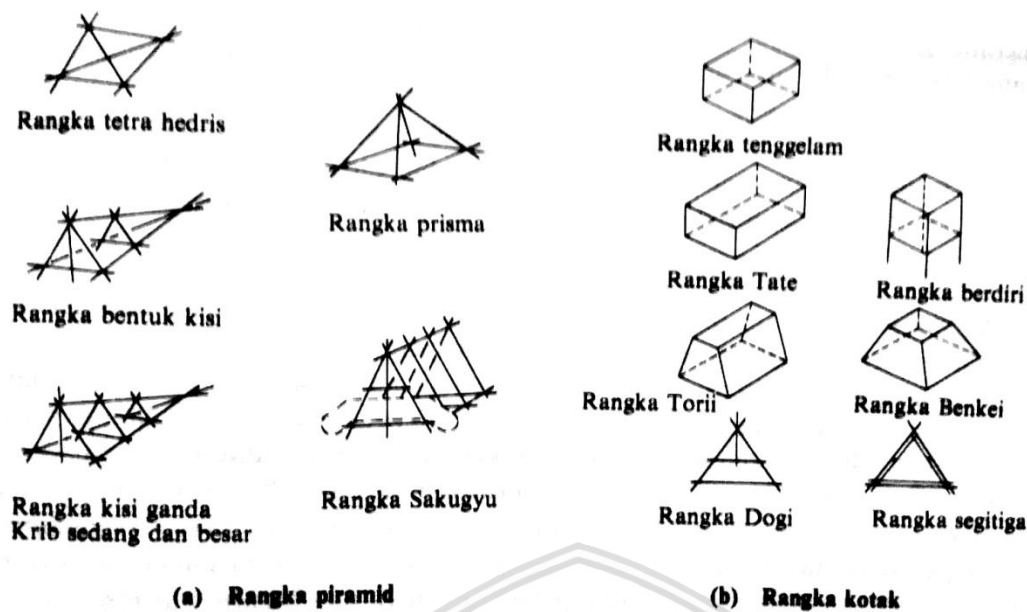
Krib merupakan salah satu bangunan pengatur sungai yang dibuat mulai dari tebing sungai ke arah tengah guna mengatur arah arus sungai mengurangi kecepatan arus sungai di sepanjang tebing sungai. Selain itu, pemasangan krib bertujuan untuk mempercepat sedimentasi, menjaga keamanan tanggul atau tebing sungai teradap penggerusan, mempertahankan lebar dan kedalaman air pada alur sungai, mengkonsentrasikan arus sungai dan memudahkan penyadapan (Sosrodarsono, 1985,p.173).

2.10.1 Klasifikasi Krib

1. Krib permeabel

Pada tipe ini, air dapat mengalir melalui krib (*permeable spur*). Tipe krib ini melindungi tebing terhadap gerusan arus sungai dengan cara meredam energi yang terkandung dalam aliran sepanjang tebing sungai dan bersamaan dengan itu mengendapkan sedimen yang terkandung dalam aliran tersebut.

Krib permeabel terbagi dalam beberapa jenis lagi antara lain jenis tiang pancang jenis rangka piramid dan jenis rangka kotak.



Gambar 2.22 Krib tipe rangka
Sumber: (Sosrodarsono, 1985,p.175)

2. Krib impermeabel

Krib tipe ini juga sering disebut krib tipe padat dikarenakan air sungai tidak dapat mengalir melalui tubu krib. Pemasangan tipe krib ini bertujuan untuk membelokkan arah arus sungai dan karenanya sering terjadi gerusan yang cukup dalam di depan ujung krib tersebut atau bagian sungai sebelah hilirnya. Untuk mencegah terjadinya gerusan tersebut, umumnya pelindung dengan konstruksi yang fleksibel, seperti matras atau hamparan pelindung batu sebagai pelengkap dari krib tersebut. Dari segi konstruksinya terdapat beberapa macam krib impermeabel, antara lain bronjong kawat, matras dan pasangan batu.

2.10.2 Perencanaan Krib

Dalam perencanaan pembuatan krib, data mengenai situasi sungai, geometri, debit air sungai, kecepatan arus sungai dan bahan-bahan dasar sungai arus disurvei, dipelajari dan ditelaah secara mendalam. Tipe krib dan cara penempatannya ditetapkan secara empiris dengan memperhatikan pengalaman-pengalaman pada krib-krib yang telah dibangun pada waktu sebelumnya. Selain itu juga harus memperhatikan hasil dari pengamatan data yang diperoleh di lapangan, serta jika perlu dilakukan model fisik hidrolis.

2.10.2.1 Formasi Krib

Ada tiga macam formasi krib yang umumnya diterapkan, yaitu tegak lurus, condong ke arah hulu dan condong ke arah hilir.

1. Formasi krib tegak lurus (krib normal)

Dengan adanya krib jenis ini arah aliran dialihkan kurang lebih sejajar dengan arah aliran di udik, sehingga arah penggerusan pada ujung krib diarahkan akan sejajar dengan

sisi sungai. Penggerusan ini dikarenakan adanya pusaran-pusaran yang terjadi di ujung krib. Krib normal dibangun dengan tujuan menyempitkan bagian sungai yang telah menjadi terlalu lebar dan pada sisi cembung dari belokan sungai. Untuk krib impermeabel yang formasinya tegak lurus arus mempunyai sifat yang sama dengan krib permeabel, baik dengan formasi condong ke hulu maupun condong ke hilir.

2. Formasi krib condong ke hulu

Krib ini mempunyai sifat cenderung membendung jika dibandingkan dengan krib normal maupun krib yang condong ke hilir. Pada krib permeabel yang condong ke hulu, penggerusan akan terjadi di ujung depan krib sedangkan pengendapan umumnya terjadi didekat tebing sungai dan aliran akan mengara ke tengah sungai. Jenis krib ini sangat efektif untuk perlindungan tebing sungai.

Sehubungan dengan krib yang formasinya condong ke hulu, telah banyak dilakukan studi untuk mendapatkan sudut optimum seperti lentera pada tabel 2.2.

Tabel 2.2

Arah aliran dan sudut sumbu krib

Lokasi pembuatan krib di sungai	Ara aliran dan sudut sumbu krib θ
Bagian lurus	10°-15°
Bagian luar	5°-15°
Bagian dalam	0°-10°

Sumber: Sosrodarsono (1985,p.178)

3. Formasi krib condong ke hilir

Krib jenis ini akan mengarahkan aliran ke bagian tengah sungai, tetapi pada debit banjir yang melewati puncak krib, aliran akan mengara ke tebing sungai sehingga menimbulkan gerusan. Pada krib permeabel yang condong ke hilir, gerusan di ujung depan krib cenderung berkurang sehingga pengendapan terjadi di sebelah hilir krib.

2.10.2.2 Penetapan panjang krib

Panjang krib ditetapkan secara empiris berdasarkan pada perkiraan dan pengamatan data-data sungai yang bersangkutan, antara lain lebar sungai, kemiringan sungai, kedalaman air dan lain-lain. Pada umumnya, krib yang terlalu panjang akan berakibat kurang baik terhadap kestabilan sungai. Oleh sebab itu mula-mula dibuat krib yang pendek sebagai tahapan pertama, kemudian berdasarkan pengamatan yang pernah dilakukan, perbandingan antara panjang krib dan lebar sungai umumnya lebi kecil dari 10% (Sosrodarsono, 1985,p.179).

2.10.2.3 Penetapan tinggi krib

Ditinjau dari segi keamanan terhadap gaya-gaya berat dari arus sungai, elevasi mercu krib sebaiknya direncanakan serendah mungkin, berkisar antara 0,5-1,0 meter di atas elevasi rata-rata permukaan air rendah. Dari hasil pengamatan tinggi berbagai jenis krib yang telah dibangun, diperoleh angka perbandingan antara tinggi krib dan kedalaman air banjir (hg/H) sekitar 0,2-0,3 dan sangat sedikit krib yang dibangun dengan ketinggian yang melebihi perbandingan tersebut. Pada sungai yang memiliki penampang yang melebihi penampang basah, sebaiknya dibuat krib yang tidak terbenam. Selain itu mercu krib biasanya dibuat dengan kemiringan 1/20-1/100 ke arah ujung (Sosrodarsono, 1985,p.178).

2.10.2.4 Penetapan jarak antara krib

Jarak antara krib biasanya ditetapkan sedemikian rupa sehingga arus sungai di ujung krib yang lebih hulu dapat diterima oleh krib yang dilindungi di sebelah hilir krib pertama. Penetapan jarak antara krib dimaksudkan untuk menentukan seberapa jauh pukulan air dapat diterima oleh krib tersebut. Secara umum penetapan jarak antara krib tergantung pada panjang krib dan lebar sungai.

Pada bagian sungai yang cenderung mengalami pukulan air, jarak antara krib dibuat lebih rapat. Jika jarak antara krib terlalu jauh, dapat mengakibatkan terjadinya arus menyilang terhadap arus utama yang sangat membahayakan tebing. Hubungan antara panjang dan interval krib dapat dilihat pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3

Hubungan antara panjang dan interval krib

Lokasi pembuatan krib di sungai	Hubungan antara interval (D) dan panjang (l)
Bagian lurus	$D = (1,7 - 2,3)l$
Bagian luar	$D = (1,4 - 2,8)l$
Bagian dalam	$D = (2,8 - 3,6)l$

Sumber: Sosrodarsono (1985:179)

Untuk menentukan jarak antara krib, kehilangan energi antara dua krib arus lebih kecil daripada kehilangan energi karena kecepatan

$$IL < \alpha \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (2-27)$$

dengan :

I = kemiringan dasar saluran

L = jarak antara krib (m)

V = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

α = 0,6 untuk aliran turbulen

2.10.2.5 Konstruksi Krib

1. Krib tiang pancang

Krib tiang pancang memiliki konstruksi yang sangat sederhana dan dapat meningkatkan proses pengendapan serta sangat cocok untuk bagian sungai yang memiliki arus yang tidak deras. Krib tiang pancang biasanya dilengkapi dengan batu lapis lindung, matras ranting atau bronjong kawat untuk melindungi dasar sungai di sekitar krib tersebut terhadap gerusan.

2. Krib rangka

Krib rangka (*skelton spur*) merupakan krib yang sangat cocok diterapkan pada sungai yang dasar-dasarnya terdiri dari lapisan batu atau kerikil yang sulit dipancang. Krib rangka ini memiliki kemampuan bertaan yang lebih besar terhadap arus sungai dibandingkan dengan krib tiang pancang.

3. Krib balok beton

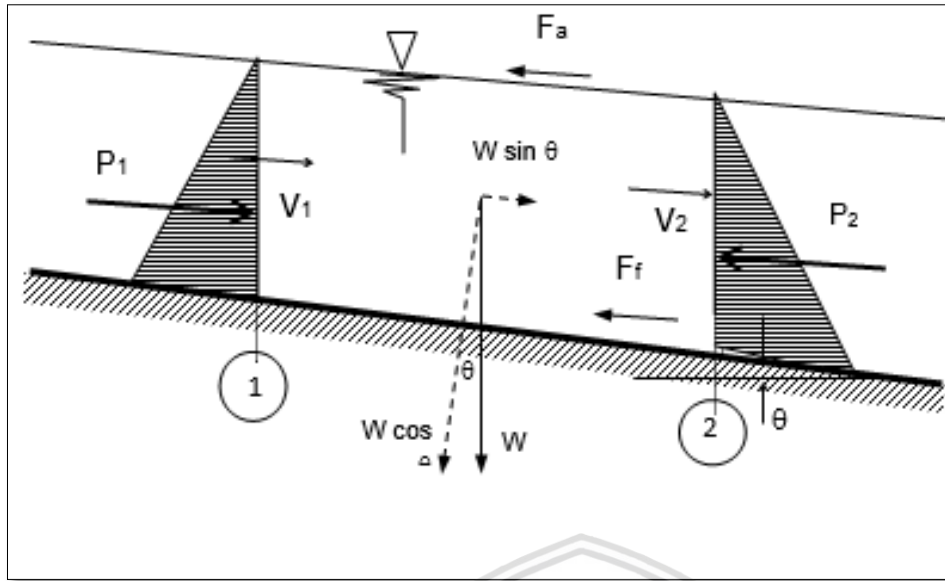
Krib blok beton memiliki kekuatan yang baik dan sangat fleksibel serta umumnya dibangun pada bagian sungai yang arusnya deras. Bentuk dan denah krib serta masing-masing blok beton tergantung dari kondisi sekitar serta penetapannya didasarkan pada pengalaman krib-krib sejenis yang pernah dibangun.

2.11 Gerusan Lokal

Gerusan lokal pada sistem pelimpah terjadi pada saluran hantar hilir disebabkan oleh aliran yang mempunyai kecepatan yang besar dan mempunyai dasar saluran yang bergerak. Prinsip dasar dari perhitungan gerusan lokal adalah sebagai berikut :

$$\tau_o = \rho g h I \dots\dots\dots (2-28)$$

$$\bar{U} = g I h^2 \rho / 3\eta \dots\dots\dots (2-29)$$



Gambar 2.23 Prinsip persamaan momentum

Sumber: Chow (1985,p.50)

Perhitungan geseran lokal pada bagian hilir dapat juga menggunakan persamaan momentum, dan dilakukan koreksi dengan menggunakan metode *isbach* untuk menentukan butiran pada tegangan geser ijin. Prinsip dasar pendekatan hitungan dengan prinsip momentum diuraikan sebagai berikut :

$$P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_a - \tau_o PL = \beta \cdot \rho \cdot Q (V_1 - V_2) \dots\dots\dots (2-30)$$

Untuk nilai β diperoleh dari penjabaran sebagai berikut:

$$\beta = \frac{1}{h} \int_0^h \frac{u^2}{U^2} dy = \frac{A}{h} \dots\dots\dots (2-31)$$

dengan:

P_1 = tekanan pada section 1 (N/m)

P_2 = tekanan pada section 2 (N/m)

W = berat air (N/m)

F_a = gesekan akibat tekanan atmosfer (N/m) = $7,26 \cdot 10^7$ N/m (Suhu 20°C)

β = koefisien momentum = 1,05

ρ = masa jenis air (kg/m^3)

Q = debit aliran (m^3/detik)

V_1 = kecepatan pada section 1 (m/detik)

V_2 = kecepatan pada section 2 (m/detik)

τ_o = tegangan geser (N/m)

P = panjang keliling basah (m)

L = panjang section (m)

h = kedalaman air (m)

- I = kemiringan saluran
- U = kecepatan rata-rata (m/s)
- A = Luas (m²)

Setelah itu, V_o dibandingkan dengan V_{cr} yang didapat dari metode isbach:

$$V_{cr} = 1,7 \sqrt{\Delta g D} \dots\dots\dots (2-32)$$

Jika $V_o < V_{cr}$ maka butiran dasar tidak bergerak. Sebaliknya jika $V_o > V_{cr}$, maka butiran dasar bergerak (Priyantoro, 1987,p.39).

Perhitungan empirik gerusan setempat dapat menggunakan pendekatan rumus sebagai berikut:

- Rumus *Zimmerman and Maniak*

$$S = K \cdot \left(\frac{q^{0,82}}{D_{0,85}^{0,23}} \right) \cdot \left(\frac{dm}{q^{2/3}} \right)^{0,93} - dm \dots\dots\dots (2-33)$$

- Rumus *Veronese*

$$S = (K \cdot He^{0,255} \cdot q^{0,54}) - dm \dots\dots\dots (2-34)$$

- Rumus *Schoklitsch*

$$ds = S + dm = 4,75 \frac{He^{0,2} \cdot q^{0,57}}{D_{90}^{0,32}} \dots\dots\dots (2-35)$$

dengan :

ds = jarak dari titik kedalaman terhadap lubang gerusan ke arah permukaan air bagian hilir

S = kedalaman gerusan (*local scouring*)

He = jarak vertikal antara garis energi dengan permukaan air di hilir bangunan

q = debit per satuan lebar (m³/detik.m)

dm = kedalaman aliran di hilir bangunan (m)

2.12 Skala Model dan Konstruksi Model

Rasio antara nilai masing-masing parameter yang ada di prototipe dengan nilai masing-masing parameter yang ada di model dinamakan skala model. Prinsip dasar pembuatan skala adalah membentuk kembali masalah yang ada di prototipe dengan suatu angka pembanding, sehingga kejadian (fenomena) yang ada di model sebangun dengan keadaan di prototipe.

Dalam penggunaan skala model fisik hidraulik terdapat dua jenis yang dapat digunakan dalam pemakaian skala model fisik hidraulika, yaitu skala model sama (*undistorted model*) dan skala model yang tidak sama (*distorted model*). Skala model sama merupakan jenis skala yang dipakai dalam pembuatan model dimana perbandingan



skala mendatar dan skala tegak adalah sama. Sedangkan skala model yang tidak sama merupakan perbandingan antara skala mendatar dan skala tegak yang tidak sama.

Hubungan skala (*scale relations*) yang digunakan untuk perencanaan model fisik dibedakan menjadi dua kelompok (de Vries, 1977,p.28):

1. *Scale Law*

Hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi (dalam hal ini adalah *roughnes condition* dan *Froude condition*).

2. *Scale Condition*

Hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi untuk menghindari *scale effects* (dalam hal ini adalah kriteria kesebangunan).

Hubungan antara model dan prototipe dipengaruhi oleh hukum-hukum sifat sebangun hidraulika. Perbandingan antara prototipe dan model disebut dengan skala model. Dalam merencanakan suatu model terdapat sifat-sifat kesebangunan model, yang amat menentukan ketelitian model tersebut.

Yang dimaksudkan dengan kesebangunan tersebut adalah:

1. Sebangun geometris, dikenal juga dengan sebangun bentuk.

Merupakan perbandingan antara ukuran analog prototipe dengan model harus sama besarnya. Perbandingan yang digunakan adalah Panjang, Luas dan Volume.

$$L_r = \frac{\text{ukuran di prototipe}}{\text{ukuran di model}} = \frac{L_p}{L_m}$$

Setiap ukuran pada titik sembarang di model dan prototipe harus mempunyai skala yang sama.

skala panjang $\frac{(L_1)_p}{(L_1)_m} = \frac{(L_2)_p}{(L_2)_m} = L_r$

skala luas $\frac{(A_1)_p}{(A_1)_m} = \frac{(L_2^2)_p}{(L_2^2)_m} = L_r^2$

skala volume $\frac{(V_1)_p}{(V_1)_m} = \frac{(L_2^3)_p}{(L_2^3)_m} = L_r^3$

Sebangun geometrik secara sempurna tidak selalu mudah dicapai, sehingga kekasaran permukaan dari model yang kecil tidak mungkin merupakan hasil dari skala model, tetapi hanya dibuat permukaan yang lebih licin daripada prototipe.

2. Sebangun kinematis, dikenal juga sebangun gerakan. Perbandingan yang digunakan adalah waktu, kecepatan, percepatan dan debit.

skala kecepatan $\frac{v_p}{v_m} = \frac{L_p/t_p}{L_m/t_m} = \frac{L_r}{t_r}$

skala percepatan $\frac{a_p}{a_m} = \frac{L_p/t_p^2}{L_m/t_m^2} = \frac{L_r}{t_r^2}$

skala debit $\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{L_p^3/t_p}{L_m^3/t_m} = \frac{L_r^3}{t_r}$

3. Kesebangunan dinamik, yaitu kesebangunan gaya-gaya yang terjadi bila gerakannya sebangun kinematis, dan rasio dari massa yang bergerak serta gaya penyebabnya sudah homolog besarnya.

$$n_F = \frac{(F_1)_p}{(F_1)_m} = \frac{(F_2)_p}{(F_2)_m}$$

Jika hubungan antar skala dan kesebangunan telah terpenuhi, maka tingkat ketelitian perlu diperhatikan sehubungan dengan besarnya nilai skala yang digunakan. Beberapa hal dibawah ini menjadi pertimbangan dalam penentuan skala model yang digunakan dalam pengujian sebagai berikut:

- a. Tujuan dari pengujian
- b. Ketelitian yang diharapkan
- c. Fasilitas yang tersedia di laboratorium (ruang, peralatan, dan kapasitas pompa)
- d. Waktu dan biaya yang tersedia

Dalam pengkajian bangunan pelimpah, analisa tinggi aliran di atas pelimpah dapat digunakan untuk menentukan skala model dengan penjabaran sebagai berikut:

$$H_e = H - k_h \dots\dots\dots (2-36)$$

dengan:

H_e = tinggi efektif air di atas pelimpah (m)

H = tinggi air di atas pelimpah (m)

k_h = kehilangan tinggi

= 0,457 mm untuk pelimpah mercu bulat (menurut Russel)

Debit aliran per satuan lebar di atas pelimpah dengan mempertimbangkan kedua ketinggian air tersebut adalah:

$$q_l = C . H^{3/2} \dots\dots\dots (2-37)$$

$$q_l = C . H_e^{3/2} \dots\dots\dots (2-38)$$

Penyelesaian persamaan (2-37) dan (2-38) berdasarkan kontinuitas aliran menghasilkan:



$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2} \dots\dots\dots (2-39)$$

dalam hal ini $\frac{\Delta q}{q}$ adalah rasio perbedaan yang diharapkan (ketelitian yang diharapkan).

2.13 Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (*Undistorted*)

2.13.1 Kecepatan Aliran (nv)

Gaya gravitasi merupakan faktor yang dominan untuk suatu bangunan hidraulika berupa pelimpah, dimana, sehingga yang menentukan keadaan aliran adalah bilangan Froude (Fr) (Triatmodjo, 2010, p.179):

$$Fr = \frac{v}{(g h)^{1/2}} \dots\dots\dots (2-40)$$

dengan :

v = kecepatan aliran (m/det)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/det²)

h = kedalaman aliran (m)

Agar keadaan aliran di model sama dengan di prototipe, maka nilai $(Fr)_p = (Fr)_m$, ini merupakan kriteria kesamaan pola aliran.

Skala bilangan Froude dirumuskan : $Fr_r = \frac{(Fr)_p}{(Fr)_m} = 1$, selanjutnya skala kecepatan aliran

dapat dijabarkan sebagai berikut:

$$\left[\frac{v}{(g h)^{1/2}} \right]_p = \left[\frac{v}{(g h)^{1/2}} \right]_m$$

$$\frac{v_p}{(g_p h_p)^{1/2}} = \frac{v_m}{(g_m h_m)^{1/2}} \rightarrow \frac{v_p}{v_m} = \frac{g_p}{g_m} \cdot \left(\frac{h_p}{h_m} \right)^{1/2}$$

$$V_r = g_r \cdot (H_r)^{1/2}$$

karena $g_p = g_m$, maka :

$$v_r = H_r^{1/2} \dots\dots\dots (2-41)$$

2.13.2 Waktu Aliran (nt)

Waktu yang dapat ditempuh oleh suatu partikel zat cair dengan gerak beraturan adalah (Triatmodjo, 2010:180):

$$\text{waktu } (t) = \frac{\text{jarak } (L)}{\text{kecepatan } (v)}$$

Untuk model skala distorsi, diperoleh:

$$t_r = \frac{L_r}{V_r}, \text{ dimana } v_r = H_r^{1/2}, \text{ sehingga :}$$

$$t_r = L_r \cdot (H_r)^{-1/2} \dots\dots\dots (2-42)$$

2.13.3 Debit Aliran (nQ)

Menggunakan rumus kontinuitas aliran : $Q = v \cdot A$, dengan A = luas penampang basah ($A=L \cdot h$). Dengan memperhatikan hubungan (Triatmodjo, 2010,p.179) :

$$Q_r = v_r \cdot A_r$$

$$v_r = H_r^{1/2}$$

$$A_r = L_r \cdot H_r$$

maka untuk model skala distorsi diperoleh :

$$Q_r = L_r \cdot (H_r)^{3/2} \dots\dots\dots (2-43)$$

2.13.4 Koefisien *Chezy* dan *Manning*

2.13.4.1 Koefisien *Chezy*

Untuk suatu penampang yang lebar: $v = C (h \cdot I)^{1/2}$ (Triatmodjo, 2010:180), maka:

$$n_v = n_c \cdot (n_L)^{1/2} (n_I)^{1/2}$$

$$n_I = n_L / n_L = 1, \text{ maka}$$

$$n_L^{1/2} = n_c \cdot (n_L)^{1/2} \cdot 1$$

$$n_c = (n_L / n_L)^{1/2}$$

$$n_c = 1 \dots\dots\dots (2-44)$$

2.13.4.2 Koefisien *Manning*

Rumus *Manning* pada saluran dengan penampang lebar sebagai berikut (Triatmodjo, 2010,p.181):

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$n_I = n_A / n_L = n_L$$

$$n_I = n_A / n_L = 1,$$

maka:

$$n_v = (1/n_n) \cdot n_I^{2/3} \cdot I$$

$$n_L^{1/2} = (1/n_n) \cdot n_I^{2/3}$$

$$n_n = (n_I^{2/3} / n_L^{1/2})$$

$$n_n = n_L^{1/6} \dots\dots\dots (2-45)$$

2.14 Kesalahan Model Test

Kalibrasi peralatan sebelum digunakan bertujuan untuk memperkecil kesalahan sistematis. Sedangkan kesalahan stokastik besarnya sangat dipengaruhi dengan peralatan

yang dipakai. Pada umumnya kesalahan diwujudkan dalam bentuk prosentase (%) dari hasil pengukuran. Untuk mengurangi kesalahan ini perlu dilakukan pemilihan alat atau instrumen yang sesuai pada percobaan yang sedang dilakukan, dengan menganalisis perambatan kesalahan pada suatu peralatan ke hasil penelitian dapat dilakukan analisis statistik yaitu menggunakan metode *quadratic error propagation*. Dengan rumus sebagai berikut:

$$z = f(x,y) \dots\dots\dots (2-46)$$

$x,y = \text{stochastic independent variable and normal distribution}$

$$\sigma_z^2 = \sigma_x^2 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + \sigma_y^2 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) \dots\dots\dots (2-47)$$

Misalkan percobaan yang diteliti adalah hubungan antara variabel z , x , dan y sebagai berikut ini:

$$Z = a x^b y^c$$

$$\sigma_z^2 = \sigma_x^2 (a b x^{b-1} y^c)^2 + c^2 (\sigma_y / y)^2$$

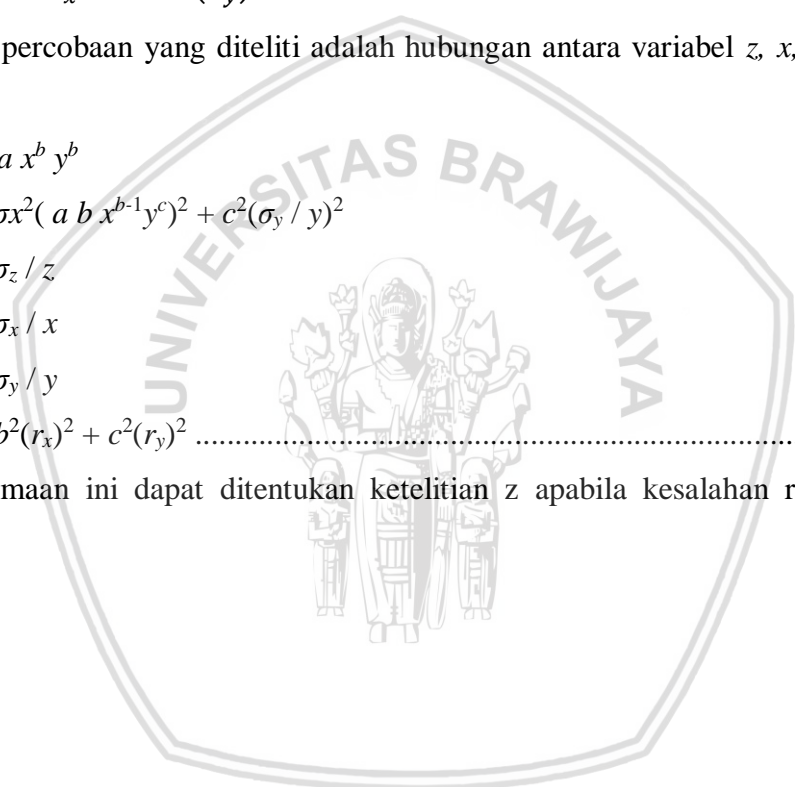
$$r_z = \sigma_z / z$$

$$r_x = \sigma_x / x$$

$$r_y = \sigma_y / y$$

$$(r_z)^2 = b^2 (r_x)^2 + c^2 (r_y)^2 \dots\dots\dots (2-48)$$

Dari persamaan ini dapat ditentukan ketelitian z apabila kesalahan relatif x dan y diketahui.





halaman sengaja dikosongkan



BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Fasilitas Pengujian

Untuk mendukung pelaksanaan penelitian uji model fisik hidraulika Bendungan Way Apu Kabupaten Buru Propinsi Maluku ini digunakan fasilitas Laboratorium Sungai dan Rawa Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang (denah sesuai Gambar 3.3). Dengan alat-alat pendukung pengujian model yang digunakan terdiri dari:

1. Empat buah pompa listrik masing-masing berkapasitas 25 l/dt, 45 l/dt, 30 l/dt dan 50 l/dt.
2. Kolam penampung air sebagai sistem distribusi air di model sebagaimana disajikan pada Gambar 3.3 (denah Laboratorium Sungai dan Rawa). Bangunan ukur debit *rechbox fiberglass/acrylic* dengan ukuran yang disesuaikan dengan standar.
3. Alat pengukur tinggi muka air berupa meteran taraf (*point gouge*), pengukuran kecepatan berupa tabung pitot dan *small current meter*.
4. Model bangunan pelimpah, transisi, peluncur, dan *stilling basin* sesuai dengan skala yang digunakan mempunyai besaran-besaran.
5. Model fisik yang dikaji adalah model fisik Bendungan Way Apu
6. Besar dan dimensi bangunan sesuai dengan hasil *Final Design Model Fisik* Bendungan Way Apu dengan skala 1:65 sesuai tabel 3.1.

Tabel 3.1
Konversi dimensi dari prototipe ke model

Deskripsi	Prototipe M	Rasio	Model Cm
Bendungan Utama			
- Tinggi	54	1:65	83,08
-Lebar Puncak	11	1:65	16,92
Pelimpah Tipe Kombinasi			
• Pelimpah Samping			
-Tinggi AmbangPelimpah	11,5	1:65	17,69
- Lebar Pelimpah	75	1:65	115,38
• PelimpahBerpintu (4 Pintu)			
- Tinggi Ambang Pelimpah	4	1:65	6,15
- Lebar Pelimpah	75	1:65	115,38
- Lebar Pintu	7	1:65	10,77
- RadiusPintu	16,24	1:65	24,98
Saluran Samping			
- Panjang Saluran	75	1:65	115,38
- Lebar Saluran Hulu	10	1:65	15,38
- Lebar Saluran Hilir	20	1:65	30,77
Saluran Transisi			
- Panjang Saluran	45	1:65	69,23
- Lebar Saluran Hulu	61	1:65	93,85
- Lebar Saluran Hilir	45	1:65	69,23
Saluran Peluncur			
- Panjang Saluran	67,28	1:65	103,51
- Lebar Saluran	45	1:65	69,23
Peredam Energi			
- Panjang Peredam Energi	40	1:65	61,53
- Lebar Peredam Energi	45	1:65	69,23

Sumber : Data Uji Model (2018)

3.2 Skala Model

Skala model yang digunakan dalam pengujian ini didasarkan pada beberapa pertimbangan sebagai berikut:

- Tujuan dari pengujian.
- Ketelitian yang diharapkan.
- Fasilitas yang tersedia di laboratorium.

d. Waktu dan biaya yang tersedia

Berdasarkan beberapa pertimbangan di atas maka ditentukan Model Test menggunakan skala undistorsi (*undistorted*) dengan Skala 1:65.

Pelimpah Bendungan Way Apu ini menggunakan konstruksi pelimpah kombinasi yang berfungsi untuk mengalirkan air banjir yang menyebabkan naiknya muka air di bendungan, hal ini untuk menghindarkan dari bahaya *overtopping*.

Dengan menggunakan skala undistorsi 1:65, maka besaran-besaran yang berhubungan dengan pemodelan dapat diketahui sebagaimana Tabel 3.2. berikut:

Tabel 3.2
Rasio Skala antara Model dan Prototipe

No.	Besaran	Notas i	Rumus	Rasio ($n_h = n_L = 65$)
1.	Kecepatan Aliran	U	$n_u = n_h^{1/2}$	$n_u = 8,062$
2.	Waktu Aliran	T	$n_t = n_h^{1/2}$	$n_t = 8,062$
3.	Debit Aliran	Q	$n_Q = n_h^{5/2}$	$n_Q = 34.063,04$
4.	Diameter Butiran	D	$n_d = n_h$	$n_d = 65$
5.	Volume	V	$n_V = n_h^3$	$n_V = 274.625$
6.	Koefisien Chezy	C	$n_c = 1$	$n_c = 1$
7.	Koefisien Manning	N	$n_n = n_h^{1/6}$	$n_n = 2,005$

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

3.3 Konstruksi Model

Beberapa bagian dari prototipe Bendungan Way Apu yang dimodelkan menggunakan jenis dan skala tersebut, terdiri dari:

1. Bagian tampungan dan bendungan utama terbuat dari pasangan batu bata dan semen serta di beri cat *waterproof*.
2. Bangunan pelimpah, dasar saluran transisi, dan saluran samping terbuat dari *acrylic* yang diperhalus dan dicat untuk menyamai keadaan sesungguhnya di lapangan.
3. Bangunan saluran peluncur dan peredam energi terbuat dari *fiberglass* yang diperkuat denganpasangan besi penggapit, hal ini dilakukan agar dapat mengamati keadaan aliran dan kuat terhadap tekanan aliran.

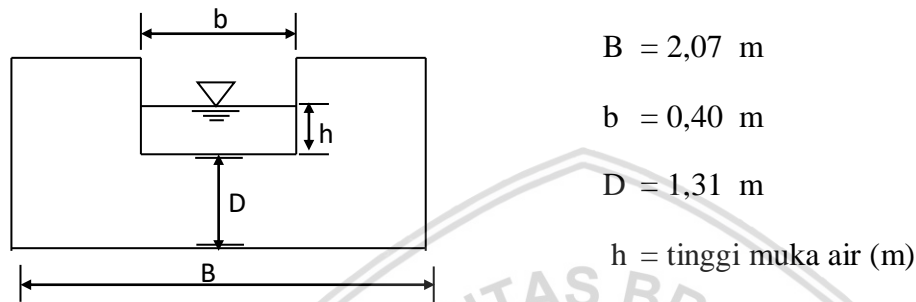
3.4 Tahapan Rancangan Pengujian

3.4.1 Persiapan

Beberapa persiapan dalam melakukan uji model fisik haruslah dilakukan dengan baik, hal ini menyangkut dengan kesiapan dalam melakukan pengambilan data, sehingga hasil yang didapatkan sesuai harapan.

3.4.1.1 Alat ukur *Rechbox*

Debit aliran yang masuk ke model diukur dengan ambang tajam tipe *rechbox* dengan dimensi sebagai berikut:



Gambar 3.1 Dimensi alat ukur *Rechbox*

Sumber: Hasil Pengukuran (2018)

Debit aliran teoritik yang melalui *rechbox* dapat dihitung dengan rumus:

$$Q = K \cdot b \cdot h^{3/2}$$

dengan :

$$Q = \text{debit (m}^3 \cdot \text{menit}^{-1}\text{)}$$

$$K = \text{koefisien debit (m}^{1/2} \cdot \text{menit}^{-1}\text{)}$$

$$K = 107.1 + \frac{0.177}{h} + 14.2 \frac{h}{D} - 25.7 \sqrt{\frac{(B-b)h}{DB}} + 2.04 \sqrt{\frac{B}{D}}$$

$$b = \text{lebar mercu (m)}$$

$$h = \text{kedalaman air di atas mercu (m)}$$

$$B = \text{lebar saluran (m)}$$

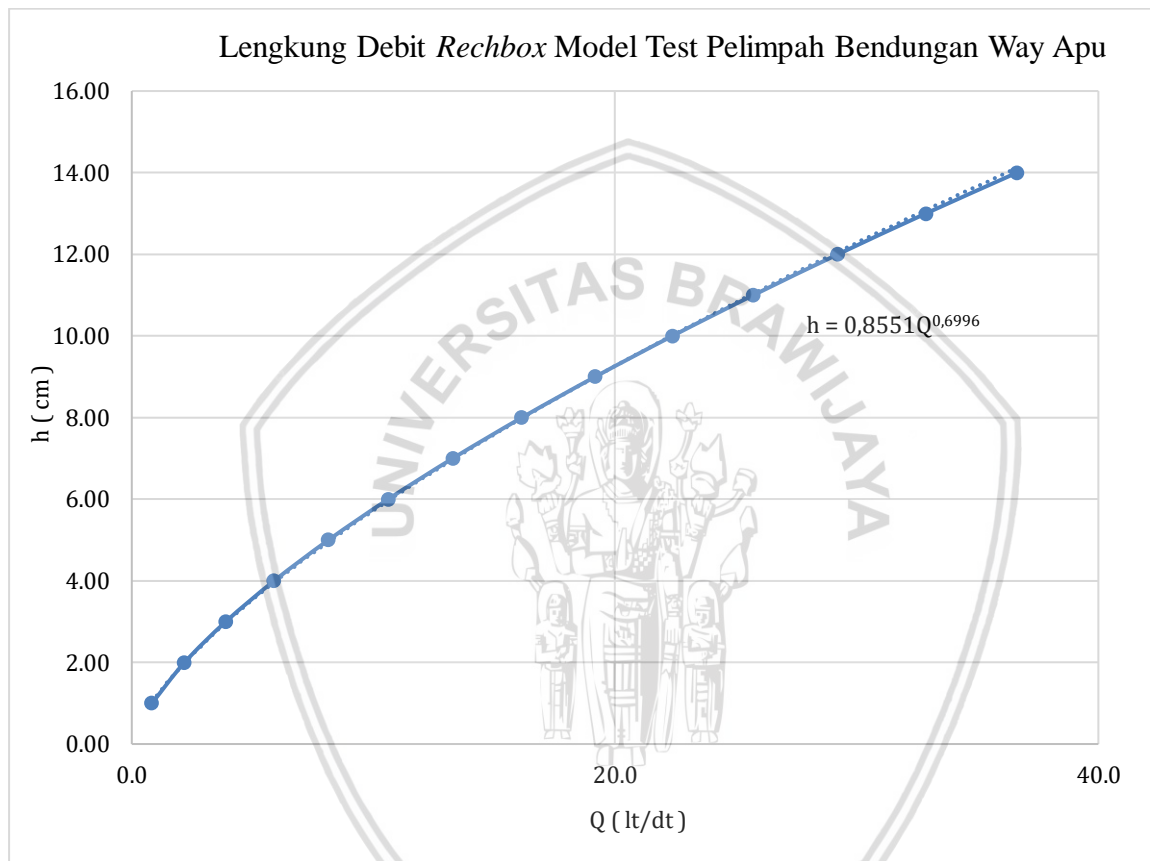
$$D = \text{tinggi dari dasar saluran ke dasar mercu (m)}$$

3.4.1.2 Cara Pengukuran

Adapun cara pengukuran menggunakan alat ukur debit *rechbox*, sebagai berikut:

- Menentukan *index point gauge* (IPG) dengan menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada *crest* alat ukur debit.
- Menggerakkan dan mengatur jarum *point gauge* sehingga angka nol tepat pada angka meteran taraf misal angka 40, sehingga $IPG = 0 = 40$.
- Mengukur tinggi pada alat ukur dengan menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada muka air, meteran taraf dibaca dan dicatat.

- d. Melakukan tiga kali pengukuran dengan tinggi muka air yang berbeda.
- e. Memasukkan harga k dalam rumus alat ukur debit, maka dapat dihitung besarnya debit percobaan.
- f. Besarnya debit percobaan selanjutnya akan dibandingkan dengan tinggi muka air di hulu pelimpah. Jika pada salah satu debit percobaan, tinggi muka air di hulu pelimpah sudah sama atau mendekati nilai tinggi muka air hasil *routing* waduk, maka debit aliran yang lewat di alat ukur *rechbox* dianggap benar.



Gambar 3.2 Lengkung debit alat ukur *Rechbox*
 Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

3.4.1.3 Pengambilan Data

Data yang diambil adalah data tinggi muka air, data kecepatan aliran, data tekanan. Muka air diukur dengan *waterpass*, untuk kecepataannya diukur menggunakan tabung pitot (*pitot tube*), sedangkan tekanan diukur menggunakan *piezometer*.

3.4.2 Rancangan Pengujian

Sesuai dengan investigasi lapangan dan berdasarkan desain konstruksi konsultan perencanaan, pengujian perilaku hidrolika aliran di bangunan pelimpah diuji dengan beberapa kondisi model, sebagai berikut:

1. Model Seri 0 (*Original Design*)

Model Seri 0 merupakan model yang dibuat berdasarkan *original design* konsultan.

2. Model Seri 1, 2 dst.

Model Seri ini merupakan alternatif desain (modifikasi), bila hasil Model Seri 0 kurang baik.

Masing-masing model seri tersebut diuji dengan beberapa variasi banjir rencana yaitu kondisi banjir rancangan Q_2 sebagai debit terkecil dan debit-debit banjir Q_2 , Q_5 , Q_{10} , Q_{25} , Q_{100} , Q_{1000} , dan Q_{PMF} .

Tabel 3.3

Data teknik debit banjir rancangan Q_2 s/d Q_{PMF}

Debit Rancangan	Q Prototipe (m^3/dt)	Q Model (m^3/dt)	Q Model (lt/dt)
2 th	133,6	0,0039	3,92
5 th	340,3	0,0100	9,99
10 th	472,9	0,0139	13,88
20 th	603,8	0,0177	17,73
25 th	640,8	0,0188	18,81
50 th	765,3	0,0225	22,47
100 th	888,9	0,0261	26,10
1000 th	1423,5	0,0418	41,79
PMF	3177,0	0,0933	93,27

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

3.4.3 Rancangan Pola Operasi Pelimpah Berpintu

Berdasarkan dari segi manfaat dan keamanan, maka dapat direncanakan pola operasi pintu pada pelimpah berpintu. Ditinjau dari segi manfaat, pola operasi pintu dioperasikan untuk pengendalian banjir. Selain itu, pola pengoperasian juga ditinjau dari segi keamanan yaitu dengan mempertimbangkan kemampuan sungai hilir terhadap debit banjir rencana yang telah ditentukan. Adapun hasil rancangan pola operasi pintu bukaan 3 pintu disajikan dalam Tabel 3.4, hasil rancangan pola operasi pintu bukaan 4 pintu disajikan dalam Tabel 3.5 dan variasi bukaan 4 pintu dimana besar bukaan pintu nomor 1 sama dengan besar

bukaan pintu nomor 4, sedangkan besar bukaan pintu nomor 2 sama dengan pintu nomor 3 seperti yang telah disajikan pada Tabel 3.6.

Tabel 3.4
Rancangan Pola Operasi Pintu Bukaan 3 Pintu

Debit Rancangan	Q (m ³ /dt)	El. MAW	Bukaan Pintu (m)			
			1	2	3	4
2 th	133,60	96,90	0,39	0,39	0,39	-
5 th	340,30	97,10	1,17	1,17	1,17	-
10 th	472,90	97,20	1,63	1,63	1,63	-
25 th	640,80	97,30	2,47	2,47	2,47	-
50 th	765,30	97,30	3,06	3,06	3,06	-
100 th	888,90	97,40	3,84	3,84	3,84	-
1000 th	1423,50	97,70	5,98	5,98	5,98	-
PMF	3177,00	99,80	Penuh	Penuh	Penuh	-

Sumber : Data uji model (2018)

Tabel 3.5
Rancangan Pola Operasi Pintu Bukaan 4 Pintu

Debit Rancangan	Q (m ³ /dt)	El. MAW	Bukaan Pintu (m)			
			1	2	3	4
2 th	133,60	96,90	0,33	0,33	0,33	0,33
5 th	340,30	97,10	1,00	1,00	1,00	1,00
10 th	472,90	97,20	1,20	1,20	1,20	1,20
25 th	640,80	97,30	2,00	2,00	2,00	2,00
50 th	765,30	97,30	2,40	2,40	2,40	2,40
100 th	888,90	97,40	2,80	2,80	2,80	2,80
1000 th	1423,50	97,70	4,50	4,50	4,50	4,50
PMF	3177,00	99,80	Penuh	Penuh	Penuh	Penuh

Sumber : Data uji model (2018)

Tabel 3.6
Rancangan Pola Operasi Pintu dengan Bukaan Variasi

Debit Rancangan	Q (m ³ /dt)	El. MAW	Bukaan Pintu (m)			
			1	2	3	4
2 th	133,60	96,90	0,20	0,39	0,39	0,20
5 th	340,30	97,10	0,59	0,90	0,90	0,59
10 th	472,90	97,20	0,72	1,82	1,82	0,72
25 th	640,80	97,30	0,91	2,80	2,80	0,91
50 th	765,30	97,30	1,30	3,58	3,58	1,30
100 th	888,90	97,40	1,82	4,00	4,00	1,82
1000 th	1423,50	97,70	4,16	5,01	5,01	4,16
PMF	3177,00	99,80	Penuh	Penuh	Penuh	Penuh

Sumber : Data uji model (2018)

3.4.4 Rancangan Hasil Pengujian

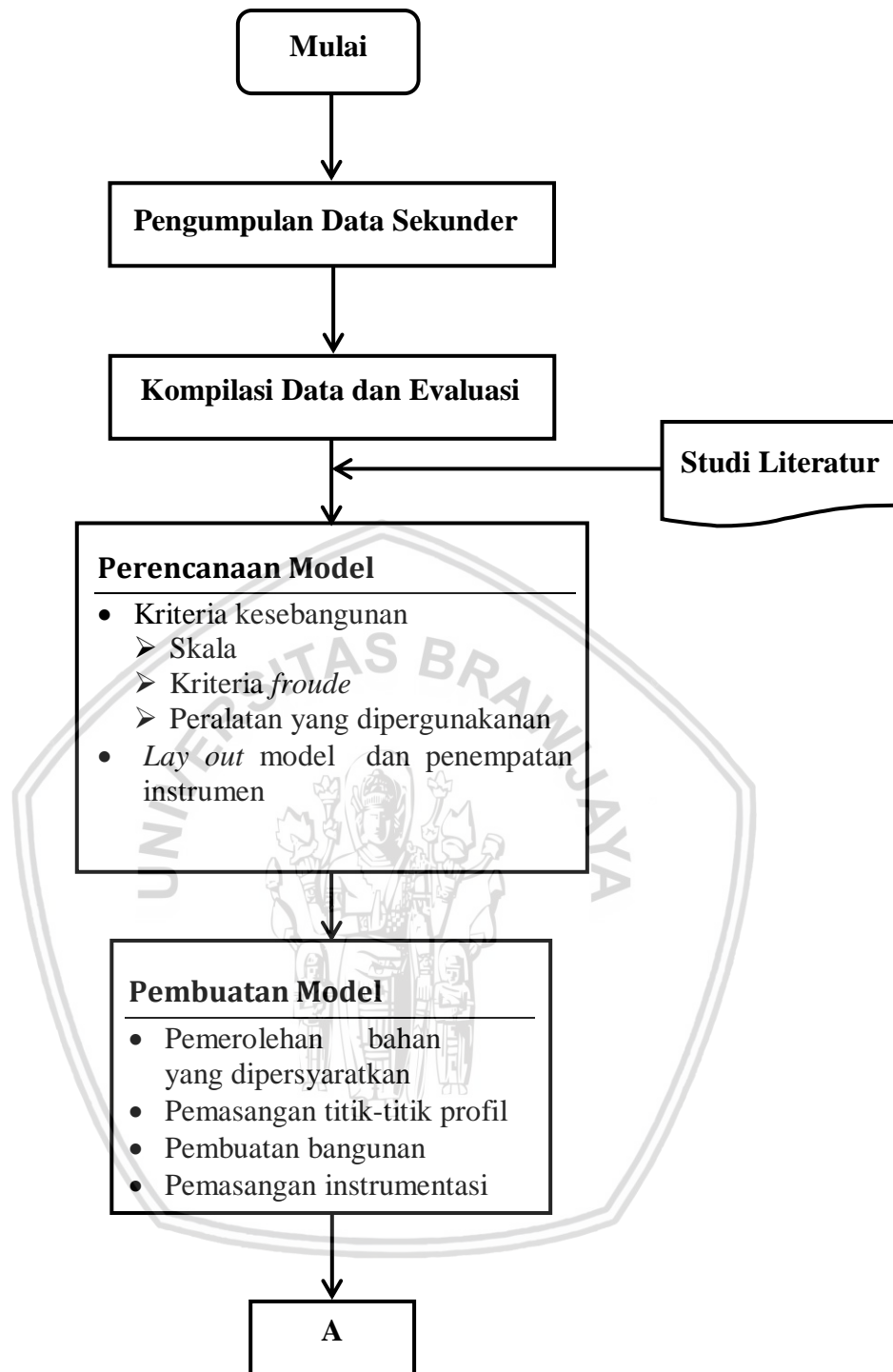
Berdasarkan parameter dan rancangan penelitian, maka diharapkan dapat memberikan alternatif hasil efektif, yang dalam hal ini aman terhadap kestabilan konstruksi bangunan. Adapun rancangan hasil pengujian disajikan dalam Tabel 3.7.

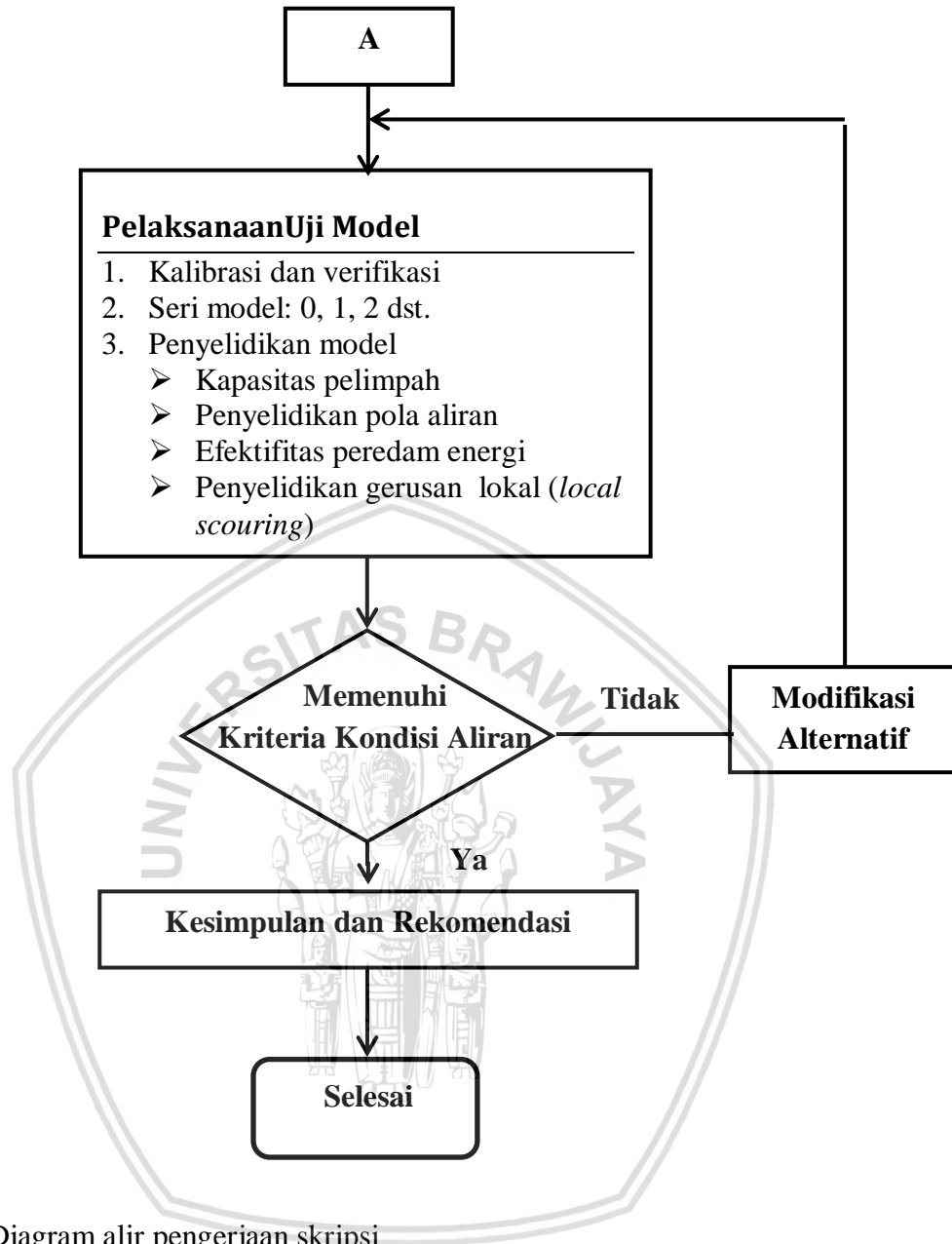
Tabel 3.7

Rancangan Hasil Pengujian

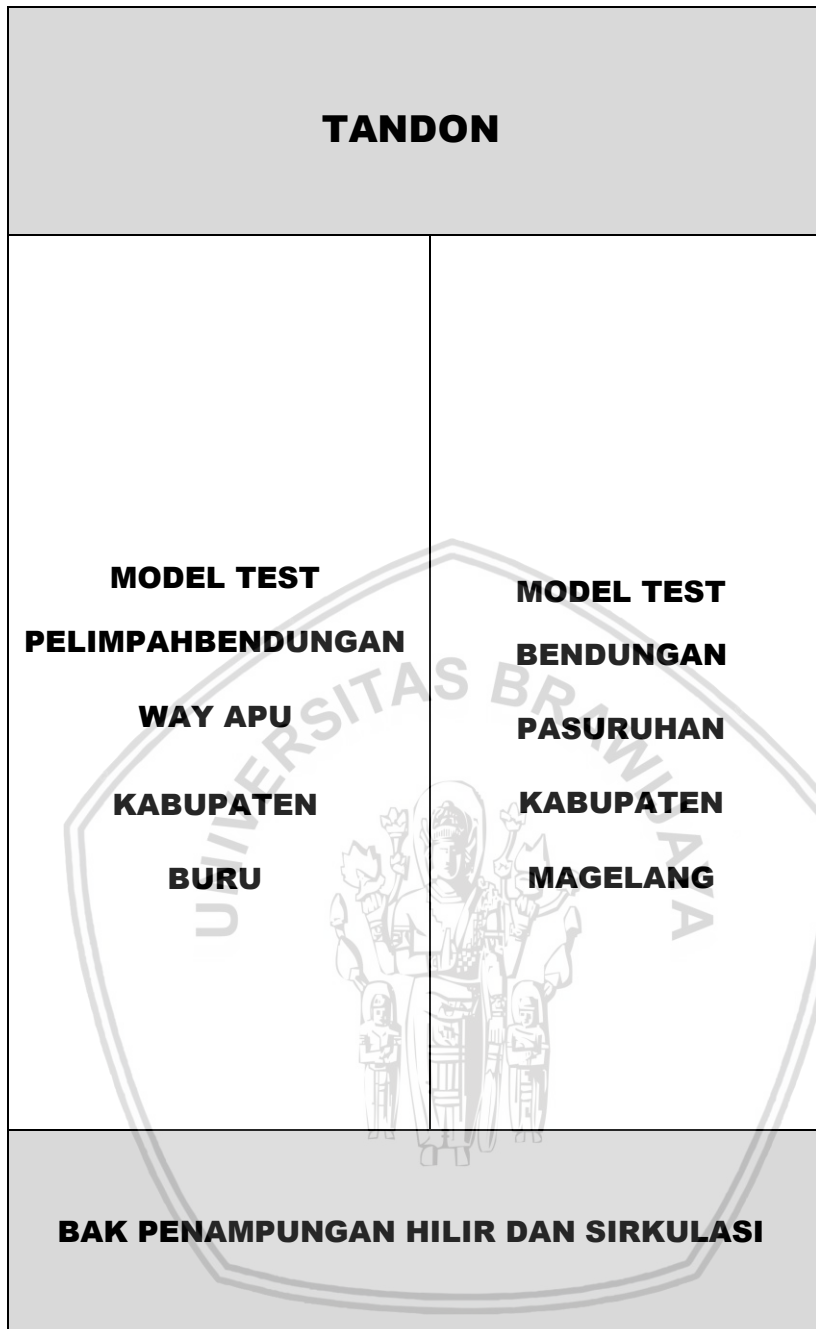
No.	Bagian yang akan dikaji	Data yang diperlukan	Rancangan hasil pengujian
1.	Pelimpah	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekanan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Hubungan koefisien debit terhadap perubahan debit yang lewat di atas pelimpah • Kavitasi • Kapasitas pelimpah
2.	Saluran Samping	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekanan • HKecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Kondisi Aliran • Kavitasi
3.	Saluran Transisi	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekanan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Rancangan penentuan posisi aliran kritis di bagian ujung hilir saluran transisi • Kondisi aliran
4.	Saluran Peluncur	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekanan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Kondisi aliran • Aliran getar • Kavitasi
5.	Peredam Energi	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekanan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Kondisi aliran
6.	Saluran Hantar Hilir (<i>Escape Channel</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Kondisi aliran
7.	Sungai Bagian Hilir	<ul style="list-style-type: none"> • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Kondisi aliran • Pola Gerusan

Sumber: Data uji model (2018)





Gambar 3.3. Diagram alir pengerjaan skripsi



Gambar 3.4 Denah Laboratorium Sungai dan Rawa, Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya



halaman sengaja dikosongkan



BAB IV DATA DAN ANALISA DATA

4.1 Perhitungan Muka Air

Perhitungan tinggi muka air menggunakan alat ukur *point gauge* dengan ketelitian 0,1 mm yang dipasang pada alat ukur debit dan pada titik-titik pengukuran yang ditinjau.

Elevasi muka air dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$E = EPG + \left[(IPG - b) \times \left(\frac{\text{skala}}{100} \right) \right]$$

dengan skala model 1:50, maka:

$$E = EPG + \left[(IPG - b) \times \left(\frac{65}{100} \right) \right]$$

dengan:

E = elevasi muka air prototipe

EPG = elevasi yang dipakai sebagai indeks alat ukur (m)

IPG = bacaan point gauge pada elevasi indeks

b = bacaan point gauge pada titik yang ditinjau

Contoh perhitungan:

Data Pengukuran Final Design saat debit operasional Q_2 pada as pelimpah

$$\text{El. Dasar} = + 96,50$$

$$Q_{2th} = 133,60 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{EPG} = + 101$$

$$\text{IPG} = 0 = 5,50$$

$$b = 11,80$$

Maka:

$$\begin{aligned} E &= EPG + \left[(IPG - b) \times \left(\frac{\text{skala}}{100} \right) \right] \\ &= 101 + \left[(5,50 - 11,80) \times \left(\frac{65}{100} \right) \right] \\ &= 96,91 \end{aligned}$$

4.2 Perhitungan Kecepatan

Perhitungan distribusi kecepatan ini dengan menggunakan alat *pitot tube*. Untuk menghitung kecepatan di prototipe menggunakan persamaan

$$V_m = C_p \sqrt{2gh}$$

$$V_p = V_m \cdot n_h^{1/2}$$

dengan :

V_m = Kecepatan di model (m/dt)

C_p = Koefisien pitot tube = 0,98

h = Beda tinggi air pada pitot tube (m)

V_p = Kecepatan di prototipe

n_h = Skala model

Contoh perhitungan :

Data pengukuran kecepatan pada saluran transisi section 10 saat debit operasional Q_2 , dengan $h_{As} = 0,2$ cm, maka :

$$V_m = 0,98 \sqrt{2 \times 981 \times 0,2} = 19,41 \text{ cm/dt}$$

Maka, kecepatan aliran pada prototipe

$$V_p = 19,41 \times 65^{1/2} = 156,51 \text{ cm/dt} = 1,57 \text{ m/dt.}$$

4.3 Perhitungan Tinggi Tekan

Pengukuran tinggi tekan dengan menggunakan pizometer untuk menghitung tinggi tekan di prototype menggunakan persamaan berikut:

$$H_p = H_m \times n_h$$

dengan :

H_p = Tinggi tekan di prototipe (m)

H_m = Tinggi tekan di model (m)

n_h = Skala model

Contoh perhitungan :

Data pengukuran tinggi tekan pada pizometer saluran transisi nomor 1 (section 10) saat debit operasional Q_2 , dengan $H_m = 8,5 \text{ cm} = 0,085$ m. Maka tinggi tekan pada prototipe :

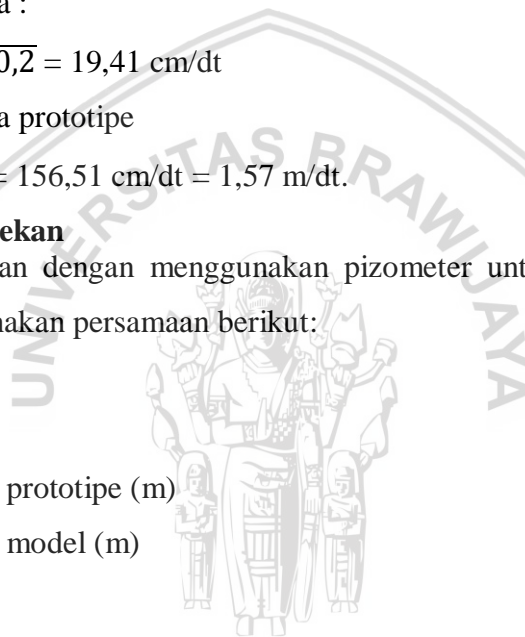
$$H_p = 0,085 \times 65 = 5,53 \text{ m.}$$

4.4 Kalibrasi dan Verifikasi Model

4.4.1 Kalibrasi

Kalibrasi dapat didefinisikan sebagai penyesuaian parameter yang ada di model dengan parameter yang ada di prototipe , sehingga dapat dipakai sebagai acuan untuk pengukuran selanjutnya.

Di dalam model ini yang perlu dilakukan kalibrasi adalah muka air, debit, dan kondisi aliran.



A. Muka Air

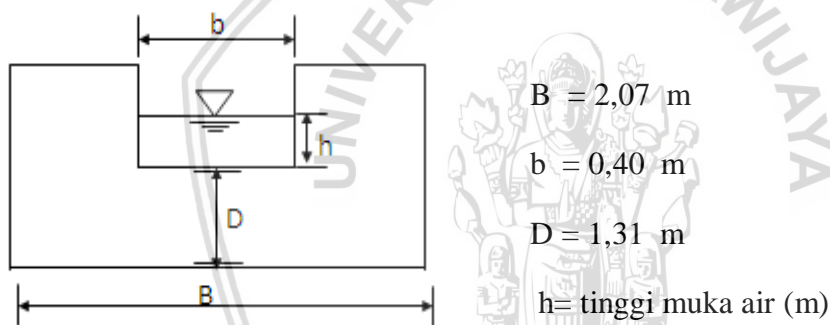
Kalibrasi dilakukan dengan cara memeriksa apakah debit yang melimpas pada pelimpah sudah sesuai dengan debit prototipe, dengan cara mengamati elevasi muka air di hulu bendung.

Kekasaran dasar saluran selalu ditandai dengan ukuran dan bentuk butiran bahan yang membentuk dasar saluran sehingga menimbulkan pengaruh hambatan terhadap aliran yang pada akhirnya dapat menaikkan elevasi muka air.

B. Debit Aliran

Untuk mengetahui apakah debit di model sudah sesuai dengan kondisi prototipe, perlu dilakukan uji pendahuluan (*running test*). Elevasi muka air di hulu bendung dicapai hingga konstan kemudian akan diperoleh debit di alat ukur debit *rechbox*. Hasil debit tersebut akan dibandingkan dengan kondisi debit di prototipe.

Debit aliran yang masuk ke model diukur dengan ambang lebar tipe *rechbox* dengandimensi seperti *Gambar 4.1* berikut:



Gambar 4.1 Dimensi alat ukur *rechbox*

Sumber: Hasil Pengukuran (2018)

Debit aliran teoritik yang melalui *rechbox* dapat dihitung dengan rumus :

$$Q = K \cdot b \cdot h^{3/2}$$

dengan :

$$Q = \text{debit (m}^3 \cdot \text{menit}^{-1}\text{)}$$

$$K = \text{koefisien debit (m}^{1/2} \cdot \text{menit}^{-1}\text{)}$$

$$K = 107,1 + \frac{0,177}{h} + 14,2 \frac{h}{D} - 25,7 \sqrt{\frac{(B-b)h}{DB}} + 2,04 \sqrt{\frac{B}{D}}$$

$$b = \text{lebar mercu (m)}$$

$$h = \text{kedalaman air di atas mercu (m)}$$

$$B = \text{lebar saluran (m)}$$

$$D = \text{tinggi dari dasar saluran ke dasar mercu (m)}$$

Adapun cara pengukuran menggunakan alat ukur debit *rechbox*, sebagai berikut:

- Menentukan *index point gauge* (IPG) dengan menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada *crestalat* ukur debit.
- Menggerakkan dan mengatur jarum *point gauge* sehingga angka nol tepat pada angka meteran taraf misal angka 40, sehingga $IPG = 0 = 40$.
- Mengukur tinggi pada alat ukur dengan menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada muka air, meteran taraf dibaca dan dicatat.
- Melakukan tiga kali pengukuran dengan tinggi muka air yang berbeda.
- Memasukkan harga k dalam rumus alat ukur debit, maka dapat dihitung besarnya debit percobaan.
- Besarnya debit percobaan selanjutnya akan dibandingkan dengan tinggi muka air di hulu pelimpah. Jika pada salah satu debit percobaan, tinggi muka air di hulu pelimpah sudah sama atau mendekati nilai tinggi muka air hasil *routing* waduk, maka debit aliran yang lewat di alat ukur *rechbox* dianggap benar.
- Tabel 4.1 merupakan sajian mengenai hubungan tinggi muka air (h) dan debit (Q) alat ukur *rechbox* yang digunakan pada percobaan.

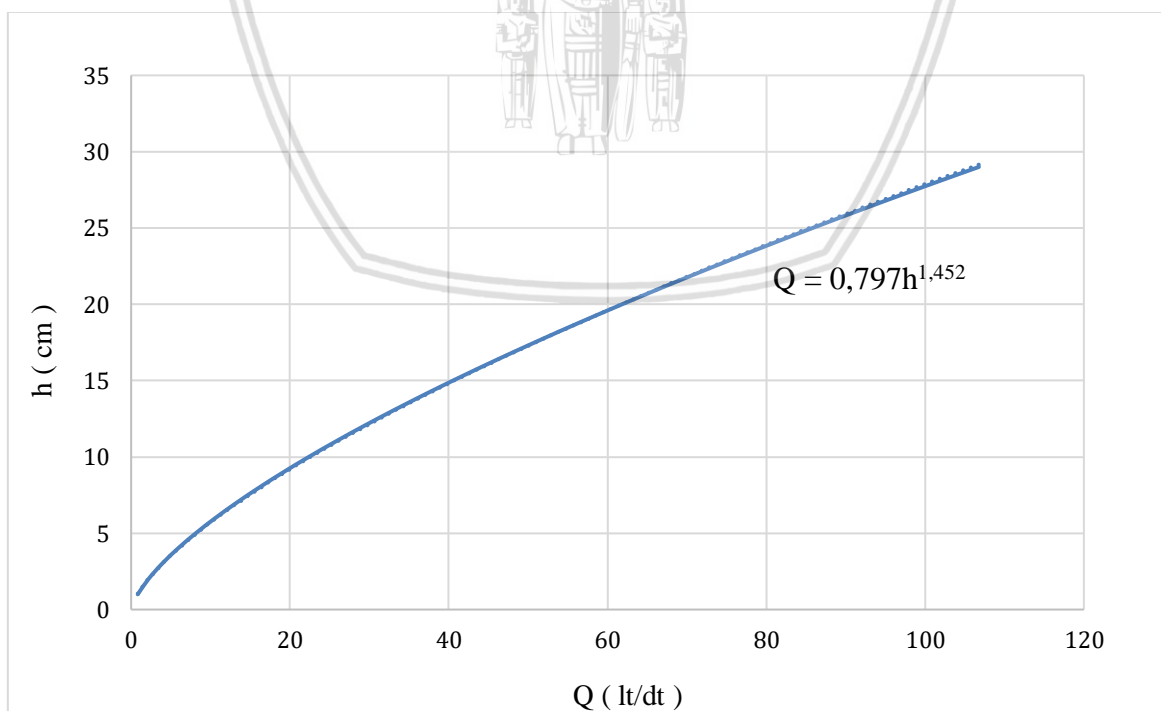
Tabel 4.1
Liku debit alat ukur *rechbox*

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah Rechbox		Koefisien Pelimpah Rechbox K	Debit Rechbox		
	H (m)	H (cm)		Q Model (m ³ /menit)	Q (lt/det)	Q Prototipe (m ³ /det)
1	0,010	1,00	125,46	0,05	0,8364	28,49
2	0,02	2,00	115,88	0,13	2,1850	74,43
3	0,030	3,00	112,40	0,23	3,8935	132,63
4	0,04	4,00	110,49	0,35	5,8928	200,73
5	0,050	5,00	109,24	0,49	8,1420	277,34
6	0,06	6,00	108,32	0,64	10,6136	361,53
7	0,070	7,00	107,62	0,80	13,2871	452,60
8	0,08	8,00	107,04	0,97	16,1469	550,01
9	0,090	9,00	106,56	1,15	19,1801	653,33
10	0,10	10,00	106,14	1,34	22,3764	762,21
11	0,110	11,00	105,78	1,54	25,7269	876,34
12	0,12	12,00	105,45	1,75	29,2242	995,46
13	0,130	13,00	105,16	1,97	32,8615	1.119,36
14	0,140	14,00	104,90	2,20	36,6333	1.247,84
15	0,145	14,50	104,78	2,31	38,5679	1.313,74
16	0,150	15,00	104,66	2,43	40,5343	1.380,72
17	0,155	15,50	104,55	2,55	42,5319	1.448,76
18	0,160	16,00	104,44	2,67	44,5601	1.517,85
19	0,165	16,50	104,33	2,80	46,6184	1.587,96
20	0,170	17,00	104,23	2,92	48,7064	1.659,09
21	0,175	17,50	104,14	3,05	50,8236	1.731,21
22	0,180	18,00	104,04	3,18	52,9696	1.804,31

Lanjutan Tabel 4.1 Liku debit alat ukur *rechbox*

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah Rechbox		Koefisien pelimpah Rechbox K	Debit Rechbox		
				<i>Q Model</i>	<i>Q Prototipe</i>	
	H (m)	H (cm)		Q (m ³ /menit)	Q (lt/det)	Q (m ³ /det)
23	0,185	18,50	103,95	3,31	55,1440	1.878,37
24	0,190	19,00	103,86	3,44	57,3463	1.953,39
25	0,195	19,50	103,78	3,57	59,5762	2.029,35
26	0,200	20,00	103,70	3,71	61,8334	2.106,23
27	0,205	20,50	103,62	3,85	64,1174	2.184,03
28	0,210	21,00	103,54	3,99	66,4280	2.262,74
29	0,215	21,50	103,47	4,13	68,7648	2.342,34
30	0,220	22,00	103,39	4,27	71,1275	2.422,82
31	0,225	22,50	103,32	4,41	73,5158	2.504,17
32	0,230	23,00	103,25	4,56	75,9294	2.586,39
33	0,235	23,50	103,19	4,70	78,3681	2.669,46
34	0,240	24,00	103,12	4,85	80,8316	2.753,37
35	0,245	24,50	103,06	5,00	83,3195	2.838,12
36	0,250	25,00	103,00	5,15	85,8318	2.923,69
37	0,255	25,50	102,94	5,30	88,3680	3.010,08
38	0,260	26,00	102,88	5,46	90,9281	3.097,29
39	0,265	26,50	102,82	5,61	93,5117	3.185,29
40	0,270	27,00	102,77	5,77	96,1186	3.274,09

Sumber : Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.2 Lengkung debit alat ukur *rechbox* model test bendungan Way Apu
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.2
Bacaan *rechbox* pada debit rencana

Debit Rancangan	Prototipe m ³ /dt	Model (m ³ /dt)	Model (lt/dt)	Tinggi Muka Air di <i>Rechbox</i> (cm)
2 th	133,6	0,0039	3,92	3.0
5 th	340,3	0,0100	9,99	5.7
10 th	472,9	0,0139	13,88	7.2
20 th	603,8	0,0177	17,73	8.5
25 th	640,8	0,0188	18,81	8.9
50 th	765,3	0,0225	22,47	10.0
100 th	888,9	0,0261	26,10	11.1
1000 th	1423,5	0,0418	41,79	15,3
PMF*	3177,0	0,0933	93,27	16,4

Sumber: HasilPerhitungan (2018)

* Untuk Q PMF menggunakan IPG = 34 dan lebar *rechbox* 80 cm

C. Kondisi Aliran

Pada kalibrasi kondisi aliran adalah pada TWL (*Tail Water Level*). Tabel 4.3 berikut adalah liku debit TWL.

Tabel 4.3
Liku debit *tail water level*

No	El. Muka Air	H M	A m ²	P m	R M	V m/dt	Q m ³ /dt	Fr	Keterangan
1	48,03	0,00	0	0	0	0	0	0	0
2	48,13	0,10	0,25	4,05	0,062	0,22	0,06	0,23	Subkritis
3	48,23	0,20	0,75	5,89	0,127	0,36	0,27	0,26	Subkritis
4	48,33	0,30	1,41	7,32	0,192	0,48	0,67	0,28	Subkritis
5	48,43	0,40	2,20	8,64	0,255	0,58	1,27	0,29	Subkritis
6	48,53	0,50	3,12	9,93	0,314	0,66	2,06	0,30	Subkritis
7	48,63	0,60	4,16	11,12	0,374	0,74	3,08	0,31	Subkritis
8	48,73	0,70	5,31	12,25	0,433	0,82	4,34	0,31	Subkritis
9	48,83	0,80	6,57	13,35	0,492	0,89	5,85	0,32	Subkritis
10	48,93	0,90	7,93	14,45	0,549	0,96	7,61	0,32	Subkritis
11	49,03	1,00	9,41	15,53	0,606	1,02	9,63	0,33	Subkritis
12	49,13	1,10	11,01	16,62	0,662	1,09	11,96	0,33	Subkritis
13	49,23	1,20	12,68	17,73	0,715	1,14	14,50	0,33	Subkritis
14	49,33	1,30	14,48	18,86	0,768	1,20	17,36	0,34	Subkritis
15	49,43	1,40	16,36	20,02	0,817	1,25	20,44	0,34	Subkritis
16	49,53	1,50	18,39	21,23	0,866	1,30	23,89	0,34	Subkritis
17	49,63	1,60	20,54	22,50	0,913	1,35	27,63	0,34	Subkritis
18	49,73	1,70	22,82	23,99	0,951	1,38	31,57	0,34	Subkritis
19	49,83	1,80	25,26	25,69	0,983	1,41	35,72	0,34	Subkritis
20	49,93	1,90	27,80	27,62	1,006	1,44	39,93	0,33	Subkritis
21	50,03	2,00	31,35	36,20	0,866	1,30	40,74	0,29	Subkritis

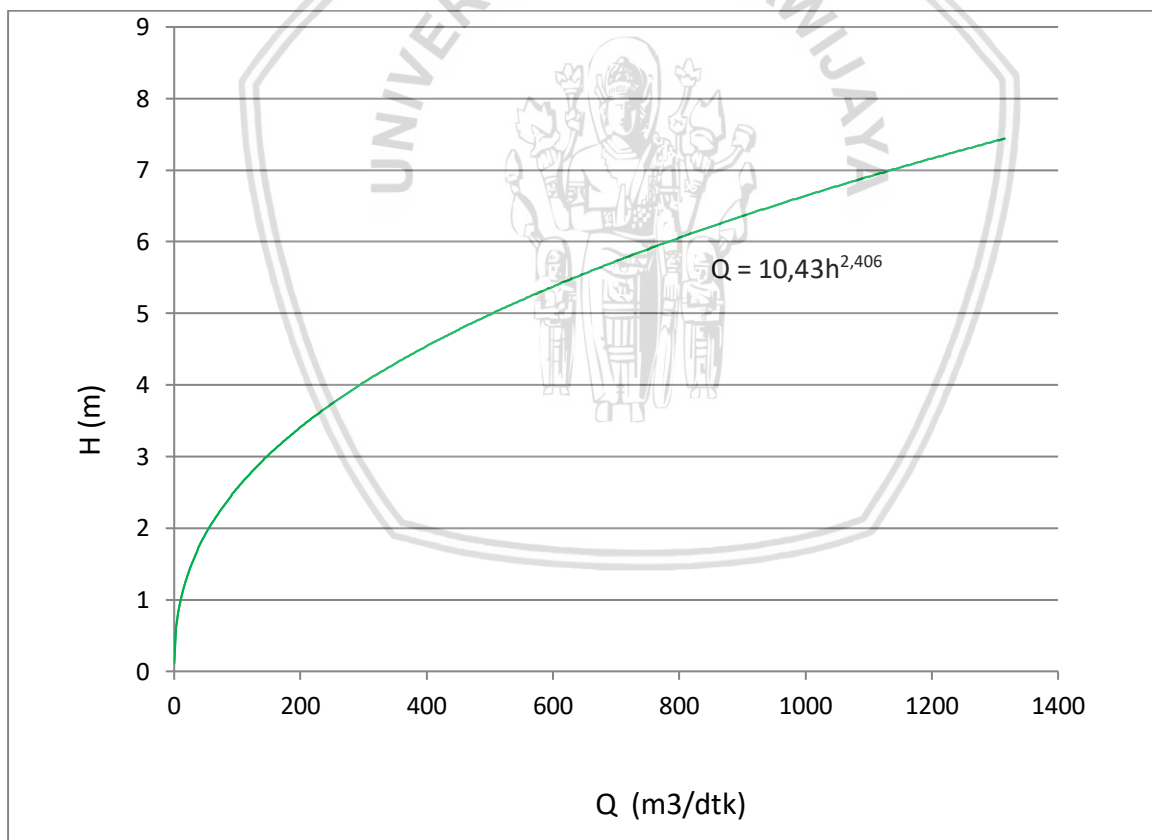
Lanjutan Tabel 4.3 Liku debit *tail water level*

No	El. Muka Air	H	A	P	R	V	Q	Fr	Keterangan
		m	m ²	m	m	m/dt	m ³ /dt		
22	50,13	2,10	35,59	43,40	0,820	1,25	44,59	0,28	Subkritis
23	50,23	2,20	39,94	44,38	0,900	1,33	53,24	0,29	Subkritis
24	50,33	2,30	44,37	45,20	0,982	1,41	62,68	0,30	Subkritis
25	50,43	2,40	48,88	45,85	1,066	1,49	72,95	0,31	Subkritis
26	50,53	2,50	53,44	46,38	1,152	1,57	84,00	0,32	Subkritis
27	50,63	2,60	58,05	46,89	1,238	1,65	95,72	0,33	Subkritis
28	50,73	2,70	62,70	47,34	1,324	1,72	108,15	0,34	Subkritis
29	50,83	2,80	67,39	47,74	1,412	1,80	121,27	0,34	Subkritis
30	50,93	2,90	72,11	48,13	1,498	1,87	135,03	0,35	Subkritis
31	51,03	3,00	76,86	48,49	1,585	1,94	149,45	0,36	Subkritis
32	51,13	3,10	81,64	48,84	1,672	2,01	164,47	0,37	Subkritis
33	51,23	3,20	86,45	49,17	1,758	2,08	180,11	0,37	Subkritis
34	51,33	3,30	91,28	49,48	1,845	2,15	196,39	0,38	Subkritis
35	51,43	3,40	96,14	49,79	1,931	2,22	213,23	0,38	Subkritis
36	51,53	3,50	101,02	50,09	2,017	2,28	230,63	0,39	Subkritis
37	51,63	3,60	105,92	50,39	2,102	2,35	248,59	0,39	Subkritis
38	51,73	3,70	110,84	50,68	2,187	2,41	267,11	0,40	Subkritis
39	51,83	3,80	115,79	50,98	2,271	2,47	286,16	0,40	Subkritis
40	51,93	3,90	120,76	51,27	2,355	2,53	305,73	0,41	subkritis
41	52,03	4,00	125,74	51,56	2,439	2,59	325,82	0,41	subkritis
42	52,13	4,10	130,85	51,87	2,523	2,65	346,80	0,42	subkritis
43	52,23	4,20	135,96	52,18	2,606	2,71	368,20	0,42	subkritis
44	52,33	4,30	141,07	52,49	2,688	2,76	390,01	0,43	subkritis
45	52,43	4,40	146,18	52,80	2,769	2,82	412,22	0,43	subkritis
46	52,53	4,50	151,29	53,11	2,849	2,87	434,81	0,43	subkritis
47	52,63	4,60	156,40	53,42	2,928	2,93	457,78	0,44	subkritis
48	52,73	4,70	161,51	53,73	3,006	2,98	481,12	0,44	subkritis
49	52,83	4,80	166,62	54,04	3,083	3,03	504,82	0,44	subkritis
50	52,93	4,90	171,73	54,35	3,160	3,08	528,87	0,44	subkritis
51	53,03	5,00	176,84	54,66	3,235	3,13	553,25	0,45	subkritis
52	53,13	5,10	181,95	54,97	3,310	3,18	577,97	0,45	subkritis
53	53,23	5,20	187,06	55,28	3,384	3,22	603,01	0,45	subkritis
54	53,33	5,30	192,17	55,59	3,457	3,27	628,37	0,45	subkritis
55	53,43	5,40	197,28	55,90	3,529	3,32	654,03	0,46	subkritis
56	53,53	5,50	202,39	56,21	3,601	3,36	680,00	0,46	subkritis
57	53,63	5,60	207,50	56,52	3,671	3,40	706,26	0,46	subkritis
58	53,73	5,70	212,61	56,83	3,741	3,45	732,81	0,46	subkritis
59	53,83	5,80	217,72	57,14	3,810	3,49	759,64	0,46	subkritis
60	53,93	5,90	222,83	57,45	3,879	3,53	786,74	0,46	subkritis
61	54,03	6,00	227,94	57,76	3,946	3,57	814,11	0,47	subkritis
62	54,13	6,10	233,05	58,07	4,013	3,61	841,75	0,47	subkritis
63	54,23	6,20	238,16	58,38	4,079	3,65	869,64	0,47	subkritis
64	54,33	6,30	243,27	58,69	4,145	3,69	897,79	0,47	subkritis

Lanjutan Tabel 4.3 Liku debit *tail water level*

No	El. Muka Air	H	A	P	R	V	Q	Fr	Keterangan
		m	m ²	M	m	m/dt	m ³ /dt		
65	54,43	6,40	248,38	59,00	4,210	3,73	926,18	0,47	Subkritis
66	54,53	6,50	253,49	59,31	4,274	3,77	954,81	0,47	Subkritis
67	54,63	6,60	258,60	59,62	4,337	3,80	983,68	0,47	Subkritis
68	54,73	6,70	263,71	59,93	4,400	3,84	1012,79	0,47	Subkritis
69	54,83	6,80	268,82	60,24	4,462	3,88	1042,11	0,47	Subkritis
70	54,93	6,90	273,93	60,55	4,524	3,91	1071,67	0,48	Subkritis
71	55,03	7,00	279,04	60,86	4,585	3,95	1101,44	0,48	Subkritis
72	55,13	7,10	284,15	61,17	4,645	3,98	1131,42	0,48	Subkritis
73	55,23	7,20	289,26	61,48	4,705	4,02	1161,61	0,48	Subkritis
74	55,33	7,30	294,37	61,79	4,764	4,05	1192,01	0,48	Subkritis
75	55,43	7,40	299,48	62,10	4,823	4,08	1222,61	0,48	Subkritis
76	55,53	7,50	304,59	62,41	4,880	4,12	1253,41	0,48	subkritis
77	55,63	7,60	309,70	62,72	4,938	4,15	1284,40	0,48	subkritis
78	55,73	7,70	314,81	63,03	4,995	4,18	1315,59	0,48	subkritis

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.3 Lengkung debit TWL (*Tail Water Level*)

Sumber: HasilPerhitungan (2018)

Tabel 4.4
Bacaan *rechbox* pada debit rencana

Debit Rancangan	Prototipe (m ³ /dt)	H (Prototipe)		H (model)	El. MA
		M	cm	m	
2 th	133,6	2,89	4,45	50,92	
5 th	340,3	4,07	6,26	52,10	
10 th	472,9	4,66	7,18	52,69	
20 th	603,8	5,20	8,00	53,23	
25 th	640,8	5,35	8,23	53,38	
50 th	765,3	5,35	8,96	53,85	
100 th	888,9	5,82	9,64	54,30	

Sumber: Data Perhitungan (2018)

Contoh perhitungan parameter hidraulik (F) pada TWL sebagai berikut $n = 0,030$; $S = 0,00184$ dari Tabel 4.4 dan Gambar 4.3 dengan $Q_{2th} = 133,60 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $h = 2,89 \text{ m}$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{133,60}{71,618} = 1,865 \text{ m/dt}$$

$$\text{Kondisi aliran } F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{1,865}{\sqrt{9,81 \cdot 2,89}} = 0,35 \text{ (aliran subkritis)}$$

4.4.2 Verifikasi

Verifikasi adalah suatu tahapan uji atau tahap pelaksanaan pengujian kesesuaian parameter model dengan prototipe.

Untuk mengetahui apakah model dibuat sudah sesuai dengan kondisi prototipe, perlu dilakukan uji pendahuluan (*running test*). Tolak ukur kebenaran dan kesesuaian antara model dan prototipe ini didasarkan pada perbandingan parameter hasil yang diperoleh dari pengukuran model dengan desain dan pengamatan di lapangan (*prototype*). Nilai kebenaran model didasarkan pada perbandingan tinggi muka air di atas pelimpah (H_d) yang merupakan hasil pengujian model dengan penghitungan yang telah dilakukan. Adapun kebenaran model tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.5 berikut.

Tabel 4.5
Tingkat kesalahan relatif H_d hasil pengujian

Kala Ulang (tahun)	Q_{outflow} (m ³ /dt)	Tinggi Muka Air diatas Pelimpah (H_d)			KR (%)	
		Model (m)	Perhitungan (Iwasaki) (m)	Perhitungan (USBR) (m)	Metode Iwasaki	Metode USBR
2	133,60	0,980	0,998	0,979	1,849	0,085
5	340,30	1,740	1,785	1,769	2,545	1,624
10	472,90	2,100	2,184	2,188	3,859	4,025
25	640,80	2,550	2,628	2,624	2,979	2,823
50	765,30	2,810	2,927	2,918	4,004	3,709
100	888,90	3,070	3,205	3,222	4,209	4,712

Sumber: Hasil Pengukuran dan Perhitungan (2018)

4.5 Analisa Perambatan Kesalahan

Dalam menganalisis perambatan kesalahan pada suatu uji model ke hasil penelitian dapat dilakukan dengan menggunakan metode *Quadratic error propagation* berikut ini:

- a. Kesalahan Relatif pada Alat ukur Debit pada Alat ukur *Rechbox*

$$Q = Kbh^{3/2}$$

Kesalahan dari K (r_K) = 1%

Kesalahan dari b (r_b) = 0,1%

$$\text{Kesalahan dari h } (r_h) = \frac{100}{150} \% = \frac{2}{3} \%$$

Dengan menggunakan metode *Quadratic error propagation* maka persamaannya menjadi:

$$r_Q^2 = r_K^2 + r_b^2 + \frac{9}{4}(r_h)^2$$

$$r_Q = \sqrt{1,0^2 + 0,1^2 + \frac{9}{4} \left(\frac{2}{3}\right)^2} = \sqrt{2,01} = 1,4\%$$

Kesalahan debit sebesar 1,4% berlaku apabila nilai $h_{rechbox}$ sesuai dengan ketentuan yang ada yaitu antara $0,03\sqrt{b_{rechbox}}$ – $0,45\sqrt{b_{rechbox}}$. Pada uji model pelimpah Bendungan Way Apu menggunakan alat ukur *rechbox* dengan $b = 0,4$ m. Sehingga batas tinggi muka air di *rechbox* agar kesalahan yang terjadi sebesar 1,4 % adalah 1,90 cm – 28,46 cm. Karena semua debit mencukupi batas ketentuan tersebut, maka kesalahan relatif pada debit adalah 1,4%.

- b. Kesalahan relatif pada Pelimpah

1. Kesalahan relatif pada penentuan H

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2}$$

$$10 \% = 1 - \left\{ \frac{H - 0,457}{H} \right\}^{3/2}$$

$$H = 6,737 \text{ mm}$$

Skala model $L_r = \frac{6,737}{998} = \frac{1}{148,137}$, maka diambil skala model sebesar 1:65. Dengan menggunakan skala 1:65 maka kesalahan relatif pada pelimpah sebesar 4,4%.

2. Kesalahan relatif pada penentuan C

$$Q = CLH^{3/2}$$

$$C = Q \times L^{-1} \times H^{-3/2}$$

L dianggap tidak terdapat kesalahan sehingga $r_L = 0$, maka:

$$r_C^2 = r_Q^2 + \frac{9}{4}(r_H)^2$$

Jadi kesalahan relatif dalam penentuan C pada pelimpah adalah sebagai berikut:

$$rc = \sqrt{1,4^2 + \frac{9}{4}(4,4)^2} = \sqrt{45,52} = 6,75\%$$

3. Kesalahan menentukan bilangan Froude

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gH}}$$

$$Fr = v \cdot g^{-1/2} \cdot H^{-1/2}$$

Kesalahan kecepatan (r_v) diasumsi 7% dikarenakan tabung pitot belum dikalibrasi dan nilai g dianggap tidak terjadi kesalahan sehingga $r_g = 0$, maka:

$$r_F^2 = r_v^2 + \frac{1}{4}(r_H)^2$$

$$rc = \sqrt{7^2 + \frac{1}{4}(7,7)^2} = \sqrt{63,82} = 7,99\%$$

4.6 Pengujian Seri Model

Untuk memperoleh desain yang memenuhi kondisi hidraulik, dilakukan pengujian terhadap *original design* sebagai seri 0, yaitu dibuat sesuai dengan desain dari konsultan perencana, dimana hasil pengujian sebagai berikut:

1. Model Seri 0 (*Original Design*)

Model seri 0 dimaksudkan untuk mengetahui fenomena hidraulik pada bangunan dengan berbagai kondisi debit operasi, berikut penjelasan model seri 0, model fisik ini dibuat berdasarkan hasil desain konsultan, dengan skala tanpa distorsi (*undistorted*) 1 : 65. Hasil pengujian dengan debit pengaliran Q_{2th} s/d Q_{PMF} adalah:

a. Bendungan

Model kombinasi pelimpah samping dan pelimpah berpintu bendungan way apu mampu mengalirkan semua debit rancangan tanpa menimbulkan overtopping. Dari hasil model test didapatkan bahwa elevasi muka air maksimum saat kondisi $Q_{PMF} = 3177,00 \text{ m}^3/\text{det}$ adalah +99,80 dengan pengoperasian bukaan 3 pintu sehingga muka air waduk masih berada 1,20 m di bawah elevasi puncak bendungan (batas toleransi *freeboard* tidak boleh kurang dari 0,75m), sedangkan elevasi muka air maksimum saat kondisi Q_{PMF} dengan pengoperasian bukaan 4 pintu adalah +98,53 sehingga muka air

waduk masih berada 2,47 m di bawah elevasi puncak bendungan. Dinding *Approach channel* yang cukup panjang membuat aliran yang menuju pelimpah menjadi tenang pada setiap debit yang diujikan, namun adanya pusaran air di awal saluran pengarah huludinding sebelah kiri yang terlihat pada beberapa debit pengaliran yang diakibatkan oleh tidak adanya jari-jari lengkungpilar dinding pengarah kiri.

b. Pelimpah samping dan saluran samping

Model pelimpah samping mampu melewati semua debit rancangan yang diujikan tanpa terjadinya aliran balik (*backwater*). Pada saat Q_{PMF} masih terdapat tinggi jagaan sebesar 1,20 m. Pada Piezometer yang terpasang pada pelimpah, menunjukkan tidak adanya nilai negatif pada pengaliran debit banjir rancangan $Q_{2th} - Q_{PMF}$. Saluran samping mampu mengalirkan Q_{PMF} dengan aman, namun hampir semua debit yang melalui saluran samping masih dalam kondisi superkritis dan pada penampang kontrol 1 masih terjadi aliran yang tidak beraturan bahkan cenderung meloncat sehingga dapat memicu terjadinya kavitasi.

c. Pelimpah berpintu

Model pelimpah berpintu mampu mengalirkan semua debit banjir rancangan $Q_{2th} - Q_{PMF}$ dengan aman, hanya saja terdapat fenomena aliran pusaran tapal kuda (*horseshoe vortex*) di depan pintu yang dapat menyebabkan terjadinya getaran atau vibrasi pada pintu, kavitasi, dan penurunan kapasitas aliran terhadap struktur. Pada bagian setelah pelimpah berpintu masih terjadi aliran balik dikarenakan aliran yang melalui bagian tersebut masih dalam kondisi superkritis dan tidak ada peredaman.

d. Saluan Transisi

Pada *piezometer* yang terpasang pada saluran transisi pertama setelah saluran samping, menunjukkan tidak adanya nilai negatif pada pengaliran debit banjir rancangan $Q_{2th} - Q_{PMF}$ terutama pada section 8 elevasi +83,00, namun tidak melebihi angka toleransi tekanan subatmosfir maksimum untuk konstruksi beton -3,00 m s/d -4,00 m. Dengan demikian dapat dikatakan aman terhadap bahaya kavitasi. Kapasitas saluran transisi kedua dengan panjang 45,00m dan kemiringan 0,02 (datar) masih terlihat aliran yang tidak meratadan bergelombang pada semua debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) yang dioperasikan di model. Pada Piezometer yang terpasang pada dasar saluran transisi kedua, tidak menunjukkan adanya nilai negatif pada debit pengaliran debit banjir rancangan. Dengan demikian tidak ada bahaya kavitasi pada saluran transisi kedua. Pada saluran transisi pertama tidak efektif dalam mengendalikan aliran pada setiap debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) dengan ditunjukkan aliran silang untuk setiap debit

rancangan yang dioperasikan di model, namun pada saluran transisi kedua tidak terlihat adanya aliran silang.

e. Saluran Peluncur

Saluran peluncur mampu menampung air pada setiap debit rancangan yang diujikan, namun terjadi aliran silang (*cross flow*). Pada awal lengkung saluran peluncur ($E_1 + 77,20$) terjadi aliran kritis ($F_r = 1$) dikarenakan pengaruh dari perubahan saluran transisi dengan aliran subkritis menuju saluran peluncur yang curam (slope 1 : 2,25) dengan aliran super kritis. Pada piezometer yang terpasang pada dasar saluran peluncur untuk semua debit rancangan yang diujikan tidak terdapat nilai negatif, sehingga dapat disimpulkan bahwa saluran peluncur aman terhadap bahaya kavitasi.

f. Peredam Energi

Secara keseluruhan tinggi dinding peredam energi USBR Tipe II masih mampu menampung setiap debit rancangan yang lewat, namun dengan bantalan air sedalam 3,50 m peredam energi kurang efektif untuk mematahkan energi akibat kecepatan aliran yang tinggi dari saluran peluncur. Hal ini ditunjukkan oleh pengaliran debit Q_{100th} loncatan tidak merata, pada Q_{1000th} dan Q_{PMF} loncatan air keluar dari ruang olak.

g. Saluran Hantar Hilir (*Water Way*)

Aliran di saluran pengarah hilir peredam energi tidak beraturan, disebabkan oleh aliran mulai saluran transisi tidak beraturan dan trase saluran pengarah hilir yang berbelok.

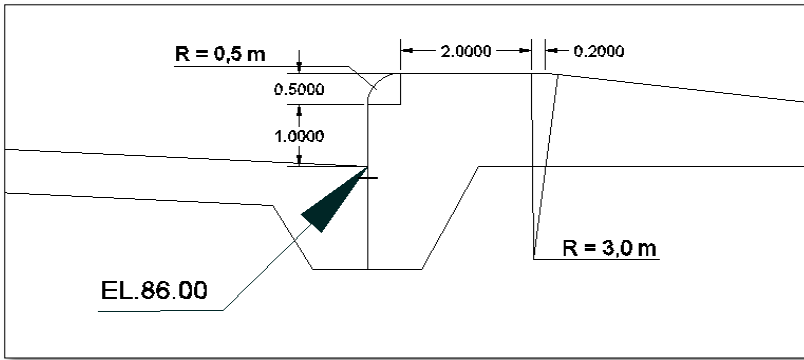
2. Model *Alternative Design*

Berdasarkan hasil uji seri 0 yang kurang memuaskan dengan kelemahan-kelemahan tersebut, maka diperlukan *alternative design*. Adapun *alternative design* sebagai berikut:

A. Seri 1

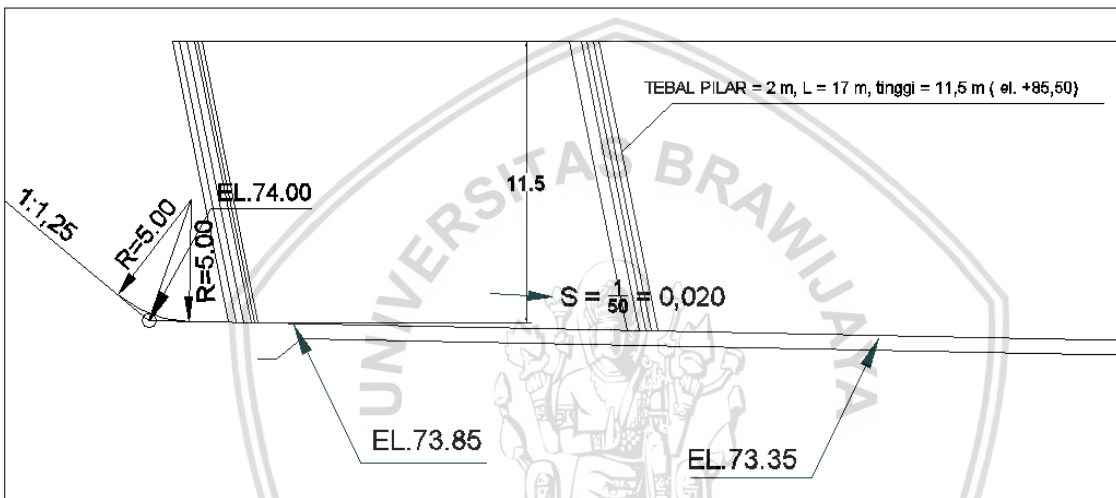
Alternatif pertama penyempurnaan pada uji model Fisik Pelimpah Bendungan Way Apu Kabupaten Buru adalah memperbaiki kondisi aliran di saluran akhir saluran samping, saluran transisi, saluran peredam energi dan saluran hantar hilir. Perubahan yang dilakukan adalah :

1. Letak penampang kontrol-1 (atas) digeser ke hulu di bagian ujung hilir saluran samping dengan ambang/sill setinggi 1,5 m.



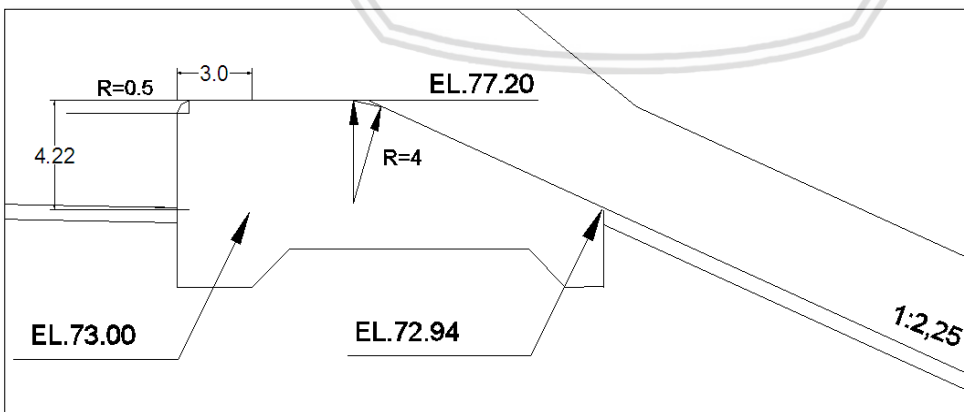
Gambar 4.4 Potongan memanjang penampang kontrol-1 seri-1
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

2. Penambahan pilar pengarah di hilir masing-masing pintu radial



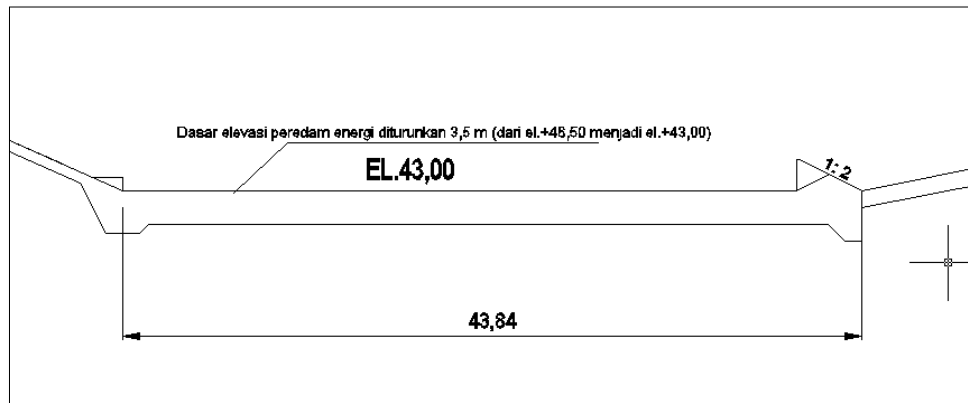
Gambar 4.5 Potongan memanjang pepanjangan pilar pengarah paling kanan di hilir
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

3. Memperpanjang ke arah hulu ambang/sill penampang kontrol-2 sepanjang 3 m dengan elevasi tetap + 77,20.



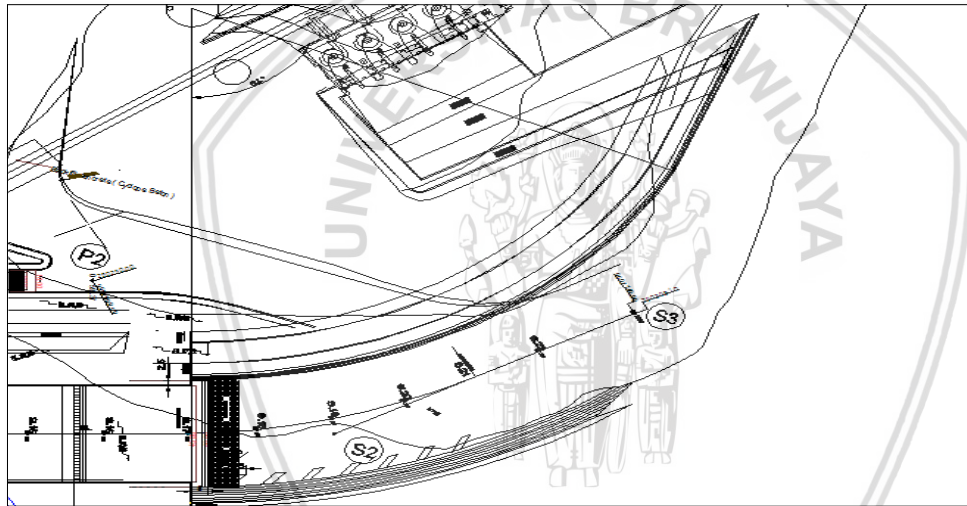
Gambar 4.6 Potongan memanjang penambahan sill pada saluran transisi
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4. Menurunkan elevasi dasar peredam energi dari + 46.50 menjadi + 43.00.



Gambar 4.7 Potongan memanjang perubahan dasar saluran peredam energi
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

5. Memperpanjang tanggul pengarah hilir sisi kiri dan pemasangan krib (sudut 45°) di bagian belokan luar hilir peredam energi.



Gambar 4.8 Potongan memanjang penambahan dinding di belokan dalam waterway dan pemasangan krib di bagian belokan luar hilir peredam energi
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Hasil pengujian model seri 1, dengan debit pengaliran Q_{2th} s/d Q_{100th} adalah:

1. Pelimpah samping dan saluran samping

- Pelimpah samping mampu mengalirkan dengan bebas debit Q_{PMF} (kombinasi 4 pintu radial) pada elevasi muka air waduk + 98,53.
- Peimpah samping mampu mengalirkan dengan bebas debit Q_{PMF} (kombinasi 3 pintu radial) pada elevasi muka air waduk +99,83 .
- Saluran samping mampu mengalirkan debit Q_{PMF} dengan aman dan tidak terjadi aliran balik ke muka air waduk

- Pada akhir penampang saluran samping dengan memasang ambang/sill setinggi 1,50 m (sebagai penampang kontrol-1) menyebabkan pengempangan (genangan di saluran samping), pada debit Q_{2th} s/d Q_{PMF} kondisi aliran subkritis
- Di bagian mercu lengkung hilir menuju saluran transisi mulai Q_{50th} s/d Q_{PMF} terjadi tekanan negatif (maks – 1,30 m) dan masih batas toleransi – 3,00 m

2. Operasi pintu radial dan saluran transisi

- Fenomena aliran untuk operasi 4 pintu, di saluran transisi cukup merata dengan kondisi subkritis dan untuk penyempurnaan panjang pilar pengarah pintu nomor 4 perlu diperpendek
- Untuk operasi 3 pintu, fenomena aliran di saluran transisi cukup merata dengan kondisi subkritis tetapi untuk penyempurnaan tinggi pilar pengarah di hilir masing-masing pintu perlu ditambah 4,00 m
- Fenomena pusaran aliran (*vortex*) di depan pintu radial sering terjadi ketika pintu dioperasikan, hal ini dapat menimbulkan getaran / vibrasi pada pintu

3. Saluran Peluncur

- Aliran di saluran peluncur cukup merata dan tidak terjadi tekanan sub atmosfer.
- Penyesuaian elevasi puncak dinding peluncur masih diperlukan untuk menghindari luapan air khususnya Q_{PMF} .

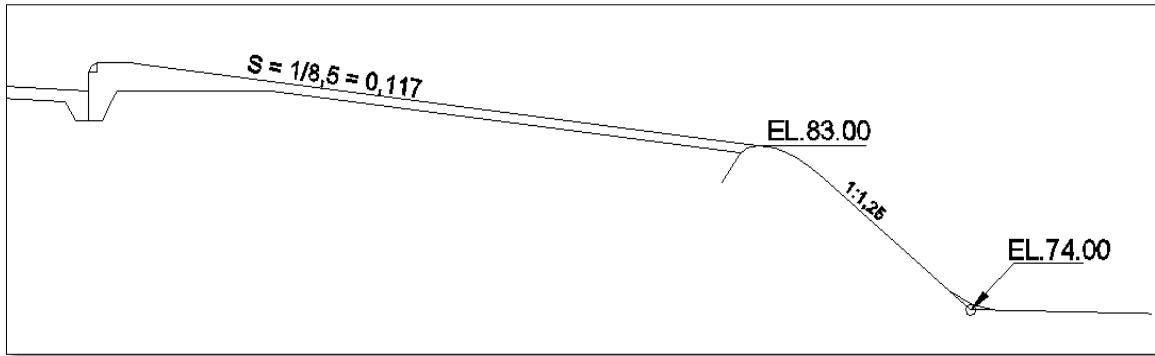
4. Peredam energi dan saluran pengarah hilir

- Dengan bantalan air sedalam 7,00 m, peredam energi cukup efektif untuk mematahkan energi akibat kecepatan aliran yang tinggi dari saluran peluncur. Hal ini ditunjukkan oleh pengaliran debit Q_{100th} dan Q_{1000th} loncatan air (*hydraulic jump*) masih di dalam ruang olak, tetapi pada Q_{PMF} loncatan air keluar dari ruang olak.
- Aliran di saluran pengarah hilir peredam energi kurang merata, disebabkan oleh trase saluran yang berbelok dengan rasio R/B kurang dari 4.

B. Seri II (*Final Design*)

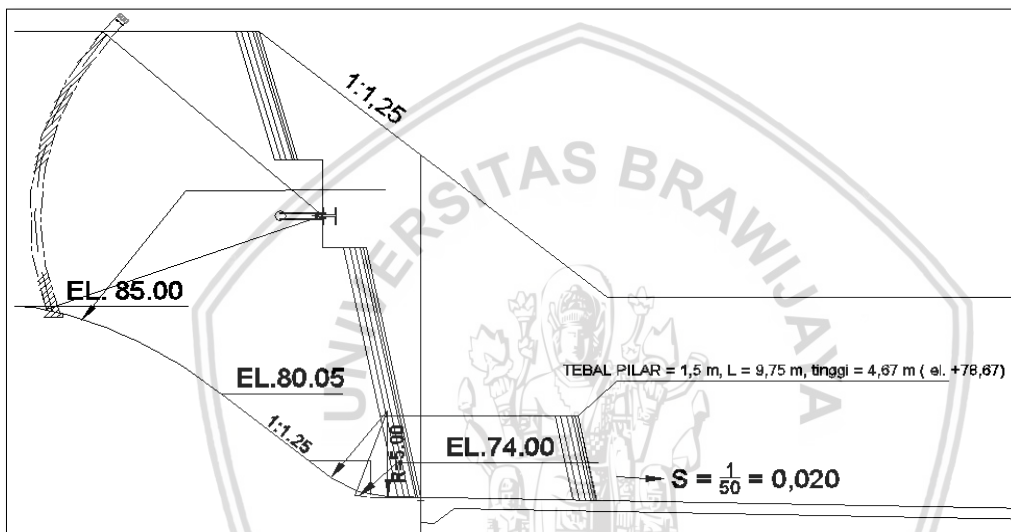
Alternatif penyempurnaan kondisi aliran pada uji model fisik Pelimpah Bendungan Way Apu Kabupaten Buru berikutnya adalah peredaman aliran *vortex* menggunakan *trash rack* memperbaiki kondisi aliran di saluran akhir saluran samping, saluran transisi dan saluran hantar hilir. Perubahan yang dilakukan adalah :

1. Merubah kemiringan saluran di hilir penampang kontrol-1 dan memperbesar lengkung di akhir saluran menuju saluran transisi.



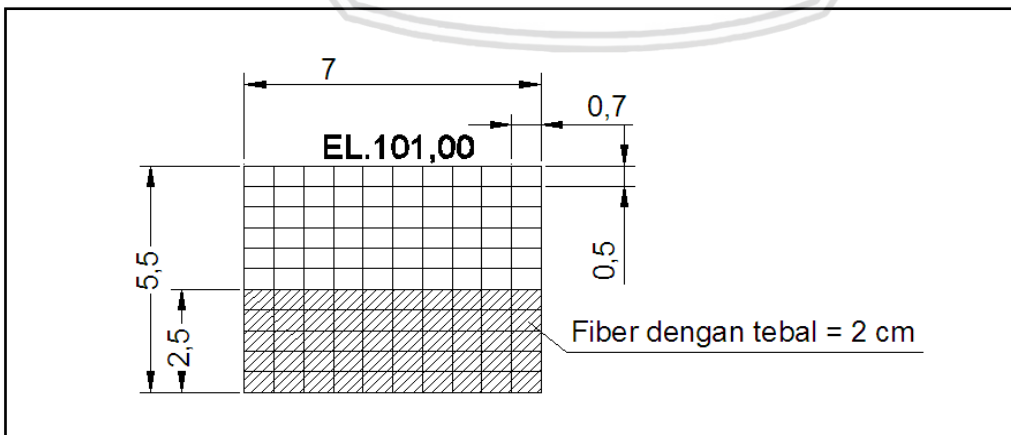
Gambar 4.9 Potongan memanjang alternatif seri 2 perubahan desain hilir saluran samping
 Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

2. Meningkatkan pilar pengarah di hilir pintu radial



Gambar 4.10 Potongan memanjang alternatif seri 2 perubahan dimensi pintu
 Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

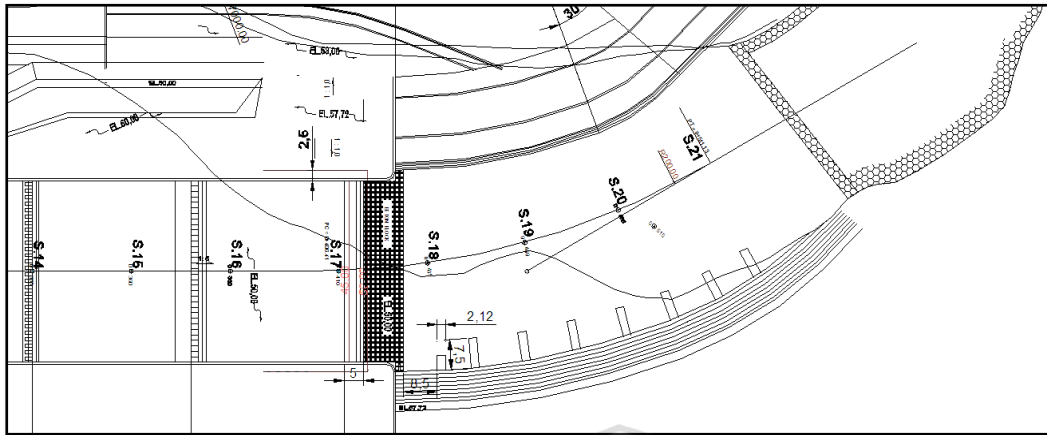
3. Memasang jeruji / trash rack sebagian ditutup penuh dengan fiber glas (setinggi 5,50 m) di depan pintu radial untuk menghindari vortex /pusaran air



Gambar 4.11 Alternatif seri 2 trashrack dibelakang pintu
 Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

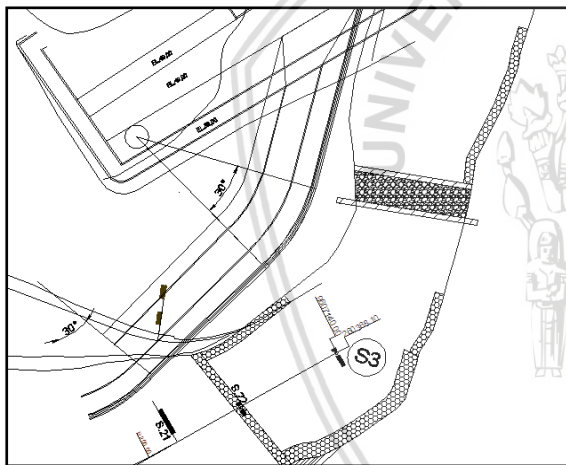


4. Formasi krib dirubah tegak lurus tebing (sudut 90°) di bagian belokan luar hilir peredam energi.



Gambar 4.12 Denah pemasangan krib alternatif seri 2
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

5. Pemasangan perlindungan dasar sungai terhadap gerusan (*scouring*) dengan *groundsill* (tinggi 1,50 m) dan bronjong.



Gambar 4.13 Denah pemasangan *groundsill* dan bronjong alternatif seri 2
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Hasil pengujian model seri II, dengan debit pengaliran Q_{2th} s/d Q_{1000th} adalah:

1. Pelimpah samping dan saluran samping

- Pelimpah samping mampu mengalirkan dengan bebas debit Q_{PMF} (kombinasi 4 pintu radial) pada elevasi muka air waduk + 98,53 dan kombinasi 3 pintu radial pada elevasi muka air waduk +99,83 .
- Saluran samping mampu mengalirkan debit Q_{PMF} dengan aman dan tidak terjadi aliran balik ke muka air waduk

- Pada penampang kontrol-1 dengan ambang/sill setinggi 1,50 m (seperti model seri1 menyebabkan pengempangan (genangan di saluran samping), pada debit Q_{2th} s/d Q_{PMF} dan kondisi aliran subkritis
- Di bagian mercu lengkung hilir menuju saluran transisi setelah penampang kontrol-1 mulai Q_{2th} s/d Q_{1000th} tidak terjadi tekanan negatip/sub atmosfer (tidak ada bahaya kavitasi)

2. Operasi pintu radial

- Operasi pintu radial dengan 2 skenario :
 - a) 4 pintu dioperasikan bersama dengan tinggi bukaan seragam.
 - b) 4 pintu dioperasikan dengan tinggi bukaan berbeda, prioritas 2 pintu tengah kemudian diikuti 2 pintu tepi,
 - c) 3 pintu dioperasikan dan 1 pintu ditutup (antisipasi apabila ada kerusakan pintu)
- Resiko fenomena *vortex* (pusaran aliran) di depan pintu radial sangat kecil apabila menggunakan skenario operasi pintu point (b). Dan fungsi trash rack semi kedap cukup efektif untuk menghindari pusaran aliran.

3. Saluran Transisi

Kondisi aliran di saluran transisi cukup kondusif untuk semua operasi debit pengujian.

- Fenomena aliran untuk operasi 4 pintu skenario a) dan b), di saluran transisi cukup merata dengan kondisi subkritis.
- Untuk operasi 3 pintu, fenomena aliran cukup merata dengan kondisi subkritis.

4. Saluran Peluncur

- Aliran di saluran peluncur cukup merata dan tidak terjadi tekanan sub atmosfer.
- Penyesuaian elevasi puncak dinding peluncur masih diperlukan untuk menghindari luapan air khususnya Q_{PMF} .

5. Peredam energi dan saluran pengarah hilir

- Dengan bantalan air sedalam 7,00 m dan perpanjangan dinding tegak 15 m, peredam energi cukup efektif untuk memecahkan energi akibat kecepatan aliran yang tinggi dari saluran peluncur. Hal ini ditunjukkan oleh pengaliran debit Q_{100th} dan Q_{1000th} loncatan air (*hydraulic jump*) masih di dalam ruang olak, tetapi pada Q_{PMF} loncatan air keluar dari ruang olak.
- Elevasi puncak dinding peredam energi diusulkan pada El. + 56.25 m.
- Aliran di saluran pengarah hilir peredam energi cukup merata dengan pemasangan krib tegak lurus tebing di belokan luar.

- Gerusan lokal dengan pengendalian dasar sungai kombinasi groundsill dan bronjong cukup efektif untuk pengujian Q_{2th} s/d Q_{25th} (4 jam menerus), Q_{50th} , Q_{100th} dan Q_{200th} masing-masing 1 jam.

4.7 Analisa Hidrolika Pada Pelimpah

4.7.1 Debit Pada Pelimpah

Debit aliran melalui pelimpah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = C.L.H^{3/2}$$

Perencanaan pelimpah pada Bendungan Ladongi menggunakan debit rencana Q_{100th} . Untuk keperluan pengujian model fisik hidrolika tentang waduk diperlukan data hasil perhitungan penelusuran debit banjir yang berupa debit *outflow*.

- $Q_{100th} = 888,90 \text{ m}^3/\text{dt}$
- $Q_{1000th} = 1423,50 \text{ m}^3/\text{dt}$
- $Q_{PMF} = 3177,00 \text{ m}^3/\text{dt}$

4.7.2 Perhitungan Koefisien Debit Pada Pelimpah

a. Metode USBR

Koefisien debit (C) dari ambang pelimpah diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut:

$$Q_{1000th} = 1423,50 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 75 \text{ m}$$

$$P = 11,50 \text{ m}$$

$$\text{El. Crest} = +96,50$$

Langkah 1

Menghitung nilai H_o dengan menggunakan *caratrial and error*.

Trial 1

$$\text{Coba } H_o = 4,00 \text{ m}$$

$$P/H_o = 2,88 \text{ m}$$

Dari grafik pada gambar 2.1 didapatkan $C_o = 3,90 \text{ ft}^{1/2}/\text{sec} = 2,153 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$

$$\begin{aligned} B' &= B - (0,1 \times 2 \times H_o) \\ &= 75 - (0,1 \times 2 \times 4,00) \\ &= 74,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{hitung} &= C.B'.H_o^{1,5} \\ &= 2,154 \cdot 74,20 \cdot 4,00^{1,5} \\ &= 1278,614 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Dikarenakan $Q_{hitung} \neq Q_{rencana}$ maka perlu dilakukan *trial and error* lagi.

Trial 2

$$\text{Coba } H_0 = 4,30 \text{ m}$$

$$P/H_0 = 2,67 \text{ m}$$

Dari grafik pada Gambar 2.1 didapatkan $C_0 = 3,90 \text{ ft}^{1/2}/\text{sec} = 2,153 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$

$$\begin{aligned} B' &= B - (0,1 \times 2 \times H_0) \\ &= 75 - (0,1 \times 2 \times 4,30) \\ &= 74,14 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{hitung} &= C.B.H_0^{1,5} \\ &= 2,153 \cdot 74,14 \cdot 4,3^{1,5} \\ &= 1423,50 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Dikarenakan $Q_{hitung} = Q_{rencana}$ maka nilai $H_0 = 4,30 \text{ m}$ dan $C_0 = 2,153 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$.

Langkah 2

Menghitung nilai H_d dan C_d dengan menggunakan cara *trial and error*. Berikut contoh perhitungan menggunakan debit Q_{100th} .

$$Q_{100th} = 888,90 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 75 \text{ m}$$

$$\text{Coba } H_d = 3,222 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - (0,1 \times 2 \times H_0) \\ &= 75 - (0,1 \times 2 \times 3,222) = 74,356 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_d/H_0 &= 3,222/4,30 \\ &= 0,749 \end{aligned}$$

Dari Gambar 2.3 didapat nilai $C_d/C_0 = 0,96$

$$\begin{aligned} C_d &= C_0 \cdot 0,96 \\ &= 2,153 \cdot 0,96 \\ &= 2,067 \end{aligned}$$

Dikarenakan tidak terjadi aliran tenggelam, maka $C = C_d = 2,067$

$$\begin{aligned} Q_{hitung} &= C.B.H_0^{1,5} \\ &= 2,067 \cdot 77,36 \cdot 3,222^{1,5} \\ &= 888,90 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$Q_{hitung} = Q_{rencana} \text{ (asumsi benar)}$$

Untuk hasil perhitungan nilai koefisien limpahan (C) dan tinggi muka air di atas pelimpah (H_d) dengan beberapa variasi debit disajikan pada Tabel 4.5 berikut ini:

b. Metode Iwasaki

Koefisien debit (C) dari ambang pelimpah dengan metode Iwasaki diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut:

$$Q_{1000th} = 1423,50 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 75 \text{ m}$$

$$H_d = 3,5 \text{ m}$$

$$P = 11,50 \text{ m}$$

$$\text{El. Crest} = +96,50$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2(n.K_p + K_a)H_d \\ &= 75 - 2(0+(0.1))H_d \\ &= 75 - 0,2H_d \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan C_d asumsi = 2 maka perhitungannya menjadi,

$$Q_{1000th} = C_d \cdot B' \cdot H_d^{3/2}$$

$$1423,50 = 2 \cdot (75 - 0,2H_d) \cdot H_d^{3/2}$$

$$1423,50 \neq 973,02 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Dengan cara trial and error maka didapatkan nilai $H_d = 4,519 \text{ m}$.

Untuk selanjutnya nilai $C_d = 2$ dicek menggunakan persamaan Iwasaki yaitu :

$$\begin{aligned} C_d &= 2,200 - 0,0416(H_d/P)^{0,9900} \\ &= 2,200 - 0,0416(4,519/11,5)^{0,9900} \\ &= 2,184 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai C_d asumsi $\neq C_d$ hitung, maka dilakukan trial and error lagi sampai menghasilkan nilai C_d asumsi = C_d hitung. Setelah dilakukan trial and error maka dihasilkan nilai $C_d = 2,184$ dan $H_d = 4,259 \text{ m}$.

Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai a sebagai berikut:

$$C_d = 1,60 \times \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)}$$

$$2,17 = 1,60 \times \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)}, \text{ karena } h = H_d \text{ maka :}$$

$$C_d = 1,60 \times \frac{1+2a}{1+a}, a = 0,575$$

Untuk nilai $a = 0,566$ maka persamaan koefisien debit menjadi :

$$C_d = 1,60 \times \frac{1+2 \cdot 0,575\left(\frac{h}{4,259}\right)}{1+0,575\left(\frac{h}{4,259}\right)}$$

Untuk perhitungan koefisien limpahan selain debit Q_{1000th} sebagai berikut:

$$\text{Misal untuk } Q_{100\text{th}} = 888,90\text{m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Diasumsi } H_d = 3,205 \text{ m}$$

$$B' = 74,34 \text{ m}$$

$$C_d = 1,60 \times \frac{1+2.0,575\left(\frac{h}{4,259}\right)}{1+0,575\left(\frac{h}{4,259}\right)}$$

$$= 2,084$$

$$Q = C_d \cdot B' \cdot H_d^{3/2}$$

$$= 2,084 \cdot 74,34 \cdot 3,205^{3/2}$$

$$= 888,90\text{m}^3/\text{dt} \gg \text{Kontrol.}$$

Dari hasil perhitungan di atas, maka dapat dibandingkan antara hasil perhitungan dengan metode USBR, Metode Iwasaki dan hasil uji model yang disajikan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6

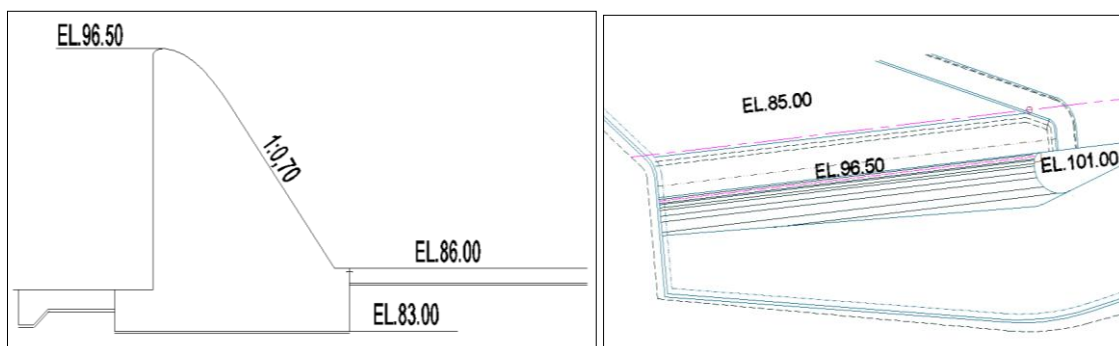
Rekapitulasi hasil perhitungan nilai koefisien limpahan (C) menurut USBR , Iwasaki dan hasil uji model fisik

No	Kala Ulang (tahun)	Q_{outflow} (m ³ /dt)	Tinggi Muka Air diatas Pelimpah (Hd)			Koefisien Limpahan (Cd)		
			USBR (m)	Model (m)	Iwasaki (m)	USBR (m ^{1/2} /dt)	Model (m ^{1/2} /dt)	Iwasaki (m ^{1/2} /dt)
1	2	133,60	0,936	0,980	0,998	1,843	1,841	1,790
2	5	340,30	1,769	1,740	1,785	1,938	1,986	1,911
3	10	472,90	2,188	2,100	2,184	1,960	2,084	1,965
4	25	640,80	2,624	2,550	2,628	2,024	2,113	2,019
5	50	765,30	2,918	2,810	2,927	2,063	2,183	2,053
6	100	888,90	3,222	3,010	3,205	2,067	2,222	2,084

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.7.3 Perhitungan Profil Muka Air Pada Pelimpah

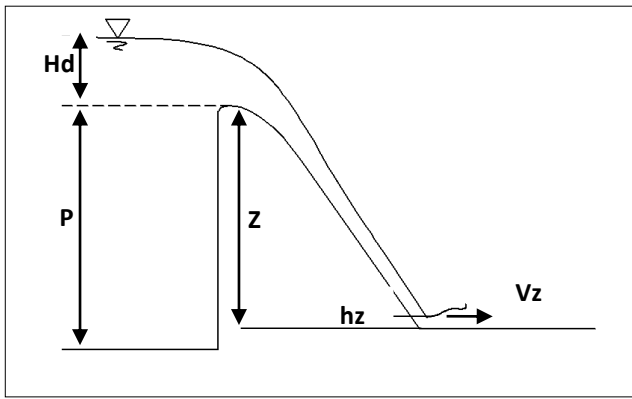
Bendungan Way Apu menggunakan kombinasi pelimpah samping dan pelimpah berpintu. Mercu pelimpah samping memiliki lebar 75 m dan tinggi 11,5 meter.



Gambar 4.14 Denah dan potongan memanjang mercu pelimpah

Sumber: Desain Konsultan (2018)

Dengan menggunakan Persamaan (2-5) sampai (2-10) dapat dihitung profil muka air diatas pelimpah. Berikut contoh perhitungan diambil untuk $Q_{100\text{th}}$:



Gambar 4.15 Potongan memanjang mercu pelimpah
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

$$Q_{100\text{th}} (\text{pelimpah samping}) = 150,141 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Z = 10,50 \text{ m}$$

$$H_d = 0,90 \text{ m}$$

Dengan mensubstitusi persamaan $V_z = \sqrt{2g(Z + H_d - h_z)}$ dengan $V_z = \frac{Q}{L \cdot h_z}$

akan didapatkan persamaan sebagai berikut:

$$\sqrt{2g(Z + H_d - h_z)} - \frac{Q}{L \cdot h_z} = 0$$

$$\sqrt{2 \cdot 9,81(10,5 + 0,90 - h_z)} - \frac{150,141}{75 \cdot h_z} = 0$$

Selanjutnya dengan coba-coba (*trial & error*) akan didapatkan nilai $h_z = 0,135 \text{ m}$.

Selanjutnya didapatkan nilai V_z : $V_z = \frac{150,141}{75 \cdot 0,135} = 14,867 \text{ m/dt}$

Bilangan froude (F_z) :

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot h_z}} = \frac{14,867}{\sqrt{9,81 \cdot 0,135}} = 12,935$$

Elevasi lereng pelimpah = +86,00 m

Elevasi muka air = $86,0 + 0,135 = +86,135 \text{ m}$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.7 – 4.9.

Tabel 4.7

Perhitungan profil muka air diatas pelimpah pada Q_{100th}

Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Spillway	El Muka Air
1,00	0,365	5,488	2,901	95,500	95,865
1,50	0,313	6,399	3,653	95,000	95,313
2,00	0,279	7,171	4,333	94,500	94,779
2,50	0,255	7,855	4,968	94,000	94,255
3,00	0,236	8,479	5,571	93,500	93,736
3,50	0,221	9,055	6,148	93,000	93,221
4,00	0,209	9,594	6,706	92,500	92,709
4,50	0,198	10,102	7,246	92,000	92,198
5,00	0,189	10,585	7,771	91,500	91,689
5,50	0,181	11,046	8,284	91,000	91,181
6,00	0,174	11,487	8,786	90,500	90,674
6,50	0,168	11,912	9,277	90,000	90,168
7,00	0,162	12,321	9,759	89,500	89,662
7,50	0,157	12,717	10,233	89,000	89,157
8,00	0,153	13,100	10,700	88,500	88,653
8,50	0,149	13,473	11,159	88,000	88,149
9,00	0,145	13,835	11,612	87,500	87,645
9,50	0,141	14,187	12,059	87,000	87,141
10,00	0,138	14,531	12,500	86,500	86,638
10,50	0,135	14,867	12,935	86,000	86,135

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.8

Perhitungan profil muka air diatas pelimpah pada Q_{100th}

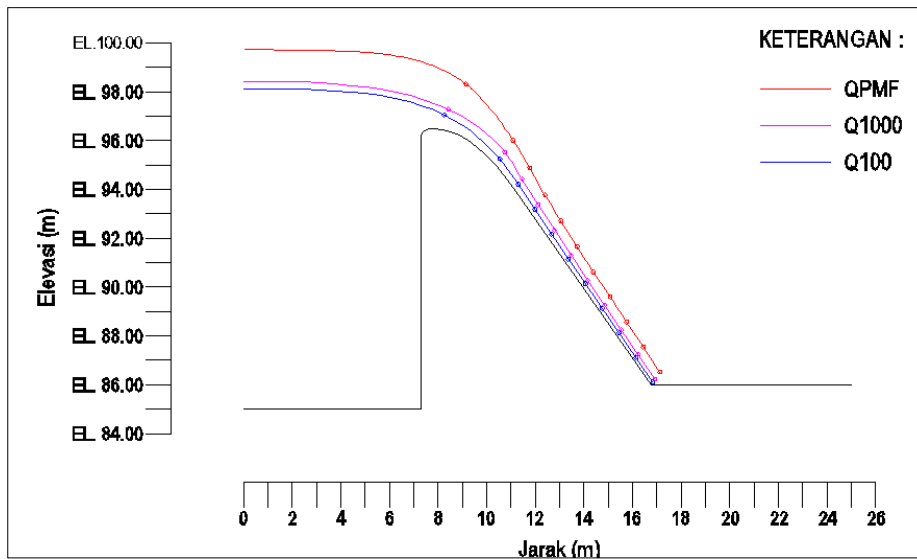
Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Spillway	El Muka Air
1,00	0,785	5,269	1,899	95,500	96,285
1,50	0,652	6,338	2,505	95,000	95,652
2,00	0,576	7,175	3,017	94,500	95,076
2,50	0,524	7,894	3,482	94,000	94,524
3,00	0,484	8,538	3,917	93,500	93,984
3,50	0,453	9,128	4,330	93,000	93,453
4,00	0,427	9,677	4,726	92,500	92,927
4,50	0,406	10,192	5,108	92,000	92,406
5,00	0,387	10,679	5,479	91,500	91,887
5,50	0,371	11,143	5,840	91,000	91,371
6,00	0,357	11,587	6,192	90,500	90,857
6,50	0,344	12,013	6,537	90,000	90,344
7,00	0,333	12,424	6,875	89,500	89,833
7,50	0,323	12,820	7,207	89,000	89,323
8,00	0,313	13,205	7,533	88,500	88,813
8,50	0,305	13,577	7,854	88,000	88,305
9,00	0,297	13,939	8,171	87,500	87,797
9,50	0,289	14,292	8,483	87,000	87,289
10,00	0,283	14,636	8,791	86,500	86,783
10,50	0,276	14,971	9,095	86,000	86,276

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.9
Perhitungan profil muka air diatas pelimpah pada Q_{PMF}

Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Spillway	El Muka Air
1,00	1,365	7,588	2,073	95,500	96,865
1,50	1,240	8,358	2,397	95,000	96,240
2,00	1,148	9,026	2,690	94,500	95,648
2,50	1,076	9,627	2,963	94,000	95,076
3,00	1,018	10,180	3,222	93,500	94,518
3,50	0,969	10,696	3,470	93,000	93,969
4,00	0,926	11,183	3,709	92,500	93,426
4,50	0,890	11,644	3,941	92,000	92,890
5,00	0,857	12,084	4,167	91,500	92,357
5,50	0,828	12,506	4,387	91,000	91,828
6,00	0,802	12,912	4,602	90,500	91,302
6,50	0,779	13,304	4,813	90,000	90,779
7,00	0,757	13,683	5,021	89,500	90,257
7,50	0,737	14,051	5,224	89,000	89,737
8,00	0,719	14,408	5,425	88,500	89,219
8,50	0,702	14,756	5,623	88,000	88,702
9,00	0,686	15,095	5,817	87,500	88,186
9,50	0,672	15,426	6,010	87,000	87,672
10,00	0,658	15,749	6,200	86,500	87,158
10,50	0,645	16,066	6,387	86,000	86,645

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.16 Profil muka air mercu pelimpah

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.8 Pola Operasi Pintu

Pola operasi pintu dilakukan dengan kondisi keempat pintu dibuka dimana dua pintu ditengah memiliki besar bukaan pintu yang sama, sedangkan pintu di ujung kiri sama

besarnya dengan pintu di ujung kanan. Kondisi muka air waduk dipertahankan pada elevasi +96,85 (0,35 meter di atas *crest* pelimpah samping).

Elevasi ambang pelimpah = +85,00

Elevasi apron hulu = +81,00

Lebar Pintu = 7,00 meter

Jumlah Pintu = 4

Contoh perhitungan debit bukaan pintu 0,50 m dengan kedalaman air 14 m dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 Q &= K \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2gh_1} \\
 &= 1,00 \cdot 0,636 \cdot 0,50 \cdot 7,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 14,00} \\
 &= 36,89 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

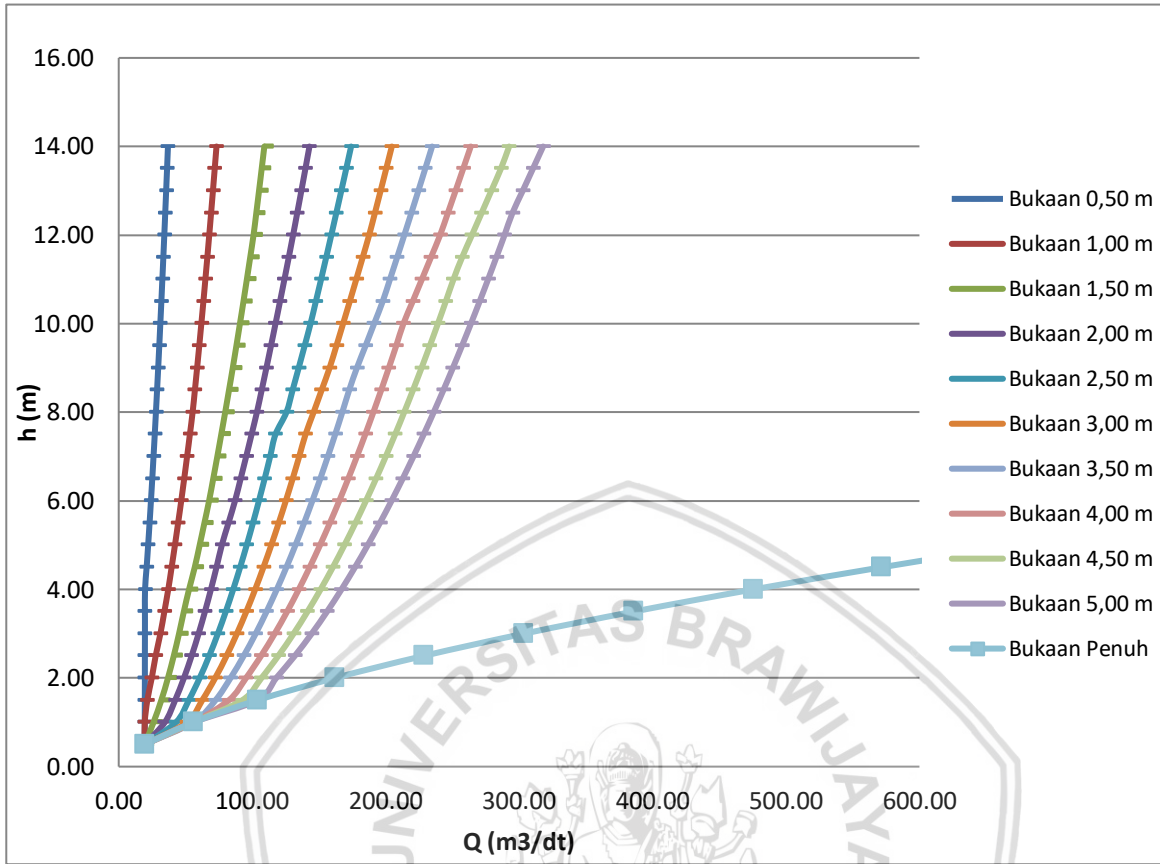
Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.10

Tabel 4.10

Perhitungan debit bukaan pintu

No	Kedalaman Air di Hulu Pintu Prototipe (m)	Elevasi Muka Air di Hulu Prototipe (m)	Bukaan Penuh	Tinggi Bukaan Pintu (m)										
				0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
1	0,50	85,50	19,51	19,51	19,51	19,51	19,51	19,51	19,51	19,51	19,51	19,51	19,51	19,51
2	1,00	86,00	55,90	19,51	19,51	26,08	34,54	42,89	51,12	55,90	55,90	55,90	55,90	55,90
3	1,50	86,50	103,94	19,55	21,44	31,94	42,31	52,53	62,61	72,54	82,62	92,63	103,94	
4	2,00	87,00	161,85	19,60	24,76	36,89	48,85	60,65	72,29	83,76	95,40	106,96	118,02	
5	2,50	87,50	228,57	19,60	27,68	41,24	54,62	67,81	80,82	93,65	106,66	119,58	131,95	
6	3,00	88,00	303,41	19,65	31,22	45,18	59,83	74,29	88,54	102,59	116,84	130,99	144,54	
7	3,50	88,50	385,83	19,65	34,22	48,80	64,63	80,24	95,63	110,81	126,20	141,49	156,12	
8	4,00	89,00	475,38	19,72	37,11	52,68	69,09	85,78	102,24	118,46	134,92	151,26	166,90	
9	4,50	89,50	571,71	20,91	39,66	56,98	73,28	90,98	108,44	125,65	143,10	160,44	177,03	
10	5,00	90,00	674,49	22,05	42,12	60,65	77,24	95,90	114,30	132,44	150,84	169,11	186,60	
11	5,50	90,50	783,42	23,12	44,51	64,22	82,23	100,58	119,88	138,91	158,21	177,37	195,71	
12	6,00	91,00	898,26	24,15	46,84	67,71	87,15	105,06	125,21	145,08	165,24	185,25	204,41	
13	6,50	91,50	1018,75	25,14	49,06	70,83	91,37	109,35	130,33	151,01	171,99	192,82	212,76	
14	7,00	92,00	1144,66	26,09	51,22	73,87	95,50	113,47	135,25	156,71	178,48	200,10	220,79	
15	7,50	92,50	1275,78	27,00	53,32	76,85	99,55	117,46	139,99	162,21	184,74	207,12	228,54	
16	8,00	93,00	1411,90	27,89	55,38	79,77	103,55	125,68	146,04	167,53	190,80	213,91	236,04	
17	8,50	93,50	1552,83	28,74	57,08	82,64	107,13	130,29	152,04	172,68	196,68	220,50	243,30	
18	9,00	94,00	1698,38	29,58	58,74	85,46	110,65	134,83	158,00	178,46	202,38	226,89	250,35	
19	9,50	94,50	1848,37	30,39	60,35	88,17	114,10	139,31	163,10	184,94	207,92	233,11	257,21	
20	10,00	95,00	2002,63	31,18	61,92	90,84	117,49	143,73	168,13	191,38	213,32	239,16	263,90	
21	10,50	95,50	2160,98	31,95	63,45	93,47	120,85	147,71	173,09	197,77	220,26	245,07	270,41	
22	11,00	96,00	2323,26	32,70	64,94	96,02	124,16	151,63	178,00	203,25	227,15	250,84	276,78	
23	11,50	96,50	2489,32	33,43	66,40	98,53	127,43	155,49	182,85	208,65	234,00	257,35	283,00	
24	12,00	97,00	2659,00	34,15	67,83	101,02	130,66	159,29	187,65	213,99	240,82	264,66	289,08	
25	12,50	97,50	2832,15	34,86	69,22	103,10	133,78	163,05	191,98	219,28	246,65	271,94	295,05	
26	13,00	98,00	3008,62	35,55	70,60	105,14	136,86	166,78	196,25	224,51	252,42	279,18	302,74	
27	13,50	98,50	3188,28	36,23	71,94	107,14	139,91	170,48	200,46	229,70	258,13	286,38	310,39	
28	14,00	99,00	3370,98	36,89	73,26	109,11	142,92	174,13	204,63	234,84	263,78	292,55	318,01	

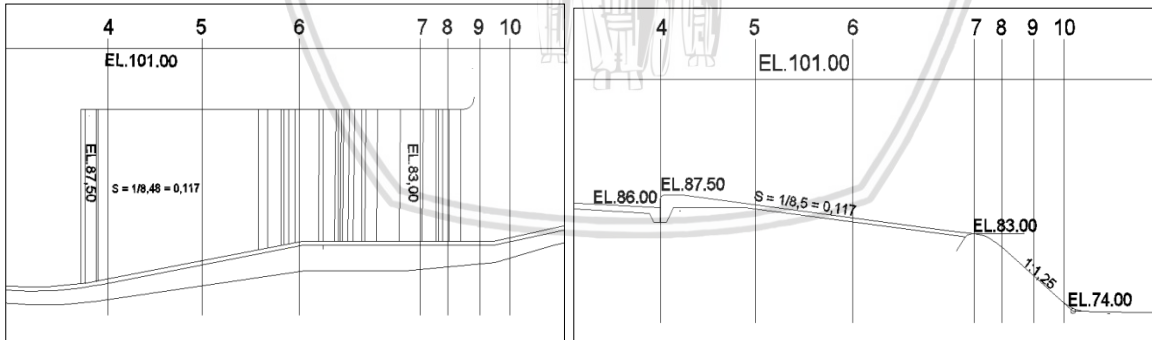
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Gambar 4.17 Grafik lengkung debit operasi pintu

Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

4.9 Analisa Hidrolika Pada Saluran Akhir Saluran Samping



Gambar 4.18 Denah dan potongan memanjang saluran akhir saluran samping

Sumber: Desain Konsultan (2018)

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran akhir saluran samping dengan debit pengaliran Q_{1000th} :

Contoh perhitungan pada *section 4* dan *section 5*:

Menghitung debit bukaan pintu Q_{1000th} dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 Q_{(1\&4)} &= K \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2gh_1} \\
 &= 1,00 \cdot 0,561 \cdot 4,16 \cdot 7,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 12,70}
 \end{aligned}$$

$$= 258,037 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\begin{aligned} Q_{(2\&3)} &= K \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2gh_1} \\ &= 1,00 \cdot 0,539 \cdot 5,01 \cdot 7,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 12,70} \\ &= 298,632 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Sehingga, total debit yang melalui keempat pintu tersebut menjadi:

$$\begin{aligned} Q_{4\text{pintu}} &= 2 \cdot (Q_{2\&3}) + 2 \cdot (Q_{1\&4}) \\ &= 2 \cdot 298,632 + 2 \cdot 258,037 \\ &= 1113,34 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, } Q_{1000\text{th}} (\text{pelimpah samping}) &= Q_{1000\text{th}} - Q_{4\text{pintu}} \\ &= 1423,50 \text{ m}^3/\text{dt} - 1113,34 \text{ m}^3/\text{dt} \\ &= 310,163 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$B_4 = 20,00 \text{ m}$$

$$\text{Slope} = 0,117$$

$$Z_4 = 4,50 \text{ m}$$

Sehingga:

$$H_4 = h_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(310,16/20,0)^2}{9,81}} = 2,905 \text{ m}$$

$$V_4 = V_c = Q/A = 310,16/(20,0 \cdot 2,905) = 5,338 \text{ m/dt}$$

$$h_{v4} = \frac{v_4^2}{2g} = \frac{5,338^2}{2 \cdot 9,81} = 1,453 \text{ m}$$

$$Z_4 + h_4 + \frac{v_4^2}{2g} = 4,50 + 5,338 + 1,453 = 9,188 \text{ m}$$

Bilangan Froude,

$$Fr = \frac{V_4}{\sqrt{g \cdot h_4}} = \frac{5,338}{\sqrt{9,81 \cdot 2,905}} = 1 \quad (\text{kritis})$$

Jari-jari hidrolis (R),

$$\frac{A_{14}}{P_{14}} = \frac{58,100}{25,810} = 2,251 \text{ m}$$

Langkah perhitungan selanjutnya sebagai berikut:

1. Lebar dasar saluran *section 5*, $b = 19,50 \text{ m}$
2. Panjang jarak *section 4* sampai *section 5*, $\Delta X = 13,50 \text{ m}$
3. Jarak datum, $Z_5 = \text{Elevasi } \textit{section 5} - \text{datum} = 3,37 \text{ m}$

4. Coba-coba tinggi muka air pada *section5*, $h = 1,789$ m
5. Didapat Luas penampang basah, $A = 19,50 \times 1,789 = 34,880 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 19,50 + (2 \times 1,789) = 23,079$ m, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 34,880/23,079 = 1,511$ m.
6. Kecepatan Aliran $V_5 = Q / A = 310,16 / 34,880 = 8,892$ m/det
7. Kehilangan akibat perubahan penampang,

$$h_{v_5} = \frac{v_5^2}{2g} = \frac{8,892^2}{2 \cdot 9,81} = 4,030 \text{ m}$$

$$h_e = \frac{k|v_4^2 - v_5^2|}{2g} = \frac{0,1|5,338^2 - 8,892^2|}{2 \cdot 9,81} = 0,258 \text{ m}$$

8. Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$h_f = \frac{n^2 \left(\frac{v_4 + v_5}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_4 + R_5}{2} \right)^{4/3}} \cdot \Delta x = \frac{0,014^2 \left(\frac{5,338 + 8,892}{2} \right)^2}{\left(\frac{2,251 + 1,511}{2} \right)^{4/3}} \cdot 13,5 = 0,073 \text{ m}$$

Dengan menggunakan persamaan (2 -15) maka persamaannya menjadi,

$$Z_5 + h_5 + \frac{v_5^2}{2g} = Z_4 + h_4 + \frac{v_4^2}{2g} + h_f + h_e$$

$$3,37 + 1,789 + 4,030 = 4,50 + 2,905 + 1,453 + 0,073 + 0,258$$

$$9,188 = 9,188 \text{ (memenuhi)}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_5 = 1,158$ m memenuhi.

Cek bilangan *Froude*,

$$Fr = \frac{V_5}{\sqrt{g \cdot h_5}} = \frac{8,892}{\sqrt{9,81 \cdot 1,789}} = 2,123 \text{ (superkritis)}$$

Jadi permukaan air di hilir sama dengan kehilangan energi pada saluran, keterangan kondisi aliran berdasarkan bilangan *Froude*. Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.11 – 4.13.

Tabel 4.11

Perhitungan profil muka air pada akhir saluran samping Q_{100th}

$Q_{100th}(\text{pelimpah samping}) = 150,141 \text{ m}^3/\text{dt}$ El. Dasar Hilir = +83,00

$Q_{100th}(\text{pintu}) = 738,759 \text{ m}^3/\text{dt}$

Slope = 0,117

No	Jarak	ΔX	B1	Z1	h1	El. MA	A2	U1	$h + Z + U^2 / 2g$	P1	R1	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX	he	$h2 + Z2 + U^2 / 2g + hf + he$	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	m	m	m	m	m		m	m/det	m	m	m			m	m	m			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
4	0	0	20,000	4,500	1,791	89,291	35,820	4,192	7,186	23,582	1,519	0,002						1,000	KRITIS
5	13,500	13,500	19,502	3,370	0,975	87,345	19,006	7,900	7,525	21,451	0,886	0,014	0,008	0,110	0,229	7,525	OK	2,555	SUPER KRITIS
6	27,500	14,000	17,030	1,869	0,864	85,733	14,720	10,200	8,035	18,759	0,785	0,028	0,021	0,298	0,212	8,035	OK	3,503	SUPER KRITIS
7	41,000	13,500	15,720	0,000	0,758	83,758	11,918	12,598	8,848	17,236	0,691	0,051	0,040	0,534	0,279	8,848	OK	4,620	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.12

Perhitungan Profil muka air pada akhir saluran samping Q_{1000th}

$Q_{1000th}(\text{pelimpah samping}) = 310,163 \text{ m}^3/\text{dt}$ El. Dasar Hilir = +83,00

$Q_{1000th}(\text{pintu}) = 1113,337 \text{ m}^3/\text{dt}$

Slope = 0,117

No	Jarak	ΔX	B1	Z1	h1	El. MA	A2	U1	$h + Z + U^2 / 2g$	P1	R1	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX	he	$h2 + Z2 + U^2 / 2g + hf + he$	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	m	m	m	m	m		m	m/det	m	m	m			m	m	m			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
4	0	0	20,000	4,500	2,905	90,405	58,100	5,338	8,858	25,810	2,251	0,002						1,000	KRITIS
5	13,500	13,500	19,502	3,370	1,789	88,159	34,880	8,892	9,189	23,079	1,511	0,009	0,005	0,073	0,258	9,188	OK	2,123	SUPER KRITIS
6	27,500	14,000	17,030	1,869	1,678	86,546	28,571	10,856	9,553	20,386	1,402	0,015	0,012	0,166	0,198	9,552	OK	2,676	SUPER KRITIS
7	41,000	13,500	15,720	0,000	1,524	84,524	23,959	12,946	10,066	18,768	1,277	0,024	0,019	0,260	0,254	10,066	OK	3,348	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.13
 Perhitungan Profil muka air padaakhir saluran samping Q_{PMF}
 Q_{PMF} (pelimpah samping) = 777,027 m³/dt El. Dasar Hilir = +83,00
 Q_{PMF} (pintu) = 2399,973 m³/dt
 Slope = 0,117

No	Jarak	ΔX	B1	Z1	h1	El. MA	A2	U1	$h + Z + U^2/2g$	P1	R1	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX	he	$h2 + Z2 + U^2/2g + hf + he$	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	m	m	m	m	m		m	m/det	m	m	m			m	m	m			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
4	0	0	20,000	4,500	5,359	92,859	107,171	7,250	12,538	30,717	3,489	0,002						1,000	KRITIS
5	13,500	13,500	19,502	3,370	3,736	90,106	72,862	10,664	12,903	26,974	2,701	0,006	0,004	0,053	0,312	12,903	OK	1,762	SUPER KRITIS
6	27,500	14,000	17,030	1,869	3,745	88,614	63,784	12,182	13,178	24,521	2,601	0,008	0,007	0,098	0,177	13,178	OK	2,010	SUPER KRITIS
7	41,000	13,500	15,720	0,000	3,522	86,522	55,370	14,033	13,560	22,765	2,432	0,012	0,010	0,135	0,247	13,560	OK	2,387	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

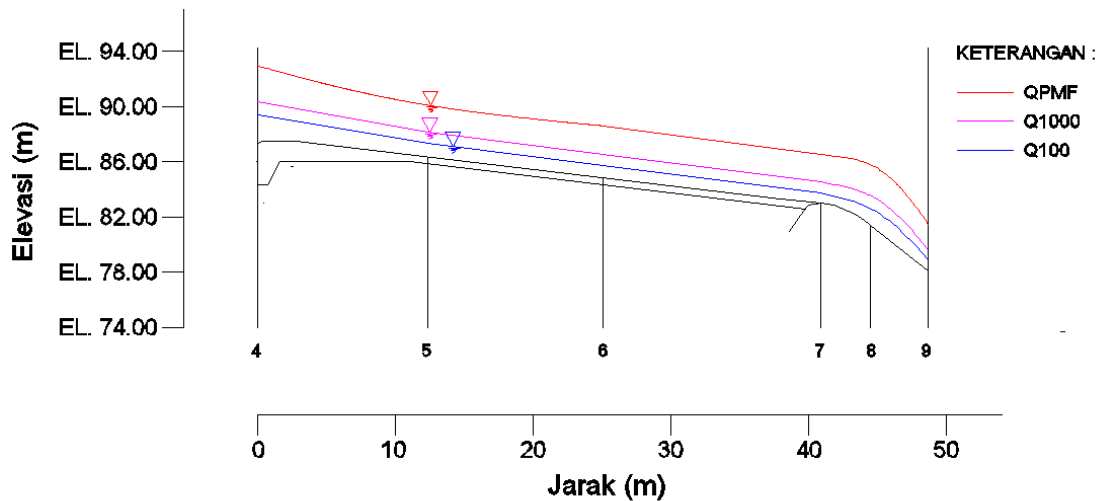
Keterangan :

- 1. Jarak
- 2. Jarak 1 - Jarak 2
- 3. Lebar Saluran
- 4. Slope x (1)

- 5. Ketinggian
- 6. El. Dasar + (4)+(5)
- 7. (3) x (5)
- 8. Q/(7)

- 9. (5) + (4) + ((8)^2)/19.62
- 10. (2*(5))+(3)
- 11. (7)/(8)
- 12. ((n^2)*(8)^2)/(11)^1.333333

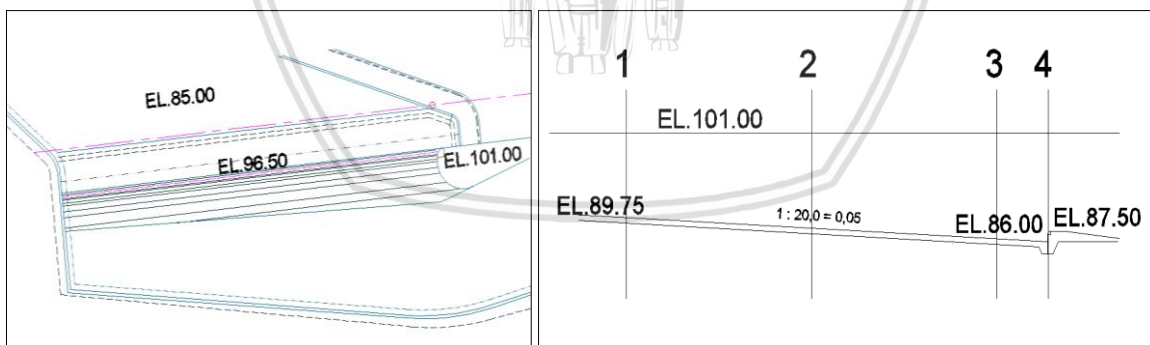
- 13. (Sd.121+(12))/2
- 14. (1) x (13)
- 15. ABS(((8)1^2)-(8)2^2)/19.62
- 16. Sd. (9)1+(14)+(15)



Gambar 4.19 Profil muka air pada saluran akhir saluran samping
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

4.10 Analisa Hidrolika Pada Saluran Samping

Perhitungan saluran samping berikut ini dilakukan dengan menggunakan data-data perencanaan yang telah ada, dalam artian bahwa data-data tersebut merupakan hasil perencanaan dari pihak konsultan. Dasar saluran samping telah ditetapkan memiliki kemiringan $S = 0,05$, maka selanjutnya dilakukan perhitungan tinggi muka air di saluran samping dengan rumus momentum. Perhitungan muka air dilakukan dari hilir ke hulu, dikarenakan penampang kontrol terletak pada akhir saluran transisi, sehingga dapat diketahui tinggi muka air di akhir saluran samping.



Gambar 4.20 Denah dan potongan memanjang saluran samping
Sumber: Desain Konsultan (2018)

Contoh perhitungan:

$$Q_{outflow\ 1000th(pelimpah\ samping)} = 310,16\ m^3/det$$

$$El.\ Crest\ spillway = + 96,50$$

Jarak saluran samping dimulai dari hilir jarak $x = 8,00\ m$ (station 0+00 s/d 0+8,00)

1. Diketahui pada section ini:

$$El.\ Dasar\ Saluran = +87,50\ m$$

$$H_{\text{akhir side channel}} = H_4 = h_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{B}\right)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{201,158}{20,0}\right)^2}{9,81}} = 2,177 \text{ m}$$

$$\text{El. Muka Air} = 87,50 + 2,177 = +89,677 \text{ m}$$

Langkah perhitungan selanjutnya untuk *section* dengan jarak 8,00 m adalah sebagai berikut:

2. Diketahui elevasi dasar saluran = + 86,400 m
3. Cobacoba nilai selisih muka air, Δh = 1,017 m
4. Elevasi muka air = 89,677 + 0,810 = + 91,422 m
5. Tinggi muka air, $h = 91,422 - 86,400 = 5,022 \text{ m}$
6. Lebar dasar saluran, $b = 18,88 \text{ m}$
7. Luas penampang basah saluran, A
 $A = ((2 \cdot 18,88) + ((0,7 \times 5,022)) \times 0,5 \times 5,022 = 103,654 \text{ m}^2$
8. Debit aliran yang lewat, $Q_x = ((75,00 - 8) / 75,00) \times 310,16 = 277,079 \text{ m}^3/\text{dt}$
9. Kecepatan aliran, $V_x = \frac{Q_x}{A} = \frac{277,079}{103,654} = 2,673 \text{ m/dt}$
10. Nilai $(Q_1 + Q_2) = 310,163 + 277,079 = 587,242 \text{ m}^3/\text{dt}$
11. Nilai $\frac{Q_2}{g(Q_1 + Q_2)} = \frac{277,079}{9,81 \cdot (310,163 + 277,079)} = 0,048$
12. Nilai $(V_1 + V_2) = 5,080 + 2,673 = 7,753 \text{ m/dt}$
13. Nilai $\Delta V = 5,080 - 2,673 = 2,407 \text{ m/dt}$
14. Selisih tinggi muka air

$$\Delta h = \frac{Q_2}{g(Q_1 + Q_2)} (V_1 + V_2) \left[\Delta V + V_2 \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_2} \right]$$

$$= 0,048 \cdot 7,753 \cdot \left[2,407 + 2,673 \frac{(277,079 - 310,163)}{277,079} \right] = 1,017 \text{ m}$$
15. Kontrol nilai $\Delta h = \Delta h_{\text{cobacoba}} - \Delta h_{\text{hitung}} = 1,017 - 1,017 = 0,000$

Untuk perhitungan profil muka air di akhir side channel atau awal transisi dapat dilihat pada tabel 4.14 – 4.16.

Tabel 4.14

Perhitungan profil muka air padasaluran samping (*Side Channel*) Q_{100th}

$Q_{100th}(\text{pelimpah samping}) = 150,141 \text{ m}^3/\text{dt}$ El. Dasar Hilir = +87,50

$Q_{100th}(\text{pintu}) = 738,759 \text{ m}^3/\text{dt}$

Slope = 0,05

Section	Jarak	ΔX	Elevasi Dasar	Trial	Elevasi	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	Q_2	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	(Q_1-Q_2)	$V_2(Q_1-Q_2)$	(13+16)	Δy	Keterangan
	Kumulatif			Δy	Muka Air						$g(Q_1+Q_2)$				(Q_2)	(Q_2)				
	1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
4	0	0	87,50		89,291	1,791	20,00	36,942	150,141	4,064										
3	8,00	8,00	86,400	0,692	89,982	3,582	18,88	72,143	134,126	1,859	284,267	0,048	5,923	2,205	16,015	0,119	0,222	2,427	0,691	OK
2	37,25	29,25	87,863	0,246	90,229	2,366	14,98	37,412	75,571	2,020	209,697	0,037	3,879	0,161	58,555	0,775	1,565	1,726	0,246	OK
1	66,50	29,25	89,325	0,304	90,533	1,208	11,08	13,900	17,016	1,224	92,587	0,019	3,244	0,796	58,555	3,441	4,213	5,008	0,304	OK
1a	70,00	3,50	89,500	0,076	90,609	1,109	10,00	11,521	10,009	0,869	27,025	0,038	2,093	0,355	7,007	0,700	0,608	0,964	0,076	OK

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.15

Perhitungan profil muka air padasaluran samping (*Side Channel*) Q_{1000th}

$Q_{1000th}(\text{pelimpah samping}) = 310,163 \text{ m}^3/\text{dt}$ El. Dasar Hilir = +87,50

$Q_{1000th}(\text{pintu}) = 1113,337 \text{ m}^3/\text{dt}$

Slope = 0,05

Section	Jarak	ΔX	Elevasi Dasar	Trial	Elevasi	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	Q_2	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	(Q_1-Q_2)	$V_2(Q_1-Q_2)$	(13+16)	Δy	Keterangan
	Kumulatif			Δy	Muka Air						$g(Q_1+Q_2)$				(Q_2)	(Q_2)				
	1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
4	0,00	0,00	87,500		90,405	2,905	20,000	61,054	310,163	5,080										
3	8,00	8,00	86,400	1,017	91,422	5,022	18,884	103,654	277,079	2,673	587,242	0,048	7,753	2,407	33,084	0,119	0,319	2,726	1,017	OK
2	37,25	29,25	87,863	0,398	91,819	3,957	14,984	64,772	156,115	2,410	433,194	0,037	5,083	0,263	120,964	0,775	1,868	2,130	0,398	OK
1	66,50	29,25	89,325	0,319	92,138	2,813	11,084	33,952	35,152	1,035	191,267	0,019	3,446	1,375	120,964	3,441	3,563	4,938	0,319	OK
1a	70,00	3,50	89,500	0,055	92,193	2,693	10,000	29,470	20,678	0,702	55,829	0,038	1,737	0,334	14,474	0,700	0,491	0,825	0,054	OK

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.16
Perhitungan profil muka Air pada saluran samping (*Side Channel*) Q_{PMF}

Q_{PMF} (pelimpah samping) = 777,027 m³/dt El. Dasar Hilir = +87,50
 Q_{PMF} (pintu) = 2399,973 m³/dt
 Slope = 0,05

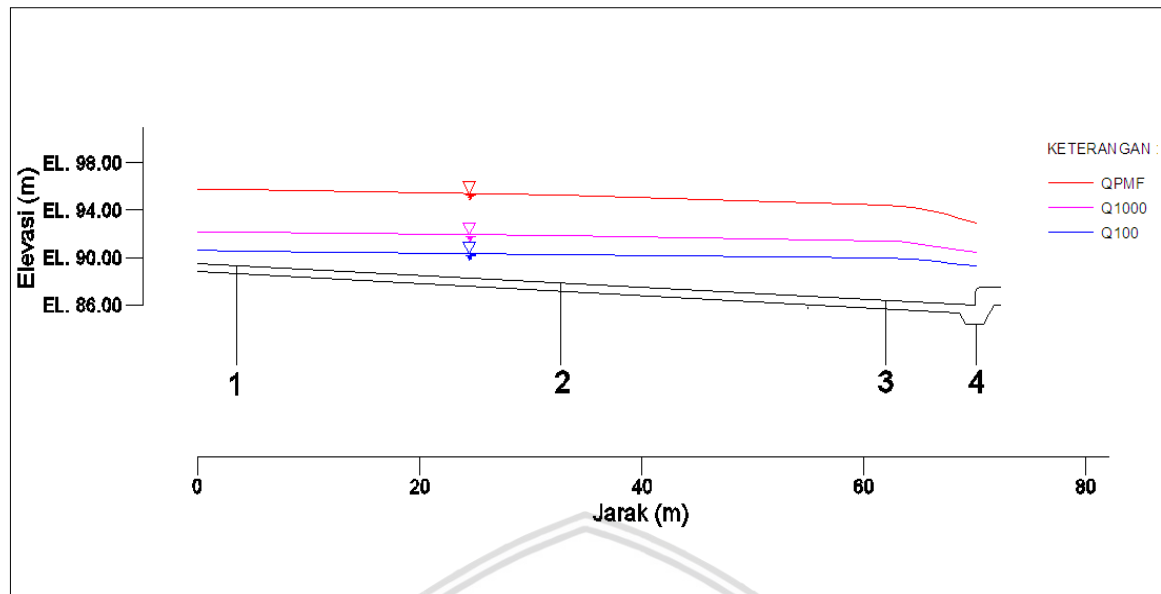
Section	Jarak	ΔX	Elevasi Dasar	Trial	Elevasi	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	Q_2	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	(Q_1-Q_2)	$V_2(Q_1-Q_2)$	(13+16)	Δy	Keterangan
	Kumulatif			Δy	Muka Air						$g(Q_1+Q_2)$				(Q_2)	(Q_2)				
	1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
4	0,00	0,00	87,500		92,859	5,359	20,000	117,221	777,027	6,629										
3	8,00	8,00	86,400	1,597	94,455	8,055	18,884	174,828	694,144	3,970	1471,171	0,048	10,599	2,658	82,883	0,119	0,474	3,132	1,597	OK
2	37,25	29,25	87,863	0,843	95,299	7,436	14,984	130,775	391,104	2,991	1085,248	0,037	6,961	0,980	303,041	0,775	2,317	3,297	0,843	OK
1	66,50	29,25	89,325	0,416	95,715	6,390	11,084	85,111	88,063	1,035	479,167	0,019	4,025	1,956	303,041	3,441	3,561	5,517	0,416	OK
1a	70,00	3,50	89,500	0,054	95,769	6,269	10,000	76,441	51,802	0,678	139,865	0,038	1,712	0,357	36,261	0,700	0,474	0,831	0,054	OK

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Keterangan :

- 1. El. Dasar - (2)
- 2. El. Dasar - (1)

	7.(30*(6))+(0.35*(6)^2)	11.(8)/(9.81*(10))
	8. Q	12. (9)1 + (9)2
	9. (8)/(7)	13. (9)1 - (9)2
	10. (8)1 + (8)2	14. ((8)1 - (8)2
		15. (14)/(8)
		16. (9)*(15)
		17. (13) + (16)
		18.(11)*(12)*(17)



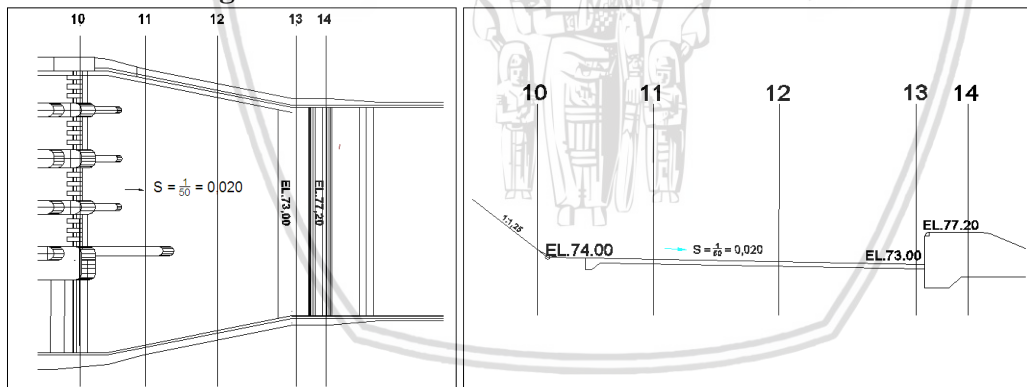
Gambar 4.21 Profil muka air pada saluran samping
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

4.11 Analisa Hidrolika Pada Saluran Transisi

4.11.1 Bentuk Saluran Transisi

Bentuk saluran transisi pada Bendungan mempunyai lebar 61 m lalu menyempit menjadi 45 m dan panjang saluran transisi 45 m.

4.11.2 Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Transisi



Gambar 4.22 Denah dan potongan memanjang saluran transisi
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran transisi dengan debit pengaliran Q_{1000th} :

Contoh perhitungan pada *section* 14 dan 13:

Saluran transisi *section* 14;

$$Q_{1000th} = 1423,50 \text{ m}^3/dt$$

$$B_{14} = 45,00 \text{ m}$$

$$\text{Slope} = 0,02$$

$$\text{Elevasi section 14} = 77,20 \text{ m}$$

$$\text{Datum} = 77,20 \text{ m}, Z = 77,20 - 73,00 = 4,20 \text{ m}$$

Sehingga:

$$H_{14} = h_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{B}\right)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{1423,50}{45,00}\right)^2}{9,81}} = 4,672 \text{ m}$$

$$V_{14} = V_c = Q/A = 1423,5/(45,00 \cdot 4,672) = 6,770 \text{ m/dt}$$

$$h_{v_{14}} = \frac{v_{14}^2}{2g} = \frac{6,770^2}{2 \cdot 9,81} = 2,336 \text{ m}$$

$$Z_{13} + h_{13} + \frac{v^2}{2g} = 4,20 + 4,672 + 2,336 = 11,209 \text{ m}$$

Bilangan Froude,

$$Fr = \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot h_c}} = \frac{6,770}{\sqrt{9,81 \cdot 4,672}} = 1 \quad (\text{kritis})$$

Jari-jari hidrolis (R),

$$\frac{A_8}{P_8} = \frac{210,26}{54,34} = 3,869 \text{ m}$$

Langkah perhitungan selanjutnya sebagai berikut:

1. Lebar dasar saluran *section* 13, $b = 45,19 \text{ m}$
2. Panjang jarak *section* 13 sampai *section* 14, $\Delta X = 6,50 \text{ m}$
3. Jarak datum, $Z_{13} = \text{Elevasi } section 13 - \text{datum} = 0,022 \text{ m}$
4. Coba-coba tinggi muka air pada *section* 13, $h = 10,963 \text{ m}$
5. Didapat Luas penampang basah, $A = 45,19 \times 10,963 = 495,46 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 45,19 + (2 \times 10,963) = 67,12 \text{ m}$, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 495,46/67,12 = 7,38 \text{ m}$.

6. Kecepatan Aliran $V_{13} = Q / A = 1423,50 / 495,46 = 2,87 \text{ m/det}$

$$7. \quad h_{v_{13}} = \frac{v_{13}^2}{2g} = \frac{2,87^2}{2 \cdot 9,81} = 0,42 \text{ m}$$

8. Kehilangan akibat perubahan penampang,

$$h_e = \frac{K|v_{14}^2 - v_{13}^2|}{2g} = \frac{0,1 | 6,770^2 - 2,870^2 |}{2 \cdot 9,81} = 0,192 \text{ m}$$

9. Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$h_f = \frac{n^2 \cdot \left(\frac{v_{14} + v_{13}}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_{14} + R_{13}}{2} \right)^{4/3}} \cdot \Delta x = \frac{0,014^2 \cdot \left(\frac{6,770 + 2,869}{2} \right)^2}{\left(\frac{3,869 + 7,382}{2} \right)^{4/3}} \cdot 6,50 = 0,005 \text{ m}$$

Dengan menggunakan persamaan (2 -15) maka persamaannya menjadi,

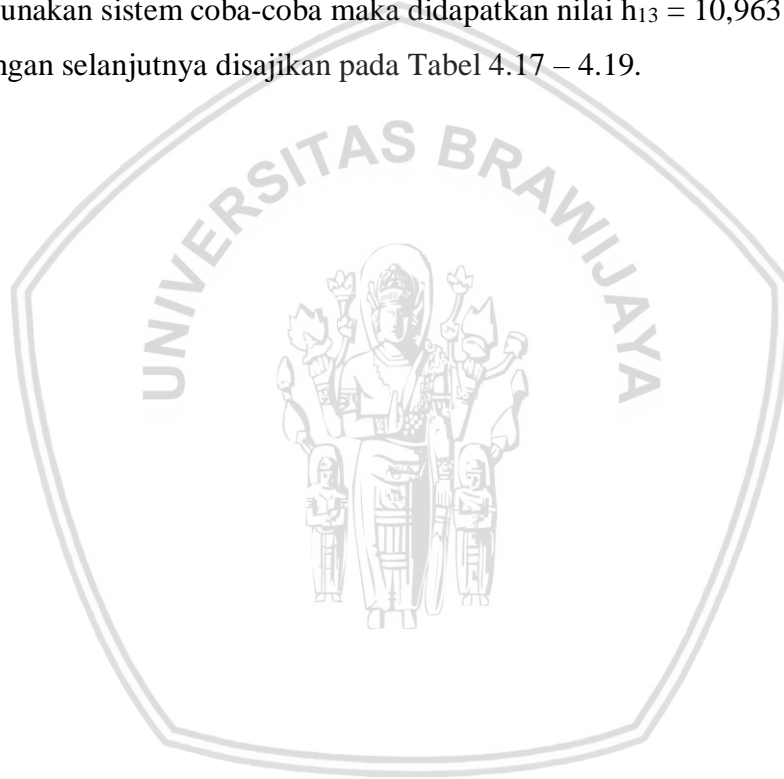
$$Z_{13} + h_{13} + \frac{v_{13}^2}{2g} = Z_{14} + h_{14} + \frac{v_{14}^2}{2g} + h_f + h_e$$

$$0,022 + 10,963 + 0,421 = 4,200 + 4,672 + 2,336 + 0,005 + 0,192$$

$$11,405 = 11,405 \text{ (memenuhi)}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_{13} = 10,963 \text{ m}$, memenuhi.

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.17 – 4.19.



Tabel 4.17

Perhitungan profil muka air pada saluran transisi Q_{100th}

$Q_{100th} = 888,90 \text{ m}^3/\text{dt}$ El. Dasar Hilir = +73,00

Slope = 0,02 El. Endsill = +77,20

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	EL. MA 6	A2 m	U1 m/det	$h+Z+U^2/2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2+Z2+U^2/2g+hf+he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
14	0,000	0,000	45,000	4,200	3,414	80,614	153,609	5,787	9,320	51,827	2,964	0,00154						1,000	KRITIS
13	6,500	6,500	45,194	0,022	9,219	82,241	416,661	2,133	9,473	63,633	6,548	0,00007	0,00081	0,005	0,147	9,473	OK	0,224	SUB KRITIS
12	23,500	17,000	51,975	0,360	8,932	82,292	464,234	1,915	9,479	69,839	6,647	0,00006	0,00007	0,001	0,005	9,479	OK	0,205	SUB KRITIS
11	39,000	15,500	58,228	0,671	8,652	82,324	503,806	1,764	9,482	75,533	6,670	0,00005	0,00005	0,001	0,003	9,482	OK	0,192	SUB KRITIS
10	48,400	9,400	61,000	0,860	8,473	82,333	516,870	1,720	9,484	77,947	6,631	0,00005	0,00005	0,000	0,001	9,484	OK	0,189	SUB KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.18

Perhitungan profil muka air pada saluran transisi Q_{1000th}

$Q_{1000th} = 1423,50 \text{ m}^3/\text{dt}$ El. Dasar = +73,00

Slope = 0,02 El. Endsill = +77,20

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	EL. MA 6	A2 m	U1 m/det	$h+Z+U^2/2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2+Z2+U^2/2g+hf+he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
14	0,000	0,000	45,000	4,200	4,672	81,872	210,258	6,770	11,209	54,345	3,869	0,001						1,000	KRITIS
13	6,500	6,500	45,194	0,022	10,963	83,985	495,459	2,873	11,405	67,120	7,382	0,000	0,0008	0,005	0,192	11,405	OK	0,277	SUB KRITIS
12	23,500	17,000	51,975	0,360	10,723	84,083	557,350	2,554	11,416	73,422	7,591	0,000	0,0001	0,002	0,009	11,416	OK	0,249	SUB KRITIS
11	39,000	15,500	58,228	0,671	10,473	84,145	609,849	2,334	11,423	79,175	7,703	0,000	0,0001	0,001	0,005	11,423	OK	0,230	SUB KRITIS
10	48,400	9,400	61,000	0,860	10,304	84,163	628,532	2,265	11,425	81,608	7,702	0,000	0,0001	0,001	0,002	11,425	OK	0,225	SUB KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.19

Perhitungan profil muka air pada saluran transisi Q_{PMF}

$Q_{PMF} = 3177,00 \text{ m}^3/\text{dt}$

El. Dasar Hilir = +73,00

Slope = 0,02

El. Endsill = +77,20

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA m	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2/2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + U^2/2g + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
14	0,000	0,000	45,000	4,200	7,980	85,180	359,081	8,848	16,169	60,959	5,891	0,0014						1,000	KRITIS
13	6,500	6,500	45,194	0,022	15,381	88,403	695,127	4,570	16,467	75,956	9,152	0,0002	0,0008	0,005	0,293	16,467	OK	0,372	SUB KRITIS
12	23,500	17,000	51,975	0,360	15,325	88,685	796,512	3,989	16,496	82,625	9,640	0,0002	0,0002	0,003	0,025	16,496	OK	0,325	SUB KRITIS
11	39,000	15,500	58,228	0,671	15,184	88,855	884,109	3,593	16,513	88,595	9,979	0,0001	0,0001	0,002	0,015	16,513	OK	0,294	SUB KRITIS
10	48,400	9,400	61,000	0,860	15,049	88,908	917,981	3,461	16,519	91,098	10,077	0,0001	0,0001	0,001	0,005	16,519	OK	0,285	SUB KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

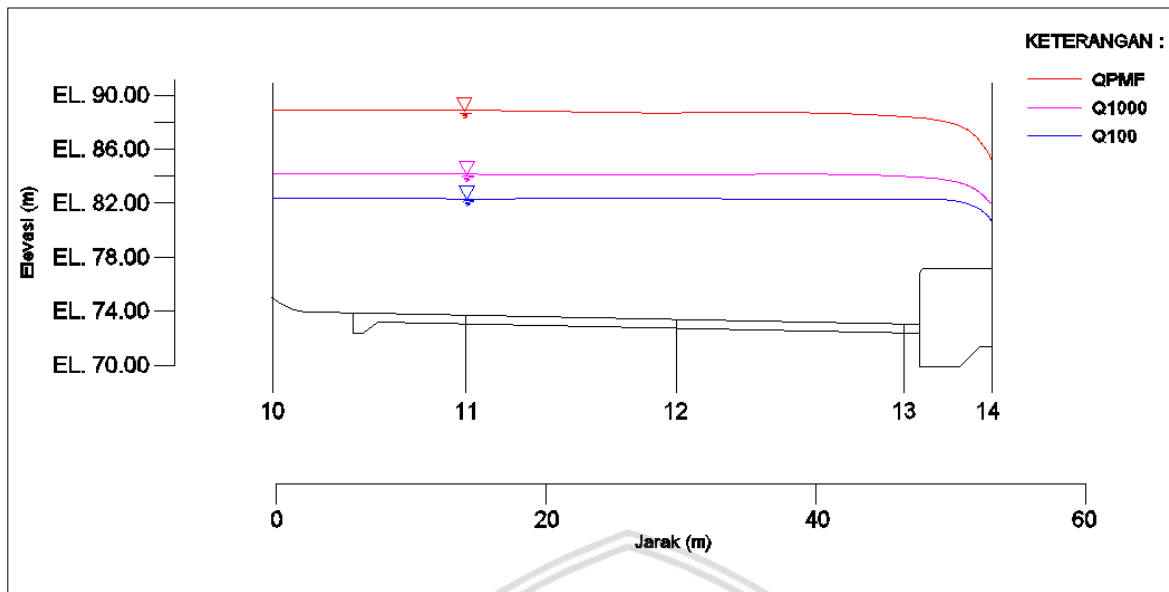
Keterangan :

- 1. Jarak
- 2. Jarak 1 - Jarak 2
- 3. Lebar Saluran
- 4. Slope x (1)

- 5. Ketinggian
- 6. El. Dasar + (4) +(5)
- 7. (3) x (5)
- 8. $Q/(7)$

- 9. $(5) + (4) + ((8)^2)/19.62$
- 10. $(2*(5))+(3)$
- 11. $(7)/(8)$
- 12. $((n^2)*((8)^2))(11)^{1.333333}$

- 13. $(Sd.121+(12))/2$
- 14. $(1) \times (13)$
- 15. $ABS(((8)1^2)-(8)2^{*2}))/19.62$
- 16. $Sd. (9)1+(14)+(15)$

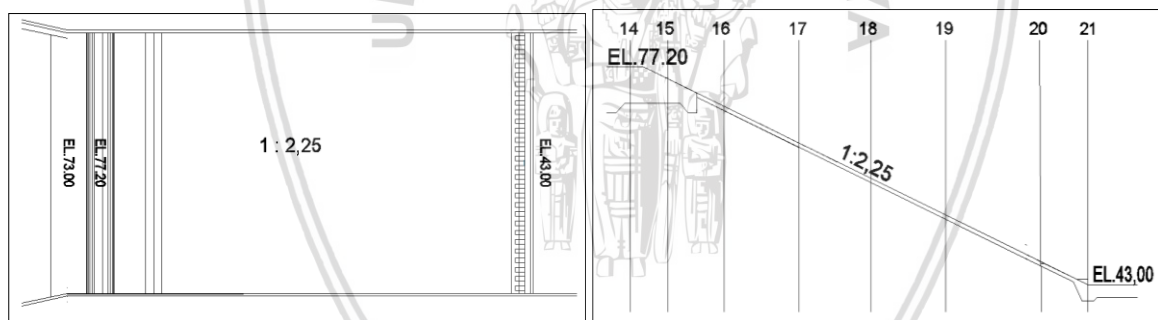


Gambar 4.23 Profil muka air pada saluran transisi
Sumber : Hasil Perhitungan, 2018

4.12 Analisa Hidrolika Pada Saluran Peluncur

4.12.1 Saluran Peluncur

Saluran peluncur Bendungan Way Apu memiliki lebar saluran 45 m dengan kemiringan yang cukup curam yaitu 1:2,25 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.24



Gambar 4.24 Denah dan potongan memanjang saluran peluncur
Sumber: Desain Konsultan (2018)

4.12.2 Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran peluncur atas dengan debit pengaliran Q_{1000th} :

Contoh perhitungan pada *section*14 dan *section* 15;

$$Q_{1000th} = 1423,50 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{14} = 45\text{m}$$

$$\text{Slope} = 0,4444$$

$$Z_{14} = 34,20 \text{ m}$$

Sehingga:

$$H_{14} = h_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{B}\right)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{1423,5}{45}\right)^2}{9,81}} = 4,672 \text{ m}$$

$$V_{14} = V_c = Q/A = 1423,5/(45 \cdot 4,672) = 6,770 \text{ m/dt}$$

$$h_{v14} = \frac{V_{14}^2}{2g} = \frac{6,770^2}{2 \cdot 9,81} = 2,336 \text{ m}$$

$$Z_{14} + h_{14} + \frac{v_{14}^2}{2g} = 34,20 + 4,672 + 2,336 = 41,210 \text{ m}$$

Bilangan Froude,

$$Fr = \frac{V_{14}}{\sqrt{g \cdot h_{14}}} = \frac{6,770}{\sqrt{9,81 \cdot 4,672}} = 1 \text{ (kritis)}$$

$$\text{Jari-jari hidrolis, (R)} = \frac{A_{14}}{P_{14}} = \frac{210,258}{54,345} = 3,869 \text{ m}$$

Langkah perhitungan selanjutnya sebagai berikut:

1. Lebar dasar saluran *section* 15, $b = 45 \text{ m}$
2. Panjang jarak *section* 14 sampai *section* 15, $\Delta X = 6,5 \text{ m}$
3. Jarak datum, $Z_{15} = \text{Elevasi } section \text{ 15} - \text{datum} = 32,31 \text{ m}$
4. Coba-coba tinggi muka air pada *section* 15, $h = 2,912 \text{ m}$
5. Didapat Luas penampang basah, $A = 45 \times 2,912 = 131,053 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 45 + (2 \times 2,912) = 50,825 \text{ m}$, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 131,053/50,825 = 2,579 \text{ m}$.
6. Kecepatan Aliran $V_{15} = Q / A = 1423,5 / 131,053 = 10,862 \text{ m/det}$
7. $h_{v15} = \frac{v_{15}^2}{2g} = \frac{10,862^2}{2 \cdot 9,81} = 6,013 \text{ m}$
8. Kehilangan akibat perubahan penampang,

$$h_e = \frac{k|v_{14}^2 - v_{15}^2|}{2g} = \frac{0 | 6,77^2 - 10,862^2|}{2 \cdot 9,81} = 0 \text{ m}$$

9. Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$h_f = \frac{n^2 \cdot \left(\frac{v_{14} + v_{15}}{2}\right)^2}{\left(\frac{R_{14} + R_{15}}{2}\right)^{4/3}} \cdot \Delta x = \frac{0,014^2 \cdot \left(\frac{6,77 + 10,862}{2}\right)^2}{\left(\frac{3,869 + 2,579}{2}\right)^{4/3}} \cdot 6,5 = 0,026 \text{ m}$$

Dengan menggunakan persamaan (2 -16) maka persamaannya menjadi,

$$Z_{15} + h_{15} + \frac{v_{15}^2}{2g} = Z_{14} + h_{14} + \frac{v_{14}^2}{2g} + h_f + h_e$$

$$32,31 + 2,912 + 6,013 = 34,20 + 4,672 + 2,336 + 0,026 + 0$$

$$41,236 = 41,236 \text{ (memenuhi)}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_{15} = 2,912\text{m}$ memenuhi.

Cek bilangan *Froude*,

$$Fr = \frac{V_{15}}{\sqrt{g \cdot h_{15}}} = \frac{10,862}{\sqrt{9,81 \cdot 2,912}} = 2,032 \text{ (superkritis)}$$

Jadi permukaan air di hilir sama dengan kehilangan energi pada saluran, keterangan kondisi aliran berdasarkan bilangan *Froude*. Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.20 – 4.22.



Tabel 4.20

Perhitungan profil muka air padasaluran peluncur Q_{100th}

$Q_{100th} = 888,90 \text{ m}^3/\text{dt}$ El. Dasar Peredam = +43,00 m El. Ambang = +77,20 m
 Slope = 0,4444 Lebar Dasar = 45,00 m

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2/2g$ m	PI m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + U^2/2g + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
14	0,000	0,000	45,000	34,201	3,414	80,615	153,609	5,787	39,321	51,827	2,964	0,002						1,000	KRITIS
15	6,500	6,500	45,000	32,310	1,982	77,292	89,188	9,967	39,355	48,964	1,822	0,009	0,005	0,033	0,000	39,355	OK	2,260	SUPER KRITIS
16	16,250	9,750	45,000	27,980	1,400	72,380	62,992	14,111	39,529	47,800	1,318	0,027	0,018	0,174	0,000	39,529	OK	3,808	SUPER KRITIS
17	29,250	13,000	45,000	22,201	1,087	66,289	48,937	18,164	40,105	47,175	1,037	0,062	0,044	0,576	0,000	40,105	OK	5,561	SUPER KRITIS
18	41,600	12,350	45,000	16,712	0,920	60,632	41,386	21,478	41,144	46,839	0,884	0,107	0,084	1,039	0,000	41,144	OK	7,151	SUPER KRITIS
19	54,600	13,000	45,000	10,934	0,798	54,733	35,923	24,745	42,940	46,597	0,771	0,170	0,138	1,797	0,000	42,940	OK	8,842	SUPER KRITIS
20	70,920	16,320	45,000	3,631	0,686	47,316	30,858	28,806	46,610	46,371	0,665	0,280	0,225	3,670	0,000	46,610	OK	11,106	SUPER KRITIS
21	76,960	6,040	45,000	0,000	0,645	43,645	29,012	30,639	48,492	46,289	0,627	0,343	0,311	1,881	0,000	48,492	OK	12,183	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.21

Perhitungan profil muka air pada saluran peluncur Q_{1000th}

$Q_{1000th} = 1423,50 \text{ m}^3/\text{dt}$ El. Dasar Peredam = +43,00 m El. Ambang = +77,20 m
 Slope = 0,4444 Lebar Dasar = 45,00 m

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2/2g$ m	PI m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + U^2/2g + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
14	0,000	0,000	45,000	34,201	4,672	81,873	210,258	6,770	41,210	54,345	3,869	0,001						1,000	KRITIS
15	6,500	6,500	45,000	32,310	2,912	78,222	131,053	10,862	41,236	50,825	2,579	0,007	0,004	0,026	0,000	41,236	OK	2,032	SUPER KRITIS
16	16,250	9,750	45,000	27,980	2,130	73,110	95,837	14,853	41,354	49,259	1,946	0,018	0,012	0,119	0,000	41,354	OK	3,250	SUPER KRITIS
17	29,250	13,000	45,000	22,201	1,692	66,893	76,129	18,699	41,713	48,383	1,573	0,037	0,028	0,359	0,000	41,713	OK	4,590	SUPER KRITIS
18	41,600	12,350	45,000	16,712	1,453	61,165	65,384	21,771	42,324	47,906	1,365	0,061	0,049	0,610	0,000	42,324	OK	5,767	SUPER KRITIS
19	54,600	13,000	45,000	10,934	1,280	55,215	57,618	24,706	43,325	47,561	1,211	0,093	0,077	1,001	0,000	43,325	OK	6,971	SUPER KRITIS
20	70,920	16,320	45,000	3,631	1,122	47,753	50,505	28,185	45,243	47,245	1,069	0,142	0,118	1,918	0,000	45,243	OK	8,494	SUPER KRITIS
21	76,960	6,040	45,000	0,000	1,063	44,063	47,842	29,754	46,187	47,126	1,015	0,170	0,156	0,944	0,000	46,187	OK	9,213	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.22

Perhitungan profil muka air pada saluran peluncur Q_{PMF}

$Q_{PMF} = 3177,00 \text{ m}^3/\text{dt}$

El. Dasar Peredam = +43,00 m

El. Ambang = +77,20 m

Slope = 0,4444

Lebar Dasar = 45,00 m

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA m	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2/2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h_2 + Z_2 + U^2/2g + hf + h_e$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
14	0,000	0,000	45,000	34,201	7,980	85,181	359,080	8,848	46,170	60,959	5,891	0,001						1,000	KRITIS
15	6,500	6,500	45,000	32,310	5,509	80,819	247,911	12,815	46,189	56,018	4,426	0,004	0,003	0,019	0,000	46,189	OK	1,743	SUPER KRITIS
16	16,250	9,750	45,000	27,980	4,256	75,236	191,536	16,587	46,259	53,513	3,579	0,010	0,007	0,070	0,000	46,259	OK	2,567	SUPER KRITIS
17	29,250	13,000	45,000	22,201	3,500	68,701	157,492	20,172	46,441	52,000	3,029	0,018	0,014	0,182	0,000	46,441	OK	3,443	SUPER KRITIS
18	41,600	12,350	45,000	16,712	3,071	62,783	138,185	22,991	46,724	51,142	2,702	0,028	0,023	0,282	0,000	46,724	OK	4,189	SUPER KRITIS
19	54,600	13,000	45,000	10,934	2,755	56,690	123,984	25,624	47,155	50,510	2,455	0,039	0,033	0,432	0,000	47,155	OK	4,929	SUPER KRITIS
20	70,920	16,320	45,000	3,631	2,464	49,095	110,897	28,648	47,925	49,929	2,221	0,056	0,047	0,770	0,000	47,925	OK	5,826	SUPER KRITIS
21	76,960	6,040	45,000	0,000	2,352	45,352	105,825	30,021	48,288	49,703	2,129	0,064	0,060	0,362	0,000	48,288	OK	6,250	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Keterangan :

1. Jarak
2. Jarak 1 - Jarak 2
3. Lebar Saluran

5. Ketinggian

6. El. Dasar + (4)+(5)

7. (3) x (5)

9. $(5) + (4) + ((8)^2)/19.62$

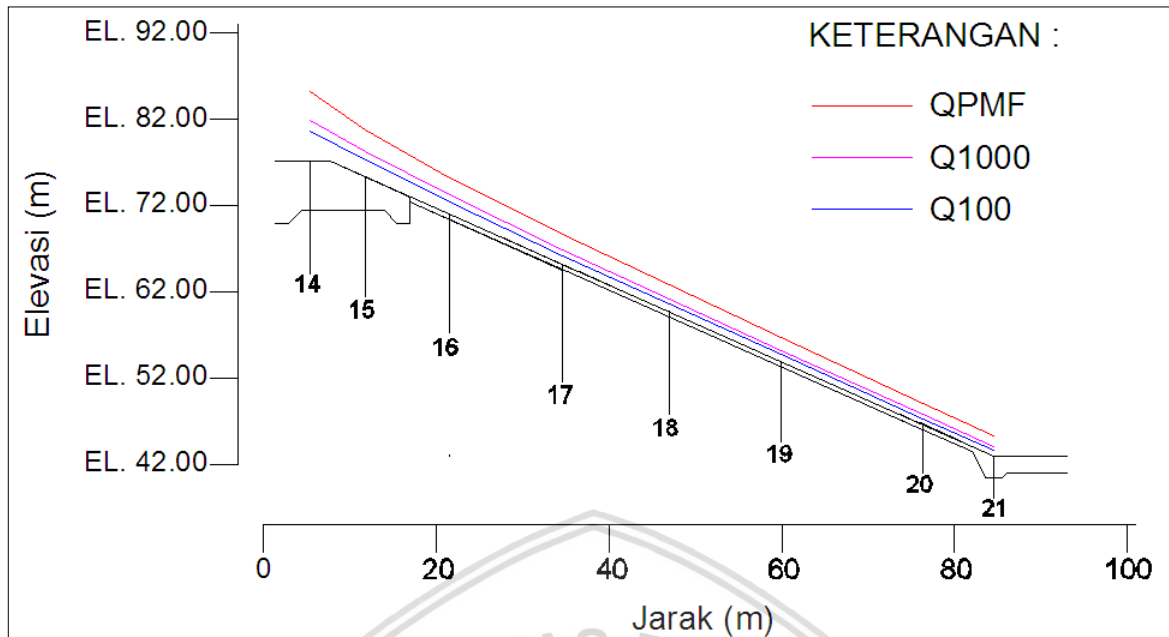
10. $(2*(5))+(3)$

11. $(7)/(8)$

13. $(Sd.121+(12))/2$

14. $(1) \times (13)$

15. $ABS(((8)1^2)-(8)2^{*2})/19.62)$



Gambar 4.25 Profil muka air pada saluran peluncur
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

4.13 Analisa Loncatan Hidrolis

4.13.1 Perhitungan Loncatan Hidrolis

Perhitungan tinggi muka air pada loncatan air setelah adanya pelimpah dipengaruhi oleh hukum persamaan momentum. Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{100th} = 150,141 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tinggi muka air dan kecepatan sebelum loncatan didapat dari perhitungan muka air pelimpah pada Tabel 4.1.

$$h_1 = 0,135 \text{ m}$$

$$v_1 = 14,867 \text{ m/dt}$$

Tinggi muka air setelah loncatan adalah

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gh}} = \frac{14,867}{\sqrt{9,81 \cdot 0,135}} = 12,935$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$\frac{h_2}{0,135} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 12,935^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 2,397 \text{ m}$$

Dengan nilai $Fr = 12,935$ maka tipe loncatan hidrolis yang terjadi adalah tipe loncatan kuat. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat di tabel 4.23.

Tabel 4.23

Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis Hulu

Kala Ulang	debit rencana	h_1 (m)	v_1 (m/dt)	Fr	h_2 (m)	Tipe Loncatan
Q100th	150,141	0,1347	14,8669	12,935	2,397	loncatan kuat
Q1000th	310,163	0,2762	14,9711	9,095	3,417	loncatan kuat
PMF	777,027	0,6449	16,066	6,387	5,512	loncatan tetap

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.13.2 Perhitungan Tinggi Muka Air Pada Peredam Energi

Perhitungan tinggi muka air pada peredam energi dipengaruhi oleh hukum persamaan momentum.

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{100th} = 888,90 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 45 \text{ m}$$

Tinggi muka air dan kecepatan sebelum loncatan didapat dari perhitungan muka air peluncur.

$$h_1 = 0,645 \text{ m}$$

$$v_1 = 30,639 \text{ m/dt}$$

Tinggi muka air setelah loncatan adalah

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gh}} = \frac{30,639}{\sqrt{9,81 \cdot 0,645}} = 12,183$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$\frac{h_2}{0,645} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 12,183^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 10,790 \text{ m}$$

Dengan nilai $Fr = 10,790$ maka tipe loncatan hidrolis yang terjadi adalah tipe loncatan kuat. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat di Tabel 4.24.

Tabel 4.24

Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis Peredam Energi

Kala Ulang	Debit Rencana	h_1 (m)	v_1 (m/dt)	Fr	h_2 (m)	Tipe Loncatan
Q100th	888,90	0,645	30,639	12,183	10,790	loncatan kuat
Q1000th	1423,50	1,063	29,754	9,213	13,331	loncatan kuat
PMF	3177,00	2,352	30,021	6,250	19,645	loncatan tetap

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.14 Perhitungan Aliran Getar

Perhitungan Aliran getar pada saluran peluncur dilakukan dengan menggunakan bilangan Montouri dan bilangan Vendernikov, dandikoreksi dengan menggunakan grafik pada *Gambar 2.13*.

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{100\text{th}} = 888,90 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$b = 45 \text{ m}$$

$$d = 3,217 \text{ m (hasil pengukuran)}$$

$$V = 7,026 \text{ m/dt (hasil pengukuran)}$$

$$P = 51,43 \text{ m}$$

$$\theta = 24^\circ$$

$$I = 0,290$$

$$L = 76,96 \text{ m}$$

Bilangan Vendernikov (\underline{V})

$$\underline{V} = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd\cos\theta}}$$

$$\underline{V} = \frac{2.45.7,026}{3.51,43\sqrt{9,81.3,217.\cos 24^\circ}}$$

$$\underline{V} = 0,499$$

Bilangan Montuori (\underline{M})

$$\underline{M}^2 = \frac{V^2}{g.I.L.\cos\theta}$$

$$\underline{M}^2 = \frac{7,026^2}{9,81.0,4444.76,96.\cos 24^\circ}$$

$$\underline{M}^2 = 0,017$$

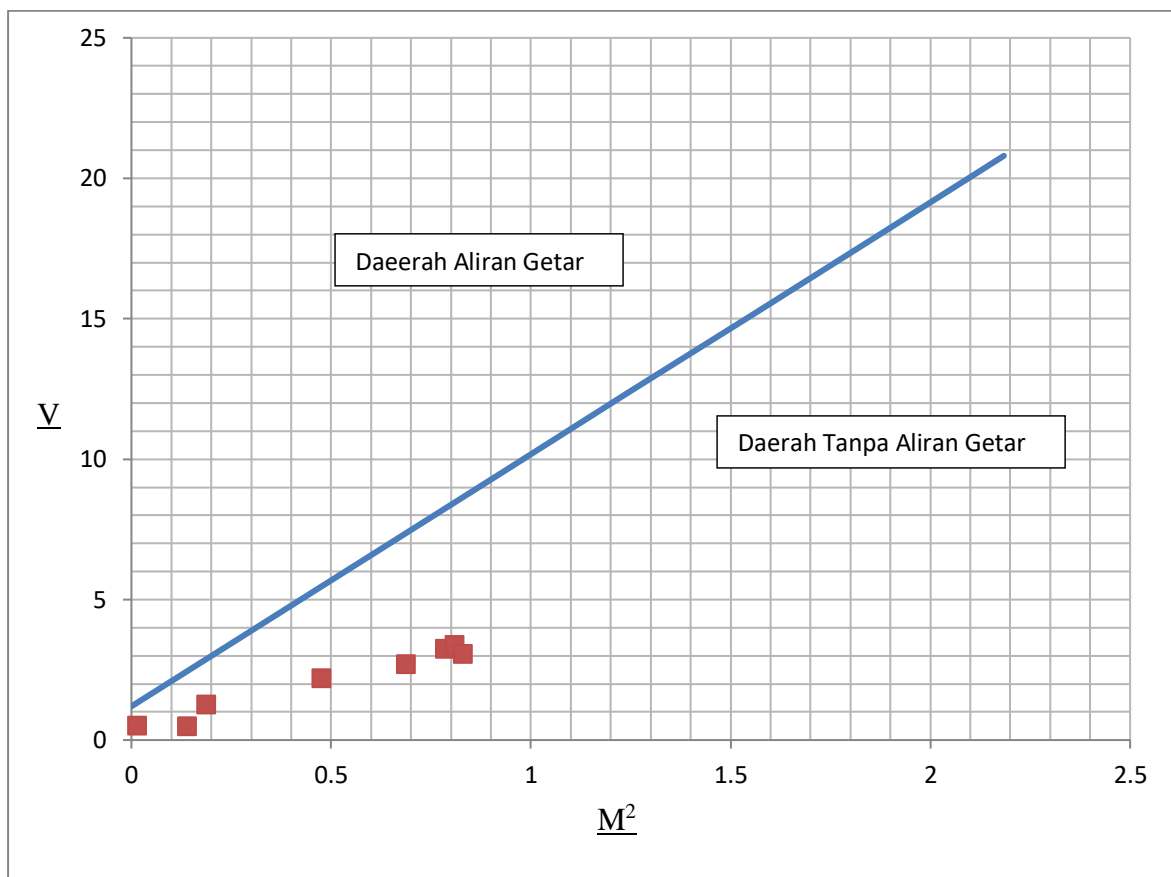
Untuk perhitungan selanjutnya dan mengetahui kriteria aliran getar untuk menentukan batas terjadinya aliran getar disajikan dalam Tabel 4.24 – Tabel 4.30.

Tabel 4.25
Evaluasi aliran getar berdasarkan hasil pengujian Q_{2th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ °	I	Bilangan		Keterangan
									V	M^2	
14	133,600	45	0,898	2,210	46,797	131,97	24	0,250	0,499	0,017	tidak terjadi aliran getar
15	133,600	45	1,574	7,479	48,149	131,97	24	0,250	1,241	0,189	tidak terjadi aliran getar
16	133,600	45	1,310	11,885	47,620	131,97	24	0,250	2,185	0,478	tidak terjadi aliran getar
17	133,600	45	1,254	14,273	47,507	131,97	24	0,250	2,689	0,689	tidak terjadi aliran getar
18	133,600	45	1,017	15,255	47,034	131,97	24	0,250	3,223	0,787	tidak terjadi aliran getar
19	133,600	45	0,961	15,480	46,921	131,97	24	0,250	3,373	0,810	tidak terjadi aliran getar
20	133,600	45	1,182	15,690	47,363	131,97	24	0,250	3,054	0,833	tidak terjadi aliran getar
21	133,600	45	5,619	6,450	56,238	131,97	24	0,250	0,485	0,141	tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada gambar berikut untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 4.26 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{2th}

Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

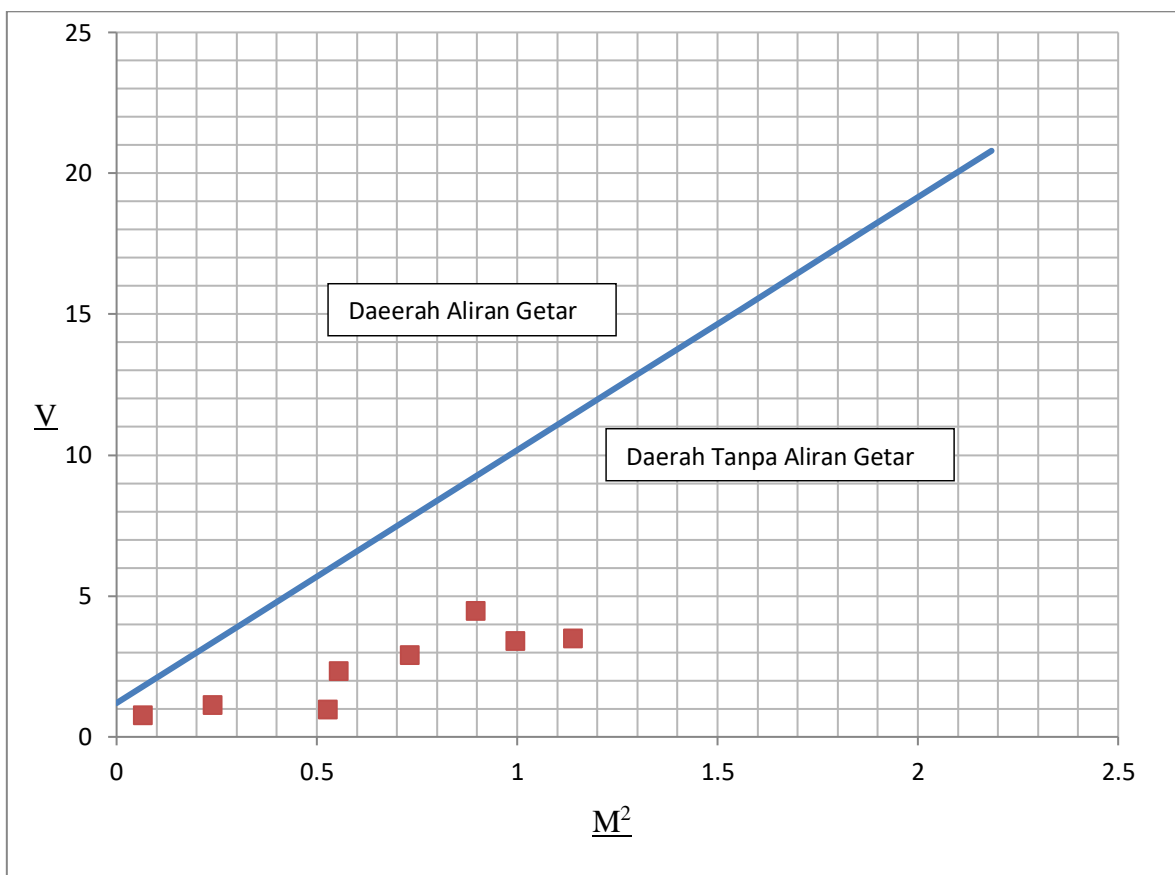
Tabel 4.26

Evaluasi aliran getar berdasarkan hasil pengujian Q_{5th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ °	I	Bilangan		Keterangan
									V	M^2	
14	340,300	45	1,570	4,471	48,140	131,97	24	0,250	0,743	0,068	tidak terjadi aliran getar
15	340,300	45	2,354	8,454	49,709	131,97	24	0,250	1,111	0,242	tidak terjadi aliran getar
16	340,300	45	1,353	12,827	47,707	131,97	24	0,250	2,316	0,556	tidak terjadi aliran getar
17	340,300	45	1,167	14,736	47,334	131,97	24	0,250	2,888	0,734	tidak terjadi aliran getar
18	340,300	45	0,627	16,301	46,254	131,97	24	0,250	4,460	0,899	tidak terjadi aliran getar
19	340,300	45	1,156	17,181	47,311	131,97	24	0,250	3,385	0,998	tidak terjadi aliran getar
20	340,300	45	1,247	18,366	47,493	131,97	24	0,250	3,471	1,141	tidak terjadi aliran getar
21	340,300	45	5,446	12,517	55,891	131,97	24	0,250	0,962	0,530	tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada gambar berikut untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.

Gambar 4.27 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{5th}

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

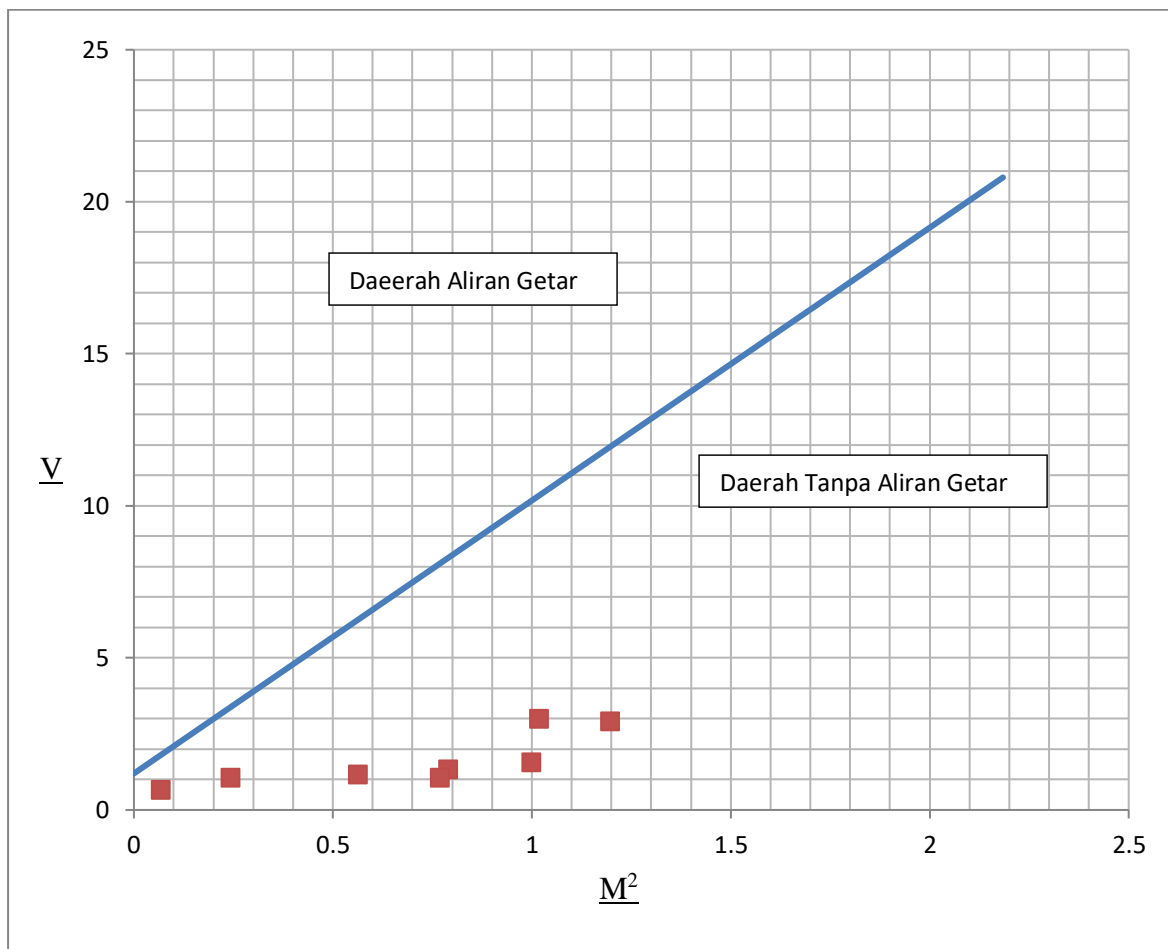
Tabel 4.27

Evaluasi aliran getar berdasarkan hasil pengujian Q_{10th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ °	I	Bilangan		Keterangan
									\underline{V}	\underline{M}^2	
14	472,900	45	2,068	4,539	49,137	131,97	24	0,250	0,644	0,070	tidak terjadi aliran getar
15	472,900	45	2,629	8,503	50,258	131,97	24	0,250	1,046	0,245	tidak terjadi aliran getar
16	472,900	45	4,388	12,922	53,777	131,97	24	0,250	1,149	0,565	tidak terjadi aliran getar
17	472,900	45	4,618	15,295	54,236	131,97	24	0,250	1,315	0,791	tidak terjadi aliran getar
18	472,900	45	4,335	17,202	53,669	131,97	24	0,250	1,543	1,001	tidak terjadi aliran getar
19	472,900	45	1,488	17,370	47,975	131,97	24	0,250	2,975	1,020	tidak terjadi aliran getar
20	472,900	45	1,810	18,823	48,620	131,97	24	0,250	2,884	1,198	tidak terjadi aliran getar
21	472,900	45	6,269	15,090	57,538	131,97	24	0,250	1,050	0,770	tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada gambar berikut untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.

Gambar 4.28 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{10th}

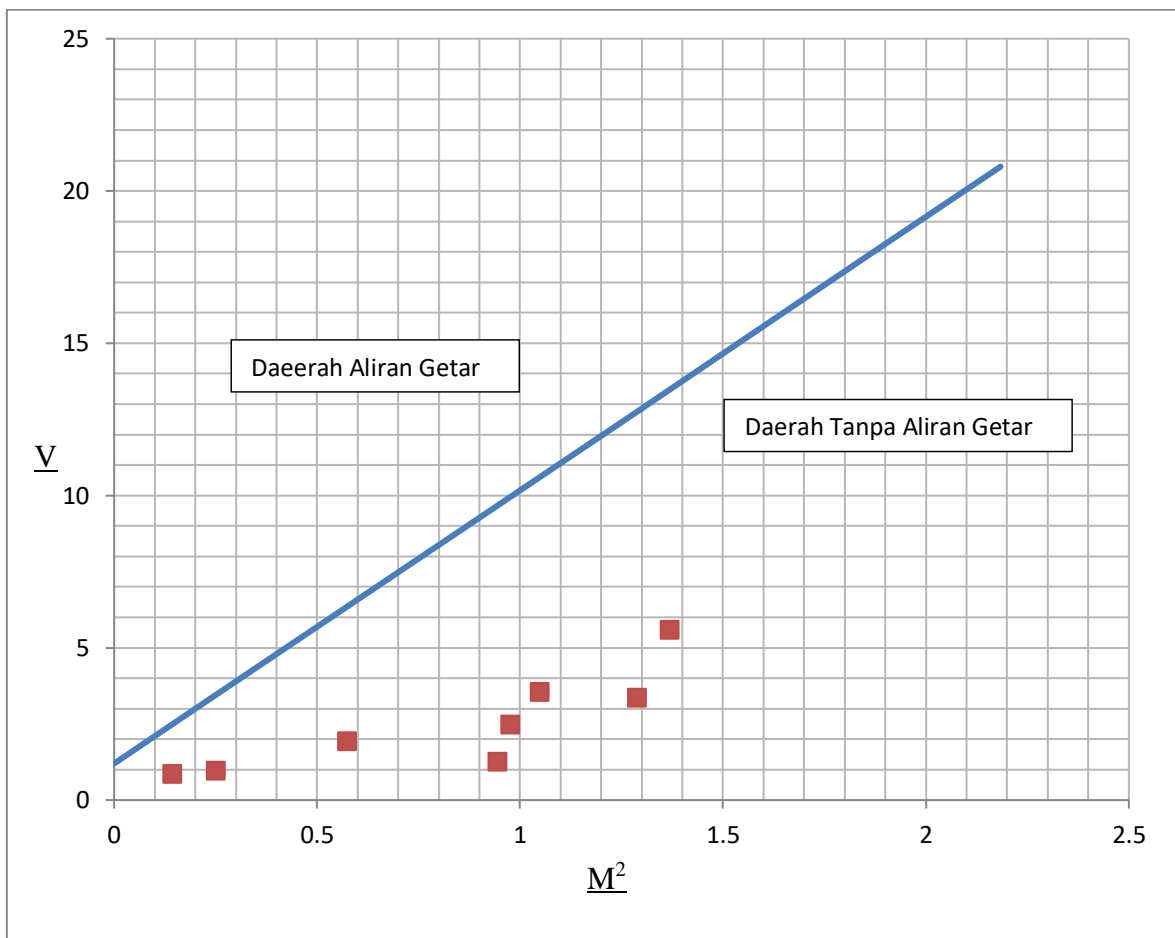
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.28
Evaluasi aliran getar berdasarkan hasil pengujian Q_{25th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ °	I	Bilangan		Keterangan
									\underline{V}	\underline{M}^2	
14	640,300	45	2,480	6,571	49,960	131,97	24	0,25	0,837	0,146	Tidak terjadi aliran getar
15	640,300	45	3,134	8,655	51,269	131,97	24	0,25	0,956	0,253	Tidak terjadi aliran getar
16	640,300	45	1,938	13,044	48,877	131,97	24	0,25	1,921	0,575	Tidak terjadi aliran getar
17	640,300	45	1,990	17,000	48,981	131,97	24	0,25	2,465	0,977	Tidak terjadi aliran getar
18	640,300	45	1,125	17,629	47,251	131,97	24	0,25	3,524	1,051	Tidak terjadi aliran getar
19	640,300	45	0,614	20,130	46,228	131,97	24	0,25	5,569	1,371	Tidak terjadi aliran getar
20	640,300	45	1,485	19,536	47,970	131,97	24	0,25	3,349	1,291	Tidak terjadi aliran getar
21	640,300	45	5,684	16,735	56,368	131,97	24	0,25	1,248	0,947	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada gambar berikut untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 4.29 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{25th}

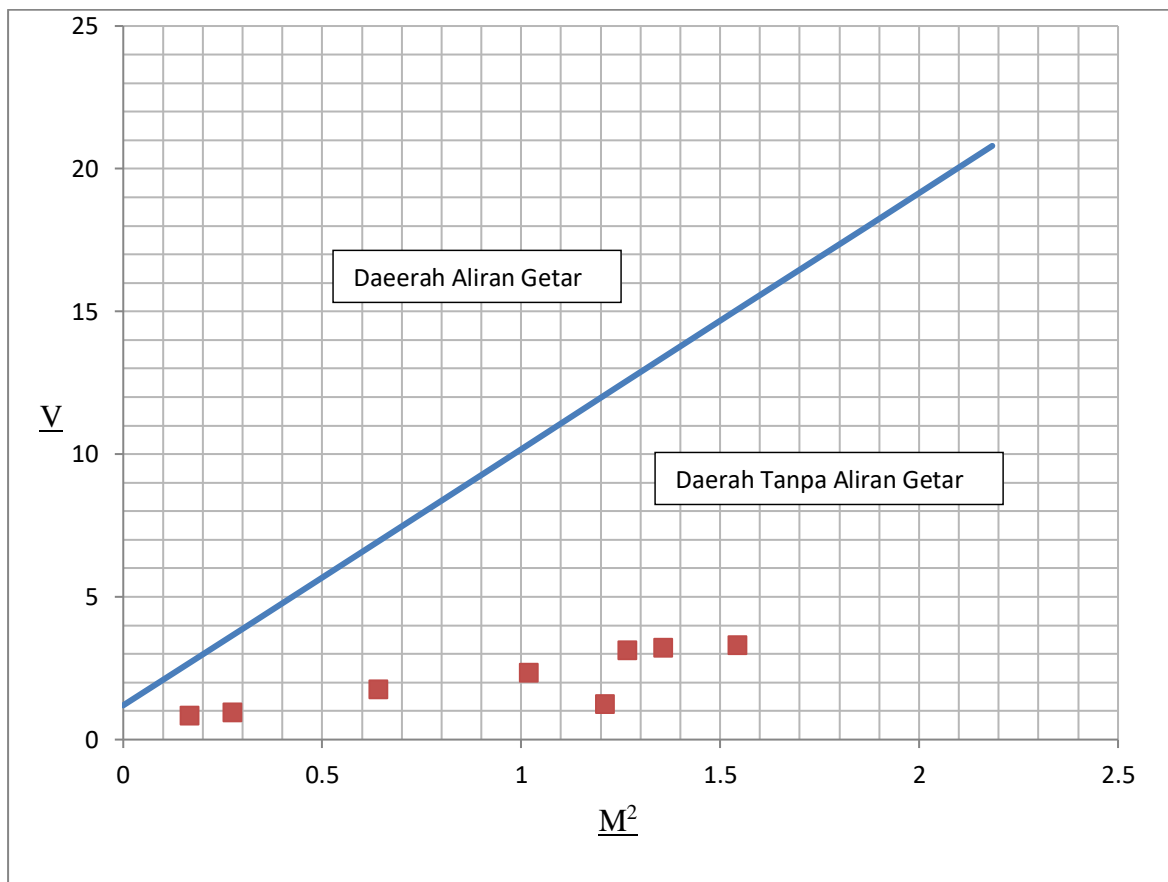
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.29
Evaluasi aliran getar berdasarkan hasil pengujian Q_{50th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ °	I	Bilangan		Keterangan
									\underline{V}	\underline{M}^2	
14	765,300	45	2,913	7,056	50,827	131,97	24	0,25	0,815	0,168	Tidak terjadi aliran getar
15	765,300	45	3,546	9,042	52,092	131,97	24	0,25	0,924	0,277	Tidak terjadi aliran getar
16	765,300	45	2,545	13,786	50,090	131,97	24	0,25	1,729	0,643	Tidak terjadi aliran getar
17	765,300	45	2,294	17,372	49,587	131,97	24	0,25	2,318	1,021	Tidak terjadi aliran getar
18	765,300	45	1,667	19,368	48,334	131,97	24	0,25	3,110	1,269	Tidak terjadi aliran getar
19	765,300	45	1,697	20,041	48,395	131,97	24	0,25	3,185	1,358	Tidak terjadi aliran getar
20	765,300	45	1,810	21,374	48,620	131,97	24	0,25	3,274	1,545	Tidak terjadi aliran getar
21	765,300	45	6,876	18,937	58,751	131,97	24	0,25	1,232	1,213	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada gambar berikut untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 4.30 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{50th}

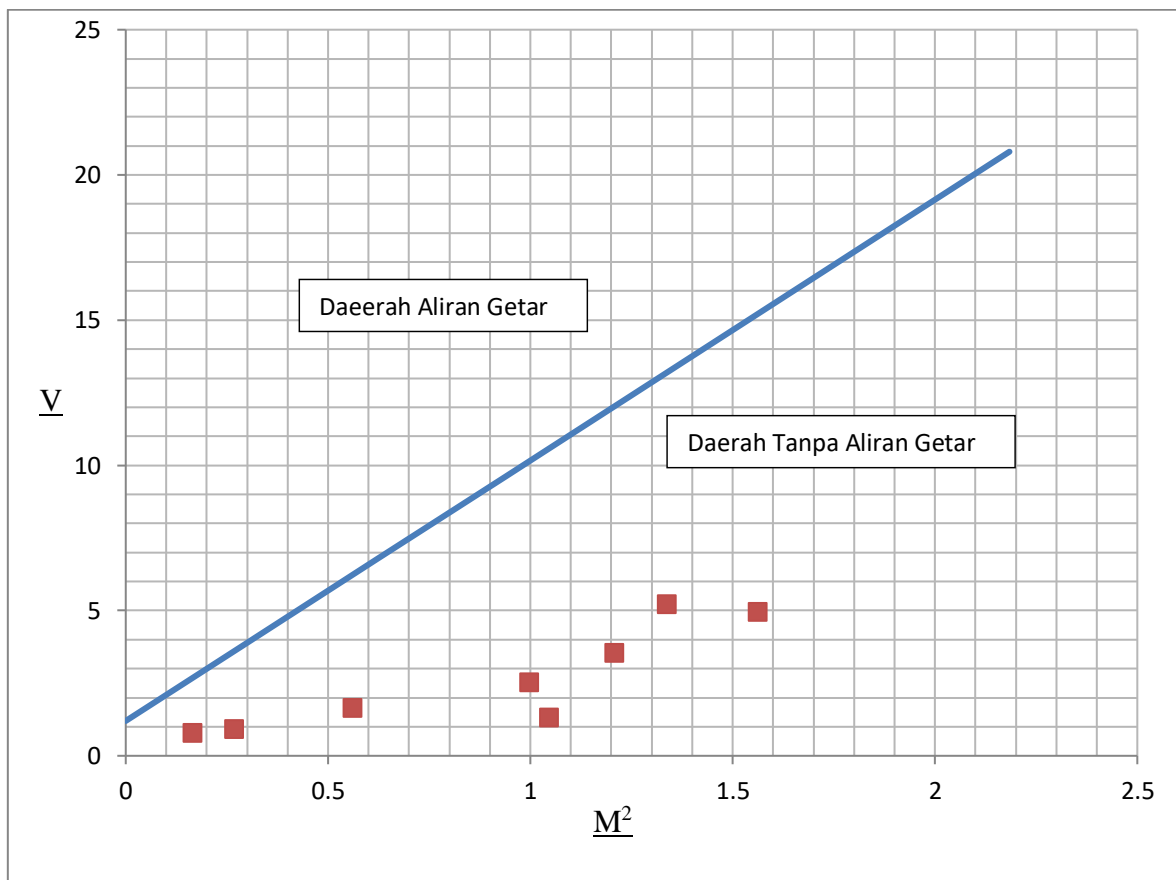
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.30
Evaluasi aliran getar berdasarkan hasil pengujian Q_{100th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ °	I	Bilangan		Keterangan
									\underline{V}	\underline{M}^2	
14	888,90	45	3,217	7,026	51,433	131,97	24	0,25	0,763	0,167	Tidak terjadi aliran getar
15	888,90	45	3,589	8,945	52,179	131,97	24	0,25	0,907	0,271	Tidak terjadi aliran getar
16	888,90	45	2,502	12,899	50,003	131,97	24	0,25	1,634	0,563	Tidak terjadi aliran getar
17	888,90	45	1,969	17,194	48,937	131,97	24	0,25	2,509	1,000	Tidak terjadi aliran getar
18	888,90	45	1,277	18,911	47,554	131,97	24	0,25	3,526	1,209	Tidak terjadi aliran getar
19	888,90	45	0,874	21,506	46,748	131,97	24	0,25	4,931	1,564	Tidak terjadi aliran getar
20	888,90	45	0,683	19,897	46,367	131,97	24	0,25	5,202	1,339	Tidak terjadi aliran getar
21	888,90	45	5,814	17,602	56,628	131,97	24	0,25	1,292	1,048	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada gambar berikut untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 4.31 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{100th}

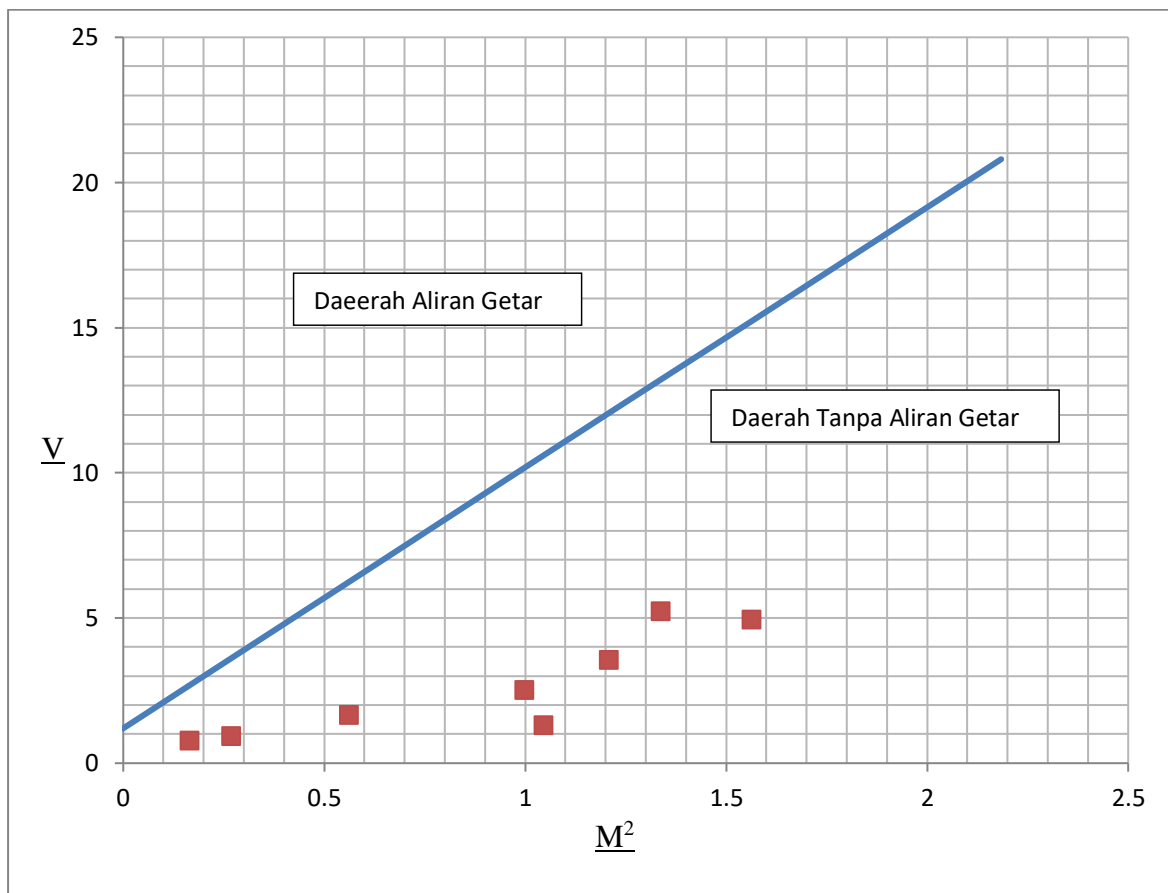
Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.31
Evaluasi aliran getar berdasarkan hasil pengujian Q_{1000th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ °	I	Bilangan		Keterangan
									V	M^2	
14	1423,50	45	4,408	7,908	53,817	131,97	24	0,25	0,701	0,212	Tidak terjadi aliran getar
15	1423,50	45	4,954	11,243	54,909	131,97	24	0,25	0,922	0,428	Tidak terjadi aliran getar
16	1423,50	45	3,260	12,698	51,520	131,97	24	0,25	1,368	0,545	Tidak terjadi aliran getar
17	1423,50	45	2,857	16,706	50,714	131,97	24	0,25	1,953	0,944	Tidak terjadi aliran getar
18	1423,50	45	2,165	18,766	49,331	131,97	24	0,25	2,591	1,191	Tidak terjadi aliran getar
19	1423,50	45	2,694	21,021	50,388	131,97	24	0,25	2,547	1,494	Tidak terjadi aliran getar
20	1423,50	45	1,593	21,178	48,187	131,97	24	0,25	3,489	1,517	Tidak terjadi aliran getar
21	1423,50	45	4,796	21,294	54,591	131,97	24	0,25	1,785	1,534	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada gambar berikut untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 4.32 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{1000th}

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.15 Perhitungan Indeks Kavitas

Sebagai contoh diambil debit Q_{100th} pada *section 0* (pelimpah) dengan data-data tinggi muka air (h) dan kecepatan aliran (v) didapatkan dari hasil pengukuran. Berikut langkah-langkah perhitungan indeks kavitas:

1. Diketahui massa jenis air pada suhu 22°C adalah sebesar $997,8 \text{ kg/m}^3$
2. Kedalaman aliran di *section 0* pelimpah Q_{100th} , $h = 0,665 \text{ m}$
3. Tekanan pada titik yang ditinjau, dalam hal ini menggunakan persamaan:

$$P_g = \rho \times g \times h$$

$$P_g = 997,80 \times 9,81 \times 0,665 = 6509,298 \text{ N/m}^2$$

4. Tekanan pada titik yang ditinjau dikonversikan kedalam satuan kPa

$$P_g = \frac{6509,298}{1000}$$

$$= 6,5093 \text{ kPa}$$

5. Tekanan atmosfer (P_a) sebesar 101 kPa

6. Tekanan setempat (P_0) diperoleh dari:

$$P_0 = P_g + P_a = 6,5093 + 101 = 107,5093 \text{ kPa}$$

7. Tekanan uap (P_v) untuk suhu 22°C adalah sebesar $2,726 \text{ kPa}$

8. Kecepatan aliran di *section 0* pelimpah Q_{100th} , $V_0 = 4,040 \text{ m/dt}$

$$9. \frac{V_0^2}{2} = \frac{4,040^2}{2} = 8,1628 \text{ m}^2/\text{dt}^2$$

10. Indeks kavitas (σ)

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\rho \cdot \frac{V_0^2}{2}} = \frac{107,5093 - 2,726}{997,8 \cdot 8,1628} = 0,01286$$

11. Angka batas kavitas (σ_1)

$$\sigma_1 = - \frac{P_g - P_0}{\rho \cdot \frac{V_0^2}{2}} = \frac{6,5093 - 107,5093}{997,8 \cdot 8,1628} = 0,01240$$

12. Karena $\sigma = 0,01286$ dan $\sigma_1 = 0,01240$, maka $\sigma > \sigma_1$ sehingga tidak terjadi kavitas.

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.31 – 4.38.

Tabel 4.32
Evaluasi kavitasasi berdasarkan hasil pengujian Q_{2th}

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	P_g (N/m^2)	P_a (kPa)	P_o (kPa)	P_v (kPa)	V_o (m/dt)	$V_o^2/2$ (kg/m^3)	σ	C_p	Kondisi	
III	997,8	11,927	116743,20	116,743	101	217,743	2,726	1,107	0,6124	0,3519	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
II	997,8	11,927	116743,20	116,743	101	217,743	2,726	1,260	0,7932	0,2717	0,1276	Tidak terjadi kavitasasi
I	997,8	11,970	117167,36	117,167	101	218,167	2,726	1,412	0,9973	0,2165	0,1015	Tidak terjadi kavitasasi
0	997,8	0,383	3752,23	3,752	101	104,752	2,726	2,273	2,5839	0,0396	0,0392	Tidak terjadi kavitasasi
1	997,8	1,935	18939,45	18,939	101	119,939	2,726	6,578	21,6371	0,0054	0,0047	Tidak terjadi kavitasasi
2	997,8	2,208	21613,81	21,614	101	122,614	2,726	8,867	39,3088	0,0031	0,0026	Tidak terjadi kavitasasi
1	997,8	0,251	2455,26	2,455	101	103,455	2,726	2,213	2,4496	0,0412	0,0413	Tidak terjadi kavitasasi
2	997,8	0,742	7259,74	7,260	101	108,260	2,726	3,671	6,7364	0,0157	0,0150	Tidak terjadi kavitasasi
3	997,8	2,226	21787,39	21,787	101	122,787	2,726	2,213	2,4496	0,0491	0,0413	Tidak terjadi kavitasasi
4	997,8	2,697	26400,18	26,400	101	127,400	2,726	3,320	5,5116	0,0227	0,0184	Tidak terjadi kavitasasi
5	997,8	0,862	8433,86	8,434	101	109,434	2,726	6,062	18,3720	0,0058	0,0055	Tidak terjadi kavitasasi
6	997,8	0,720	7043,66	7,044	101	108,044	2,726	7,424	27,5580	0,0038	0,0037	Tidak terjadi kavitasasi
7	997,8	0,407	3980,62	3,981	101	104,981	2,726	8,208	33,6819	0,0030	0,0030	Tidak terjadi kavitasasi
8	997,8	1,317	12888,08	12,888	101	113,888	2,726	10,730	57,5655	0,0019	0,0018	Tidak terjadi kavitasasi
9	997,8	1,490	14584,74	14,585	101	115,585	2,726	9,899	48,9919	0,0023	0,0021	Tidak terjadi kavitasasi
10	997,8	4,567	44700,44	44,700	101	145,700	2,726	1,565	1,2248	0,1170	0,0826	Tidak terjadi kavitasasi
11	997,8	4,818	47157,34	47,157	101	148,157	2,726	2,777	3,8557	0,0378	0,0263	Tidak terjadi kavitasasi
12	997,8	5,390	52756,31	52,756	101	153,756	2,726	2,019	2,0391	0,0742	0,0496	Tidak terjadi kavitasasi
13	997,8	5,641	55216,47	55,216	101	156,216	2,726	2,856	4,0774	0,0377	0,0248	Tidak terjadi kavitasasi
14	997,8	0,898	8793,26	8,793	101	109,793	2,726	2,210	2,4420	0,0439	0,0415	Tidak terjadi kavitasasi
15	997,8	1,574	15410,23	15,410	101	116,410	2,726	7,479	27,9655	0,0041	0,0036	Tidak terjadi kavitasasi
16	997,8	1,310	12822,83	12,823	101	113,823	2,726	11,885	70,6262	0,0016	0,0014	Tidak terjadi kavitasasi
17	997,8	1,254	12271,41	12,271	101	113,271	2,726	14,273	101,8609	0,0011	0,0010	Tidak terjadi kavitasasi
18	997,8	1,017	9955,47	9,955	101	110,955	2,726	15,255	116,3521	0,0009	0,0009	Tidak terjadi kavitasasi
19	997,8	0,961	9404,06	9,404	101	110,404	2,726	15,480	119,8123	0,0009	0,0008	Tidak terjadi kavitasasi
20	997,8	1,182	11567,30	11,567	101	112,567	2,726	15,690	123,0826	0,0009	0,0008	Tidak terjadi kavitasasi
21	997,8	5,619	55001,77	55,002	101	156,002	2,726	6,450	20,8009	0,0074	0,0049	Tidak terjadi kavitasasi
22	997,8	8,383	82059,57	82,060	101	183,060	2,726	2,711	3,6744	0,0492	0,0275	Tidak terjadi kavitasasi
23	997,8	8,600	84180,39	84,180	101	185,180	2,726	1,107	0,6124	0,2986	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
24	997,8	8,600	84180,39	84,180	101	185,180	2,726	1,107	0,6124	0,2986	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
25	997,8	8,687	85028,72	85,029	101	186,029	2,726	1,260	0,7932	0,2316	0,1276	Tidak terjadi kavitasasi
26	997,8	7,729	75654,68	75,655	101	176,655	2,726	1,530	1,1698	0,1490	0,0865	Tidak terjadi kavitasasi
27	997,8	3,309	32389,88	32,390	101	133,390	2,726	2,475	3,0620	0,0428	0,0331	Tidak terjadi kavitasasi
28	997,8	1,690	16542,43	16,542	101	117,542	2,726	1,917	1,8372	0,0626	0,0551	Tidak terjadi kavitasasi
29	997,8	1,668	16330,34	16,330	101	117,330	2,726	1,260	0,7932	0,1448	0,1276	Tidak terjadi kavitasasi
30	997,8	1,647	16118,26	16,118	101	117,118	2,726	1,107	0,6124	0,1872	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
31	997,8	1,625	15906,18	15,906	101	116,906	2,726	1,746	1,5237	0,0751	0,0664	Tidak terjadi kavitasasi
32	997,8	1,603	15694,10	15,694	101	116,694	2,726	1,647	1,3560	0,0842	0,0746	Tidak terjadi kavitasasi
33	997,8	1,685	16491,53	16,492	101	117,492	2,726	1,107	0,6124	0,1878	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
34	997,8	1,723	16864,79	16,865	101	117,865	2,726	1,107	0,6124	0,1884	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
35	997,8	1,783	17450,14	17,450	101	118,450	2,726	1,107	0,6124	0,1894	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
36	997,8	1,886	18459,65	18,460	101	119,460	2,726	1,917	1,8372	0,0637	0,0551	Tidak terjadi kavitasasi
37	997,8	1,036	10137,54	10,138	101	111,138	2,726	1,800	1,6193	0,0671	0,0625	Tidak terjadi kavitasasi
38	997,8	1,052	10298,72	10,299	101	111,299	2,726	1,917	1,8372	0,0592	0,0551	Tidak terjadi kavitasasi
39	997,8	1,134	11096,15	11,096	101	112,096	2,726	1,412	0,9973	0,1099	0,1015	Tidak terjadi kavitasasi
40	997,8	1,193	11681,50	11,681	101	112,681	2,726	1,260	0,7932	0,1389	0,1276	Tidak terjadi kavitasasi
41	997,8	1,253	12266,85	12,267	101	113,267	2,726	1,260	0,7932	0,1397	0,1276	Tidak terjadi kavitasasi
42	997,8	1,270	12428,03	12,428	101	113,428	2,726	1,107	0,6124	0,1812	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
43	997,8	1,329	13013,38	13,013	101	114,013	2,726	1,107	0,6124	0,1821	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
44	997,8	1,411	13810,81	13,811	101	114,811	2,726	1,107	0,6124	0,1834	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.33
Evaluasi kavitasi berdasarkan hasil pengujian Q_{5th}

Section	r_w (kg/m ³)	h (m)	P_g (N/m ²)	P_a (kPa)	P_o (kPa)	P_v (kPa)	V_o (m/dt)	$V_o^2/2$ (kg/m ³)	σ	C_p	Kondisi	
III	997,8	12,078	118227,78	118,228	101	219,228	2,726	1,107	0,6124	0,3543	0,1653	Tidak terjadi kavitasi
II	997,8	12,122	118651,94	118,652	101	219,652	2,726	1,107	0,6124	0,3550	0,1653	Tidak terjadi kavitasi
I	997,8	12,057	118015,69	118,016	101	219,016	2,726	1,107	0,6124	0,3540	0,1653	Tidak terjadi kavitasi
0	997,8	0,405	3964,31	3,964	101	104,964	2,726	2,385	2,8432	0,0360	0,0356	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	1,935	18939,45	18,939	101	119,939	2,726	6,996	24,4730	0,0048	0,0041	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	2,186	21401,72	21,402	101	122,402	2,726	8,943	39,9868	0,0030	0,0025	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	0,421	4119,29	4,119	101	105,119	2,726	2,711	3,6744	0,0279	0,0275	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	1,110	10865,14	10,865	101	111,865	2,726	2,213	2,4496	0,0447	0,0413	Tidak terjadi kavitasi
3	997,8	2,638	25816,95	25,817	101	126,817	2,726	2,213	2,4496	0,0508	0,0413	Tidak terjadi kavitasi
4	997,8	3,889	38064,71	38,065	101	139,065	2,726	3,500	6,1240	0,0223	0,0165	Tidak terjadi kavitasi
5	997,8	1,512	14796,34	14,796	101	115,796	2,726	6,999	24,4960	0,0046	0,0041	Tidak terjadi kavitasi
6	997,8	1,391	13618,22	13,618	101	114,618	2,726	7,587	28,7828	0,0039	0,0035	Tidak terjadi kavitasi
7	997,8	1,793	17553,90	17,554	101	118,554	2,726	9,193	42,2555	0,0027	0,0024	Tidak terjadi kavitasi
8	997,8	2,032	19886,80	19,887	101	120,887	2,726	11,554	66,7515	0,0018	0,0015	Tidak terjadi kavitasi
9	997,8	1,772	17341,81	17,342	101	118,342	2,726	13,048	85,1235	0,0014	0,0012	Tidak terjadi kavitasi
10	997,8	4,762	46609,18	46,609	101	147,609	2,726	2,928	4,2868	0,0339	0,0236	Tidak terjadi kavitasi
11	997,8	5,511	53943,97	53,944	101	154,944	2,726	1,107	0,6124	0,2491	0,1653	Tidak terjadi kavitasi
12	997,8	6,495	63572,51	63,573	101	164,573	2,726	1,530	1,1698	0,1387	0,0865	Tidak terjadi kavitasi
13	997,8	6,833	66881,00	66,881	101	167,881	2,726	3,046	4,6397	0,0357	0,0218	Tidak terjadi kavitasi
14	997,8	1,570	15367,82	15,368	101	116,368	2,726	4,471	9,9940	0,0114	0,0101	Tidak terjadi kavitasi
15	997,8	2,354	23045,20	23,045	102	125,045	2,726	8,454	35,7360	0,0034	0,0029	Tidak terjadi kavitasi
16	997,8	1,353	13246,99	13,247	101	114,247	2,726	12,827	82,2654	0,0014	0,0012	Tidak terjadi kavitasi
17	997,8	1,167	11423,08	11,423	101	112,423	2,726	14,736	108,5747	0,0010	0,0009	Tidak terjadi kavitasi
18	997,8	0,627	6137,99	6,138	101	107,138	2,726	16,301	132,8561	0,0008	0,0008	Tidak terjadi kavitasi
19	997,8	1,156	11312,80	11,313	101	112,313	2,726	17,181	147,5865	0,0007	0,0007	Tidak terjadi kavitasi
20	997,8	1,247	12203,55	12,204	101	113,204	2,726	18,366	168,6519	0,0007	0,0006	Tidak terjadi kavitasi
21	997,8	5,446	53305,11	53,305	101	154,305	2,726	12,517	78,3376	0,0019	0,0013	Tidak terjadi kavitasi
22	997,8	8,578	83968,31	83,968	101	184,968	2,726	6,864	23,5559	0,0078	0,0043	Tidak terjadi kavitasi
23	997,8	9,250	90542,87	90,543	101	191,543	2,726	5,086	12,9331	0,0146	0,0078	Tidak terjadi kavitasi
24	997,8	9,142	89482,45	89,482	101	190,482	2,726	1,911	1,8269	0,1030	0,0554	Tidak terjadi kavitasi
25	997,8	9,228	90330,78	90,331	101	191,331	2,726	1,715	1,4715	0,1285	0,0688	Tidak terjadi kavitasi
26	997,8	8,574	83925,90	83,926	101	184,926	2,726	1,715	1,4715	0,1241	0,0688	Tidak terjadi kavitasi
27	997,8	4,349	42569,83	42,570	101	143,570	2,726	2,604	3,3915	0,0416	0,0298	Tidak terjadi kavitasi
28	997,8	2,503	24495,52	24,496	101	125,496	2,726	2,844	4,0451	0,0304	0,0250	Tidak terjadi kavitasi
29	997,8	2,470	24177,39	24,177	101	125,177	2,726	2,705	3,6573	0,0336	0,0277	Tidak terjadi kavitasi
30	997,8	2,405	23541,15	23,541	101	124,541	2,726	2,553	3,2599	0,0374	0,0311	Tidak terjadi kavitasi
31	997,8	2,383	23329,06	23,329	101	124,329	2,726	2,632	3,4641	0,0352	0,0292	Tidak terjadi kavitasi
32	997,8	2,383	23329,06	23,329	101	124,329	2,726	2,300	2,6461	0,0461	0,0383	Tidak terjadi kavitasi
33	997,8	2,465	24126,49	24,126	101	125,126	2,726	2,016	2,0316	0,0604	0,0498	Tidak terjadi kavitasi
34	997,8	2,546	24923,92	24,924	101	125,924	2,726	1,746	1,5237	0,0810	0,0664	Tidak terjadi kavitasi
35	997,8	2,606	25509,27	25,509	101	126,509	2,726	1,260	0,7932	0,1564	0,1276	Tidak terjadi kavitasi
36	997,8	2,688	26306,70	26,307	101	127,307	2,726	1,260	0,7932	0,1574	0,1276	Tidak terjadi kavitasi
37	997,8	2,184	21377,90	21,378	101	122,378	2,726	1,260	0,7932	0,1512	0,1276	Tidak terjadi kavitasi
38	997,8	2,157	21114,92	21,115	101	122,115	2,726	1,565	1,2248	0,0977	0,0826	Tidak terjadi kavitasi
39	997,8	2,260	22124,43	22,124	101	123,124	2,726	1,565	1,2248	0,0985	0,0826	Tidak terjadi kavitasi
40	997,8	2,320	22709,78	22,710	101	123,710	2,726	1,260	0,7932	0,1529	0,1276	Tidak terjadi kavitasi
41	997,8	2,337	22870,96	22,871	101	123,871	2,726	1,107	0,6124	0,1983	0,1653	Tidak terjadi kavitasi
42	997,8	2,440	23880,48	23,880	101	124,880	2,726	1,107	0,6124	0,1999	0,1653	Tidak terjadi kavitasi
43	997,8	2,478	24253,74	24,254	101	125,254	2,726	1,260	0,7932	0,1548	0,1276	Tidak terjadi kavitasi
44	997,8	2,559	25051,17	25,051	101	126,051	2,726	1,107	0,6124	0,2018	0,1653	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.34
Evaluasi kavitasasi berdasarkan hasil pengujian Q_{10th}

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	P_g (N/m^2)	P_a (kPa)	P_o (kPa)	P_v (kPa)	V_o (m/dt)	$V_o^2/2$ (kg/m^3)	σ	C_p	Kondisi	
III	997,8	12,263	120030,48	120,030	101	221,030	2,726	1,107	0,6124	0,3573	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
II	997,8	12,317	120560,68	120,561	101	221,561	2,726	1,565	1,2248	0,1791	0,0826	Tidak terjadi kavitasasi
I	997,8	12,273	120136,52	120,137	101	221,137	2,726	1,565	1,2248	0,1787	0,0826	Tidak terjadi kavitasasi
0	997,8	0,622	6085,13	6,085	101	107,085	2,726	2,273	2,5839	0,0405	0,0392	Tidak terjadi kavitasasi
1	997,8	1,957	19151,53	19,152	101	120,152	2,726	6,729	22,6398	0,0052	0,0045	Tidak terjadi kavitasasi
2	997,8	2,295	22462,14	22,462	101	123,462	2,726	9,709	47,1291	0,0026	0,0021	Tidak terjadi kavitasasi
1	997,8	1,186	11607,43	11,607	101	112,607	2,726	3,320	5,5116	0,0200	0,0184	Tidak terjadi kavitasasi
2	997,8	2,302	22529,68	22,530	101	123,530	2,726	4,425	9,7888	0,0124	0,0103	Tidak terjadi kavitasasi
3	997,8	3,829	37481,48	37,481	101	138,481	2,726	2,344	2,7473	0,0495	0,0368	Tidak terjadi kavitasasi
4	997,8	3,715	36368,05	36,368	101	137,368	2,726	4,138	8,5626	0,0158	0,0118	Tidak terjadi kavitasasi
5	997,8	1,468	14372,17	14,372	101	115,372	2,726	6,729	22,6422	0,0050	0,0045	Tidak terjadi kavitasasi
6	997,8	1,218	11921,56	11,922	101	112,922	2,726	8,208	33,6819	0,0033	0,0030	Tidak terjadi kavitasasi
7	997,8	0,732	7161,86	7,162	101	108,162	2,726	9,456	44,7051	0,0024	0,0023	Tidak terjadi kavitasasi
8	997,8	1,642	16069,32	16,069	101	117,069	2,726	11,971	71,6507	0,0016	0,0014	Tidak terjadi kavitasasi
9	997,8	2,747	26885,52	26,886	101	127,886	2,726	12,174	74,1003	0,0017	0,0014	Tidak terjadi kavitasasi
10	997,8	5,737	56152,89	56,153	101	157,153	2,726	1,107	0,6124	0,2527	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
11	997,8	5,879	57549,37	57,549	101	158,549	2,726	1,260	0,7932	0,1969	0,1276	Tidak terjadi kavitasasi
12	997,8	7,058	69086,65	69,087	101	170,087	2,726	1,260	0,7932	0,2115	0,1276	Tidak terjadi kavitasasi
13	997,8	7,136	69850,15	69,850	101	170,850	2,726	3,683	6,7811	0,0248	0,0149	Tidak terjadi kavitasasi
14	997,8	2,068	20245,71	20,246	101	121,246	2,726	4,539	10,3029	0,0115	0,0098	Tidak terjadi kavitasasi
15	997,8	2,629	25733,75	25,734	101	126,734	2,726	8,503	36,1472	0,0034	0,0028	Tidak terjadi kavitasasi
16	997,8	4,388	42954,84	42,955	101	143,955	2,726	12,922	83,4887	0,0017	0,0012	Tidak terjadi kavitasasi
17	997,8	4,618	45202,91	45,203	101	146,203	2,726	15,295	116,9666	0,0012	0,0009	Tidak terjadi kavitasasi
18	997,8	4,335	42428,88	42,429	101	143,429	2,726	17,202	147,9628	0,0010	0,0007	Tidak terjadi kavitasasi
19	997,8	1,488	14561,25	14,561	101	115,561	2,726	17,370	150,8533	0,0007	0,0007	Tidak terjadi kavitasasi
20	997,8	1,810	17717,69	17,718	101	118,718	2,726	18,823	177,1520	0,0007	0,0006	Tidak terjadi kavitasasi
21	997,8	6,269	61364,25	61,364	101	162,364	2,726	15,090	113,8555	0,0014	0,0009	Tidak terjadi kavitasasi
22	997,8	9,835	96269,09	96,269	101	197,269	2,726	9,322	43,4500	0,0045	0,0023	Tidak terjadi kavitasasi
23	997,8	10,203	99874,49	99,874	101	200,874	2,726	6,298	19,8296	0,0100	0,0051	Tidak terjadi kavitasasi
24	997,8	10,203	99874,49	99,874	101	200,874	2,726	3,171	5,0270	0,0395	0,0201	Tidak terjadi kavitasasi
25	997,8	10,442	102207,40	102,207	101	203,207	2,726	3,237	5,2383	0,0384	0,0193	Tidak terjadi kavitasasi
26	997,8	9,441	92409,19	92,409	101	193,409	2,726	2,923	4,2721	0,0447	0,0237	Tidak terjadi kavitasasi
27	997,8	4,956	48508,14	48,508	101	149,508	2,726	3,927	7,7114	0,0191	0,0131	Tidak terjadi kavitasasi
28	997,8	3,098	30327,78	30,328	101	131,328	2,726	4,192	8,7859	0,0147	0,0115	Tidak terjadi kavitasasi
29	997,8	3,055	29903,62	29,904	101	130,904	2,726	4,425	9,7920	0,0131	0,0103	Tidak terjadi kavitasasi
30	997,8	3,012	29479,45	29,479	101	130,479	2,726	3,834	7,3488	0,0174	0,0138	Tidak terjadi kavitasasi
31	997,8	2,893	28313,00	28,313	101	129,313	2,726	3,938	7,7543	0,0164	0,0131	Tidak terjadi kavitasasi
32	997,8	2,903	28419,04	28,419	101	129,419	2,726	4,039	8,1548	0,0156	0,0124	Tidak terjadi kavitasasi
33	997,8	3,006	29428,55	29,429	101	130,429	2,726	3,886	7,5502	0,0170	0,0134	Tidak terjadi kavitasasi
34	997,8	3,110	30438,06	30,438	101	131,438	2,726	3,440	5,9163	0,0218	0,0171	Tidak terjadi kavitasasi
35	997,8	3,137	30705,29	30,705	101	131,705	2,726	2,783	3,8733	0,0334	0,0261	Tidak terjadi kavitasasi
36	997,8	3,273	32032,92	32,033	101	133,033	2,726	2,300	2,6461	0,0494	0,0383	Tidak terjadi kavitasasi
37	997,8	2,921	28588,71	28,589	101	129,589	2,726	2,711	3,6744	0,0346	0,0275	Tidak terjadi kavitasasi
38	997,8	2,872	28113,64	28,114	101	129,114	2,726	3,063	4,6905	0,0270	0,0216	Tidak terjadi kavitasasi
39	997,8	2,964	29017,11	29,017	101	130,017	2,726	2,928	4,2868	0,0298	0,0236	Tidak terjadi kavitasasi
40	997,8	2,992	29284,34	29,284	101	130,284	2,726	2,632	3,4641	0,0369	0,0292	Tidak terjadi kavitasasi
41	997,8	3,030	29657,60	29,658	101	130,658	2,726	2,475	3,0620	0,0419	0,0331	Tidak terjadi kavitasasi
42	997,8	3,133	30667,11	30,667	101	131,667	2,726	2,475	3,0620	0,0422	0,0331	Tidak terjadi kavitasasi
43	997,8	3,214	31464,54	31,465	101	132,465	2,726	2,213	2,4496	0,0531	0,0413	Tidak terjadi kavitasasi
44	997,8	3,253	31837,81	31,838	101	132,838	2,726	1,800	1,6193	0,0805	0,0625	Tidak terjadi kavitasasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.35

Evaluasi kavitasi berdasarkan hasil pengujian Q_{25th}

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	P_g (N/m^2)	P_a (kPa)	P_o (kPa)	P_v (kPa)	V_o (m/dt)	$V_o^2/2$ (kg/m^3)	σ	C_p	Kondisi	
III	997,8	12,295	120348,599	120,349	101	221,349	2,726	12,295	75,584	0,0029	0,0013	Tidak terjadi kavitasi
II	997,8	12,252	119924,435	119,924	101	220,924	2,726	12,252	75,052	0,0029	0,0013	Tidak terjadi kavitasi
I	997,8	12,230	119712,352	119,712	101	220,712	2,726	12,230	74,786	0,0029	0,0014	Tidak terjadi kavitasi
0	997,8	0,622	6085,133	6,085	101	107,085	2,726	0,622	0,193	0,5413	0,5238	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	1,957	19151,529	19,152	101	120,152	2,726	1,957	1,914	0,0615	0,0529	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	2,295	22462,135	22,462	101	123,462	2,726	2,295	2,633	0,0460	0,0384	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	0,688	6729,537	6,730	101	107,730	2,726	0,688	0,236	0,4453	0,4283	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	1,392	13622,215	13,622	101	114,622	2,726	1,392	0,968	0,1158	0,1045	Tidak terjadi kavitasi
3	997,8	2,876	28149,859	28,150	101	129,150	2,726	2,876	4,135	0,0306	0,0245	Tidak terjadi kavitasi
4	997,8	3,672	35943,887	35,944	101	136,944	2,726	3,672	6,742	0,0200	0,0150	Tidak terjadi kavitasi
5	997,8	1,425	13948,006	13,948	101	114,948	2,726	1,425	1,015	0,1108	0,0997	Tidak terjadi kavitasi
6	997,8	1,240	12133,641	12,134	101	113,134	2,726	1,240	0,768	0,1440	0,1317	Tidak terjadi kavitasi
7	997,8	0,840	8222,271	8,222	101	109,222	2,726	0,840	0,353	0,3025	0,2869	Tidak terjadi kavitasi
8	997,8	1,772	17341,814	17,342	101	118,342	2,726	1,772	1,569	0,0738	0,0645	Tidak terjadi kavitasi
9	997,8	3,137	30703,004	30,703	101	131,703	2,726	3,137	4,919	0,0263	0,0206	Tidak terjadi kavitasi
10	997,8	6,170	60394,539	60,395	101	161,395	2,726	6,170	19,034	0,0084	0,0053	Tidak terjadi kavitasi
11	997,8	6,118	59882,279	59,882	101	160,882	2,726	6,118	18,713	0,0085	0,0054	Tidak terjadi kavitasi
12	997,8	7,470	73116,220	73,116	101	174,116	2,726	7,470	27,898	0,0062	0,0036	Tidak terjadi kavitasi
13	997,8	7,894	77273,034	77,273	101	178,273	2,726	7,894	31,160	0,0056	0,0032	Tidak terjadi kavitasi
14	997,8	2,480	24275,277	24,275	101	125,275	2,726	2,480	3,075	0,0399	0,0329	Tidak terjadi kavitasi
15	997,8	3,134	30680,165	30,680	101	131,680	2,726	3,134	4,912	0,0263	0,0206	Tidak terjadi kavitasi
16	997,8	1,938	18973,217	18,973	101	119,973	2,726	1,938	1,879	0,0626	0,0539	Tidak terjadi kavitasi
17	997,8	1,990	19482,215	19,482	101	120,482	2,726	1,990	1,981	0,0596	0,0511	Tidak terjadi kavitasi
18	997,8	1,125	11015,886	11,016	101	112,016	2,726	1,125	0,633	0,1730	0,1598	Tidak terjadi kavitasi
19	997,8	0,614	6010,741	6,011	101	107,011	2,726	0,614	0,189	0,5543	0,5369	Tidak terjadi kavitasi
20	997,8	1,485	14536,453	14,536	101	115,536	2,726	1,485	1,103	0,1025	0,0918	Tidak terjadi kavitasi
21	997,8	5,684	55638,020	55,638	101	156,638	2,726	5,684	16,154	0,0095	0,0063	Tidak terjadi kavitasi
22	997,8	8,687	85028,724	85,029	101	186,029	2,726	8,687	37,729	0,0049	0,0027	Tidak terjadi kavitasi
23	997,8	9,922	97117,421	97,117	101	198,117	2,726	9,922	49,220	0,0040	0,0021	Tidak terjadi kavitasi
24	997,8	10,225	100086,574	100,087	101	201,087	2,726	10,225	52,275	0,0038	0,0019	Tidak terjadi kavitasi
25	997,8	10,572	103479,892	103,480	101	204,480	2,726	10,572	55,880	0,0036	0,0018	Tidak terjadi kavitasi
26	997,8	9,852	96438,757	96,439	101	197,439	2,726	9,852	48,534	0,0040	0,0021	Tidak terjadi kavitasi
27	997,8	5,497	53810,197	53,810	101	154,810	2,726	5,497	15,110	0,0101	0,0067	Tidak terjadi kavitasi
28	997,8	3,055	29903,617	29,904	101	130,904	2,726	3,055	4,667	0,0275	0,0217	Tidak terjadi kavitasi
29	997,8	3,423	33509,018	33,509	101	134,509	2,726	3,423	5,860	0,0225	0,0173	Tidak terjadi kavitasi
30	997,8	3,553	34781,512	34,782	101	135,782	2,726	3,553	6,313	0,0211	0,0160	Tidak terjadi kavitasi
31	997,8	3,618	35417,759	35,418	101	136,418	2,726	3,618	6,546	0,0205	0,0155	Tidak terjadi kavitasi
32	997,8	3,445	33721,100	33,721	101	134,721	2,726	3,445	5,934	0,0223	0,0171	Tidak terjadi kavitasi
33	997,8	3,613	35366,859	35,367	101	136,367	2,726	3,613	6,527	0,0205	0,0155	Tidak terjadi kavitasi
34	997,8	3,695	36164,289	36,164	101	137,164	2,726	3,695	6,825	0,0197	0,0148	Tidak terjadi kavitasi
35	997,8	3,798	37173,801	37,174	101	138,174	2,726	3,798	7,211	0,0188	0,0140	Tidak terjadi kavitasi
36	997,8	3,944	38607,478	38,607	101	139,607	2,726	3,944	7,778	0,0176	0,0130	Tidak terjadi kavitasi
37	997,8	3,592	35163,260	35,163	101	136,163	2,726	3,592	6,452	0,0207	0,0157	Tidak terjadi kavitasi
38	997,8	3,565	34900,278	34,900	101	135,900	2,726	3,565	6,356	0,0210	0,0159	Tidak terjadi kavitasi
39	997,8	3,647	35697,708	35,698	101	136,698	2,726	3,647	6,650	0,0202	0,0152	Tidak terjadi kavitasi
40	997,8	3,815	37343,467	37,343	101	138,343	2,726	3,815	7,277	0,0187	0,0139	Tidak terjadi kavitasi
41	997,8	3,799	37186,526	37,187	101	138,187	2,726	3,799	7,216	0,0188	0,0140	Tidak terjadi kavitasi
42	997,8	3,881	37983,956	37,984	101	138,984	2,726	3,881	7,529	0,0181	0,0134	Tidak terjadi kavitasi
43	997,8	3,929	38463,262	38,463	101	139,463	2,726	3,929	7,720	0,0178	0,0131	Tidak terjadi kavitasi
44	997,8	4,065	39790,898	39,791	101	140,791	2,726	4,065	8,263	0,0167	0,0123	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.36

Evaluasi kavitasasi berdasarkan hasil pengujian Q_{50th}

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	P_g (N/m^2)	P_a (kPa)	P_o (kPa)	P_v (kPa)	V_o (m/dt)	$V_o^2/2$ (kg/m^3)	σ	C_p	Kondisi	
III	997,8	12,317	120560,682	120,561	101	221,561	2,726	1,107	0,612	0,3581	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
II	997,8	12,295	120348,599	120,349	101	221,349	2,726	1,565	1,225	0,1789	0,0826	Tidak terjadi kavitasasi
I	997,8	12,360	120984,846	120,985	101	221,985	2,726	1,412	0,997	0,2203	0,1015	Tidak terjadi kavitasasi
0	997,8	0,513	5024,721	5,025	101	106,025	2,726	2,083	2,169	0,0477	0,0467	Tidak terjadi kavitasasi
1	997,8	1,892	18515,282	18,515	101	119,515	2,726	6,691	22,384	0,0052	0,0045	Tidak terjadi kavitasasi
2	997,8	2,186	21401,723	21,402	101	122,402	2,726	9,365	43,853	0,0027	0,0023	Tidak terjadi kavitasasi
1	997,8	0,948	9274,526	9,275	101	110,275	2,726	3,713	6,892	0,0156	0,0147	Tidak terjadi kavitasasi
2	997,8	1,717	16803,451	16,803	101	117,803	2,726	4,559	10,392	0,0111	0,0097	Tidak terjadi kavitasasi
3	997,8	3,223	31543,177	31,543	101	132,543	2,726	2,202	2,424	0,0537	0,0418	Tidak terjadi kavitasasi
4	997,8	3,390	33186,816	33,187	101	134,187	2,726	4,060	8,242	0,0160	0,0123	Tidak terjadi kavitasasi
5	997,8	1,728	16917,160	16,917	101	117,917	2,726	6,058	18,352	0,0063	0,0055	Tidak terjadi kavitasasi
6	997,8	1,110	10861,147	10,861	101	111,861	2,726	7,667	29,395	0,0037	0,0034	Tidak terjadi kavitasasi
7	997,8	1,078	10555,177	10,555	101	111,555	2,726	9,193	42,256	0,0026	0,0024	Tidak terjadi kavitasasi
8	997,8	2,227	21795,544	21,796	101	122,796	2,726	10,499	55,116	0,0022	0,0018	Tidak terjadi kavitasasi
9	997,8	3,808	37277,559	37,278	101	138,278	2,726	11,286	63,690	0,0021	0,0016	Tidak terjadi kavitasasi
10	997,8	6,647	65060,352	65,060	101	166,060	2,726	2,711	3,674	0,0446	0,0275	Tidak terjadi kavitasasi
11	997,8	6,399	62639,350	62,639	101	163,639	2,726	4,024	8,097	0,0199	0,0125	Tidak terjadi kavitasasi
12	997,8	7,665	75024,961	75,025	101	176,025	2,726	3,987	7,948	0,0219	0,0127	Tidak terjadi kavitasasi
13	997,8	8,046	78757,611	78,758	101	179,758	2,726	4,837	11,698	0,0152	0,0087	Tidak terjadi kavitasasi
14	997,8	2,913	28516,924	28,517	101	129,517	2,726	7,056	24,894	0,0051	0,0041	Tidak terjadi kavitasasi
15	997,8	3,546	34709,730	34,710	101	135,710	2,726	9,042	40,878	0,0033	0,0025	Tidak terjadi kavitasasi
16	997,8	2,545	24911,524	24,912	101	125,912	2,726	13,786	95,022	0,0013	0,0011	Tidak terjadi kavitasasi
17	997,8	2,294	22451,368	22,451	101	123,451	2,726	17,372	150,890	0,0008	0,0007	Tidak terjadi kavitasasi
18	997,8	1,667	16317,945	16,318	101	117,318	2,726	19,368	187,550	0,0006	0,0005	Tidak terjadi kavitasasi
19	997,8	1,697	16614,861	16,615	101	117,615	2,726	20,041	200,818	0,0006	0,0005	Tidak terjadi kavitasasi
20	997,8	1,810	17717,689	17,718	101	118,718	2,726	21,374	228,422	0,0005	0,0004	Tidak terjadi kavitasasi
21	997,8	6,876	67302,552	67,303	101	168,303	2,726	18,937	179,306	0,0009	0,0006	Tidak terjadi kavitasasi
22	997,8	9,575	93724,102	93,724	101	194,724	2,726	16,941	143,498	0,0013	0,0007	Tidak terjadi kavitasasi
23	997,8	10,485	102631,563	102,632	101	203,632	2,726	10,524	55,379	0,0036	0,0018	Tidak terjadi kavitasasi
24	997,8	11,395	111539,023	111,539	101	212,539	2,726	9,082	41,241	0,0051	0,0025	Tidak terjadi kavitasasi
25	997,8	11,395	111539,023	111,539	101	212,539	2,726	4,098	8,397	0,0250	0,0121	Tidak terjadi kavitasasi
26	997,8	10,351	101316,652	101,317	101	202,317	2,726	3,816	7,282	0,0275	0,0139	Tidak terjadi kavitasasi
27	997,8	6,017	58900,174	58,900	101	159,900	2,726	5,941	17,647	0,0089	0,0057	Tidak terjadi kavitasasi
28	997,8	3,272	32024,441	32,024	101	133,024	2,726	6,569	21,574	0,0061	0,0047	Tidak terjadi kavitasasi
29	997,8	3,575	34993,594	34,994	101	135,994	2,726	6,289	19,777	0,0068	0,0051	Tidak terjadi kavitasasi
30	997,8	3,857	37750,665	37,751	101	138,751	2,726	5,379	14,466	0,0094	0,0070	Tidak terjadi kavitasasi
31	997,8	3,878	37962,748	37,963	101	138,963	2,726	4,536	10,286	0,0133	0,0098	Tidak terjadi kavitasasi
32	997,8	3,770	36902,336	36,902	101	137,902	2,726	4,408	9,716	0,0139	0,0104	Tidak terjadi kavitasasi
33	997,8	3,656	35791,024	35,791	101	136,791	2,726	4,379	9,586	0,0140	0,0106	Tidak terjadi kavitasasi
34	997,8	3,955	38709,278	38,709	101	139,709	2,726	4,333	9,388	0,0146	0,0108	Tidak terjadi kavitasasi
35	997,8	4,123	40355,037	40,355	101	141,355	2,726	3,634	6,604	0,0210	0,0153	Tidak terjadi kavitasasi
36	997,8	4,204	41152,467	41,152	101	142,152	2,726	2,591	3,357	0,0416	0,0302	Tidak terjadi kavitasasi
37	997,8	3,722	36435,755	36,436	101	137,436	2,726	3,317	5,500	0,0245	0,0184	Tidak terjadi kavitasasi
38	997,8	3,630	35536,525	35,537	101	136,537	2,726	3,377	5,701	0,0235	0,0178	Tidak terjadi kavitasasi
39	997,8	3,712	36333,955	36,334	101	137,334	2,726	3,377	5,701	0,0237	0,0178	Tidak terjadi kavitasasi
40	997,8	3,772	36919,302	36,919	101	137,919	2,726	2,783	3,873	0,0350	0,0261	Tidak terjadi kavitasasi
41	997,8	3,832	37504,650	37,505	101	138,505	2,726	2,475	3,062	0,0444	0,0331	Tidak terjadi kavitasasi
42	997,8	3,870	37877,915	37,878	101	138,878	2,726	2,289	2,619	0,0521	0,0386	Tidak terjadi kavitasasi
43	997,8	3,994	39099,509	39,100	101	140,100	2,726	2,289	2,619	0,0526	0,0386	Tidak terjadi kavitasasi
44	997,8	4,141	40533,186	40,533	101	141,533	2,726	2,289	2,619	0,0531	0,0386	Tidak terjadi kavitasasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.37
Evaluasi kavitasi berdasarkan hasil pengujian Q_{100th}

Section	r_w	h	P_g		P_a	P_o	P_v	V_o	$V_o^2/2$	σ	C_p	Kondisi
	(kg/m^3)	(m)	(N/m^2)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m^3)			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
III	997,8	12,425	121621,094	121,621	101	222,621	2,726	1,107	0,612	0,3599	0,1653	Tidak terjadi kavitasi
II	997,8	12,403	121409,011	121,409	101	222,409	2,726	1,107	0,612	0,3595	0,1653	Tidak terjadi kavitasi
I	997,8	12,403	121409,011	121,409	101	222,409	2,726	1,917	1,837	0,1198	0,0551	Tidak terjadi kavitasi
0	997,8	0,665	6509,298	6,509	101	107,509	2,726	4,040	8,163	0,0129	0,0124	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	1,090	10668,234	10,668	101	111,668	2,726	7,586	28,774	0,0038	0,0035	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	2,035	19917,147	19,917	101	120,917	2,726	10,001	50,011	0,0024	0,0020	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	1,074	10514,392	10,514	101	111,514	2,726	3,966	7,863	0,0139	0,0129	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	2,258	22105,511	22,106	101	123,106	2,726	3,157	4,984	0,0242	0,0203	Tidak terjadi kavitasi
3	997,8	3,829	37481,484	37,481	101	138,481	2,726	2,171	2,358	0,0577	0,0429	Tidak terjadi kavitasi
4	997,8	4,170	40821,782	40,822	101	141,822	2,726	3,934	7,738	0,0180	0,0131	Tidak terjadi kavitasi
5	997,8	1,642	16068,830	16,069	101	117,069	2,726	6,819	23,253	0,0049	0,0044	Tidak terjadi kavitasi
6	997,8	1,305	12769,889	12,770	101	113,770	2,726	8,784	38,581	0,0029	0,0026	Tidak terjadi kavitasi
7	997,8	0,883	8646,436	8,646	101	109,646	2,726	9,960	49,604	0,0022	0,0020	Tidak terjadi kavitasi
8	997,8	1,728	16917,649	16,918	101	117,918	2,726	11,340	64,302	0,0018	0,0016	Tidak terjadi kavitasi
9	997,8	3,852	37701,723	37,702	101	138,702	2,726	11,764	69,201	0,0020	0,0015	Tidak terjadi kavitasi
10	997,8	6,798	66544,928	66,545	101	167,545	2,726	3,671	6,736	0,0245	0,0150	Tidak terjadi kavitasi
11	997,8	6,399	62639,350	62,639	101	163,639	2,726	11,522	66,375	0,0024	0,0015	Tidak terjadi kavitasi
12	997,8	7,968	77994,115	77,994	101	178,994	2,726	4,380	9,592	0,0184	0,0106	Tidak terjadi kavitasi
13	997,8	8,609	84271,753	84,272	101	185,272	2,726	6,538	21,373	0,0086	0,0047	Tidak terjadi kavitasi
14	997,8	3,217	31486,078	31,486	101	132,486	2,726	7,908	31,272	0,0042	0,0032	Tidak terjadi kavitasi
15	997,8	3,589	35133,895	35,134	101	136,134	2,726	11,243	63,205	0,0021	0,0016	Tidak terjadi kavitasi
16	997,8	2,502	24487,359	24,487	101	125,487	2,726	12,698	80,622	0,0015	0,0013	Tidak terjadi kavitasi
17	997,8	1,969	19270,132	19,270	101	120,270	2,726	16,706	139,552	0,0008	0,0007	Tidak terjadi kavitasi
18	997,8	1,277	12500,462	12,500	101	113,500	2,726	18,766	176,090	0,0006	0,0006	Tidak terjadi kavitasi
19	997,8	0,874	8555,730	8,556	101	109,556	2,726	21,021	220,939	0,0005	0,0005	Tidak terjadi kavitasi
20	997,8	0,683	6689,405	6,689	101	107,689	2,726	21,178	224,245	0,0005	0,0005	Tidak terjadi kavitasi
21	997,8	5,814	56910,515	56,911	101	157,911	2,726	21,294	226,715	0,0007	0,0004	Tidak terjadi kavitasi
22	997,8	8,557	83756,230	83,756	101	184,756	2,726	18,063	163,139	0,0011	0,0006	Tidak terjadi kavitasi
23	997,8	9,705	94996,597	94,997	101	195,997	2,726	17,409	151,529	0,0013	0,0007	Tidak terjadi kavitasi
24	997,8	11,287	110478,611	110,479	101	211,479	2,726	9,575	45,836	0,0046	0,0022	Tidak terjadi kavitasi
25	997,8	11,850	115992,753	115,993	101	216,993	2,726	6,294	19,805	0,0108	0,0051	Tidak terjadi kavitasi
26	997,8	10,762	105346,217	105,346	101	206,346	2,726	5,097	12,992	0,0157	0,0078	Tidak terjadi kavitasi
27	997,8	6,256	61233,080	61,233	101	162,233	2,726	6,469	20,926	0,0076	0,0048	Tidak terjadi kavitasi
28	997,8	3,207	31388,194	31,388	101	132,388	2,726	7,119	25,338	0,0051	0,0040	Tidak terjadi kavitasi
29	997,8	3,510	34357,347	34,357	101	135,357	2,726	7,794	30,373	0,0044	0,0033	Tidak terjadi kavitasi
30	997,8	4,138	40507,736	40,508	101	141,508	2,726	7,311	26,727	0,0052	0,0038	Tidak terjadi kavitasi
31	997,8	4,247	41568,148	41,568	101	142,568	2,726	6,939	24,076	0,0058	0,0042	Tidak terjadi kavitasi
32	997,8	3,748	36690,253	36,690	101	137,690	2,726	6,226	19,379	0,0070	0,0052	Tidak terjadi kavitasi
33	997,8	3,938	38548,095	38,548	101	139,548	2,726	5,993	17,959	0,0076	0,0056	Tidak terjadi kavitasi
34	997,8	4,410	43163,008	43,163	101	144,163	2,726	4,960	12,299	0,0115	0,0082	Tidak terjadi kavitasi
35	997,8	4,491	43960,438	43,960	101	144,960	2,726	4,471	9,994	0,0143	0,0101	Tidak terjadi kavitasi
36	997,8	4,551	44545,785	44,546	101	145,546	2,726	5,081	12,906	0,0111	0,0078	Tidak terjadi kavitasi
37	997,8	3,961	38768,661	38,769	101	139,769	2,726	5,297	14,029	0,0098	0,0072	Tidak terjadi kavitasi
38	997,8	3,760	36809,020	36,809	101	137,809	2,726	3,984	7,937	0,0171	0,0128	Tidak terjadi kavitasi
39	997,8	3,669	35909,790	35,910	101	136,910	2,726	4,649	10,805	0,0124	0,0094	Tidak terjadi kavitasi
40	997,8	3,793	37131,385	37,131	101	138,131	2,726	4,512	10,181	0,0133	0,0099	Tidak terjadi kavitasi
41	997,8	3,788	37080,485	37,080	101	138,080	2,726	4,948	12,243	0,0111	0,0083	Tidak terjadi kavitasi
42	997,8	3,848	37665,832	37,666	101	138,666	2,726	4,640	10,766	0,0127	0,0094	Tidak terjadi kavitasi
43	997,8	3,908	38251,180	38,251	101	139,251	2,726	4,179	8,733	0,0157	0,0116	Tidak terjadi kavitasi
44	997,8	3,989	39048,610	39,049	101	140,049	2,726	1,167	0,680	0,2023	0,1488	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)



Tabel 4.38

Evaluasi kavitasasi berdasarkan hasil pengujian Q_{1000th}

Section	r_w (kg/m ³)	h (m)	P_g (N/m ²)	P_a (kPa)	P_o (kPa)	P_v (kPa)	V_o (m/dt)	$V_o^2/2$ (kg/m ³)	σ	C_p	Kondisi	
III	997,8	12,642	123741,918	123,742	101	224,742	2,726	1,107	0,612	0,3633	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
II	997,8	12,620	123529,835	123,530	101	224,530	2,726	1,107	0,612	0,3630	0,1653	Tidak terjadi kavitasasi
I	997,8	12,598	123317,753	123,318	101	224,318	2,726	1,917	1,837	0,1209	0,0551	Tidak terjadi kavitasasi
0	997,8	0,752	7357,628	7,358	101	108,358	2,726	4,040	8,163	0,0130	0,0124	Tidak terjadi kavitasasi
1	997,8	2,108	20636,106	20,636	101	121,636	2,726	7,586	28,774	0,0041	0,0035	Tidak terjadi kavitasasi
2	997,8	2,381	23310,465	23,310	101	124,310	2,726	10,001	50,011	0,0024	0,0020	Tidak terjadi kavitasasi
1	997,8	1,901	18606,151	18,606	101	119,606	2,726	3,966	7,863	0,0149	0,0129	Tidak terjadi kavitasasi
2	997,8	3,125	30588,806	30,589	101	131,589	2,726	3,157	4,984	0,0259	0,0203	Tidak terjadi kavitasasi
3	997,8	4,436	43419,791	43,420	101	144,420	2,726	2,171	2,358	0,0602	0,0429	Tidak terjadi kavitasasi
4	997,8	4,300	42094,276	42,094	101	143,094	2,726	3,934	7,738	0,0182	0,0131	Tidak terjadi kavitasasi
5	997,8	1,707	16705,077	16,705	101	117,705	2,726	6,819	23,253	0,0050	0,0044	Tidak terjadi kavitasasi
6	997,8	1,500	14678,630	14,679	101	115,679	2,726	8,784	38,581	0,0029	0,0026	Tidak terjadi kavitasasi
7	997,8	1,273	12463,919	12,464	101	113,464	2,726	9,960	49,604	0,0022	0,0020	Tidak terjadi kavitasasi
8	997,8	2,140	20947,215	20,947	101	121,947	2,726	11,340	64,302	0,0019	0,0016	Tidak terjadi kavitasasi
9	997,8	4,220	41307,124	41,307	101	142,307	2,726	11,764	69,201	0,0020	0,0015	Tidak terjadi kavitasasi
10	997,8	7,188	70362,411	70,362	101	171,362	2,726	3,671	6,736	0,0251	0,0150	Tidak terjadi kavitasasi
11	997,8	4,753	46521,088	46,521	101	147,521	2,726	11,522	66,375	0,0022	0,0015	Tidak terjadi kavitasasi
12	997,8	8,791	86053,245	86,053	101	187,053	2,726	4,380	9,592	0,0193	0,0106	Tidak terjadi kavitasasi
13	997,8	9,736	95300,038	95,300	101	196,300	2,726	6,538	21,373	0,0091	0,0047	Tidak terjadi kavitasasi
14	997,8	4,408	43150,609	43,151	101	144,151	2,726	7,908	31,272	0,0045	0,0032	Tidak terjadi kavitasasi
15	997,8	4,954	48495,086	48,495	101	149,495	2,726	11,243	63,205	0,0023	0,0016	Tidak terjadi kavitasasi
16	997,8	3,260	31910,243	31,910	101	132,910	2,726	12,698	80,622	0,0016	0,0013	Tidak terjadi kavitasasi
17	997,8	2,857	27965,510	27,966	101	128,966	2,726	16,706	139,552	0,0009	0,0007	Tidak terjadi kavitasasi
18	997,8	2,165	21195,840	21,196	101	122,196	2,726	18,766	176,090	0,0007	0,0006	Tidak terjadi kavitasasi
19	997,8	2,694	26370,651	26,371	101	127,371	2,726	21,021	220,939	0,0006	0,0005	Tidak terjadi kavitasasi
20	997,8	1,593	15596,865	15,597	101	116,597	2,726	21,178	224,245	0,0005	0,0005	Tidak terjadi kavitasasi
21	997,8	4,796	46942,642	46,943	101	147,943	2,726	21,294	226,715	0,0006	0,0004	Tidak terjadi kavitasasi
22	997,8	7,972	78030,005	78,030	101	179,030	2,726	18,063	163,139	0,0011	0,0006	Tidak terjadi kavitasasi
23	997,8	9,380	91815,361	91,815	101	192,815	2,726	17,409	151,529	0,0013	0,0007	Tidak terjadi kavitasasi
24	997,8	11,742	114932,341	114,932	101	215,932	2,726	9,575	45,836	0,0047	0,0022	Tidak terjadi kavitasasi
25	997,8	12,782	125112,296	125,112	101	226,112	2,726	6,294	19,805	0,0113	0,0051	Tidak terjadi kavitasasi
26	997,8	12,366	121040,314	121,040	101	222,040	2,726	5,097	12,992	0,0169	0,0078	Tidak terjadi kavitasasi
27	997,8	7,556	73958,024	73,958	101	174,958	2,726	6,469	20,926	0,0082	0,0048	Tidak terjadi kavitasasi
28	997,8	4,290	41992,313	41,992	101	142,992	2,726	7,119	25,338	0,0055	0,0040	Tidak terjadi kavitasasi
29	997,8	5,828	57050,163	57,050	101	158,050	2,726	7,794	30,373	0,0051	0,0033	Tidak terjadi kavitasasi
30	997,8	4,962	48566,867	48,567	101	149,567	2,726	7,311	26,727	0,0055	0,0038	Tidak terjadi kavitasasi
31	997,8	4,788	46870,208	46,870	101	147,870	2,726	6,939	24,076	0,0060	0,0042	Tidak terjadi kavitasasi
32	997,8	5,113	50051,444	50,051	101	151,051	2,726	6,226	19,379	0,0077	0,0052	Tidak terjadi kavitasasi
33	997,8	5,216	51060,956	51,061	101	152,061	2,726	5,993	17,959	0,0083	0,0056	Tidak terjadi kavitasasi
34	997,8	5,298	51858,386	51,858	101	152,858	2,726	4,960	12,299	0,0122	0,0082	Tidak terjadi kavitasasi
35	997,8	5,574	54564,557	54,565	101	155,565	2,726	4,471	9,994	0,0153	0,0101	Tidak terjadi kavitasasi
36	997,8	5,613	54937,822	54,938	101	155,938	2,726	5,081	12,906	0,0119	0,0078	Tidak terjadi kavitasasi
37	997,8	5,391	52766,099	52,766	101	153,766	2,726	5,297	14,029	0,0108	0,0072	Tidak terjadi kavitasasi
38	997,8	4,844	47413,139	47,413	101	148,413	2,726	3,984	7,937	0,0184	0,0128	Tidak terjadi kavitasasi
39	997,8	4,882	47786,404	47,786	101	148,786	2,726	4,649	10,805	0,0135	0,0094	Tidak terjadi kavitasasi
40	997,8	4,812	47099,257	47,099	101	148,099	2,726	4,512	10,181	0,0143	0,0099	Tidak terjadi kavitasasi
41	997,8	5,067	49593,346	49,593	101	150,593	2,726	4,948	12,243	0,0121	0,0083	Tidak terjadi kavitasasi
42	997,8	4,910	48057,870	48,058	101	149,058	2,726	4,640	10,766	0,0136	0,0094	Tidak terjadi kavitasasi
43	997,8	5,164	50551,958	50,552	101	151,552	2,726	4,179	8,733	0,0171	0,0116	Tidak terjadi kavitasasi
44	997,8	5,159	50501,059	50,501	101	151,501	2,726	1,167	0,680	0,2191	0,1488	Tidak terjadi kavitasasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.39

Evaluasi kavitasi berdasarkan hasil pengujian Q_{pmf}

Section	r_w (kg/m ³)	h (m)	P_g (N/m ²)	P_a (kPa)	P_o (kPa)	P_v (kPa)	V_o (m/dt)	$V_o^2/2$ (kg/m ³)	σ	C_p	Kondisi	
III	997,8	13,898	136042,696	136,043	101	237,043	2,726	1,260	0,793	0,2961	0,1276	Tidak terjadi kavitasi
II	997,8	13,920	136254,779	136,255	101	237,255	2,726	0,522	0,136	1,7272	0,7438	Tidak terjadi kavitasi
I	997,8	13,855	135618,531	135,619	101	236,619	2,726	0,825	0,340	0,6890	0,2975	Tidak terjadi kavitasi
0	997,8	1,943	19022,159	19,022	101	120,022	2,726	5,635	15,877	0,0074	0,0064	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	3,625	35481,873	35,482	101	136,482	2,726	8,500	36,125	0,0037	0,0028	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	5,111	50032,846	50,033	101	151,033	2,726	10,535	55,493	0,0027	0,0018	Tidak terjadi kavitasi
1	997,8	5,238	51266,839	51,267	101	152,267	2,726	4,760	11,329	0,0132	0,0089	Tidak terjadi kavitasi
2	997,8	6,722	65794,483	65,794	101	166,794	2,726	4,642	10,774	0,0153	0,0094	Tidak terjadi kavitasi
3	997,8	7,816	76504,644	76,505	101	177,505	2,726	5,919	17,520	0,0100	0,0058	Tidak terjadi kavitasi
4	997,8	7,810	76451,623	76,452	101	177,452	2,726	6,868	23,587	0,0074	0,0043	Tidak terjadi kavitasi
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	997,8	7,071	69213,904	69,214	101	170,214	2,726	14,280	101,966	0,0016	0,0010	Tidak terjadi kavitasi
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	997,8	12,618	123506,996	123,507	101	224,507	2,726	13,076	85,489	0,0026	0,0012	Tidak terjadi kavitasi
14	997,8	54,027	528835,596	528,836	101	629,836	2,726	10,102	51,022	0,0123	0,0020	Tidak terjadi kavitasi
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
39	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.16 Analisa Pemasangan Krib

Perhitungan yang digunakan untuk merencanakan krib adalah sebagai berikut:

Data-data yang diperlukan:

$$Q_{25th} = 640,80 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 50 \text{ m}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$R = 3,50 \text{ m}$$

$$h_{normal} = 3,67 \text{ m}$$

$$h_{max} = 4,07 \text{ m}$$

$$I = 0,00085$$

Maka,

$$C = \frac{\sqrt[6]{R}}{n}$$

$$= \frac{\sqrt[6]{3,50}}{0,02} = 61,61$$

Menggunakan rumus karaki didapat:

$$\Delta = 0,41 \times \alpha \times \frac{h_{max}}{B} \times \frac{\sqrt{g}}{C}$$

$$= 0,41 \times 90 \times \frac{4,07}{50} \times \frac{\sqrt{9,81}}{61,61}$$

$$= 0,156$$

- Dengan grafik karaki $\Delta \times 10^2 = 15,60$ maka didapatkan $\Delta V_{max} \times 10^2 = 8,25$ dan $\frac{2x}{B} = 0,57$
- Dari grafik hubungan $\Delta \times 10^2$ dan $\frac{2x}{B}$ diperoleh nilai $\frac{V_b}{V_0} = 0,88$
- Untuk h_{normal} (3,67 m) diperoleh $V_0 = C \sqrt{h \cdot I} = 61,61 \sqrt{3,67 \cdot 0,00085} = 3,44 \text{ m/dt}$
- Untuk kecepatan maksimum di belokan:

$$V_b = 0,88 \times V_0$$

$$= 0,88 \times 3,44$$

$$= 3,03 \text{ m/dt}$$

- Kontrol

$$\frac{\tau_{bend}}{\tau_{straight}} = \frac{3,03}{3,44} = 0,88$$

- Sehingga tegangan geser dibagian belokan

$$\tau_{bend} = 0,88 \times \rho_w \times g \times h \times I$$

$$= 0,88 \times 1000 \times 9,81 \times 3,67 \times 0,00085$$

$$= 26,930 \text{ N/m}^2$$

- Dimensi Krib

- ✓ Jarak antara krib

$$IL < \alpha \frac{v^2}{2g}$$

$$L < 0,60 \frac{3,03^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,00085}$$

$$L < 330,31 \text{ m (OK!!!)}$$

- ✓ Panjang dan interval krib

$$\frac{\text{Panjangkrib}}{\text{Lebarsungai}} < 10\%$$

$$\frac{7,50}{50} = 15\% \text{ (dijinkan)}$$

$$\text{Interval krib (D)} = 2 \times L = 2 \times 7,50 = 15 \text{ m (OK!!!)}$$

4.17 Perhitungan Gerusan Lokal

Perhitungan gerusan lokal pada hilir peredam energi menggunakan persamaan momentum, dan dilakukan koreksi dengan menggunakan metode *Isbach* untuk menentukan butiran pada tegangan geser ijin.

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut :

Diketahui:

Section 33– 34 pada Q100th = 888,90 m³/dt

$$h_1 = 3,94 \text{ m} \quad B_1 = 51,98 \text{ m}$$

$$h_2 = 4,41 \text{ m} \quad B_2 = 52,52 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_1^2 \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 3,94^2 \cdot 51,98 \\ &= 3954177,1 \text{ N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_2^2 \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 4,41^2 \cdot 52,20 \\ &= 5009127,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W \sin \theta &= \rho \cdot g \cdot h \cdot B \cdot (Z_1 - Z_2) \\ &= 1000 \cdot 9,81 \cdot \frac{3,94+4,41}{2} \cdot \frac{51,98+52,52}{2} \cdot (0,66 - 0,60) \\ &= 127936,67 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho Q(\beta V_2 - \beta V_1) &= 1000 \cdot 888,90 \cdot (1,00 \cdot 4,56 - 1,00 \cdot 4,82) \\ &= -227988,67 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_f &= P_1 - P_2 + W \sin \theta - \rho Q(\beta V_2 - \beta V_1) \\ &= 3954177,1 - 5009127,9 + 127936,67 - 227988,67 \\ &= 699025,4 \text{ N} \end{aligned}$$

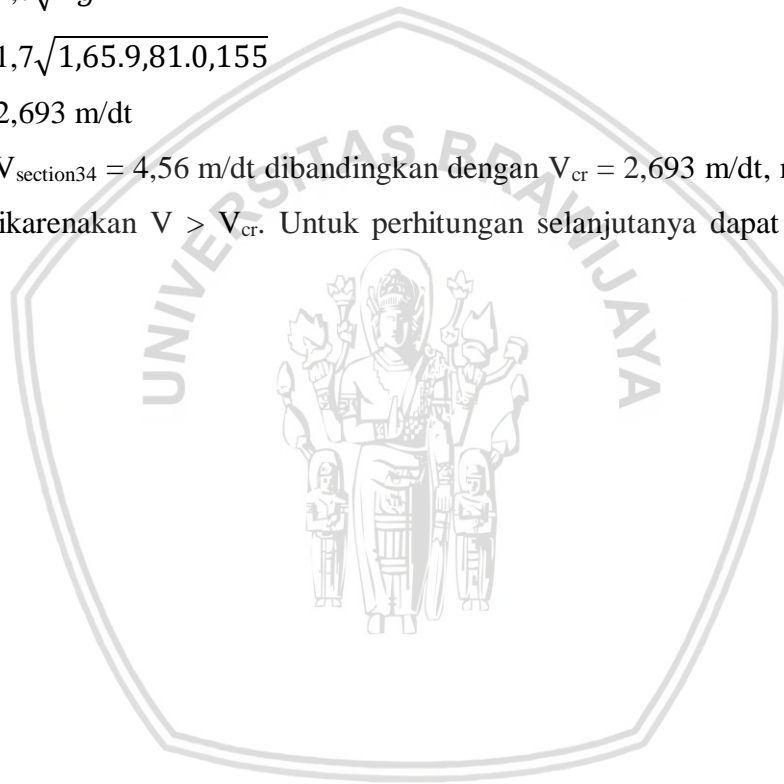
$$\begin{aligned}\tau_o &= \frac{Ff}{\frac{p_1+p_2}{2} \cdot L} \\ &= \frac{699025,4}{\frac{63,12+64,99}{2} \cdot 50} \\ &= 218,256 \text{ N/m}^2\end{aligned}$$

Metode *Isbach*

$$\begin{aligned}\Delta \quad \cdot &= (\rho_s - \rho_w) / \rho_w \\ &= (2650 - 1000) / 1000 \\ &= 1,65\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{cr} &= 1,7 \sqrt{\Delta g D} \\ &= 1,7 \sqrt{1,65 \cdot 9,81 \cdot 0,155} \\ &= 2,693 \text{ m/dt}\end{aligned}$$

Selanjutnya $V_{\text{section34}} = 4,56 \text{ m/dt}$ dibandingkan dengan $V_{cr} = 2,693 \text{ m/dt}$, maka butiran dasar bergerak dikarenakan $V > V_{cr}$. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.40 – 4.41.



Tabel 4.40.

Perhitungan τ_o dan keadaan butiran dasar sungai pada debit Q_{100th} .

section	tinggi muka air (m)	jarak section (m)	lebar dasar (m)	perimetri (m)	v (m ² /dt)	V rerata (m ² /dt)	β	dasar saluran (m)	z	P	w sin θ	$\rho Q(\beta V^2 - \beta v^1)$	Ff	T_o	Vcr	Kondisi dasar saluran
33	3,94		51,98	63,12	4,82			49,94	0,66	3954177,1						
34	4,41	50	52,52	64,99	4,56	4,691	1,000	49,88	0,60	5009127,9	127936,67	-227988,67	699025,4	218,256	2,693	bergerak
35	4,49	50	43,06	55,76	4,14	4,351	1,000	49,82	0,54	4260024,0	124767,01	-376817,56	1250688,5	414,290	2,693	bergerak
36	4,55	50	36,79	49,66	3,54	3,842	1,000	49,76	0,48	3737291,9	105887,92	-528286,87	1156906,8	438,952	2,693	bergerak
37	3,96	50	39,57	50,77	3,92	3,732	1,000	49,70	0,42	3044680,0	95319,98	333565,60	454366,3	180,961	2,693	bergerak
38	3,76	50	50,19	60,83	3,71	3,817	1,000	49,64	0,36	3481285,9	101642,21	-182560,04	152403,7	54,626	2,693	bergerak
39	3,67	50	49,40	59,78	3,19	3,454	1,000	49,58	0,30	3261119,3	108507,61	-463280,67	791954,9	262,666	2,693	bergerak

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Tabel 4.41

Perhitungan τ_o dan keadaan butiran dasar sungai pada debit Q_{1000th} .

section	tinggi muka air (m)	jarak section (m)	lebar dasar (m)	perimetri (m)	v (m ² /dt)	V rerata (m ² /dt)	β	dasar saluran (m)	z	P	w sin θ	$\rho Q(\beta V^2 - \beta v^1)$	Ff	T_o	Vcr	Kondisi dasar saluran
33	5,22		51,98	66,73	5,99			49,94	0,66	6937902,0						
34	5,30	50	52,52	67,50	4,96	5,476	1,000	49,88	0,60	7230639,5	161142,83	-1471322,65	1339728,0	399,206	2,693	bergerak
35	5,57	50	43,06	58,83	4,47	4,715	1,000	49,82	0,54	6563104,1	152405,27	-695770,59	1515711,2	479,915	2,693	bergerak
36	5,61	50	36,79	52,66	5,08	4,776	1,000	49,76	0,48	5684426,6	131007,50	867921,47	141763,5	50,861	2,693	bergerak
37	5,39	50	39,57	54,82	5,30	5,189	1,000	49,70	0,42	5640141,7	123223,95	308116,63	140607,8	52,328	2,693	bergerak
38	4,84	50	50,19	63,89	3,98	4,641	1,000	49,64	0,36	5776019,0	134728,12	-1868648,28	1867499,1	629,278	2,693	bergerak
39	4,88	50	49,40	63,21	4,65	4,316	1,000	49,58	0,30	5774968,9	142052,31	945904,99	802802,6	252,655	2,693	bergerak

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Perhitungan kedalam gerusan menggunakan metode *Schoklistch*, *Veronese* dan *Zimmerman and Maniak*. Contoh perhitungannya sebagai berikut:

Data-data:

$$Q_{25th} = 640,80 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B = 45 \text{ m}$$

$$V = 2,94 \text{ m/det}$$

$$dm = 3,57 \text{ m}$$

$$H = 4,59 \text{ m}$$

$$D_{90} = 155 \text{ mm}$$

Maka :

$$q = Q/B \\ = 640,80/45 = 14,240 \text{ m}^3/\text{det}$$

• Metode *Schoklitsch*

$$S = 4,75(H^{0,2} \cdot q^{0,57})/(D^{0,32}) - dm \\ = 4,75(4,59^{0,2} \cdot 14,240^{0,57})/(155^{0,32}) - 3,67 \\ = 2,157 \text{ m}$$

• Metode *Veronese*

$$S = (1,9 \cdot He^{0,255} \cdot q^{0,54}) - dm \\ = (1,9 \cdot 5,031^{0,255} \cdot 14,240^{0,54}) - 3,67 \\ = 8,365 \text{ m}$$

• Rumus *Zimmerman and Maniak*

$$S = K \cdot \left(\frac{q^{0,82}}{D_{0,85}^{0,23}}\right) \cdot \left(\frac{dm}{q^{2/3}}\right)^{0,93} - dm \\ = 2,89 \cdot \left(\frac{14,24^{0,82}}{140^{0,23}}\right) \cdot \left(\frac{3,67}{14,24^{2/3}}\right)^{0,93} - 3,67 \\ = 1,617 \text{ m}$$

Hasil perhitungan kedalaman gerusan lokal dapat dilihat pada tabel 4.42 berikut:

Tabel 4.42

Perhitungan kedalaman gerusan lokal.

Debit Rancangan	Q (m ³ /dt)	B (m)	q (m ³ /dt)	V (m/dt)	V/2g (m)	H (m)	dm (m)	D90 (mm)	Schoklitsch (m)	Veronese (m)	Zimmerman and Maniak (m)	model (m)
Q25th	640,8	45	14,240	2,94	0,441	4,59	3,67	155	2,157	8,365	1,617	2,38
Q50th	765,3	45	17,007	3,09	0,487	5,07	3,86	155	2,725	9,734	1,879	2,69
Q100th	888,9	45	19,753	3,50	0,624	4,82	3,98	155	3,110	10,673	2,107	2,63
Q200th	1027,5	45	22,833	3,95	0,795	4,93	4,44	155	3,301	11,616	2,495	4,06
Q1000th	1423,5	45	31,633	4,49	1,028	4,28	5,16	155	3,897	13,615	3,355	5,10

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisa perhitungan dan pengujian pada model fisik Bendungan Way Apu dengan skala 1:65 yang dilakukan sesuai dengan rumusan masalah pada kajian ini, maka dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Pendekatan hitungan terhadap kondisi aliran yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Pelimpah

Perhitungan tinggi muka air menggunakan metode USBR dan Iwasaki. Setelah dilakukan percobaan didapatkan hasil perbandingan antara perhitungan dan uji model hampir mendekati satu sama lain yaitu dengan kesalahan relatif dibawah 4,4% untuk Q100th-QPMF (dapat dilihat pada tabel 4.6)

- Saluran transisi

Pendekatan hitungan pada saluran transisi atas menggunakan metode tahapan standar dengan titik kotrol pada ujung hilir saluran transisi dengan kondisi kritis atau bilangan Froude sama dengan 1 (satu). Dengan pendekatan hitungan metode tahapan standar memperoleh hasil pendekatan yang baik sehingga dapat dijadikan referensi untuk memprediksi tinggi muka air dan kecepatan saluran transisi.

- Saluran peluncur

Pendekatan hitungan pada saluran peluncur menggunakan metode tahapan langsung dengan titik kontrol pada ujung hilir saluran transisi atas dengan kondisi kritis atau bilangan Froude sama dengan 1 (satu).

- Peredam energi

Pendekatan hitungan pada peredam energi menggunakan persamaan momentum untuk perhitungan kedalaman konjugasi.

2. Kondisi hidrolika aliran setelah perubahan desain berdasarkan hasil uji model fisik adalah sebagai berikut:

- Pelimpah

Model kombinasi pelimpah samping dan pelimpah berpintu Bendungan Way Apu mampu mengalirkan air pada semua debit rancangan yang diujikan tanpa menimbulkan *overtopping*. Dari hasil model test didapatkan bahwa elevasi muka air

maksimum saat kondisi 4 pintu radial dioperasikan dengan $Q_{PMF} = 3177,00 \text{ m}^3/\text{det}$ adalah +98,53 sehingga muka air waduk masih berada 2,47 m di bawah elevasi puncak bendungan (batas toleransi *freeboard* tidak boleh kurang dari 0,75m).

- Saluran Samping

Saluran samping dengan panjang 75 m dan kemiringan 1:20 mampu mengalirkan dengan aman pada semua debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) yang dioperasikan di model tanpa terjadinya aliran balik (*backwater*).

- Saluran Transisi

Kapasitas Saluran Transisi dengan panjang 45 m dan kemiringan 1:50 mampu mengalirkan dengan aman pada semua debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{PMF}) yang dioperasikan di model. Pada Piezometer yang terpasang pada dasar saluran transisi, tidak menunjukkan adanya nilai negatif pada debit pengaliran debit banjir rancangan. Saluran transisi dapat mengendalikan aliran dengan kondisi subkritis sehingga aliran cukup merata untuk setiap debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{1000th}).

- Saluran Peluncur

Pada saluran peluncur dengan kemiringan 1 : 2,25 aliran terdistribusi cukup merata dan tidak menimbulkan aliran silang mulai bagian hulu sampai bagian hilir saluran peluncur untuk debit Q_{2th} s/d Q_{1000th} .

- Peredam Energi dan Saluran Pengarah Hilir

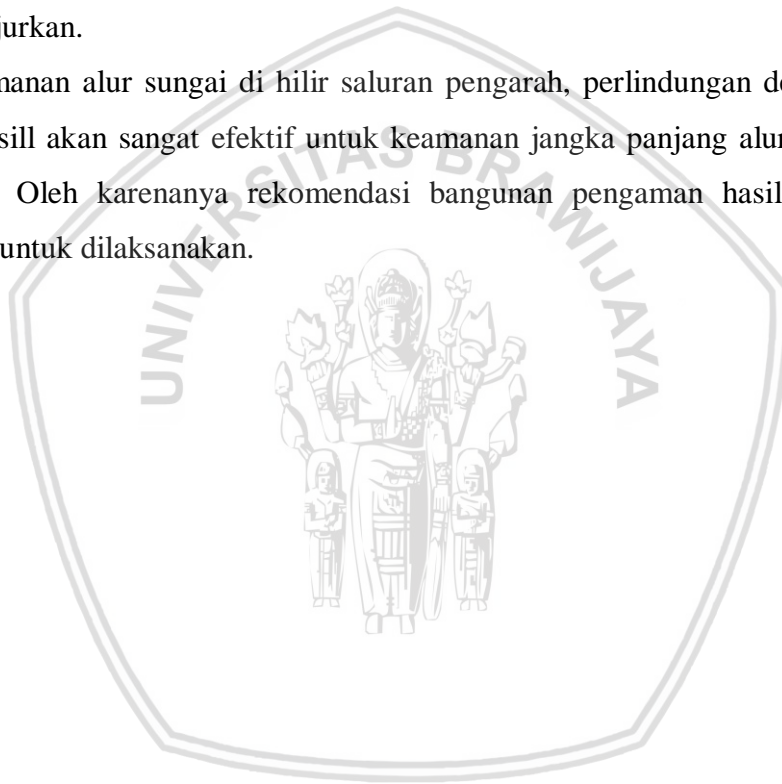
Penurunan elevasi pada peredam energi USBR Tipe II (dari +46,50 menjadi +43,00) merupakan alternatif yang cukup efektif untuk mematahkan energi akibat kecepatan aliran yang tinggi dari saluran peluncur. Hal ini ditunjukkan oleh pengaliran debit Q_{100th} dan Q_{1000th} loncatan air (*hydraulic jump*) masih di dalam ruang olak, tetapi pada Q_{PMF} loncatan air keluar dari ruang olak.

3. Pada sungai di hilir saluran pengarah ditemukan adanya gerusan lokal dari hasil pengamatan uji model fisik serta hasil dari perhitungan dengan menggunakan persamaan momentum, dan selanjutnya dilakukan koreksi dengan menggunakan metode *isbach* (tabel 4.33-4.34). Pada pengamatan, gerusan terdalam terdapat pada section 37 (pada sungai yang menyempit) . Rekapitulasi hasil pengamatan dan perhitungan kedalaman gerusan menggunakan metode *Schoklitsch*, *Veronese* dan *Zimmerman and Maniak* dapat dilihat pada tabel 4.36. Aliran di saluran pengarah hilir peredam energi cukup merata dengan pemasangan krib tegak lurus tebing di belokan luar. Untuk mengatasi gerusan lokal (*local scouring*) pada sungai di hilir saluran pengarah dapat

direkomendasikan menggunakan alternatif bangunan girde /groundsill dikombinasikan bronjong konsolidasi di tikungan/belokan luar.

5.2. Saran

1. Berdasarkan perhitungan analitik dan uji model yang dilakukan, maka disarankan pendekatan hidrolika sebaiknya mengacu pada uji model karena teori yang ada belum tentu dapat memenuhi kesesuaian kondisi di lapangan.
2. Untuk pekerjaan detail desain perlu dilengkapi observasi muka air di lapangan dengan berbagai kondisi debit aliran guna lebih memantapkan data fluktuasi muka air hilir (TWL).
3. Pada saluran peluncur, apabila tidak dilengkapi aerator, maka peningkatan mutu beton sangat dianjurkan.
4. Untuk keamanan alur sungai di hilir saluran pengarah, perlindungan dengan bronjong dan groundsill akan sangat efektif untuk keamanan jangka panjang alur sungai di hilir bendungan. Oleh karenanya rekomendasi bangunan pengaman hasil model sangat diharapkan untuk dilaksanakan.



DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 1987. *Design of Small Dams*. Oxford & IBH Publishing CO. New Delhi Bombay Calcutta.
- Anonim. 2010. *Standar Perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan, Bagian Bangunan Pengatur Debit*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Breusers, H. N. C. Dan Raudkivi, A. J. 1991. *Scouring*. New Zealand : Taylor & Francis
- Chow, Ven Te. 1985. *Hidrolika Saluran Terbuka, terjemahan E.V. Nensi Rosalina*. Jakarta : Erlangga.
- Dake, J.M.K.. 1983. *Hidrolika Teknik (Terjemahan)*. Jakarta : Erlangga.
- De Vries, M. 1987. *Scalling Model Hydraulic*. Netherland : IHE Published
- Falvey, Henry T. 1990. *Cavitation in Chutes and Spillways*. United States Department of The Interior : Bureau of Reclamation.
- Lewin, Jack. 2001. *Hydraulic Gates and Valves*. Great Britain : MPG Books, Bodmin, Cornwall.
- Lin, J. J. 1985. *Interim Report on Hydraulic Model Studies of Waru-Turi Barrage*. Kediri
- Patty, O.F. 1995. *Tenaga Air*. Surabaya: Erlangga.
- Peterka, A.J. 1984. *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. United States Department of The Interior : Bureau of Reclamation.
- Pemberton, L. Ernest dan Lara, M. Joseph. *Computing Degradation And Local Scour*. Colorado : Bureau of Reclamation Engineering and Research Center.
- Priyantoro, Dwi. 1987. *Teknik Pengangkutan Sedimen*. Malang : HMP Universitas Brawiaya.
- Raju, K.G.R. 1986. *Aliran Melalui Saluran Terbuka, terjemahan Yan Piter Pangaribuan B.E., M.Eng*. Jakarta : Erlangga.
- Roberson, dkk. 1998. *Hydraulics Engineering*. University Of Michigan : Wiley.
- Senturk, Fuat. 1994. *Hydraulics Of Dams and Reservoirs*. USA : Water Resources Publication.
- Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 1989. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : Erlangga.

Triatmodjo, Bambang. 2008. *Hidrolika II*. Yogyakarta : Beta Offset.

Varshney, R. S. 1986. *Hydro Power Structure*. India : N. C. Jain.

Yuwono, Nur. 1996. *Perencanaan Model Hidraulik*. Yogyakarta: Laboratorium Hidraulik dan Hidrologi UGM.

