

**KAJIAN HIDROLIKA PELIMPAH SAMPING UJI MODEL FISIK
BENDUNGAN TEMEF KABUPATEN TIMOR TENGAH SELATAN
PROVINSI NUSA TENGGARA TIMUR DENGAN SKALA 1:65**

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI TEKNIK BANGUNAN AIR

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**JENNY RETNANINGTYAS
NIM. 145060400111029**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2018**



DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR LAMPIRAN	xi
DAFTAR SIMBOL	xiii
RINGKASAN	xv
SUMMARY	xvii
 BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Identifikasi Masalah	2
1.3. Batasan Masalah	3
1.4. Rumusan Masalah	3
1.5. Maksud dan Tujuan	4
1.6. Manfaat	4
 BAB II LANDASAN TEORI	
2.1. Analisa Hidrolika Pada Pelimpah	5
2.1.1. Aliran Pada Pelimpah	5
2.1.2. Koefisien Debit Pelimpah	5
2.1.3. Lebar Efektif Pelimpah	7
2.1.4. Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah dan Tubuh Pelimpah	9
2.2. Saluran Samping	10
2.3. Saluran Transisi	12
2.4. Saluran Peluncur	13
2.5. Peredam Energi	16
2.5.1. Peredam Energi Tipe Kolam Olakan (<i>Stilling Basin Type</i>)	17
2.5.1.1. Kolam Olakan Datar Tipe I	17
2.5.1.2. Kolam Olakan Datar Tipe II	18



2.5.1.3.Kolam Olakan Datar Tipe III	19
2.5.1.4.Kolam Olakan Datar Tipe IV	20
2.5.1.5.Pengaturan Elevasi Dasar Peredam Energi	21
2.5.1.6.Penentuan Kedalaman Bak Peredam Energi	22
2.5.2.Peredam Energi Tipe Kolam/Bak Tenggelam	25
2.6. Kavitasi.....	27
2.6.1.Kontrol Kavitasi.....	28
2.6.2.Indeks Kavitasi.....	28
2.7. Aerator.....	29
2.8. Aliran Silang	31
2.9. Gerusan Lokal	33
2.10. Ambang Dasar (<i>Groundsill</i>).....	36
2.11. Skala Model dan Konstruksi Model.....	37
2.12. Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (<i>undistorted</i>)	40
2.12.1.Kecepatan Aliran (nv)	40
2.12.2.Waktu Aliran (nt)	40
2.12.3.Debit Aliran (nQ)	41
2.12.4.Koefisien <i>Chezy</i> dan <i>Manning</i>	41
2.12.4.1.Koefisien <i>Chezy</i>	41
2.12.4.1.Koefisien <i>Manning</i>	41
2.13. Kesalahan Model Test.....	41

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Fasilitas Pengujian.....	43
3.2. Skala Model.....	44
3.3. Konstruksi Model.....	45
3.4. Tahapan Rancangan Pengujian	45
3.4.1. Persiapan	45
3.4.1.1. Alat Ukur Rechbox	46
3.4.1.2. Cara Pengukuran.....	46
3.4.1.3. Pengambilan Data	47
3.4.2. Rancangan Pengujian	47
3.4.3. Rancangan Hasil Pengujian.....	48

BAB IV DATA DAN ANALISA DATA

4.1 Perhitungan Muka Air.....	53
-------------------------------	----

4.2	Perhitungan Kecepatan	53
4.3	Perhitungan Tinggi Tekan	54
4.4	Kalibrasi dan Verifikasi Model	54
4.4.1	Kalibrasi.....	54
4.4.2	Verifikasi	61
4.5	Analisa Perambatan Kesalahan	61
4.6	Pengujian Seri Model	63
4.7	Analisa Hidrolika Pada Pelimpah.....	69
4.7.1	Debit Pada Pelimpah.....	69
4.7.2	Perhitungan Koefisien Debit Pada Pelimpah.....	70
4.7.3	Perhitungan Profil Muka Air Pada Pelimpah	73
4.8	Analisa Hidrolika Pada Saluran Samping	77
4.8.1	Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Samping	77
4.9	Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Transisi.....	84
4.10	Analisa Hidrolika Pada Saluran Peluncur	90
4.10.1	Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur	90
4.11	Analisa Loncatan Hidrolis	96
4.11.1	Perhitungan Tinggi Muka Air Pada Peredam Energi	96
4.12	Perhitungan Aliran Getar.....	100
4.13	Perhitungan Indeks Kavitasi.....	108
4.14	Gerusan Lokal	117
4.14.1	Permasalahan Gerusan di Bagian Hilir.....	117
4.14.2	Perhitungan Gerusan Lokal	118
4.14.3	Alternatif Penanganan Gerusan Lokal.....	124

BAB V PENUTUP

5.1	Kesimpulan.....	129
5.2	Saran	131

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1.	Hubungan Temperatur dengan Kekentalan Kinematis	29
Tabel 3.1.	Konversi Dimensi Dari Prototype ke Model	43
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 Hasil Pengujian	48
Tabel 4.1.	Liku Debit Alat Ukur Rechbox	56
Tabel 4.2.	Bacaan Rechbox Pada Debit Rencana	58
Tabel 4.3.	Liku Debit Tail Water Level.....	58
Tabel 4.4.	Tinggi Muka Air Hilir Debit Rencana	60
Tabel 4.5.	Tingkat Keasalahan Relatif Hd Hasil Pengujian	61
Tabel 4.6.	Nilai Koefisien Limpahan (C) dan Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (Hd) Metode USBR	71
Tabel 4.7.	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Nilai Koefisien Limpahan (C) Menurut USBR, Iwasaki dan Hasil Uji Model Fisik	73
Tabel 4.8.	Perhitungan Profil Muka Air di Atas Pelimpah Pada Q_{100th}	74
Tabel 4.9.	Perhitungan Profil Muka Air di Atas Pelimpah Pada Q_{1000th}	75
Tabel 4.10.	Perhitungan Profil Muka Air di Atas Pelimpah Pada Q_{PMF}	76
Tabel 4.11.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{100th}	80
Tabel 4.12.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{1000th}	81
Tabel 4.13.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{PMF}	82
Tabel 4.14.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{100th}	86
Tabel 4.15.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{1000th}	87
Tabel 4.16.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{PMF}	88
Tabel 4.17.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{100th}	92
Tabel 4.18.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{1000th}	93
Tabel 4.19.	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{PMF}	94
Tabel 4.20.	Perhitungan Y_3 dengan Tail Water Level	97
Tabel 4.21.	Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis Peredam Energi	98



Tabel 4.22.	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{2th}	101
Tabel 4.23.	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{5th}	102
Tabel 4.24.	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{10th}	103
Tabel 4.25.	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{25th}	104
Tabel 4.26.	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{50th}	105
Tabel 4.27.	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{100th}	106
Tabel 4.28.	Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{1000th}	107
Tabel 4.29.	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{2th}	109
Tabel 4.30.	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{5th}	110
Tabel 4.31.	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{10th}	111
Tabel 4.32.	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{25th}	112
Tabel 4.33.	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{50th}	113
Tabel 4.34.	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{100th}	114
Tabel 4.35.	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{1000th}	115
Tabel 4.36.	Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{PMF}	116
Tabel 4.37.	Perhitungan τ_0 dan keadaan butiran dasar sungai pada Q_{10th}	120
Tabel 4.38.	Perhitungan τ_0 dan keadaan butiran dasar sungai pada Q_{25th}	120
Tabel 4.39.	Perhitungan τ_0 dan keadaan butiran dasar sungai pada Q_{100th}	121
Tabel 4.40.	Perhitungan τ_0 dan keadaan butiran dasar sungai pada Q_{1000th}	121
Tabel 4.41.	Perhitungan kedalaman gerusan lokal	123

DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 1.1.	Peta Lokasi Rencana Bendungan Temef.....	2
Gambar 2.1.	Koefisien Limpahan Dipengaruhi oleh Faktor P/H_o	6
Gambar 2.2.	Koefisien Limpahan Dipengaruhi oleh Faktor H_e/H_o	7
Gambar 2.3.	Koefisien Limpahan Dipengaruhi oleh Faktor H_d/H_e	7
Gambar 2.4.	Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk masing-masing).....	8
Gambar 2.5.	Koefisien kontraksi pilar (sesuai tumpuannya)	9
Gambar 2.6.	Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah	9
Gambar 2.7.	Sketsa aliran pada saluran samping	11
Gambar 2.8.	Skema penyempitan dasar saluran pada saluran transisi	12
Gambar 2.9.	Skema aliran dalam kondisi terjadi aliran kritis di saluran transisi.....	13
Gambar 2.10.	Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur	14
Gambar 2.11.	Grafik kriteria aliran getar	16
Gambar 2.12.	Bentuk kolam olakan datar tipe I	18
Gambar 2.13.	Bentuk kolam olakan datar tipe II	19
Gambar 2.14.	Bentuk kolam olakan datar tipe III	20
Gambar 2.15.	Bentuk kolam olakan datar tipe IV	20
Gambar 2.16.	Grafik hubungan panjang peredam energi dan bilangan <i>Froude</i>	21
Gambar 2.17.	Penurunan Dasar Peredam Energi	22
Gambar 2.18.	Grafik hubungan kedalaman stilling basin dan hydraulic head untuk Bermacam tinggi kehilangan	23
Gambar 2.19.	Kedalaman minimum air sungai di hilir kolam olak tipe I, II dan III	25
Gambar 2.20.	Peredam energi tipe kolam/bak tenggelam.....	26
Gambar 2.21.	Gambar kolam loncat air tanpa blok halang	26
Gambar 2.22.	Jenis aerator	31
Gambar 2.23.	Tipe-tipe aerator.....	31
Gambar 2.24.	Susunan gelombang dalam kontraksi dinding lurus	32
Gambar 2.25.	Prinsip persamaan momentum.....	33
Gambar 2.26.	Grafik Shield.....	35
Gambar 2.27.	Sketsa deskripsi gerusan lokal di hilir bangunan apron.....	35



Gambar 2.28.	Arah Sumbu Groundsill terhadap arah hilir sumbu sungai	37
Gambar 3.1.	Dimensi Rechbox	46
Gambar 3.2.	Lengkung debit alat ukur Rechbox	47
Gambar 3.2.	Diagram alir pengerjaan skripsi	50
Gambar 3.3.	Denah Laboratorium Hidrolika Terapan, Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya	52
Gambar 4.1.	Dimensi alat ukur rechbox	55
Gambar 4.2.	Lengkung debit alat ukur Rechbox	57
Gambar 4.3.	Penampang Sungai untuk Perhitungan <i>Tail Water Level</i>	58
Gambar 4.4.	Lengkung debit TWL (Tail Water Level)	60
Gambar 4.5.	Potongan Memanjang Saluran Samping dan Transisi Seri 4	65
Gambar 4.6.	Gambar Potongan Melintang Saluran Samping Bagian Hulu Seri 4	66
Gambar 4.7.	Potongan Memanjang peluncur dan peredam energi Seri 4.....	66
Gambar 4.8.	Gambar Potongan Memanjang Saluran Samping Final Desain	67
Gambar 4.9.	Aerator Bendungan Temef	67
Gambar 4.10.	Potongan Memanjang Peredam Energi dan Escape Channel Final Desain.....	68
Gambar 4.11.	Penempatan Bronjong dan Groundsill	68
Gambar 4.12.	Potongan memanjang mercu pelimpah	73
Gambar 4.13.	Profil Muka Air Pelimpah Bendungan Temef section 0	77
Gambar 4.14.	Sketsa Potongan Memanjang Saluran Samping.....	77
Gambar 4.15.	Profil Profil Muka Air Saluran Samping.....	83
Gambar 4.16.	Sketsa Saluran Transisi Bendungan Temef.....	84
Gambar 4.17.	Profil Muka Air Saluran Transisi Bendungan Temef	89
Gambar 4.18.	Sketsa Saluran Peluncur Bendungan Temef	90
Gambar 4.19.	Profil Muka Air Saluran Peluncur Bendungan Temef	95
Gambar 4.20.	Penampang Escape Channel.....	96
Gambar 4.21.	Grafik Hubungan H dan Q (<i>Tail Water Level</i>).....	98
Gambar 4.22.	Profil Muka Air Peredam Energi Bendungan Temef.....	99
Gambar 4.23.	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{2th}	101
Gambar 4.24.	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{5th}	102
Gambar 4.25.	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{10th}	103
Gambar 4.26.	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{25th}	104
Gambar 4.27.	Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{50th}	105

Gambar 4.28. Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{100th}	106
Gambar 4.29. Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{1000th}	107
Gambar 4.30. Pola Gerusan.....	117
Gambar 4.31. Prinsip Persamaan Momentum	118
Gambar 4.32. Detail Denah Bangunan Alternatif 1	124
Gambar 4.33. Detail Groundsill (Alternatif 1)	124
Gambar 4.34. Detail Bronjong (Alternatif 1)	125
Gambar 4.35. Pola Gerusan dengan adanya Bangunan Alternatif 1 Q_{100th}	125
Gambar 4.36. Pola Gerusan dengan adanya Bangunan Alternatif 1 Q_{1000th}	126
Gambar 4.37. Detail Denah Bangunan Alternatif 2	126
Gambar 4.38. Detail Groundsill (Alternatif 2)	127
Gambar 4.39. Detail Bronjong (Alternatif 2)	127
Gambar 4.40. Pola Gerusan dengan adanya Bangunan Alternatif 2	128





DAFTAR LAMPIRAN

No.	Judul	Halaman
Lampiran 1.	Judul.....	133
Lampiran 2.	Data Teknis Bendungan Temef	134
Lampiran 3.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{2th}	137
Lampiran 4.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{2th}	138
Lampiran 5.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{2th}	139
Lampiran 6.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{5th}	140
Lampiran 7.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{5th}	141
Lampiran 8.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{5th}	142
Lampiran 9.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{10th}	143
Lampiran 10.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{10th}	144
Lampiran 11.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{10th}	145
Lampiran 12.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{25th}	146
Lampiran 13.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{25th}	147
Lampiran 14.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{25th}	148
Lampiran 15.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Q_{50th}	149
Lampiran 16.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Q_{50th}	150
Lampiran 17.	Tabel Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{50th}	151
Lampiran 18.	Design Seri III Hasil Model Test Pelimpah Bendungan Temef	153
Lampiran 19.	Potongan Melintang Pelimpah Seri III	155
Lampiran 20.	Detail Mercu Seri III.....	157
Lampiran 21.	Detail Peredam Energi Seri III	159
Lampiran 22.	Design Seri IV Hasil Model Test Pelimpah Bendungan Temef.....	161
Lampiran 23.	Potongan Melintang Pelimpah Seri IV	163
Lampiran 24.	Detail Mercu Seri IV	165
Lampiran 25.	Detail Peredam Energi :	167
Lampiran 26.	Design Seri Final Hasil Pelimpah Bendungan Temef.....	169
Lampiran 27.	Potongan Melintang Pelimpah Seri Final	171
Lampiran 28.	Detail Mercu Seri Final	173
Lampiran 29.	Detail Peredam Energi Seri Final	175





DAFTAR NOTASI

A	luas penampang melintang
B	lebar dasar saluran
C	koefisien debit limpahan
Cd	koefisien debit limpahan pada saat $h = H_d$
Cp	koefisien kavitasi
D	kedalaman hidrolis saluran
d	ukuran rata-rata diameter butiran sedimen
E	energi spesifik aliran
F	gaya
F	bilangan froude
g	percepatan yang disebabkan oleh gravitasi
Hd	tinggi tekanan rencana diatas mercu bendung
h	kedalaman aliran
h _c	kedalaman kritis
h _n	kedalaman normal
K _p	koefisien kontraksi pilar
K _a	koefisien kontraksi dinding samping
L	panjang saluran
M^2	bilangan montouri
n	koefisien kekasaran manning
P	keliling basah saluran
P _o	<i>ambient pressure</i>
P _a	tekanan atmosfer
P _g	tekanan setempat
P _v	tekanan uap
Q	debit air
q	debit per satuan lebar
R	radius hidrolis saluran
S	kemiringan memanjang
S _o	kemiringan dasar saluran
S _f	kemiringan gradien energi
T	lebar permukaan air
V	kecepatan rata-rata melalui penampang
$\frac{V}{\sqrt{gH}}$	bilangan vendernikov
Z	tinggi diatas bidang persamaan
θ	sudut gradien energi
α	faktor koreksi energi
β	faktor koreksi momentum
σ	indeks kavitasi
ρ_w	massa jenis air
ρ_s	massa jenis sedimen
τ_o	tagangan geser rata-rata pada batas



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 Hidrolika Pelimpah Samping Uji Model Fisik Bendungan Temef Kabupaten Timor Tengah Selatan Provinsi Nusa Tenggara Timur Dengan 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 saudara saya yang sudah membantu dukungan dalam bentuk dukungan moral, doa maupun materi untuk penyelesaian skripsi ini.
2. Bapak Ir. Heri Suprijanto, MS. sebagai Dosen Pembimbing dalam proses penyelesaian penulisan skripsi.
3. Bapak Dian Sisinggih, ST., MT., PhD. , Bapak Ir. Suwanto Marsudi, MS., dan Bapak Dr. Sumiadi, ST., MT. sebagai Dosen Penguji.
4. Kerabat dan sahabat juga rekan kerja yang selama ini memberi motivasi dalam penyelesaian skripsi ini. Terutama terima kasih saya untuk Pak Very, Pak Rupiadi, Pak Tiran, Mas Daud, Mas Nanang, Mas Danan, Erlia, Dina, Mas Giat, Mas Wanda, Ira, dan 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

RINGKASAN

Jenny Retnaningtyas, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Agustus 2018, "*Kajian Hidrolika Pelimpah Samping Uji Model Fisik Bendungan Temef Kabupaten Timor Tengah Selatan Provinsi Nusa Tenggara Timur Dengan Skala 1:65*", Pembimbing: Ir. Heri Suprijanto, MS.

Kabupaten Timor Tengah Selatan memiliki potensi daerah irigasi yang cukup luas namun kekurangan sumber air baku, dan salah satu sumber yang cukup potensial adalah dengan membangun Bendungan Temef. Dalam membangun suatu bendungan, salah satu tahapan yang harus dilalui untuk memperoleh kesempurnaan desain adalah dengan melakukan uji model fisik hidrolika pelimpah. Pada skripsi ini, bertujuan untuk mengetahui fenomena hidraulik pelimpah Bendungan Temef 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 grafik shield.

Dari hasil pengujian *final design*, dengan menurunkan elevasi dasar hulu saluran samping sebesar 2 m (dari +360,07 menjadi +358,07) agar pada debit kecil ada bantalan air. Penambahan 1 aerator di antara section 21 dan 22 di peluncur agar tidak terjadi tekanan negatif yang akan menimbulkan kavitasi. Secara keseluruhan tinggi dinding peredam energi USBR Tipe II masih mampu menampung debit rancangan Q_{1000th} yang lewat. Pada bagian hilir peredam energi, mengubah lebar saluran hantar hilir dari 34m menjadi 50 m. Hasil pengamatan, pada bagian akhir saluran pengarah hilir (*section* 31 sampai 34) ditemukan adanya gerusan lokal demikian juga di belokan luar (*section* 39 sampai 41). Untuk mengatasi gerusan lokal /*local scouring* , dilakukan pemasangan bronjong pada bagian yang tergerus dan pemasangan satu buah ground sill dengan pondasi strip dilengkapi perlindungan batu di section 42.

Kata kunci: Analisa hidraulika, pelimpah *side channel*, gerusan lokal.

SUMMARY

Jenny Retnaningtyas, Departement Of Water Resources Engineering, Faculty Of Engineering, Brawijaya University, December 2018, "Study Of Side Channel Spillway's Hydraulic on the Temef Dam Model Test in Kabupaten Timor Tengah Selatan, Province Nusa Tenggara Timur with Scala 1:65", Lecturer: Ir. Heri Suprijanto, MS.

Kabupaten Timor Tengah Selatan has great potency of irrigation area but lack of raw water's sources, and one of effective solution is build Temef Dam. To build a dam, one of step that must to do to get the perfect design of building is doing hydraulic's spillway model test. This final assignment aims to know hydraulic phenomenon of Temef Dam's Spillway with model test in scala 1:65. This observation aims to spillway, side channel, transition channel, chute way, stilling basin, and escape channel that based on model test as empirical calculation's control.

In this model test study, for spillway analysis used the continuity equation by calculating the coefficient of discharge (C_d) using USBR and Iwasaki method. For analysis of the side channel using momentum equation, analysis of transition channel and the chuteway using the energy equation with the calculation stages standard method. Meanwhile, for the hydraulics analysis on type II of USBR stilling basin 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 charts shield..

From the test result of final design, by lower side channel base about 2 meters(from +360,07 to +358,07, so that there's water's pads in small discharge. Add one aerator on section 21 and 22of chute way so there is no negative pressure or avoid cavitation. Overall the high wall of USBR Type II stilling basin is still able to accommodate design discharge until $Q1000$ th. In downstream of stilling basin, change the escape channel's width from 34m to 50m. From observations, in the end of escape channel (section 39 until 34) and downstream river was found scours also in section 39 until 41. To handle scours, in scours area build gabions and one groundsill with strip foundation with stone protection in section 42.

Keywords: Study Of hydraulics, side channel spillway, scours.



BAB I PENDAHULUAN

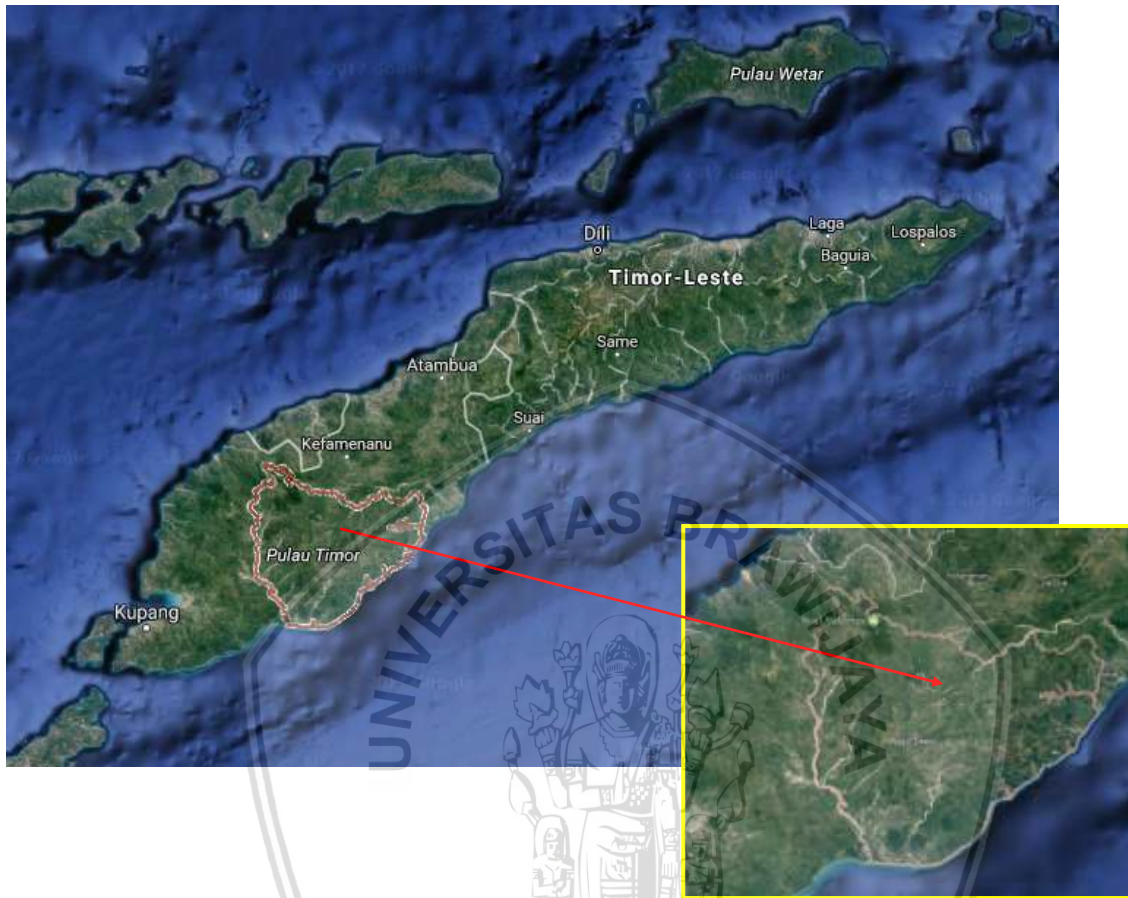
1.1. Latar Belakang

Penyediaan air untuk berbagai kebutuhan menjadi prioritas utama dalam pengembangan Sumber Daya Air (SDA) di Provinsi Nusa Tenggara Timur. Untuk itu, berbagai upaya akan dilakukan oleh pemerintah untuk dapat mengatasi persoalan tersebut. Pemanfaatan sumber daya air untuk memenuhi berbagai kebutuhan terus dikembangkan secara optimal oleh Pemerintah di Provinsi NTT, untuk itu berbagai upaya dilakukan dan salah satunya adalah memanfaatkan potensi debit air Sungai Temef. Kondisi aliran Sungai Temef pada saat musim hujan mempunyai debit yang sangat besar, sedangkan disaat musim kemarau, debit air Sungai Temef menurun drastis. Kesenjangan kondisi akibat perubahan musim tersebut perlu dilakukan pengkajian supaya besaran debit yang terjadi bisa dimanfaatkan dan tidak menjadi masalah, sehingga ketersediaan air pada saat musim hujan tidak berlebihan dan pada saat musim kemarau tidak terlalu kekurangan.

Kabupaten Timor Tengah Selatan memiliki potensi daerah irigasi yang cukup luas namun kekurangan sumber air baku, dan salah satu sumber yang cukup potensial adalah dengan membangun Bendungan Temef. Untuk menjawab kebutuhan masyarakat ini, maka pada Tahun Anggaran 2017 Kementerian Pekerjaan Umum “Satuan Kerja Balai Wilayah Sungai Nusa Tenggara II” melalui Kegiatan Perencanaan dan Program telah melakukan beberapa studi untuk Bendungan Temef mulai tahun 2014 hingga tahun 2015, sebagai respons untuk mengoptimalkan potensi lahan pertanian yang ada serta pengendalian banjir tahunan di daerah hilir.

Bendungan merupakan prasarana pengairan yang mempunyai resiko sangat tinggi jika mengalami kegagalan. Oleh karena itu, sebelum dilaksanakan pembangunan bendungan terdapat tiga sertifikasi yang harus dipenuhi. Sertifikasi yang dimaksud adalah sertifikat desain yang bertujuan untuk menguji kelayakan detail desain yang diajukan oleh tim konsultan; sertifikasi pengisian yang bertujuan untuk menguji kelayakan fisik bendungan; dan sertifikasi operasional yang bertujuan untuk mengecek kelayakan fisik bendungan selama kurun waktu tertentu.

Salah satu pekerjaan dalam kegiatan tersebut adalah Uji Model Fisik Hidrolika. Dengan adanya Uji Model Fisik Hidrolika ini diharapkan bisa memantapkan hasil perencanaan, sehingga keamanan bendungan tersebut dapat dipenuhi.



Gambar 1.1 Peta Lokasi Rencana Bendungan Temeff
Sumber: Google Maps (2017)

1.2. Identifikasi Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka perlu dipelajari perilaku hidrolika pada sistem pelimpah samping (*side channel spillway*) agar dapat mendekati dengan beberapa perhitungan, sehingga diperoleh rumusan yang dapat mendekati kondisi hasil uji model. Permodelan ini 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 samping (*side channel spillway*), saluran samping, saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi. Dari gambaran tersebut, bisa didapatkan penyempurnaan hasil yang ingin dicapai yaitu keamanan dari segi hidrolika terhadap konstruksi bendungan itu sendiri. Gambaran hasil pengujian model fisik Bendungan Temeff skala 1:65 adalah hasil dari perhitungan analitis dibandingkan dengan hasil pengamatan dan pengukuran di laboratorium, meliputi: kondisi aliran pada ambang pelimpah samping, saluran samping, saluran transisi, saluran peluncur,

peredam energi, dan hilir sungai. Pada pengamatan uji model terdapat permasalahan pada pelimpah, saluran samping, saluran transisi, saluran peluncur dan saluran pengarah hilir pada seri *original design* yaitu antara lain terjadinya aliran silang (*cross flow*), kavitasi, aliran getar, dan gerusan lokal (*local scouring*), sehingga diperlukan alternatif desain yang baik sesuai dengan kriteria hidrolika.

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 Temef pada Laboratorium Hidrolika Terapan, dengan skala *undistorted* (horizontal dan vertikal sama) yaitu dengan skala 1:65.
2. Analisa hidrolika uji model fisik pelimpah samping (*side channel spillway*) Bendungan Temef menggunakan variasi *outflow* debit banjir rancangan Q_2 , Q_5 , Q_{10} , Q_{25} , Q_{50} , Q_{100} , Q_{1000} , dan Q_{PMF} .
3. Pengambilan data pengukuran yang dilakukan di laboratorium Hidrolika Terapan 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 analisa lereng bendung
6. Tidak membahas analisa desain konstruksi (pembetonan/penulangan)
7. Tidak membahas analisa biaya konstruksi
8. Tidak membahas perencanaan *groundsill*, hanya perhitungan gerusan lokal saja.

1.4. Rumusan Masalah

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

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

1.5. Maksud dan Tujuan

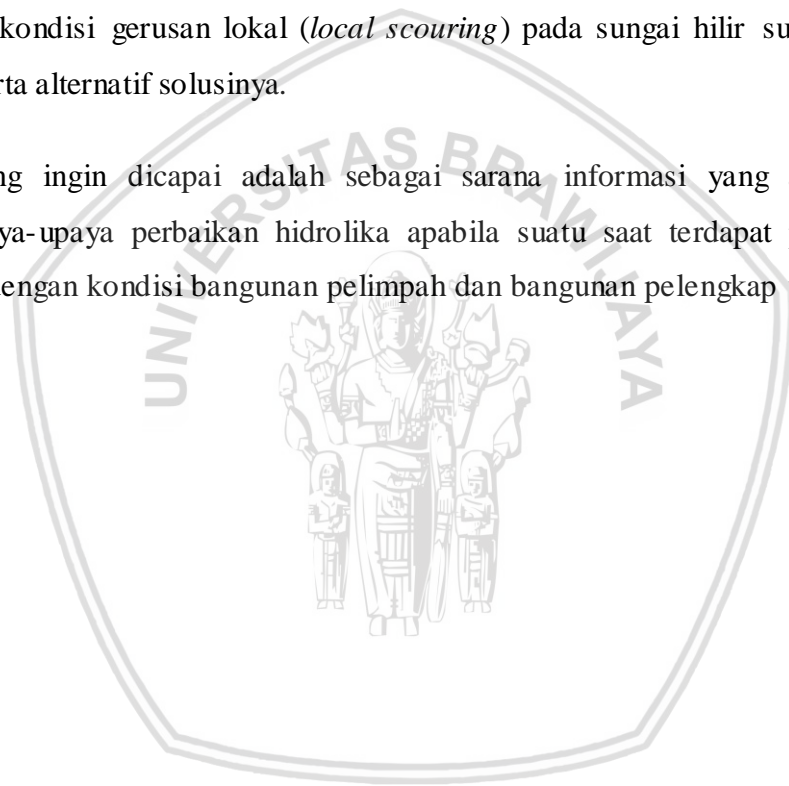
Maksud dari kajian ini adalah untuk mempelajari perilaku hidrolika pada sistem pelimpah tipe pelimpah samping (*side channel spillway*) uji model fisik Bendungan Temef.

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

1. Mengetahui kesesuaian pendekatan hitungan secara analisa dengan hasil pengukuran uji model fisik.
2. Mengetahui kondisi aliran di sistem bangunan pelimpah yang meliputi kedalaman aliran, kecepatan dan bilangan Froude pada sistem pelimpah (pelimpah, saluran samping, saluran transisi, peluncur, dan peredam energi), serta keamanan terhadap penyimpangan hidrolika.
3. Mengetahui kondisi gerusan lokal (*local scouring*) pada sungai hilir sungai saluran pengarah, serta 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 Hidrolika Pada Pelimpah

2.1.1. Aliran di Atas Pelimpah

Pelimpah disediakan pada bendung untuk melewati kelebihan aliran yang dimasukkan ke dalam saluran (atau terowongan, sesuai dengan keadaannya), dari dalam waduk untuk melewati kelebihan air yang tidak dapat diisi dalam bagian ruang penyimpanan. Desain pelimpah yang aman adalah sangat penting untuk pengamanan keseluruhan bendung atau skema penyimpanan (Raju, 1986, p.242).

Pelimpah luapan samping adalah sesuatu dimana bendung pengatur ditempatkan sepanjang sisi dan sejajar dengan bagian atas dari saluran pelimpah pembuang (Raju, 1986, p.243).

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

Rumus yang digunakan untuk menghitung debit di atas pelimpah adalah 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).

2.1.2 Koefisien Debit Pelimpah

Besarnya koefisien debit limpahan (C) dari tipe standar suatu bendung dapat diperoleh dengan 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)

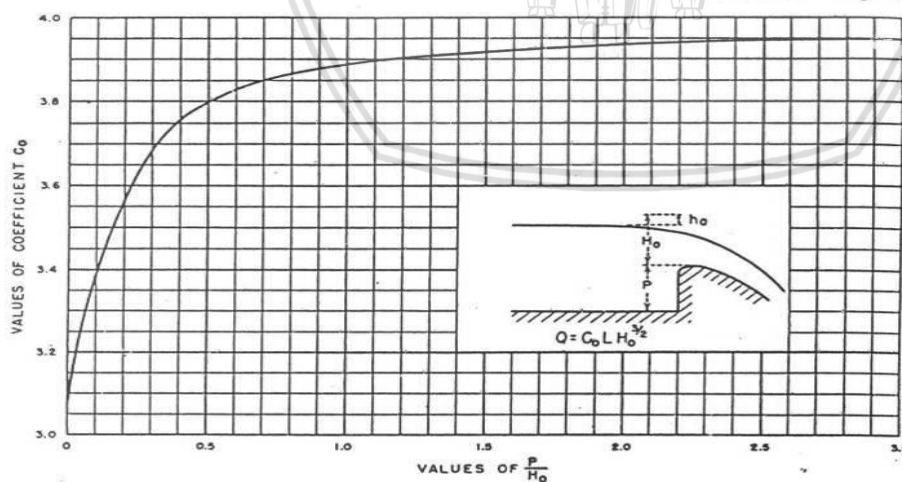
W = tinggi bendung (m)

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

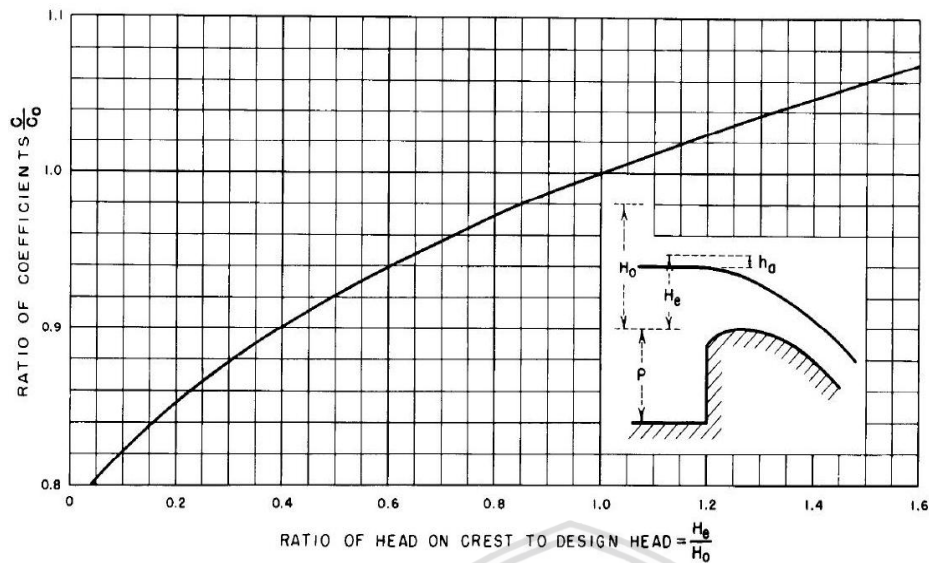
Koefisien limpahan pada bendung tersebut biasanya dipengaruhi oleh beberapa faktor berikut:

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).

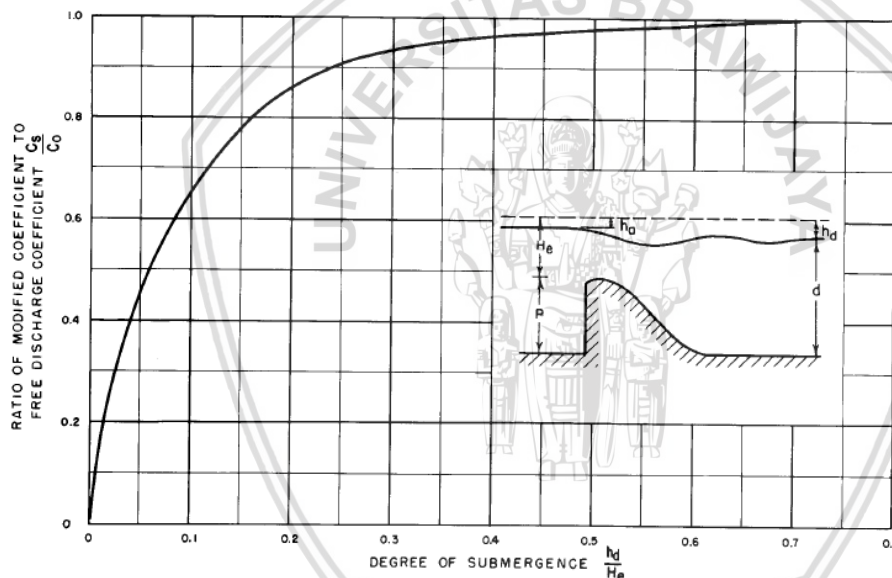
Pengaruh-pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng hulu bendung terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada *Gambar 2.1* sampai *Gambar 2.3*



Gambar 2.1 Koefisien Limpahan Dipengaruhi oleh Faktor P/H_0
 Sumber: Design Of Small Dams (1987, p.370).



Gambar 2.2 Koefisien Limpahan Dipengaruhi oleh Faktor H_c/H_0
 Sumber: Design Of Small Dams (1987, p.371).



Gambar 2.3 Koefisien Limpahan Dipengaruhi oleh faktor H_d/H_e (Kondisi Tenggelam)
 Sumber: Design Of Small Dams (1987, p.481).

2.1.3. Lebar Efektif Pelimpah

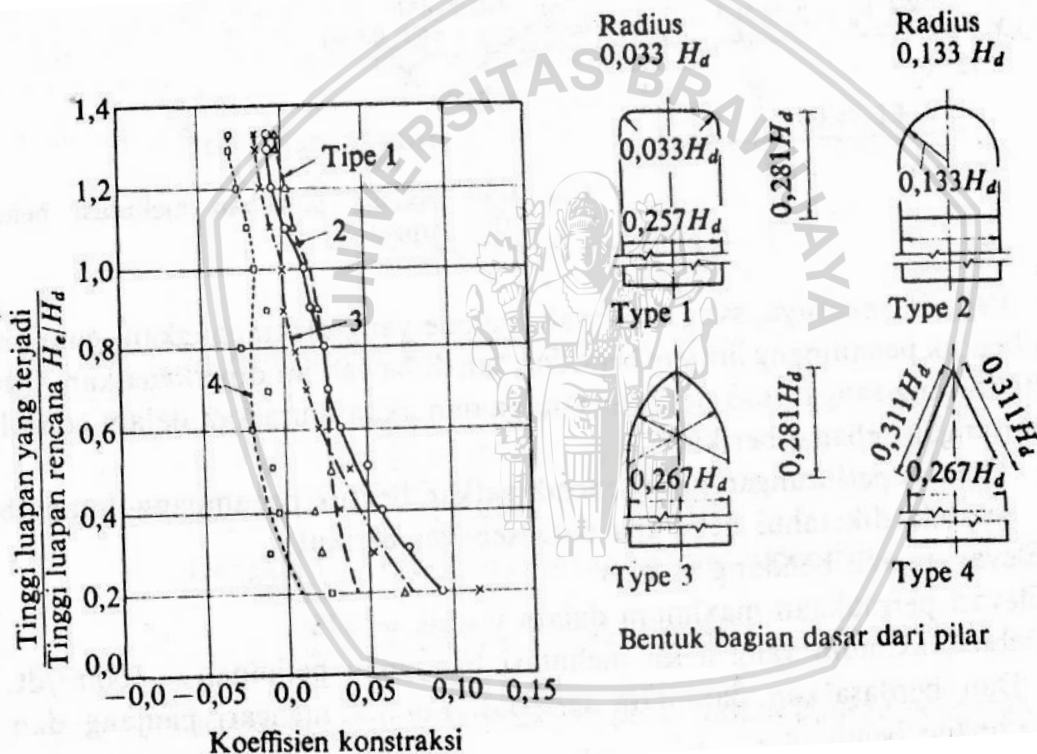
Pada saat terjadi pelimpahan air melintasi mercu suatu pelimpah, terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping pelimpah maupun disekitar pilar-pilar yang dibangun di atas mercu pelimpah tersebut, sehingga secara hidraulik lebar efektif suatu pelimpah akan lebih kecil dari lebar keseluruhan pelimpah yang sebenarnya. Debit air yang melintasi mercu pelimpah selalu didasarkan pada lebar efektifnya, yaitu dari hasil pengurangan lebar sesungguhnya dengan jumlah seluruh kontraksi yang timbul pada aliran air yang melintasi mercu pelimpah tersebut (Sosrodarsono, 1989, p.190).

Rumus yang digunakan untuk menghitung lebar efektif pelimpah adalah sebagai berikut:

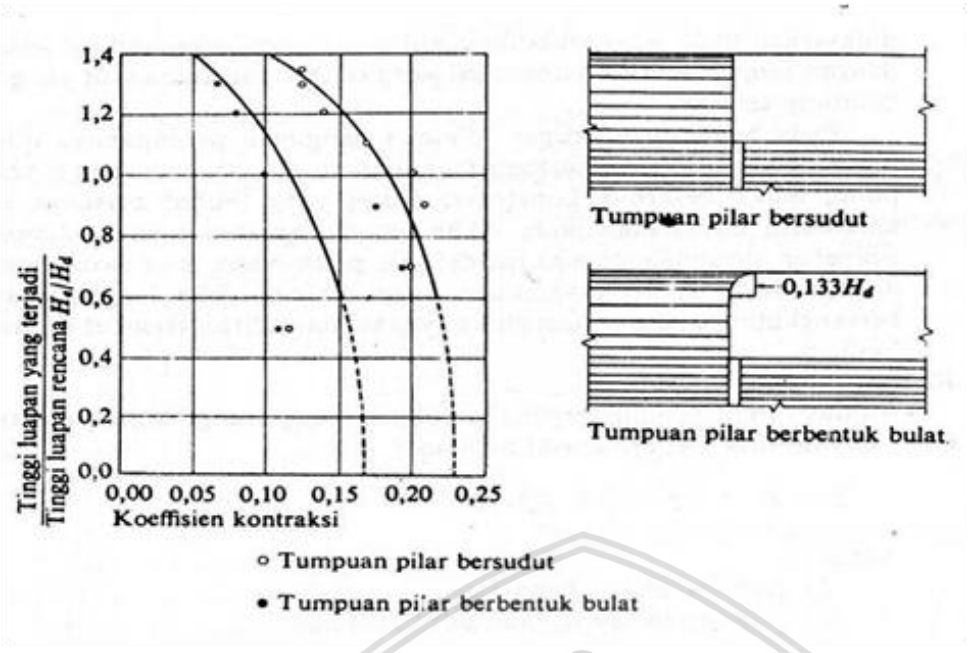
$$L = L' - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \dots\dots\dots (2-4)$$

Dengan:

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

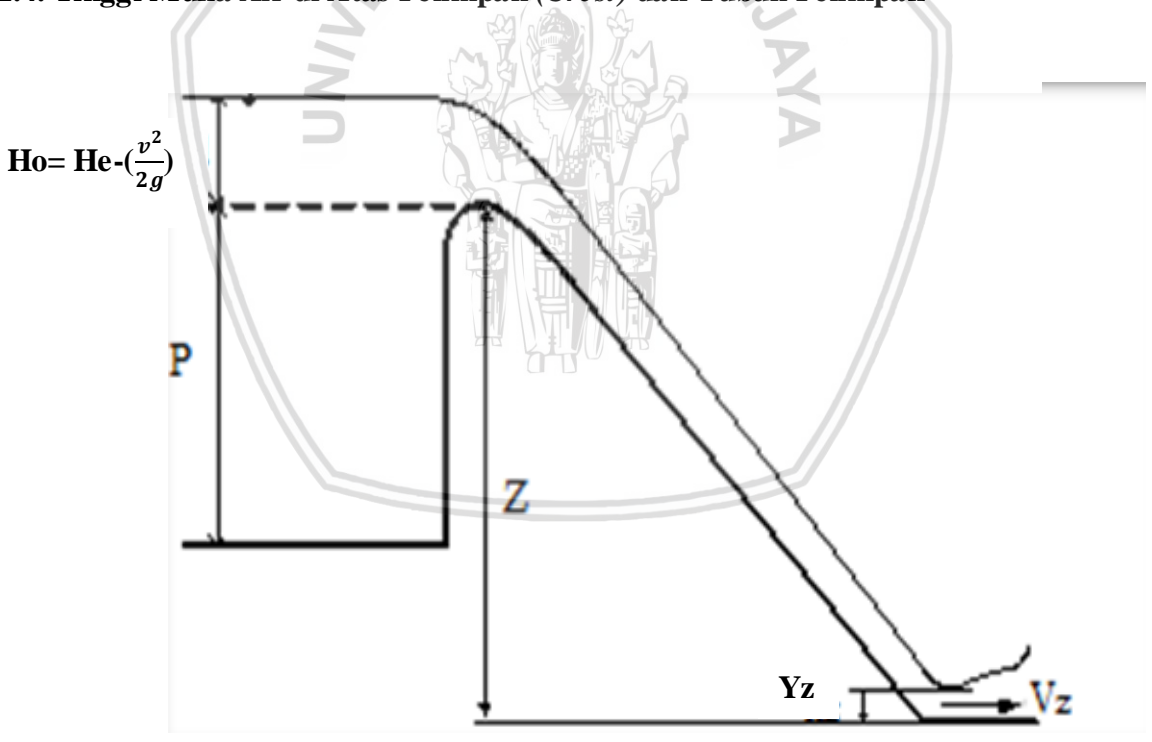


Gambar 2.4 Koefisien Kontraksi Pilar (sesuai bentuk depan masing-masing pilar)
 Sumber: Sosrodarsono, (1989, p.183).



Gambar 2.5 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 2.6 Tinggi Muka Air di Atas Tubuh Pelimpah
 Sumber: Chow (1985, p.363).

Kecepatan aliran teoritis pada pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Chow, 1985, p.378) :

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

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

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

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 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 di atas mercu pelimpah (m)

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

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

L = lebar efektif pelimpah (m)

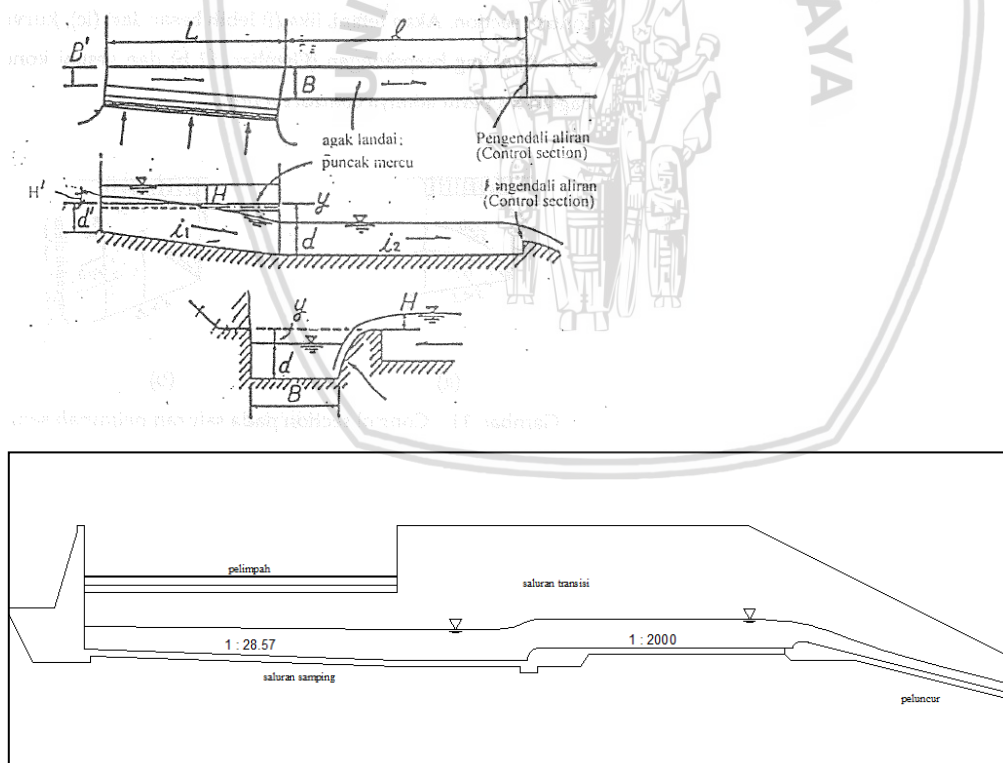
2.2. Saluran Samping

Aliran pada saluran samping merupakan aliran spasial. Aliran spasial perpaduan antara aliran berubah lambat laun dengan aliran tidak seragam. Aliran berubah adalah suatu sistem aliran yang tidak mendapat tambahan atau pengurangan debit pada setiap penampang panjangnya. Volume air dalam sistem saluran tersebut dalam interval waktu tertentu adalah tetap. Dalam aliran tunak-berubah debitnya konstan disemua penampangnya. Jika aliran terdapat perubahan karena adanya penambahan dan pengurangan dalam sistem saluran maka 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).

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

Perencanaan teknis hidraulika khususnya aliran di saluran samping dapat didekati menggunakan persamaan momentum seperti berikut :



Gambar 2.7 Saluran Samping

Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Urugan (1999, p.20).

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g} \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_1(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \dots\dots\dots (2-11)$$

Atau,

$$\Delta y = \frac{Q_2}{g} \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(v_1 - v_2) + \frac{v_2(Q_1 - Q_2)}{Q_2} \right] \dots\dots\dots (2-12)$$

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)

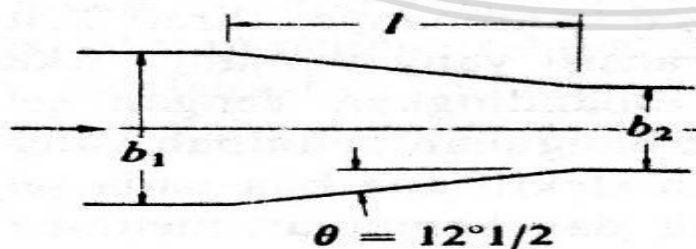
v_1 = kecepatan section n-1 (m/dt)

v_2 = kecepatan di section n (m/dt)

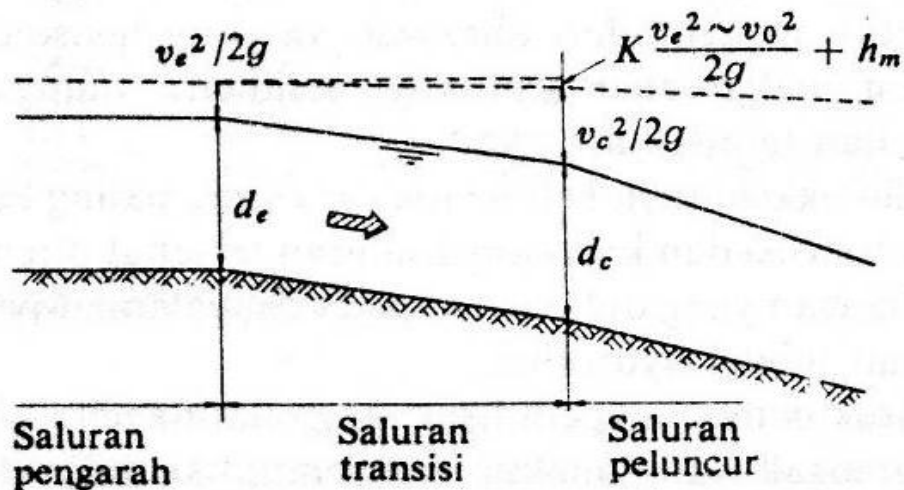
2.3. Saluran Transisi

Pada bangunan pelimpah sering terdapat fenomena ketidakrataan distribusi kecepatan. Sehingga sebelum saluran peluncur dibuat saluran transisi. Saluran transisi biasanya direncanakan agar debit banjir rancangan yang akan disalurkan tidak menimbulkan kecepatan yang tidak rata dan air terhenti yang akan menimbulkan aliran balik (*back water*) di bagian hilir saluran setelah pelimpah, sehingga dapat memberikan kondisi yang menguntungkan, baik di dalam 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 inklanasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur (Sumber: Sosrodarsono, 1989, p.203). Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, terkadang memaksakan pembuatan dinding saluran melebihi sudut inklanasi tersebut.



Gambar 2.8 Skema Penyempitan Dasar Saluran pada Saluran Transisi
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.203)



Gambar 2.9 Skema Aliran dalam Kondisi Terjadinya Aliran kritis di ujung saluran transisi
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.204).

Perhitungan hidraulika saluran transisi menggunakan persamaan energi dengan rumus sebagai berikut:

$$z_e + d_e + \frac{v_e^2}{2g} = z_c + d_c + \frac{v_c^2}{2g} + \frac{K(v_e^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \dots \dots \dots (2-13)$$

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.

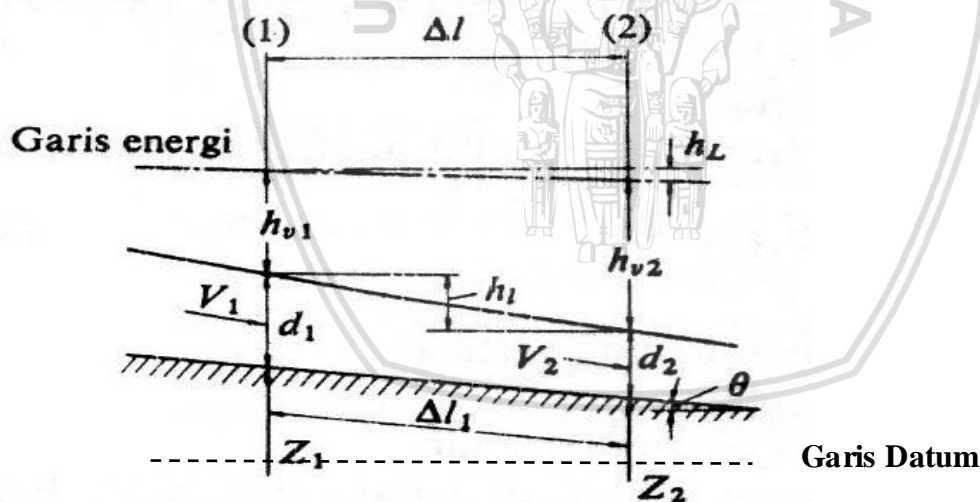
2.4. Saluran Peluncur

Dalam merencanakan saluran peluncur, harus memenuhi 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.

Guna memenuhi persyaratan tersebut, supaya diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

- Diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin.
- Penampang lintang saluran peluncur sebagai patokan supaya diambil bentuk persegi empat.
- 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.
- 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 2.10 Skema Penampang Memanjang Aliran pada Saluran Peluncur
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.208).

Seperti yang tertera pada Gambar 2.10, perhitungan profil muka air pada saluran peluncur dapat didekati dengan rumus kekekalan energi dalam aliran (persamaan Bernoulli), sebagai berikut :

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L + h_e \dots \dots \dots (2-14)$$

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 15ertical yang ditentukan akibat gesekan (m), dinyatakan dengan:

$$h_l = S_f \cdot \Delta l \quad ; \quad S_f = \frac{n^2 \cdot \bar{V}^2}{R^{4/3}} \dots \dots \dots (2-15)$$

h_e = kehilangan tinggi tekan akibat perubahan penampang (m)

$$h_e = K \cdot \left| \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right| \dots \dots \dots (2-16)$$

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

sehingga menjadi:

$$\frac{V_1^2}{2g} + d_1 + S_0 \cdot \Delta l = \frac{V_2^2}{2g} + d_2 + h_l \dots \dots \dots (2-17)$$

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 fenomena hidraulika yang harus diperhatikan dalam bangunan saluran peluncur. Apabila hal ini timbul, akan mengakibatkan ketidakrataan aliran sehingga gaya hidrodinamis yang ditimbulkan membahayakan stabilitas konstruksi. Selain itu akibat aliran yang tidak rata tersebut, kecepatan aliran di kaki saluran peluncur tidak merata sehingga mengurangi efektifitas peredaman.

Pada suatu saluran peluncur yang panjang terdapat bahaya ketidakstabilan dalam aliran yang disebut sebagai aliran getar (*pulsating flow*). Apabila panjang saluran tersebut lebih dari 30 meter, maka harus dikontrol dengan cara menghitung bilangan Vendernikov (\underline{V}) dan bilangan Montuori (\underline{M}).

- Bilangan Vendernikov (\underline{V})

$$\underline{V} = \frac{2bv}{3P \sqrt{gd \cos \theta}} \dots \dots \dots (2-18)$$

- Bilangan Montuori (\underline{M})

$$\underline{M}^2 = \frac{V^2}{gL \cos \theta} \dots \dots \dots (2-19)$$

Dalam hal ini :

b = lebar dasar saluran (m)

v = kecepatan aliran (m/dt)

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

P = keliling basah (m)

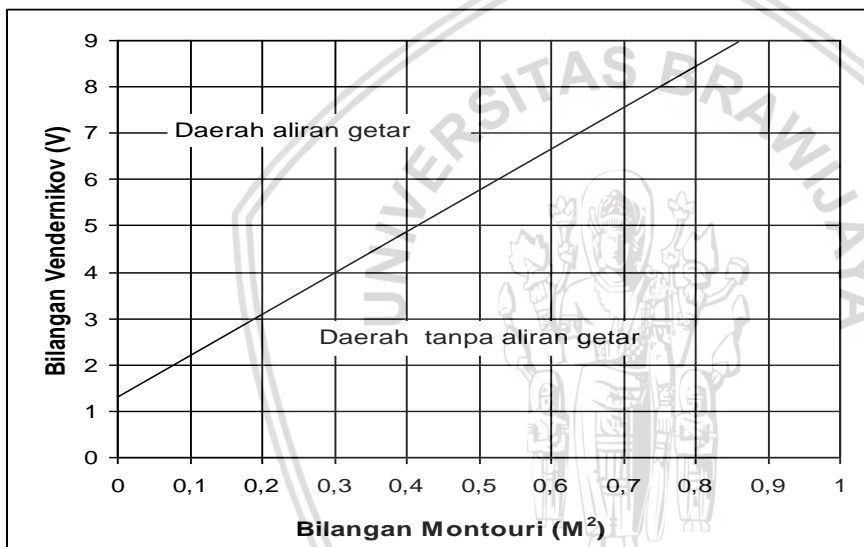
d = kedalaman hidraulik (m)

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

Θ = sudut gradien energi

L = panjang saluran (m)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada *Gambar 2.11* untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 2.11 Grafik Kriteria Aliran Getar

Sumber: Anonim (2010, p.159).

Adapun cara untuk mengurangi kemungkinan terjadinya aliran getar pada suatu saluran yang berpotensi untuk terjadi aliran getar, yaitu sebagai berikut:

1. Dengan merubah desain penampang saluran, yaitu mengurangi lebar saluran.
2. Memperlandai dasar saluran dengan mengurangi *slope*, 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

Fenomena aliran yang terjadi pada saluran peluncur adalah kecepatan aliran yang tinggi dengan kondisi pengaliran super kritis. Oleh karena itu sebelum aliran air dialirkan

ke sungai harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran subkritis agar tidak terjadi gerusan yang membahayakan geometri sungai pada bagian dasar dan tebing sungai. Rumus hidraulika yang digunakan sebagai dasar perencanaan peredam energi adalah berasal dari prinsip hukum kekekalan energi dengan fenomena gaya-gaya yang bekerja pada pias saluran untuk keadaan aliran yang mengalami perubahan dengan superkritis menjadi aliran subkritis.

Peredam energi mempunyai berbagai tipe, dan khusus untuk bendungan urugan biasanya digunakan tipe-tipe sebagai berikut:

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

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

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

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

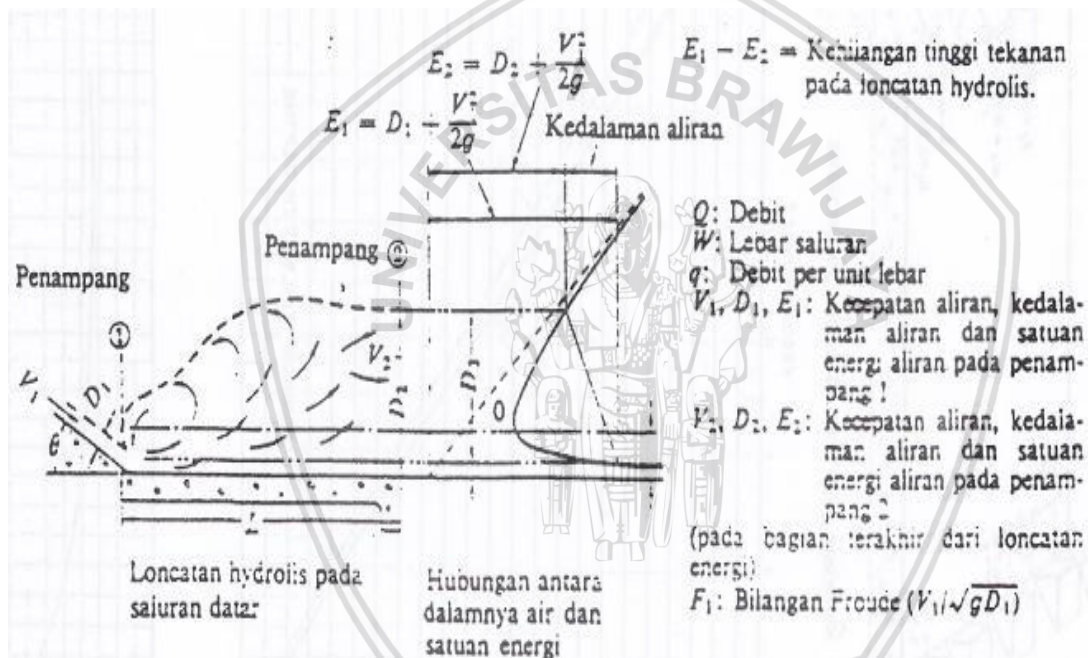
Peredam energi yang secara luas digunakan sebagai dasar perencanaan umumnya adalah peredam energi tipe “kolam olakan”, yang prinsip peredam energinya sebagian besar terjadi akibat gesekan atau benturan diantara molekul-molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut, oleh karenanya dinamakan peredam energi tipe kolam olakan atau disingkat dengan nama kolam olak. Kolam olakan datar mempunyai berbagai variasi yang dibedakan oleh rezim hidraulika alirannya dan kondisi konstruksinya, yaitu:

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

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



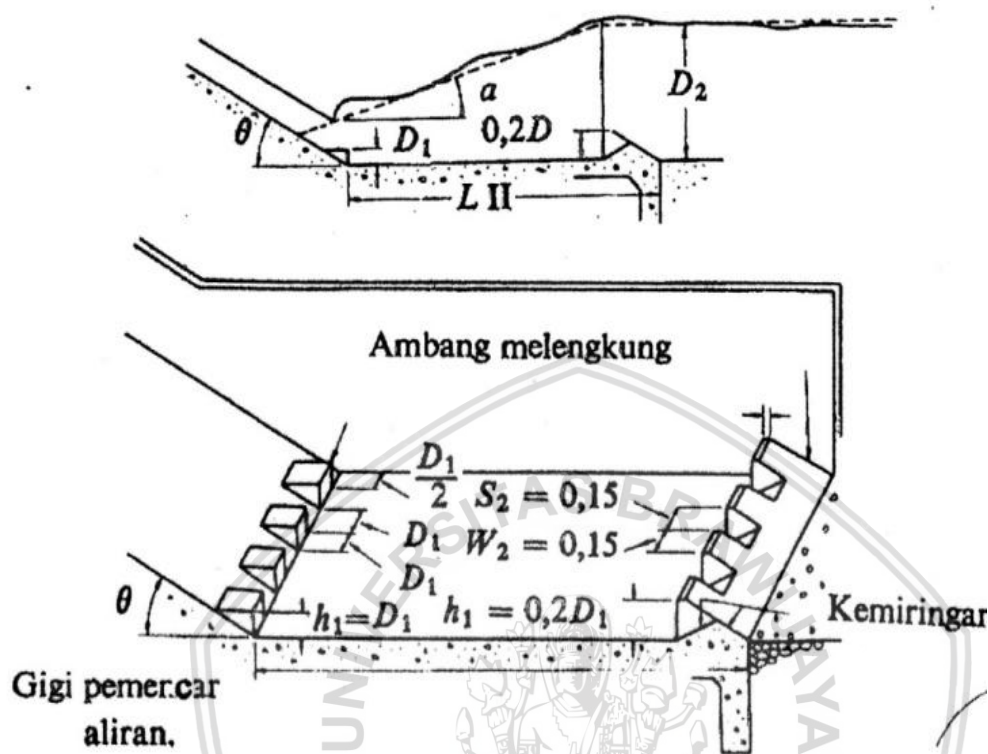
Gambar 2.12 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I
 Sumber: Sosrodarsono (1989, p.217).

2.5.1.2. Kolam Olakan Datar Tipe II

Kolam olakan tipe II ini dimana terjadinya peredam energi yang terkandung di dalam aliran adalah akibat gesekan di antara molekul-molekul air di dalam kolam dan dibantu oleh perlengkapan-perengkapan yang dibuat berupa gigi-gigi pemancar aliran di pinggir hilirnya. Gigi-gigi pemancar aliran berfungsi untuk lebih meningkatkan efektivitas peredaman, sedangkan ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis dalam kolam olakan tersebut. Kolam olakan datar tipe II secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

- 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 2.13 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II

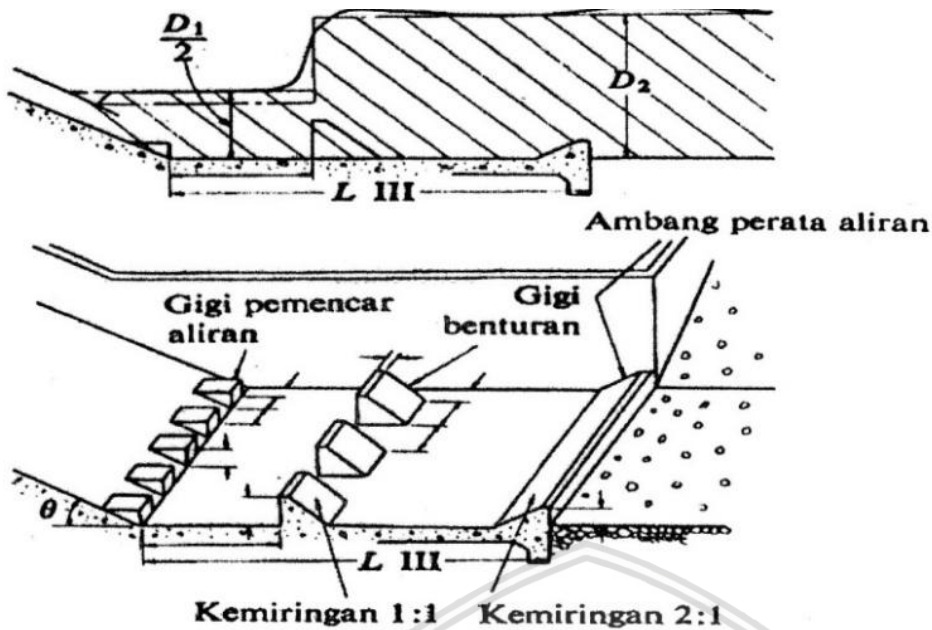
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.218).

2.5.1.3. Kolam Olakan Datar Tipe III

Pada dasarnya prinsip kerja dari kolam olakan tipe ini sangat mirip dengan sistem kerja dari kolam olakan tipe II akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatis yang rendah. Kolam olakan datar tipe III secara teoritis cocok untuk keadaan 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 $> 4,50$.

Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran di tepi udik dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada dasar kolam olakan. Kolam olakan ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah.

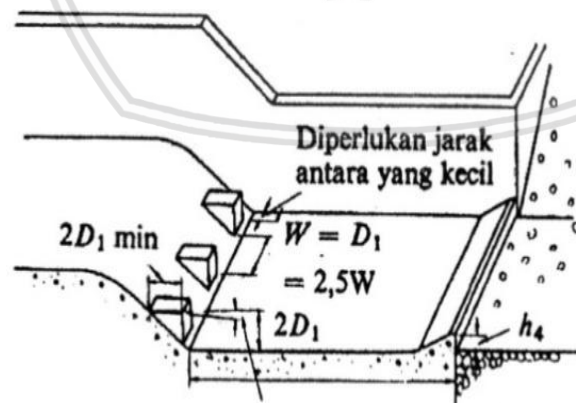


Gambar 2.14 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.218).

2.5.1.4. Kolam Olakan Datar Tipe IV

Kolam olakan tipe ini biasanya untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, biasanya kolam olakan ini digunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang rendah. Kolam olakan datar tipe IV secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

- 1) Aliran dengan tekanan hidrostatik 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 2.15 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.219)

2.5.1.5. Pengaturan Elevasi Dasar Peredam Energi

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

Bilangan Froude di akhir saluran peluncur:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} \dots\dots\dots (2-20)$$

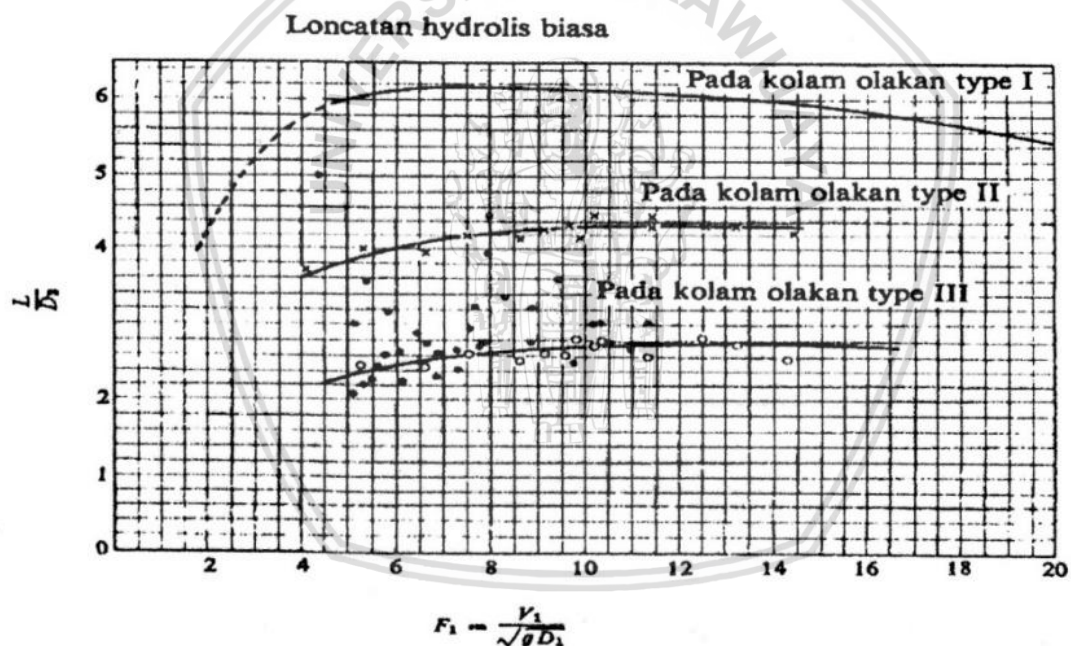
Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konjugasi)

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \dots\dots\dots (2-21)$$

Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan (Raju, 1986 : 194)

$$L = A (y_2 - y_1) \dots\dots\dots (2-22)$$

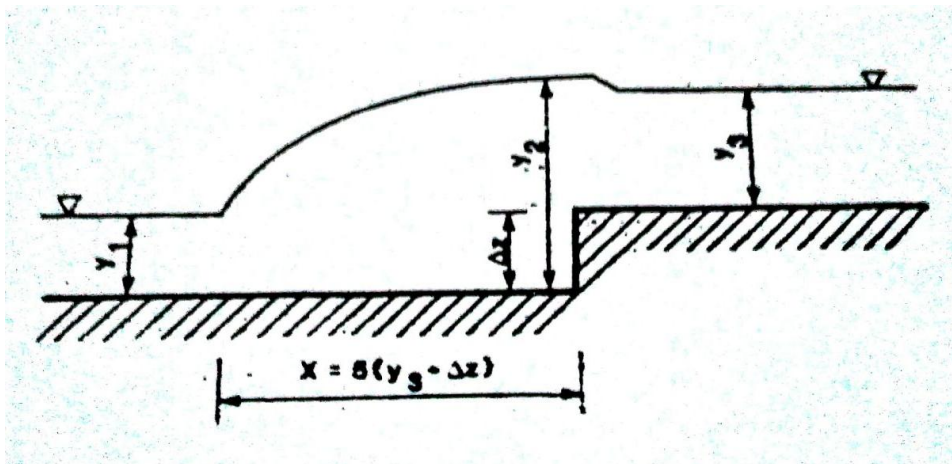
Dimana A bervariasi dari 5,0 sampai 6,9 , atau secara empirik dapat digunakan grafik pada Gambar 2.14. (Sosrodarsono, 1989, p.222).



Gambar 2.16 Grafik Hubungan Panjang Peredam Energi dan Bilangan Froude
 Sumber: Peterka (1984, p.3).

Dalam bentuk analitik Forster dan Skrinde (1950) membuat persamaan untuk perencanaan pengendalian loncatan hidrolis dengan kenaikan mendadak (abrupt rise) yang didasarkan pada persamaan momentum dan kontinuitas sebagai berikut (Subramanya, 1986, p.214)

$$\left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2 = 1 + 2F_1^2 \left(1 - \frac{y_1}{y_3}\right) + \frac{\Delta z}{y_1} \left(\frac{\Delta z}{y_1} - \sqrt{1 + 8F_1^2} + 1\right) \dots\dots\dots (2-23)$$



Gambar 2.17 Penurunan Dasar Peredam Energi

Sumber: Sumbramanya (1986, p.214).

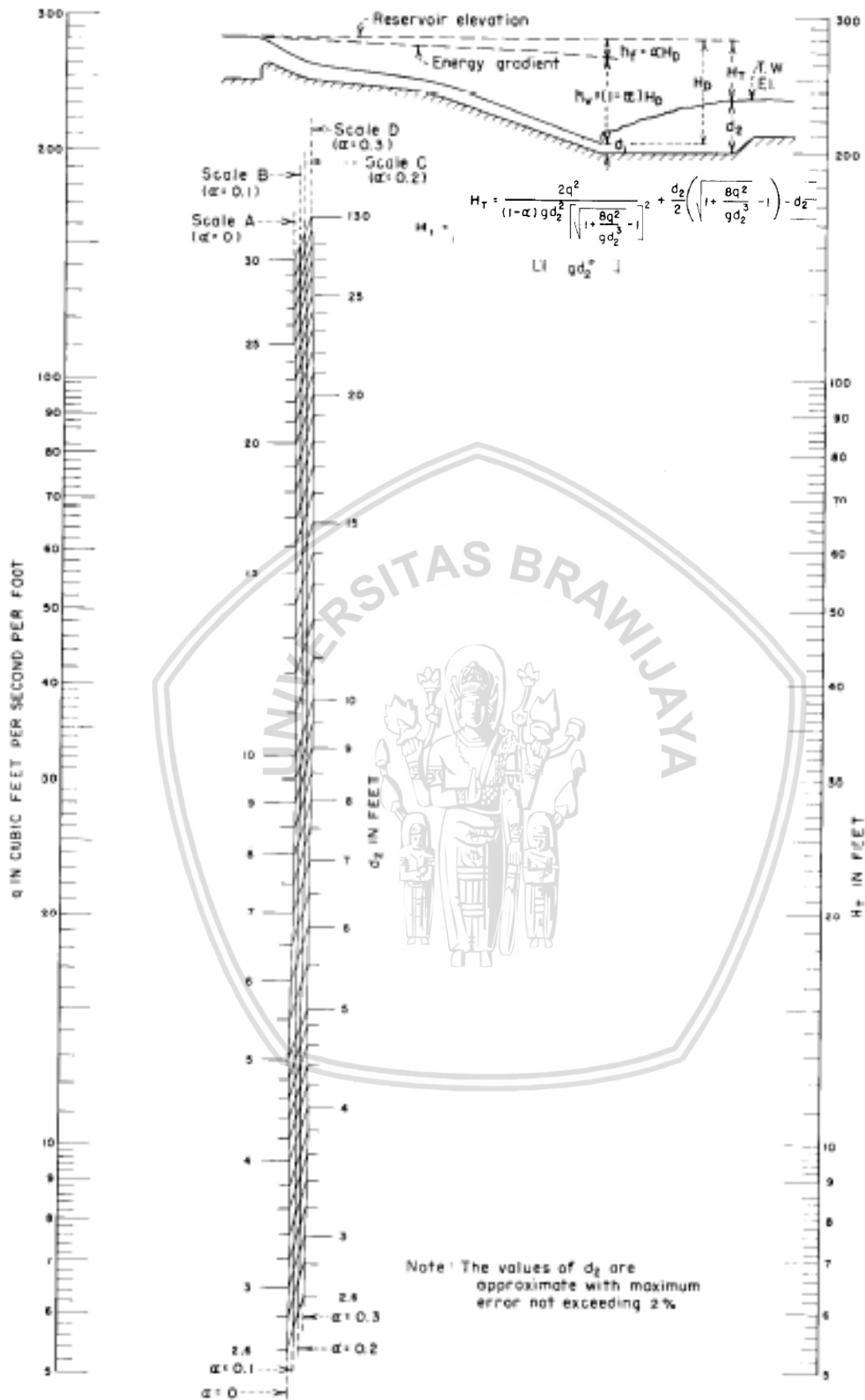
2.1.5.6. Penentuan Kedalaman Bak Peredam Energi

Dari Grafik Nomograf pada gambar 2.18. dapat menentukan perkiraan kedalaman bak peredam dalam berbagai macam lebar bak peredam dan beragam perbedaan tinggi reservoir dan muka air di hilir. Gambar menunjukkan untuk tidak ada kehilangan pada hulu sampai hilir, dan untuk kondisi 10,20 dan 10 persen kehilangan ditunjukkan masing-masing pada A, B, C dan D.

Kedalaman konjugasi yang dibutuhkan (d_2), tergantung pada energi spesifik yang ada pada awal peredam, pada saat energi spesifik diketahui, kehilangan karena kecepatan dapat diketahui, presentase kehilangan dapat ditentukan, maka perkiraan kedalaman konjugasi dapat dilihat pada nomograf.

Pada saat penentuan kedalaman peredam secara kasar diperlukan, maka pemilihan kehilangan untuk berbagai desain pelimpah secara umum sebagai berikut:

- Untuk desain pelimpah langsung (overflow spillway) dimana letak perdam lurus dengan puncak pelimpah, atau peluncur tidak lebih panjang dari *hydraulic head*, maka dianggap tidak ada kehilangan.
- Untuk desain pelimpah samping (side channel spillway) dimana panjang saluran samping antara satu sampai 5 kalinya *hydraulic head*, maka kehilangan dianggap 10 persen.
- Untuk desain pelimpah dimana panjang salurannya lebih dari lima kalinya *hydraulic head*, maka kehilangan dianggap 20 persen (Small Dam, 1987, p.396).

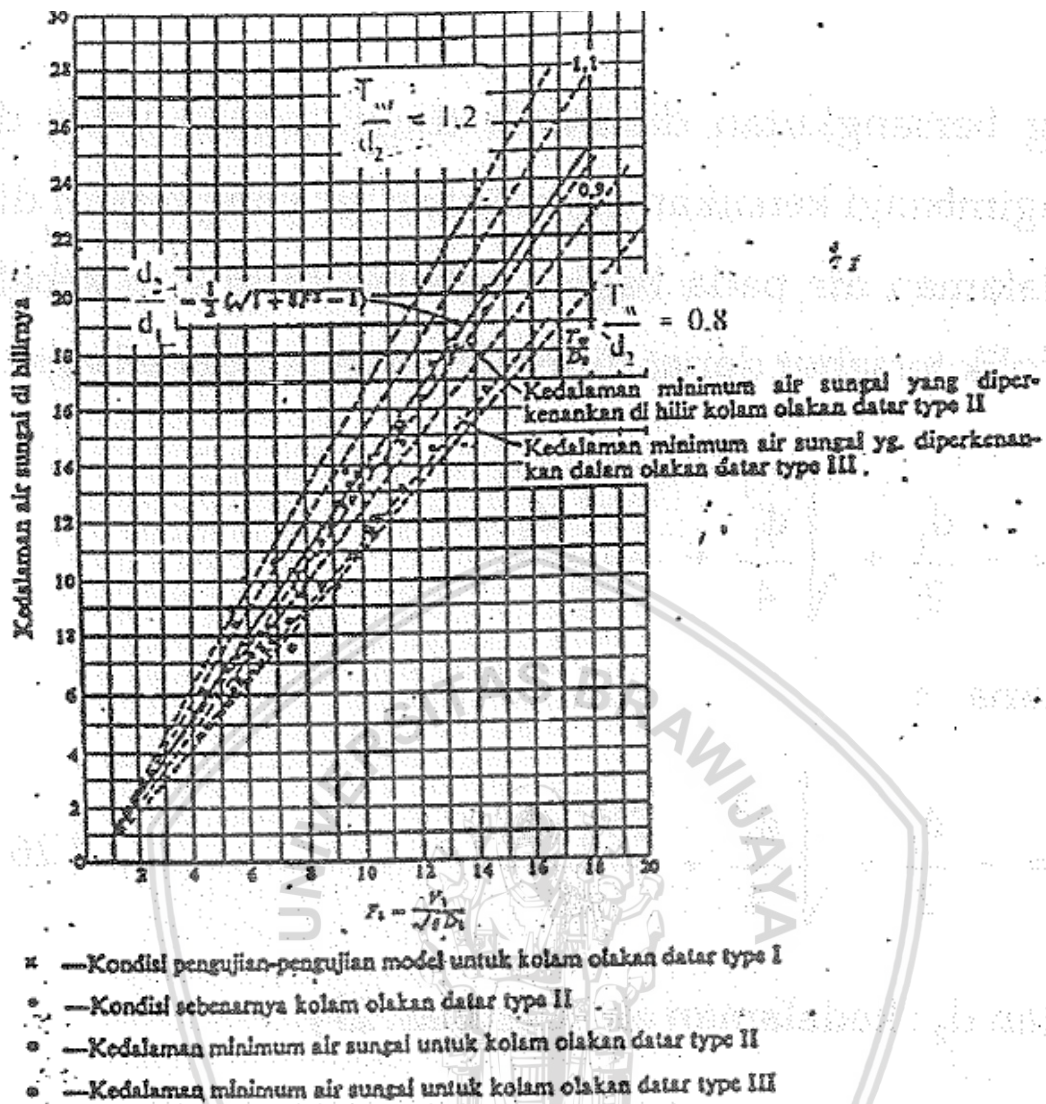


Gambar 2.18 Grafik hubungan kedalaman *stilling basin* dan *hydraulic head* untuk bermacam tinggi kehilangan
 Sumber: Small Dam (1987,p.396)



Apabila kedalaman air pada loncatan hidrolis lebih tinggi dari kedalaman air di sebelah hilirnya, seperti dalam kolam olak tipe I dan IV, maka titik permulaan dari loncatan hidrolis tersebut akan bergeser ke hilir menjauhi tepi hulu dasar kolam dan dengan demikian kolam olak tersebut harus dibuat lebih panjang. Akan tetapi pembuatan ambang dengan tinggi tertentu pada tepi hilir kolam, mengakibatkan permukaan air di hilir loncatan hidrolis dapat dinaikan dan titik permulaan loncatan hidrolisnya akan bergeser ke hulu, sehingga pembuatan kolam olakan dengan panjang yang berlebihan dapat dihindarkan. (kolam olak tipe II dan III)

Pada hakekatnya hubungan bilangan Froude dan harga d_2/d_1 bukanlah merupakan patokan yang mengikat dan diperlukan penyelesaian seperti halnya pada kolam olak datar tipe I dan IV. Penurunan elevasi permukaan air, sebesar 10% di hilirnya, masih dapat memberikan kondisi kerja yang baik bagi kolam olak tipe-tipe tersebut. Untuk tipe II akan lebih baik lagi kondisi alirannya, apabila kedalaman dasar kolam dapat dinaikan 5%. Selanjutnya kenaikan elevasi permukaan air di sebelah hilir sebesar 3-10% akan memberikan kondisi aliran yang lebih baik pada kolam olakan tipe IV. Selanjutnya semakin rendah bilangan Froude suatu aliran, maka loncatan hidrolisnya semakin sensitive terhadap fluktuasi elevasi permukaan hilirnya, dimana hanya dengan penurunannya yang kecil saja sudah dapat mengakibatkan pergeseran posisi loncatan hidrolis yang begitu jauh, dan unguin dapat terjadi di luar kolam olak. Namun kenaikan elevasi permukaan hilir sebesar 10% sudah mampu mengembalikan loncatan hidrolis pada posisi yang diharapkan. (Panduan Perencanaan Bendungan Urugan, 1999, p.55)

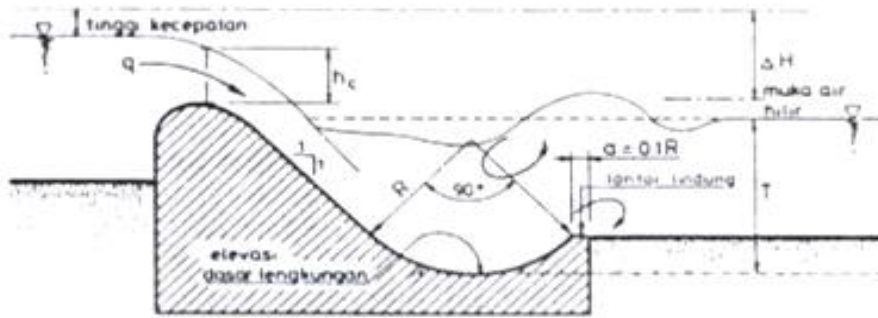


Gambar 2.19. Kedalaman minimum air sungai di hilir Kolam olak tipe I, II dan III
 Sumber : Panduan Perencanaan Bendungan Urugan (1999, p.56)

2.5.2. Peredam Energi Tipe Kolam/Bak Tenggelam

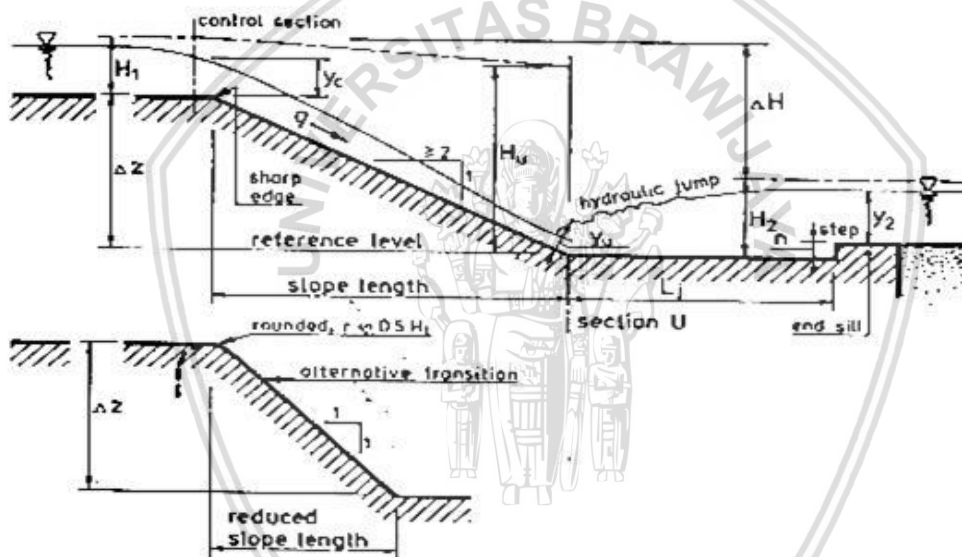
Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan pada bendung-bendung rendah dan untuk bilangan *Froude* rendah. Kondisi dasar sungai dan tipe sedimen yang diangkut memainkan peranan penting dalam pemilihan kolam olak sebagai berikut:

1. Bendung di sungai yang mengangkat bongkahan atau batu-batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam olak tipe bak tenggelam yang relatif pendek tetapi dalam, seperti Gambar 2.19. Tipe bak tenggelam tersebut juga digunakan jika kedalaman konjugasi hilir dari loncatan air terlalu tinggi dibanding kedalaman normal hilir, dan angka *Froude* rendah.



Gambar 2.20 Peredam Energi Tipe Kolam / Bak Tenggelam
Sumber: Sosrodarsono (2002, p.219).

2. Bendung di sungai yang mengangkut batu-batu besar, tetapi sungai itu mengandung bahan aluvial, dengan dasar tahan gerusan, akan menggunakan kolam loncat air tanpa blok-blok halang seperti Gambar 2.20.



Gambar 2.21 Gambar Kolam Loncat Air Tanpa Blok Halang
Sumber: Sosrodarsono (2002, p.219)

Berdasarkan bilangan *Froude*, kolam olak dapat juga di buat pengelompokan sebagai berikut:

1. Untuk $Fr_u \leq 1,7$ tidak diperlukan kolam olak pada saluran tanah, bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi dan saluran pasangan batu atau beton tidak memerlukan perlindungan khusus.
2. Jika $2,5 \leq Fr_u \leq 4,5$ maka akan timbul situasi paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat. Loncatan air tidak terbentuk dengan baik dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Cara mengatasinya adalah mengusahakan agar kolam olak dengan bilangan *Froude* ini mampu menimbulkan olakan (turbulensi)

yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah intensitas pusaran dengan pemasangan blok pada kolam.

3. Jika $Fr_u \geq 4,5$ merupakan kolam yang paling ekonomis, karena kola mini pendek. Dengan loncatan air yang sama, tangga di bagian ujungnya akan jauh lebih panjang dan mungkin harus digunakan dengan pasangan batu.

Terlepas dari kondisi hidrolis, bilangan *Froude* dan kedalaman air hilir, berdasarkan kondisi dasar sungai dan tipe sedimen, maka kolam olak ditentukan sebagai berikut:

1. Bendung di sungai yang mengangkut bongkah batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam olak tipe bak tenggelam (*sub merged bucket*).
2. Bendung di sungai yang mengangkut batu besar, tetapi sungai itu mengandung bahan aluvial, dengan dasar tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam loncat air tanpa blok halang atau tipe bak tenggelam.
3. Bendung di sungai yang hanya mengangkut bahan sedimen halus dapat direncanakan dengan kolam loncat air yang diperpendek dengan menggunakan blok halang.

2.6. Kavitasasi

Bila suatu cairan mengalir ke dalam suatu daerah yang tekanannya adalah sama dengan tekanannya sama dengan tekanan uap pada temperatur tersebut, yang merupakan titik awal terjadinya kavitasasi.

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. Kekuatan dorong yang terjadi akibat keadaan tersebut pada umumnya berakibat pada tekanan setempat yang sangat tinggi, yang menyebabkan permukaan yang padat menjadi berlubang dan rusak, gejala tersebut dikenal dengan kavitasasi (Dake, 1983, p.196).

Dalam pengertian lain, kavitasasi adalah 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. Proses ini menimbulkan gelembung-gelembung uap air yang dapat menimbulkan erosi pada konstruksi (Patty, 1995, p.99).

Pengaruh kavitasasi yang paling menonjol adalah di 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 Kavitasasi

Salah satu cara untuk mencegah kavitasasi adalah dengan menghilangkan sumber dari penurunan tekanan tersebut. Desain formasi dasar dapat pula digunakan untuk mengurangi penurunan tekanan yang terjadi. Mengurangi kecepatan aliran juga merupakan salah satu cara untuk mengurangi tingkat kavitasasi. Ada beberapa cara untuk menghindari gejala kavitasasi antara lain:

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

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

2.6.2 Indeks Kavitasasi

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasasi (*dynamic pressure*) disebut "indeks kavitasasi" (Roberson.dkk, 1998:386). Perhitungan kavitasasi dengan persamaan berikut :

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \dots\dots\dots (2-24)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \dots\dots\dots (2-25)$$

Dengan:

σ = indeks kavitasasi

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/m³)

V_o = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitas

σ_1 = angka batas kavitas

Kriteria timbulnya kavitas ditentukan dengan syarat :

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

Untuk menghitung besarnya angka kavitas, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu 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 (p) 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: Falvey (1990, p.3).

2.7. Aerator

Kavitas adalah masalah yang harus dihilangkan pada saluran karena dalam jangka waktu yang lama kavitas dapat menyebabkan kerusakan yang dapat membahayakan konstruksi pelimpah.

Aerator telah digunakan di berbagai bendungan di dunia dan telah berhasil mengurangi kerusakan yang terjadi akibat kavitasi. Berbagai macam teori telah dikembangkan, tetapi perencanaan aerator tetap merupakan suatu seni (Falvey, 1990, p.59).

Berbagai macam tipe aerator, yaitu:

1. *Deflector* (aerator tipe menyimpang)

Aerator tipe ini bertujuan untuk menaikkan aliran dari dasar saluran sehingga udara dapat masuk di bawah permukaan aliran dengan tidak menggunakan piranti mekanik, seperti pompa udara. Jadi pada saat air mengalir di atas aerator, maka terjadi loncatan dan udara akan mengisi aliran air tersebut (Falvey, 1990, p.60).

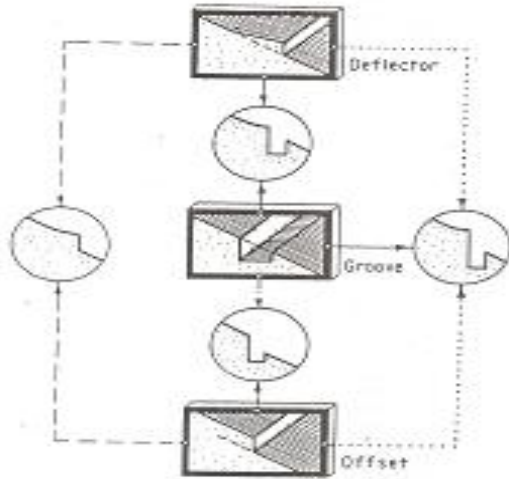
2. *Groove, slots* atau air ducts (aerator tipe alur)

Aerator tipe ini berfungsi untuk mendistribusikan udara secara melebar pada saluran, pada perencanaannya dapat diberikan tambahan ventilasi udara pada samping kiri dan kanan dinding. Adanya ventilasi atau saluran udara ini berfungsi untuk mengurangi kecepatan yang lewat di saluran. Tetapi apabila lebar dari saluran terlalu sempit, maka pada kecepatan yang tinggi, air akan masuk ke dalam saluran udara tersebut. Hal ini menyebabkan kurang cukupnya udara untuk melindungi dasar saluran peluncur (Falvey, 1990, p.63).

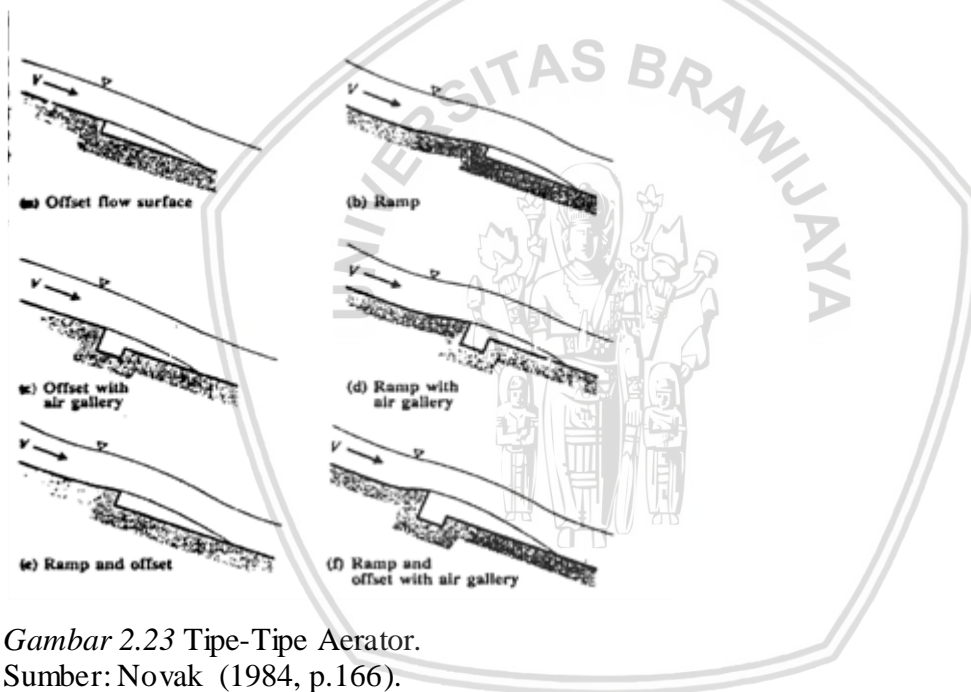
3. *Offset* (aerator tipe ordinat)

Aerator tipe ini digunakan pada kemiringan saluran yang kecil untuk menghindari tenggelamnya aerator dari aliran hilirnya. Dalam studinya, Beichley (1973) menyebutkan bahwa dalam perencanaan aerator tipe ini apabila pada hilir saluran berupa saluran mendatar, maka penentuan ordinatnya sebaiknya $1/6$ dari lebar yang lewat. Beichley (1973) menyimpulkan bahwa aliran akan tidak sepenuhnya teraerasi untuk bilangan Froude kurang dari 3,3 (Falvey, 1990, p.67).

Ketiga tipe di atas dapat dikombinasikan untuk mendapatkan hasil yang lebih maksimal. Untuk memperjelas uraian di atas, dapat dilihat pada gambar berikut:



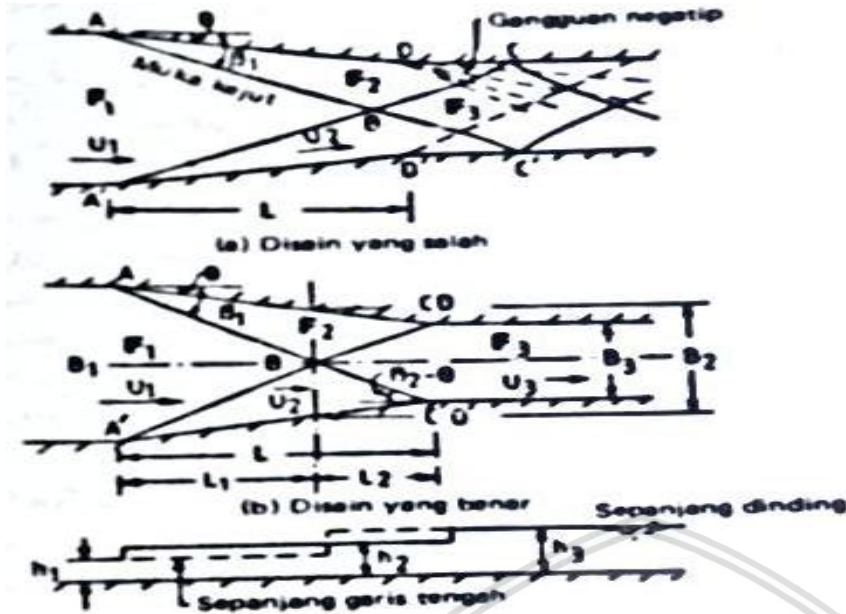
Gambar 2.22 Jenis Aerator.
Sumber: Falvey (1990, p.60).



Gambar 2.23 Tipe-Tipe Aerator.
Sumber: Novak (1984, p.166).

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, 1985:444). Pada saluran tak-prismatik, aliran silang sangat rentan terjadi, contohnya pada peralihan mendadak berupa penyempitan.



Gambar 2.24 Susunan Gelombang dalam Kontraksi Dinding Lurus
 Sumber: Raju (1986, p.285).

Untuk aliran superkritis yang masuk melewati kontraksi lurus (Gambar 2.24), 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 2.24. Dari hubungan geometri besarnya panjang kontraksi adalah: (Chow, 1985, p.464).

$$L = \frac{B_1 - B_2}{2 \tan \theta} \dots\dots\dots (2-26)$$

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 berbagai alternatif sebagai berikut:

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

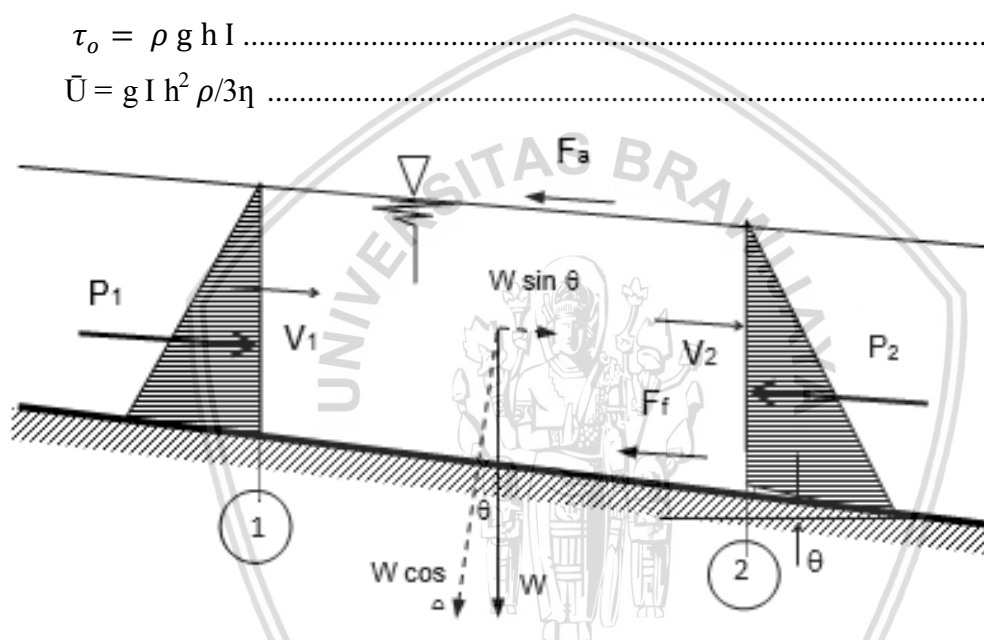
2.9. Gerusan Lokal

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 :

$$\tau_o = \rho g h I \dots\dots\dots (2-27)$$

$$\bar{U} = g I h^2 \rho / 3\eta \dots\dots\dots (2-28)$$



Gambar 2.25 Prinsip Persamaan Momentum
 Sumber: Anonim (2015, p.17).

Perbandingan dari pertambahan momentum ditandai dengan β yang dinamakan faktor koreksi momentum yaitu:

$$\beta = \frac{1}{A} \int_0^A \left(\frac{u}{U}\right)^2 dA \dots\dots\dots (2-29)$$

Dan untuk aliran dua-dimensi

$$\beta = \frac{1}{h} \int_0^h \left(\frac{u}{U}\right)^2 dy \dots\dots\dots (2-30)$$

Kedua persamaan diatas dapat diintegalkan dan didistribusi kecepatan yang diketahui dan β dievaluasi, oleh karena itu pertambahan momentum dapat dihitung dari kecepatan rata-rata yang diketahui sebagai $\beta\rho U^2 A$. Dengan demikian persamaan momentum dapat ditulis dalam bentuk yang telah dirubah.

$$\Sigma F = \beta\rho_2 QU_2 - \beta\rho_1 QU_1 \dots\dots\dots (2-31)$$

Dalam aliran turbulen α dan β berturut-turut adalah sekitar 1,10 dan 1,05 (atau bahkan lebih kecil) dan adalah hal yang lazim untuk diandaikan bahwa hal ini digabungkan dalam sebagian besar masalah (Raju, 1986, p.14)

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

$$P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_a - \tau_o p L = \beta \cdot \rho \cdot Q (V_1 - V_2) \dots \dots \dots (2-32)$$

Dengan :

P_1 = tekanan pada section 1 (kN/m)

P_2 = tekanan pada section 2 (kN/m)

W = berat air (kN/m)

F_a = gesekan akibat tekanan atmosfer (kN/m) ($20^\circ\text{C} = 0,000074 \text{ kg/cm}$)

β = koefisien momentum

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)

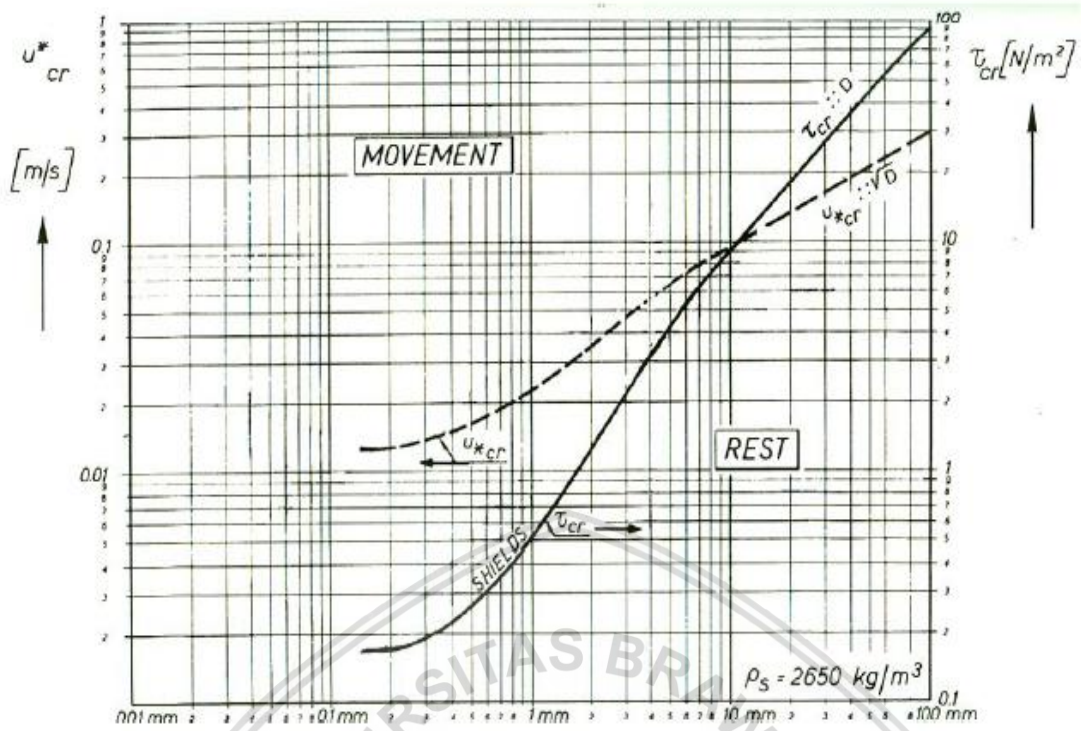
h = kedalaman air (m)

I = kemiringan saluran

\bar{U} = kecepatan rata-rata (m/s)

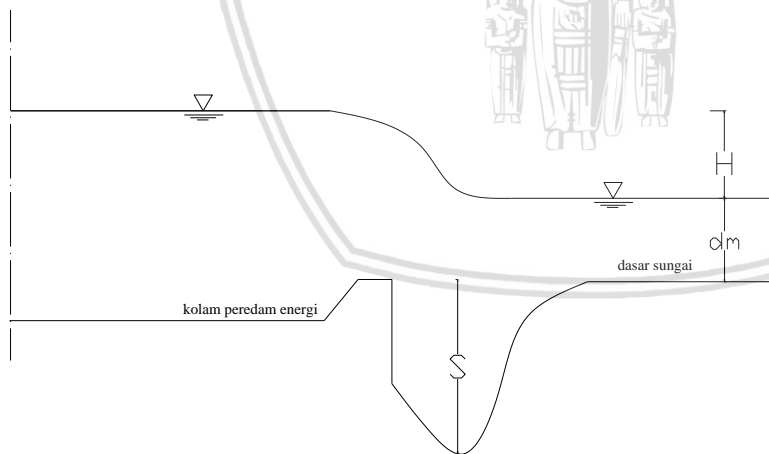
Selanjutnya τ_o dibandingkan dengan τ_{cr} yang didapat dari grafik shield dan metode isbach. Jika $\tau_o < \tau_{cr}$ maka butiran dasar tidak bergerak. Sebaliknya jika $\tau_o > \tau_{cr}$, maka butiran dasar bergerak. Nilai τ_{cr} dapat dilihat pada grafik shield berikut.





Gambar 2.26 Grafik Shield
 Sumber: Ven Te Chow (1985)

Perhitungan empirik gerusan setempat dapat menggunakan pendekatan rumus sebagai berikut :



Gambar 2.27 Sketsa Deskripsi Gerusan Lokal di Hilir Bangunan Apron
 Sumber: Priyantoro (1987)

• Rumus Schoklitsch.

$$S = \frac{K \cdot H^{0.2} \cdot q^{0.57}}{D_{90}^{0.32}} - d_m \dots \dots \dots (2-33)$$

Dengan:

S = kedalaman lubang gerusan (m)



H = jarak vertical antara garis energi dan dasar pada peredam energi (m)

D_{90} = ukuran butir dimana 90% material tertahan (mm)

q = debit per satuan lebar ($m^3/dt/m$)

dm = kedalaman air di hilir bangunan (m)

•Rumus Jager

$$S = 6H^{0.25} q^{0.5} (dm/D_{90})^{1/3} - dm \dots \dots \dots (2-34)$$

dengan :

S = kedalaman lubang gerusan (m)

q = debit per satuan lebar ($m^3/dt/m$)

dm = tinggi air di hilir (m)

D_{90} = ukuran butir dimana 90% material tertahan (mm)

•Rumus Veronise

$$S = 6H^{0.25} q^{0.5} (dm/D_{90})^{1/3} - dm \dots \dots \dots (2-35)$$

dengan :

S = kedalaman gerusan (*local scouring*) yang terjadi di hilir bangunan

H_e = jarak vertical antara muka air hulu dengan permukaan air di hilir bangunan

ditambah garis energy $H + \frac{v^2}{2g}$ (m)

q = debit per satuan lebar ($m^3/detik.m$)

dm = kedalaman aliran di hilir bangunan (m)

2.10. Ambang Dasar (*Groundsill*)

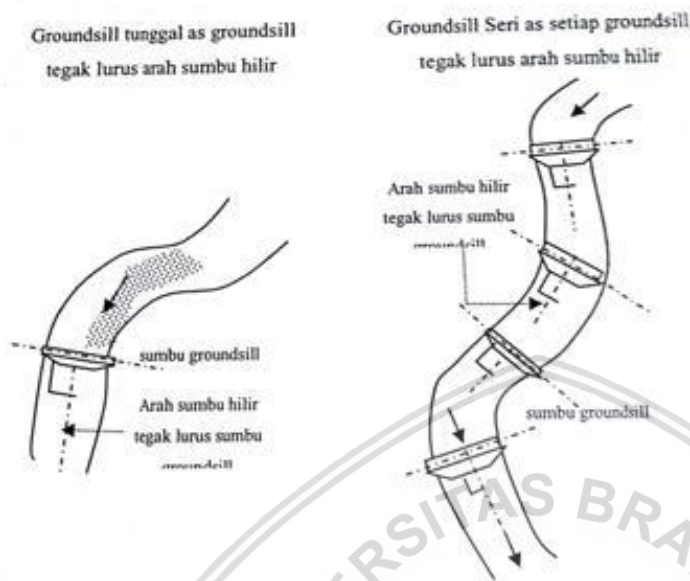
Ambang atau drempel (*ground sill*) yang dibangun menyilang sungai untuk menjaga agar dasar sungai tidak turun terlalu berlebihan (Sosrodarsono, 1985, p.186).

Terjun yang melimpas mercu biasanya merupakan terjun sempurna dan peluap bebas yang akan menggerus pondasi dam pada bagian yang tertekan oleh tekanan air. Selain itu, terjunan yang mengantam dasar sungai mengalir sangat cepat, sehingga penurunan dasar sungai akan timbul sampai di tempat dimana aliran kembali pada keadaan semula. Untuk mengatasi kerusakan pada pondasi dan dasar sungai di hilir, pelu dibangun sub dam (Volcanic Sabo Technical Centre, 1985, p.34).

Kondisi yang menentukan pemilihan lokasi *groundsill* antara lain adalah,

- 1) Ditempatkan di lokasi dimana diperkirakan dasar sungai akan mengalami penurunan.
- 2) Di sekitar hilir titik pertemuan dua sungai.
- 3) Disebelah hilir bangunan sungai lainnya yang harus dilindungi bagian pondasinya dari ancaman gerusan.

- 4) Di sebelah hilir alur sungai yang mengalami runtuh atau terjadi pergerakan tanah. Selain itu bangunan ground sill juga sesuai untuk ditempatkan di hilir tikungan sungai atau untuk mengatur dan menstabilkan alur sungai.



Gambar 2.28 Arah Sumbu Groundsill terhadap Arah Hilir Sumbu Sungai
Sumber: Desain Sabo (2012, p.91).

2.11. Skala Model dan Konstruksi Model

Definisi dari skala model adalah ratio antara nilai masing-masing parameter yang ada di prototipe dengan nilai masing-masing parameter yang ada di model. Prinsip pembuatan skala adalah membentuk kembali masalah yang ada di prototipe dengan suatu angka perbandingan. Sehingga kejadian (fenomena) yang ada di model sebangun dengan kondisi di prototipe.

Ada 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 adalah skala yang dipakai dalam pembuatan model dimana perbandingan skala mendatar dan skala tegak adalah sama. Sedangkan skala model yang tidak sama adalah perbandingan antara skala mendatar dan skala tegak yang tidak sama.

Hubungan skala (*scale relations*) yang digunakan untuk pembuatan/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 *roughness 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, disebut juga dengan sebangun bentuk. Yaitu perbandingan antara ukuran analog prototipe dengan model harus sama besarnya. Perbandingan yang digunakan adalah Panjang, Luas dan Volume.

$$L_r = \frac{\text{ukuran di prototipe}}{\text{ukurandi madel}} = \frac{L_p}{L_m} \dots\dots\dots (2-36)$$

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

Skala panjang

$$\frac{(L_1)_p}{(L_1)_m} = \frac{(L_2)_p}{(L_2)_m} = L_r \dots\dots\dots (2-37)$$

Skala luas

$$\frac{(A_1)_p}{(A_1)_m} = \frac{(L_2^2)_p}{(L_2^2)_m} = L_r^2 \dots\dots\dots (2-38)$$

Skala volume

$$\frac{(V_1)_p}{(V_1)_m} = \frac{(L_2^3)_p}{(L_2^3)_m} = L_r^3 \dots\dots\dots (2-39)$$

Sebangun geometrik 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, yaitu sebangun gerakan. Perbandingan yang digunakan adalah Waktu, Kecepatan dan Debit.

Skala kecepatan

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{L_p / t_p}{L_m / t_m} = \frac{L_r}{t_r} \dots\dots\dots (2-39)$$

Skala percepatan

$$\frac{a_p}{a_m} = \frac{L_p/t_p^2}{L_m/t_m^2} = \frac{L_r}{t_r^2} \dots\dots\dots (2-40)$$

Skala debit

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{L_p^3/t_p}{L_m^3/t_m} = \frac{L_r^3}{t_r} \dots\dots\dots (2-41)$$

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.

$$n_F = \frac{(F_1)_p}{(F_1)_m} = \frac{(F_2)_p}{(F_2)_m} \dots\dots\dots (2-42)$$

Apabila hubungan antar skala dan kesebangunan telah dipenuhi, maka tingkat ketelitian perlu diperhatikan sehubungan dengan besarnya nilai skala yang digunakan. Skala model yang digunakan dalam pengujian ini didasarkan pada beberapa pertimbangan 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

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

$$H_e = H - k_h \dots\dots\dots (2-43)$$

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:

$$q_l = C \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (2-44)$$

$$q_l = C \cdot H_e^{3/2} \dots\dots\dots (2-45)$$

Penyelesaian persamaan (2-44) dan (2-45) berdasarkan kontinuitas aliran menghasilkan:

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2} \dots\dots\dots (2-46)$$

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

2.12. Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (*Undistorted*)

2.12.1. Kecepatan Aliran (*nv*)

Untuk suatu bangunan hidraulika berupa pelimpah, dimana gaya gravitasi merupakan faktor yang dominan, maka yang menentukan keadaan aliran adalah bilangan *Froude* (Triatmodjo, 2008, p.179):

$$F_r = \frac{v}{(g h)^{1/2}} \dots\dots\dots (2-47)$$

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 :

$$V_r = H_r^{1/2} \dots\dots\dots (2-47)$$

2.12.2. Waktu Aliran (*nt*)

Waktu yang ditempuh oleh suatu partikel zat cair dengan gerak beraturan adalah:

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

Untuk model skala distorsi, diperoleh:

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

$$t_r = L_r \cdot (H_r)^{-1/2} \dots\dots\dots (2-48)$$

2.12.3. Debit Aliran (nQ)

Rumus kontinuitas aliran : $Q = v \cdot A$, dengan $A =$ luas penampang basah ($A=L \cdot h$).

Dengan memperhatikan hubungan :

$$Q_r = v_r \cdot A_r$$

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

$$A_r = L_r \cdot H_r$$

maka untuk model skala distorsi diperoleh :

$$Q_r = L_r \cdot (H_r)^{3/2} \dots\dots\dots (2-49)$$

2.12.4. Koefisien Chezy dan Manning

2.12.4.1. Koefisien Chezy

Untuk suatu penampang yang lebar: $v = C (h \cdot I)^{1/2}$ (Triatmodjo, 1996, p.180),

maka:

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

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

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

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

$$n_c = 1 \dots\dots\dots (2-50)$$

2.12.4.2 Koefisien Manning

Rumus Manning pada saluran dengan penampang lebar adalah (Triatmodjo, 1996, p.180):

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

$$n_I = n_A / n_L = n_L$$

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

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

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

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

$$n_n = n_L^{1/6} \dots\dots\dots (2-51)$$

2.13. Kesalahan Model Test

Hasil dari model fisik hidraulik yang diperoleh dari suatu pengukuran mempunyai dua macam kesalahan yaitu (Yuwono, 1996, p.25) :

- a. Kesalahan sistematis (*systematical errors*)
- b. Kesalahan stokastik (*stochastical errors*)

Kesalahan sistematis dapat diperkecil dengan cara melakukan kalibrasi peralatan sebelum digunakan. Sedangkan kesalahan stokastik besarnya sangat tergantung dengan

peralatan yang dipakai. Kesalahan biasanya diwujudkan dalam bentuk prosentase (%) dari hasil pengukuran. Untuk mengurangi kesalahan ini perlu dilakukan pemilihan alat atau instrumen yang sesuai pada percobaan yang sedang dilakukan. Dalam menganalisis perambatan kesalahan pada suatu peralatan ke hasil penelitian dapat dilakukan analisis statistik yaitu menggunakan metode *quadratic error propagation*.

Kesalahan tersebut utamanya diakibatkan oleh instrumentasi yang digunakan untuk memproses analisa kesalahan ini dipergunakan cara statistik yaitu dengan persamaan:

$$z = f(x,y) \dots\dots\dots (2-52)$$

Dengan:

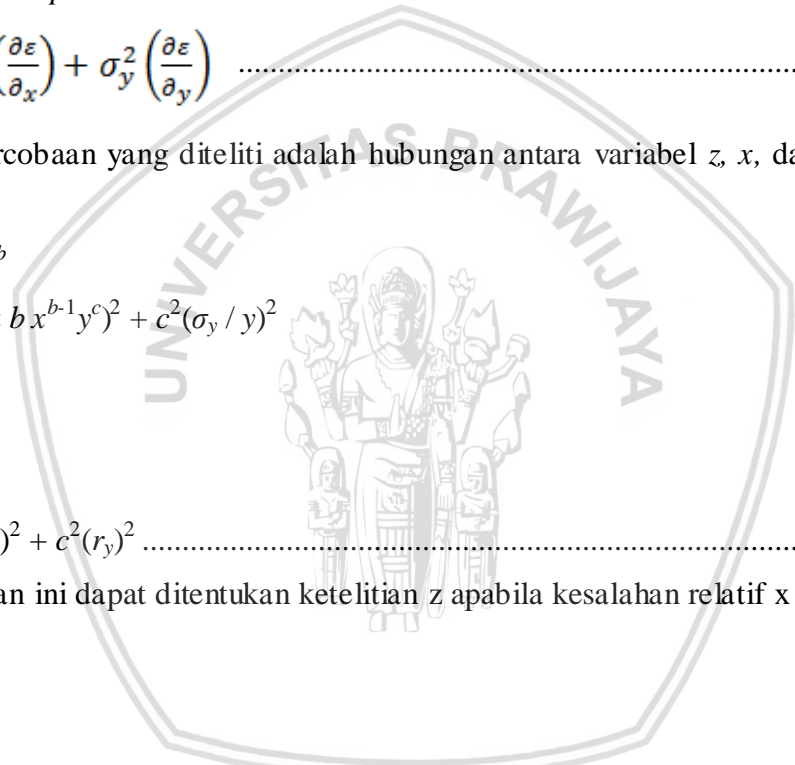
x,y = *stochastic independent variable and normal distribution*

$$\sigma_z^2 = \sigma_x^2 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right)^2 + \sigma_y^2 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right)^2 \dots\dots\dots (2-53)$$

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

$$\begin{aligned} Z &= a x^b y^c \\ \sigma_z^2 &= \sigma_x^2 (a b x^{b-1} y^c)^2 + c^2 (\sigma_y / y)^2 \\ r_z &= \sigma_z / z \\ r_x &= \sigma_x / x \\ r_y &= \sigma_y / y \\ (r_z)^2 &= b^2 (r_x)^2 + c^2 (r_y)^2 \dots\dots\dots (2-54) \end{aligned}$$

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



BAB III METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Fasilitas Pengujian

Untuk mendukung pelaksanaan penelitian uji model fisik hidrolika Bendungan Temef Kabupaten Timor Tengah Selatan Provinsi Nusa Tenggara Timur ini digunakan fasilitas Laboratorium Hidrolika Terapan 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 30 l/dt.
2. Kolam penampung air sebagai sistem distribusi air di model sebagaimana disajikan pada *Gambar 3.3* (Denah Laboratorium Hidrolika Terapan). Bangunan ukur debit Rechbox *fiberglass/acrylic* tebal 5 mm 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 Temef
6. Besar dan dimensi bangunan sesuai dengan hasil *Final Design Model Fisik* Bendungan Temef dengan skala 1:65 sesuai Tabel 3.1.

Tabel 3.1
Konversi Dimensi dari Prototipe ke Model

Deskripsi	Prototipe (m)	Rasio	Model (cm)
I. Bendungan Utama			
▪ Tinggi	53.00	1:65	81.54
▪ Lebar Puncak	12.00	1:65	18.46
II. Pelimpah			
▪ Tinggi ambang	4.00	1:65	6.15
▪ Lebar pelimpah	100.00	1:65	153.85

Lanjutan Tabel 3.1 Konversi Dimensi dari Prototipe ke Model

Deskripsi	Prototipe (m)	Rasio	Model (cm)
III. Saluran Transisi			
▪ Panjang saluran	125.72	1:65	193.42
▪ Lebar saluran hulu	50.00	1:65	76.92
▪ Lebar saluran hilir	30.00	1:65	46.15
IV. Saluran Peluncur			
▪ Panjang saluran	151.76	1:65	233.48
▪ Lebar saluran	30.00	1:65	46.15
V. Peredam Energi			
▪ Panjang saluran	48.00	1:65	73.85
▪ Lebar saluran (B hulu)	30.00	1:65	46.15
(B hilir)	30.00	1:65	46.15

Sumber : Data Teknis Uji Model (2017)

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.
- Waktu dan biaya yang tersedia

Perhitungan Penetapan Skala:

- Jenis skala tanpa distorsi (*undistorted*)
- Kesalahan relative yang diharapkan 10,0 %
- Ketinggian air minimum di atas pelimpah adalah 0,911 m (hitungan desain pelimpah, $Q_{2th} = 239.1 \text{ m}^3/\text{dt}$)
- Menggunakan persamaan (2-32) diperoleh :

$$0,1 = 1 - \left\{ \frac{H - 0.457}{H} \right\}^{3/2}$$

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

a) Skala model $L_r = \frac{6,737}{911} = \frac{1}{135.223}$, dalam hal ini ditetapkan skala 1:65.

b) Sehingga Q_{PMF} (*outflow*) prototipe sebesar = 4071,309 m^3/dt dengan skala model 1:65 menjadi sebesar = 119,52 lt/dt .

Berdasarkan beberapa pertimbangan di atas maka ditentukan Model Test menggunakan skala undistorsi (*undistorted*) dengan Skala 1 : 65. 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	Notasi	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 (2017)

3.3. Konstruksi Model

Beberapa bagian dari prototipe Bendungan Temef 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 dan dasar saluran transisi 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 dengan pasangan besi pengapit, hal ini dilakukan agar dapat mengamati keadaan aliran dan kuat terhadap tekanan aliran.

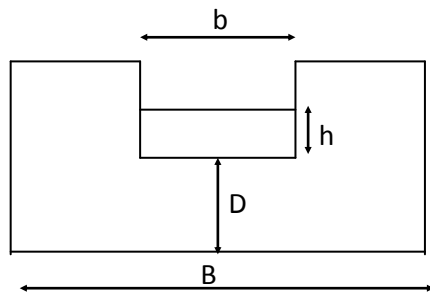
3.4. Tahapan Rancangan Pengujian

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 :



$$B = 2,60 \text{ m}$$

$$b = 0,60 \text{ m}$$

$$D = 2,63 \text{ m}$$

$$h = \text{tinggi muka air (m)}$$

Gambar 3.1 Dimensi Rechbox

Sumber: Hasil Pengamatan

Debit aliran teoritik yang melalui Rechbox dapat dihitung dengan rumus :

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

Dengan :

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

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

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

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

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

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

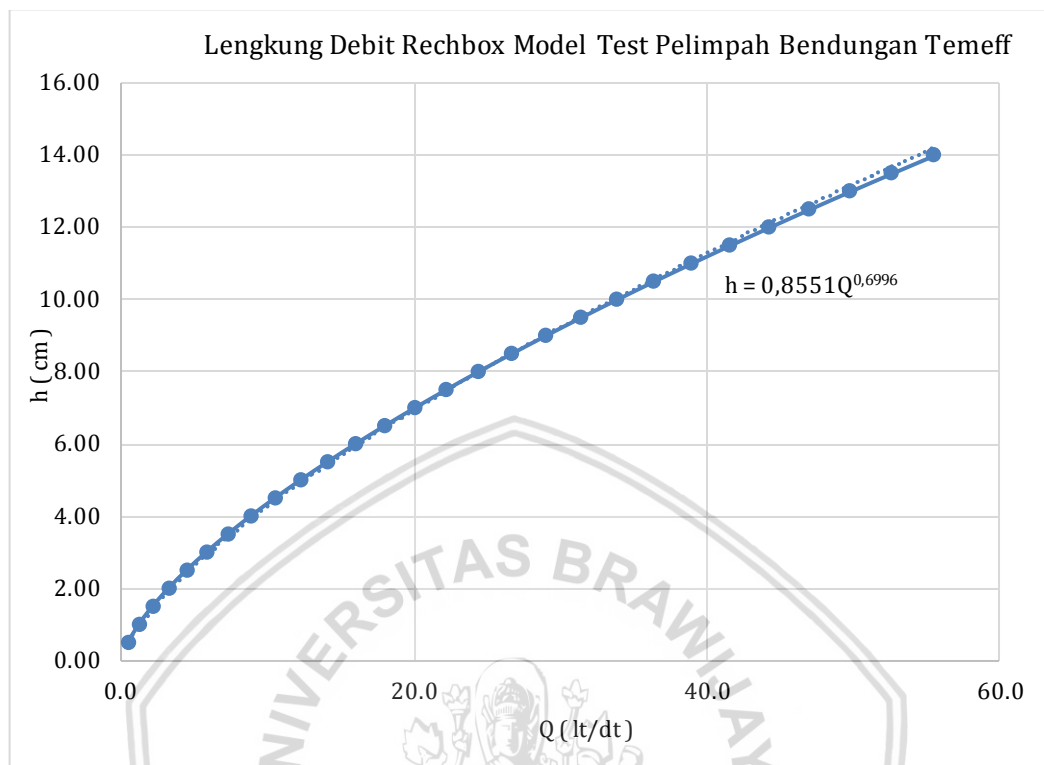
$$D = \text{tinggi dari dasar saluran ke dasar mercu (m)}$$

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 59, sehingga $IPG = 0 = 59$.
- 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.



Gambar 3.2 Lengkung Debit Alat Ukur Rechbox
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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 kecepatannya 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_5 , Q_{10} , Q_{25} , Q_{50} , Q_{100} , Q_{1000} , dan Q_{PMF} .

Tabel 3.3
Data teknik debit banjir rancangan Q_2 s/d Q_{PMF}

Debit Rancangan	Q Prototype (m^3/dt)	Q Model (m^3/dt)	Q Model (lt/dt)
Q_2	239.121	0.0070	7.02
Q_5	352.513	0.0103	10.35
Q_{10}	432.048	0.0127	12.68
Q_{25}	558.718	0.0164	16.40
Q_{50}	678.861	0.0199	19.93
Q_{100}	785.566	0.0231	23.06
Q_{1000}	1143.687	0.0336	33.58
Q_{PMF}	4071.309	0.1195	119.52

Sumber: Hasil Perhitungan, (2017)

3.4.3. 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 3.4.

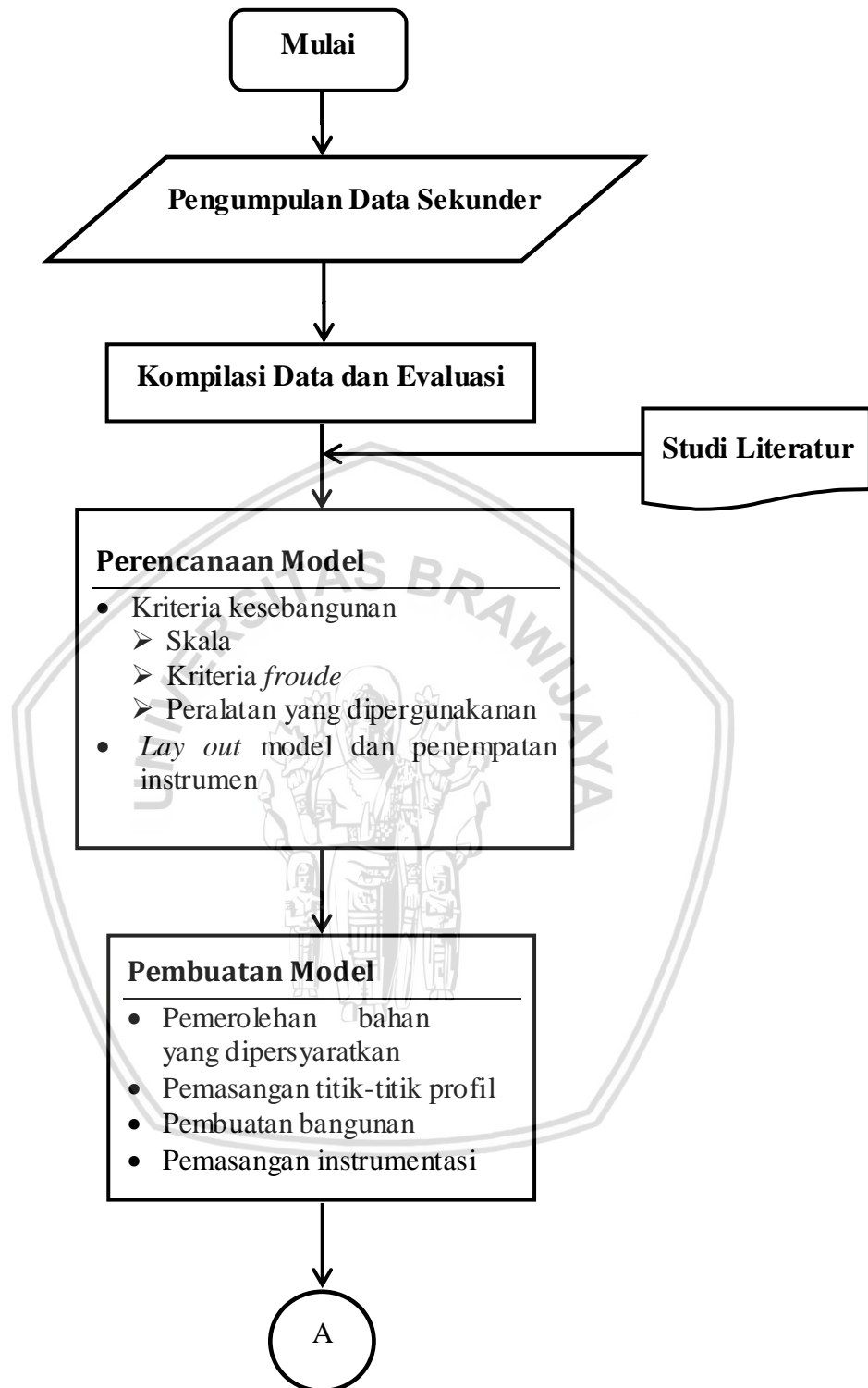
Tabel 3.4
Rancangan Hasil Pengujian

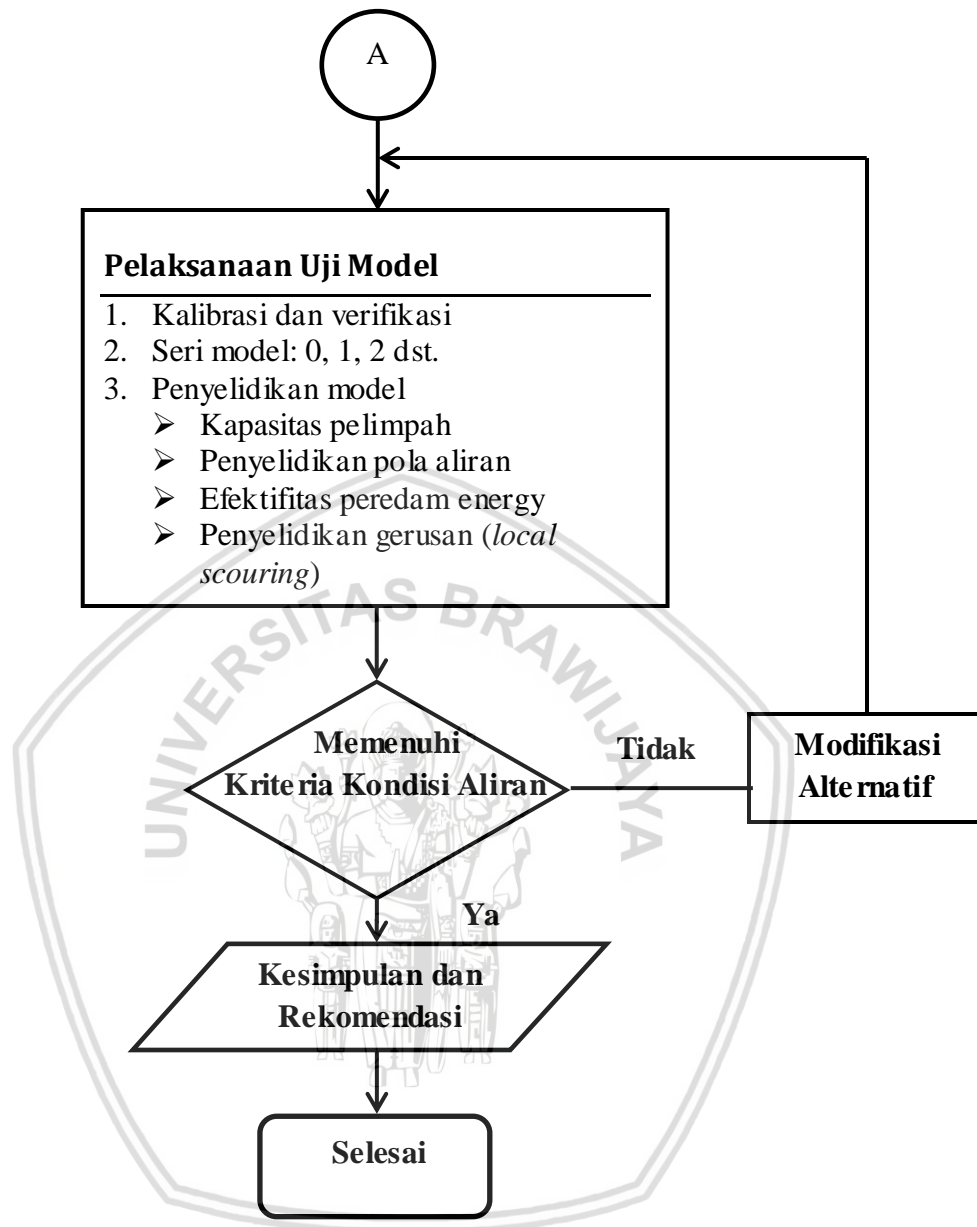
No.	Bagian yang akan dikaji	Data yang diperlukan	Rancangan Hasil Pengujian	
			Parameter yang dikaji	Kriteria
1	Pelimpah	<ul style="list-style-type: none"> Tinggi tekanan Kecepatan Tinggi muka air 	Kapasitas Pelimpah $Q=CLH^{3/2}$	mampu melewatkan debit banjir rencana maksimum, pada saluran pengarah hulu $P \geq H/5$, nilai c tidak boleh kecil karena pelimpah akan menjadi sangat lebar
			Kondisi Aliran	pada saluran pengarah $v \leq 4$ m/s agar tidak menimbulkan turbulensi
				pada saluran pengarah bilangan Froude $\leq 0,4$ agar aliran tenang dengan fluktuasi muka air kecil.
				aliran saluran luncur harus superkritis
Kavitasi	aliran limpahan tidak boleh pada kondisi submerge			
			tekanan negatif kavitasi tidak boleh lebih dari $-0,3 \text{ kg/cm}^2$	

Lanjutan Tabel 3.4 Rancangan Hasil Pengujian

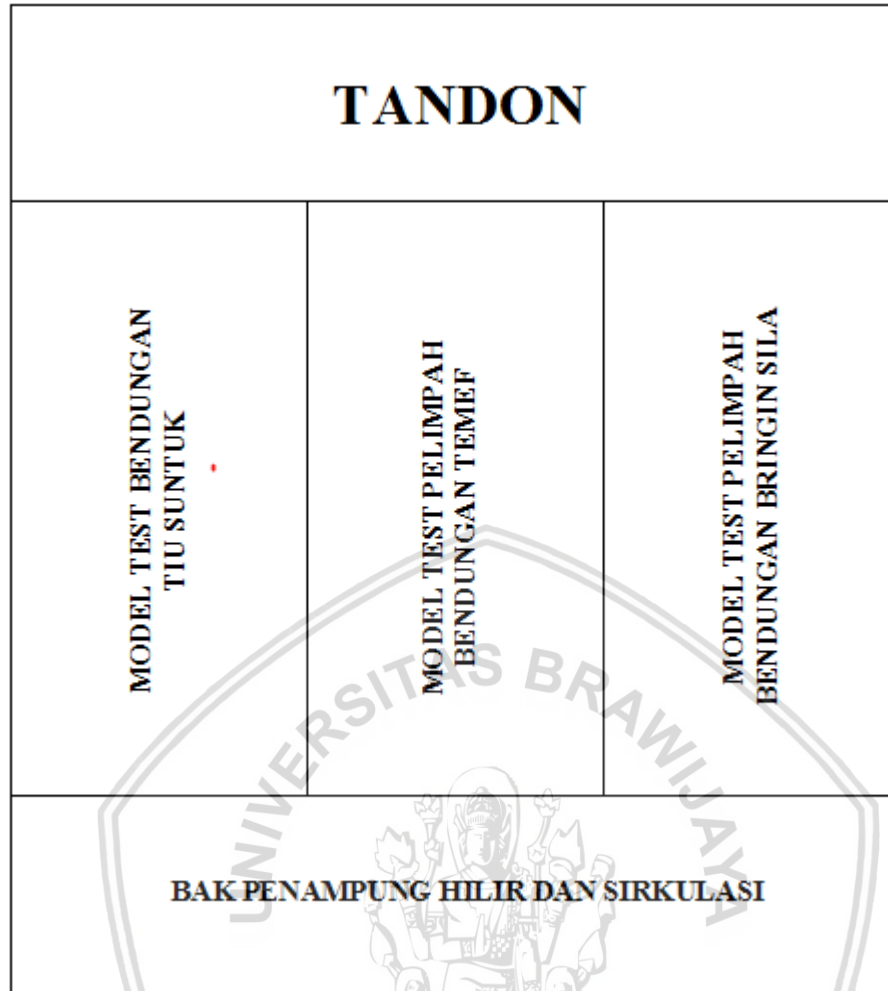
No.	Bagian yang akan dikaji	Data yang diperlukan	Rancangan Hasil Pengujian	
			Parameter yang dikaji	Kriteria
2	Saluran Samping	<ul style="list-style-type: none"> Tinggi tekanan Kecepatan Tinggi muka air 	Kondisi Aliran (submerge, free flow, back water)	$I \leq 1/13$, agar tidak terlalu curam
				perbandingan antara tinggi air (d) dan lebar dasar (B) dari saluran samping $(d/B) = 0,5$
				angka froude $< 0,5$ (dianjurkan 0,44)
				kedalaman air diujung hulu saluran samping dibuat $\leq 1/2,5$
				selisih tinggi muka air di saluran pengarah hulu dengan air di saluran samping $(HT) \leq 2/3d$
3	Saluran Transisi	<ul style="list-style-type: none"> Tinggi tekanan Kecepatan Tinggi muka air 	aliran silang	kemiringan saluran agak landai agar tidak terjadi aliran superkritis
				L dibuat tidak terlalu panjang dan dibuat ambang
				sudut penyempitan terlalu besar
4	Saluran Peluncur	<ul style="list-style-type: none"> Tinggi tekanan Kecepatan Tinggi muka air 	aliran silang	kecepatan deras
			Aliran getar	jika panjang saluran > 30 m , dikontrol dengan bilangan Vendernikov dan Montuori, sudut kemiringan peluncur terlalu curam
			Kavitasi	tekanan negatif kavitasi tidak boleh lebih dari $-0,3 \text{ kg/cm}^2$, tinggi tekanan pada piezometer maksimal 3m (prototype)
5	Peredam Energi	<ul style="list-style-type: none"> Tinggi tekanan Kecepatan Tinggi muka air 	loncatan aliran	panjang lantai $\geq 6d_2$; d_2 =kedalaman air di akhir loncatan di upstream ambang.
6	Saluran Hantar Hilir (Escape Channel)	<ul style="list-style-type: none"> Kecepatan Tinggi muka air 	Kondisi aliran	Aliran subkritis
7	Hilir	<ul style="list-style-type: none"> Kecepatan Tinggi muka air 	Gerusan lokal	Aliran subkritis, $\tau < \tau_c$

Sumber : Data Uji Model (2017)





Gambar 3.2 Diagram Alir Pengerjaan Skripsi



Gambar 3.3 Denah Laboratorium Hidrolika Terapan, Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya
 Sumber: Hasil Pengamatan (2017)

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 1:65, 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 pada As Pelimpah

$$Q_{2th} = 239.121 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$EPG = + 371$$

$$IPG = 0 = 63,20$$

$$b = 55,30$$

Maka:

$$\begin{aligned} E &= EPG + \left[(IPG - b) \times \left(\frac{\text{skala}}{100} \right) \right] \\ &= 371 + \left[(63,20 - 55,30) \times \left(\frac{65}{100} \right) \right] \\ &= 376,14 \end{aligned}$$

4.2. Perhitungan Kecepatan

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

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

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

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

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 prototype

n_h = Skala model

Contoh perhitungan :

Data pengukuran kecepatan pada saluran transisi section 9 saat debit operasional Q_2 , dengan $h_{As} = 0,7$ cm, maka :

$$V_m = 0,98 \sqrt{2 \times 981 \times 0,7} = 36,32 \text{ cm/dt}$$

Maka, kecepatan aliran pada prototype

$$V_p = 36,32 \times 65^{1/2} = 292,82 \text{ cm/dt} = 2,93 \text{ m/dt.}$$

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 prototype (m)

H_m = Tinggi tekan di model (m)

n_h = Skala model

Contoh perhitungan :

Data pengukuran tinggi tekan pada pizometer saluran transisi nomor 9 saat debit operasional Q_2 , dengan $H_m = 8,3$ cm = 0,083 m. Maka tinggi tekan pada prototipe :

$$H_p = 0,083 \times 65 = 5,40 \text{ m.}$$

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 prototype , 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

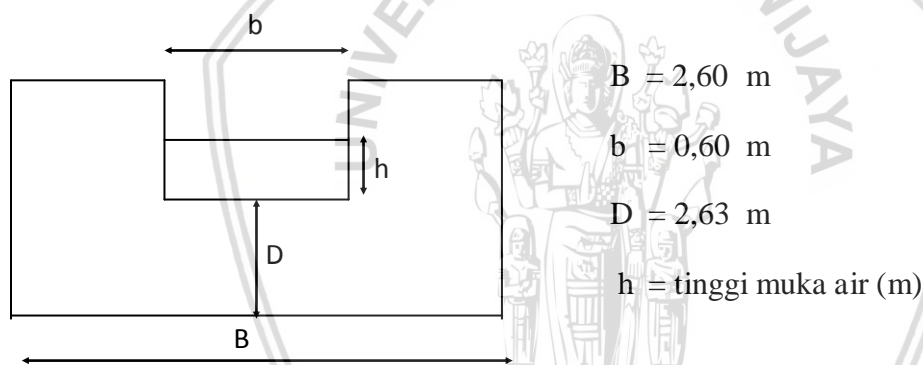
Kalibrasi dilakukan dengan cara memeriksa apakah debit yang melimpas pada pelimpah sudah sesuai dengan debit prototype, dengan cara mengamati elevasi muka air di hulu bendung.

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 prototype, 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 prototype.

Debit aliran yang masuk ke model diukur dengan ambang lebar tipe rechbox dengan dimensi seperti gambar 4.1 berikut:



Gambar 4.1 Dimensi Alat Ukur Rechbox

Sumber: Hasil Pengukuran (2017)

Debit aliran teoritik yang melalui Rechbox dapat dihitung dengan rumus :

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

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 *crest* alat ukur debit.
- Menggerakkan dan mengatur jarum *point gauge* sehingga angka nol tepat pada angka meteran taraf misal angka 64, sehingga $IPG = 0 = 64$.
- 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 mukaair 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.

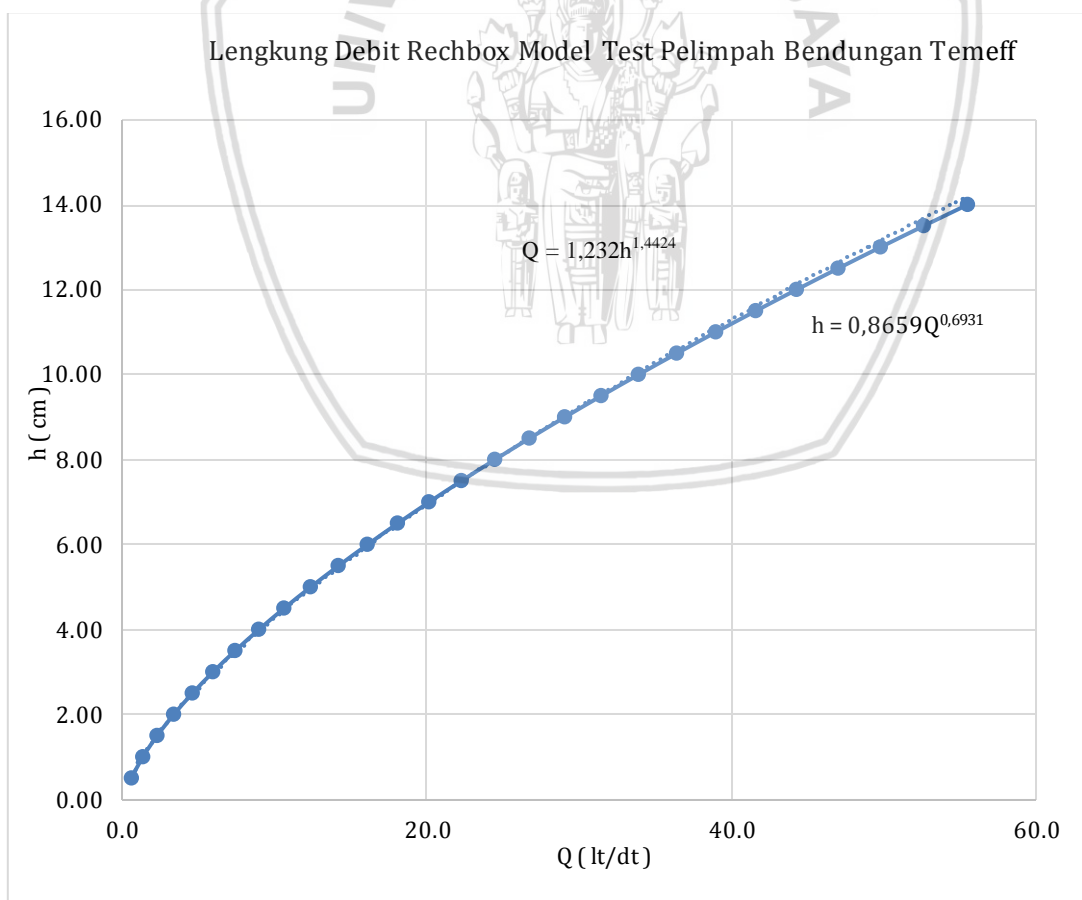
Tabel 4.1
Liku Debit Alat Ukur Rechbox

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah		Koefisien pelimpah Rechbox K	Debit Rechbox		
	Rechbox			Q Model		Q Prototipe
	h (m)	h (cm)		Q (m^3 /menit)	Q (lt/det)	Q (m^3 /det)
1	0.005	0.50	143.57	0.03	0.5076	17.29
2	0.01	1.00	125.49	0.08	1.2549	42.75
3	0.015	1.50	119.31	0.13	2.1918	74.66
4	0.020	2.00	116.12	0.20	3.2844	111.88
5	0.025	2.50	114.15	0.27	4.5120	153.69
6	0.030	3.00	112.78	0.35	5.8604	199.62
7	0.035	3.50	111.77	0.44	7.3189	249.30
8	0.040	4.00	110.99	0.53	8.8792	302.45
9	0.045	4.50	110.36	0.63	10.5345	358.84
10	0.050	5.00	109.83	0.74	12.2794	418.27
11	0.055	5.50	109.38	0.85	14.1090	480.60
12	0.060	6.00	109.00	0.96	16.0193	545.67
13	0.065	6.50	108.66	1.08	18.0067	613.36
14	0.070	7.00	108.36	1.20	20.0681	683.58
15	0.075	7.50	108.09	1.33	22.2006	756.22
16	0.080	8.00	107.84	1.46	24.4018	831.20
17	0.085	8.50	107.62	1.60	26.6693	908.44
18	0.090	9.00	107.41	1.74	29.0010	987.86
19	0.095	9.50	107.22	1.88	31.3952	1,069.42

Lanjutan Tabel 4.1 Liku Debit Alat Ukur Rechbox

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah		Koefisien pelimpah Rechbox K	Debit Rechbox		
	Rechbox			Q_{Model}		$Q_{Prototipe}$
	h (m)	h (cm)		Q (m ³ /menit)	Q (lt/det)	Q (m ³ /det)
20	0.100	10.00	107.04	2.03	33.8500	1,153.03
21	0.105	10.50	106.88	2.18	36.3638	1,238.66
22	0.110	11.00	106.72	2.34	38.9351	1,326.25
23	0.115	11.50	106.57	2.49	41.5625	1,415.75
24	0.120	12.00	106.44	2.65	44.2448	1,507.11
25	0.125	12.50	106.31	2.82	46.9807	1,600.31
26	0.130	13.00	106.18	2.99	49.7691	1,695.29
27	0.135	13.50	106.06	3.16	52.6088	1,792.02
28	0.140	14.00	105.95	3.33	55.4989	1,890.46
29	0.145	14.50	105.84	3.51	58.4385	1,990.59
43	0.215	21.50	104.67	6.26	104.3447	3,554.30
44	0.220	22.00	104.60	6.48	107.9374	3,676.68
45	0.225	22.50	104.54	6.69	111.5690	3,800.38
46	0.230	23.00	104.47	6.91	115.2391	3,925.39
47	0.235	23.50	104.41	7.14	118.9473	4,051.71
48	0.240	24.00	104.35	7.36	122.6930	4,179.30

Sumber : Hasil Perhitungan (2017)



Gambar 4.2 Lengkung Debit Alat Ukur Rechbox

Sumber: Hasil Perhitungan (2017).

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 Rechbox (cm)
Q _{2th}	239.121	0.0070	7.02	3.4
Q _{5th}	352.513	0.0103	10.35	4.4
Q _{10th}	432.048	0.0127	12.68	5.1
Q _{25th}	558.718	0.0164	16.40	6.1
Q _{50th}	678.861	0.0199	19.93	7.0
Q _{100th}	785.566	0.0231	23.06	7.7
Q _{1000th}	1143.687	0.0336	33.58	9.9
Q _{PMF}	4112.337	0.1207	120.73	23.7

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

C. Kondisi Aliran

Perhitungan TWL dilakukan di sungai dengan penampang seperti Gambar 4.3. Pada kalibrasi kondisi aliran adalah pada TWL (*Tail Water Level*). Tabel 4.3 berikut adalah liku debit TWL.



Gambar 4.3 Penampang Sungai untuk Perhitungan *Tail Water Level*

Sumber: Hasil Pengamatan (2017)

Tabel 4.3

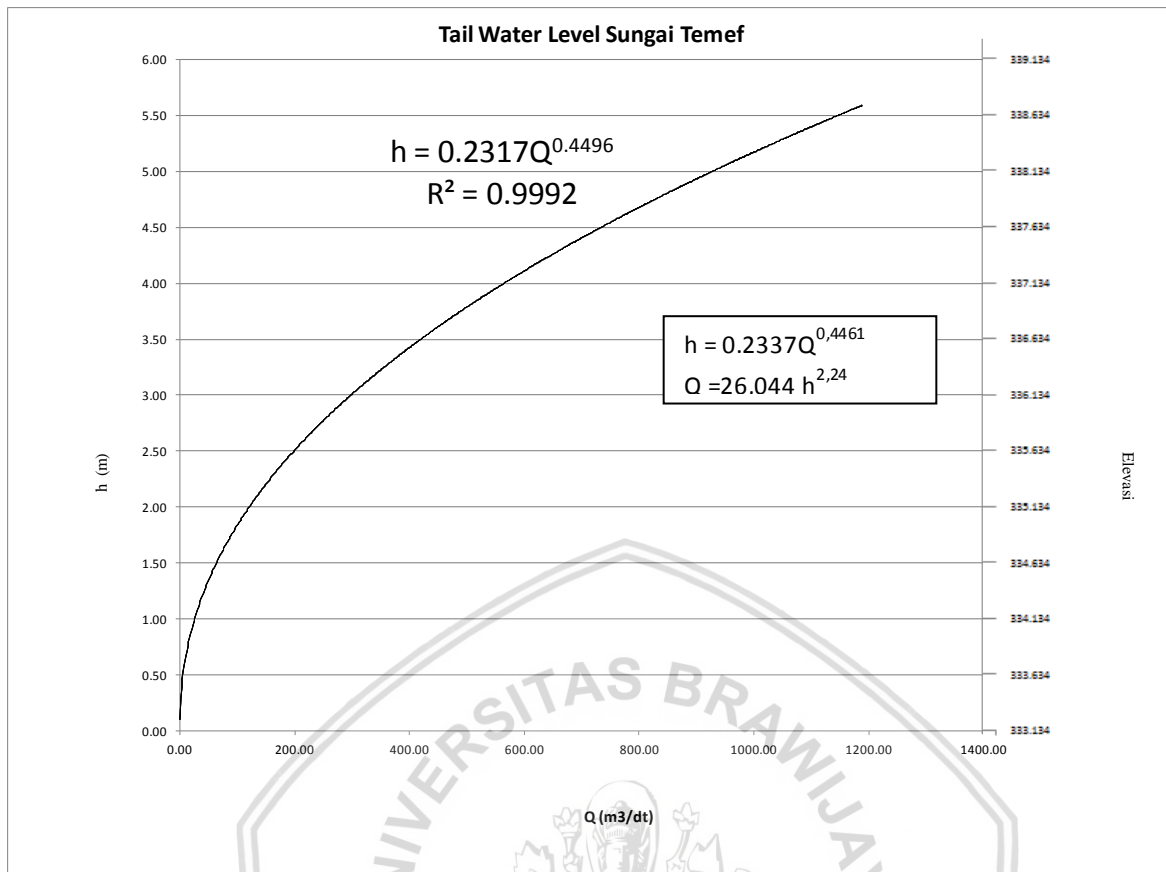
Liku Debit *Tail Water Level*

No	El. Muka Air	H m	A m ²	P m	R m	V m/dt	Q m ³ /dt	D (m)	T (m)	Fr	Keterangan
1	333.134	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	333.234	0.10	0.6	9.49	0.063	0.26	0.16	0.063	9.491	0.33	subkritis
3	333.334	0.20	1.76	13.77	0.128	0.41	0.73	0.128	13.76	0.37	subkritis
4	333.434	0.30	3.29	17.22	0.191	0.54	1.78	0.191	17.211	0.39	subkritis
5	333.534	0.40	5.17	20.3	0.255	0.65	3.38	0.255	20.263	0.41	subkritis
6	333.634	0.50	7.32	23.11	0.317	0.76	5.54	0.317	23.079	0.43	subkritis

Lanjutan 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	D (m)	T (m)	Fr	Keterangan
7	333.734	0.60	9.76	25.78	0.379	0.85	8.32	0.379	25.748	0.44	subkritis
8	333.834	0.70	12.46	28.37	0.439	0.94	11.72	0.440	28.324	0.45	subkritis
9	333.934	0.80	15.42	30.89	0.499	1.02	15.80	0.500	30.847	0.46	subkritis
10	334.034	0.90	18.61	32.83	0.567	1.12	20.76	0.568	32.764	0.47	subkritis
11	334.134	1.00	21.93	33.63	0.652	1.22	26.85	0.654	33.542	0.48	subkritis
12	334.234	1.10	25.32	34.44	0.735	1.33	33.59	0.738	34.321	0.49	subkritis
13	334.334	1.20	28.79	35.25	0.817	1.42	40.96	0.820	35.105	0.50	subkritis
14	334.434	1.30	32.34	36.07	0.897	1.51	48.97	0.901	35.894	0.51	subkritis
15	334.534	1.40	35.97	36.89	0.975	1.60	57.60	0.980	36.69	0.52	subkritis
16	334.634	1.50	39.68	37.72	1.052	1.68	66.84	1.058	37.498	0.52	subkritis
17	334.734	1.60	43.47	38.57	1.127	1.76	76.66	1.134	38.321	0.53	subkritis
18	334.834	1.70	47.35	39.44	1.201	1.84	87.10	1.209	39.163	0.53	subkritis
19	334.934	1.80	51.31	40.33	1.272	1.91	98.11	1.282	40.033	0.54	subkritis
20	335.034	1.90	58.97	54.02	1.092	1.73	101.81	1.057	55.811	0.54	subkritis
21	335.134	2.00	61.48	56.77	1.083	1.72	105.58	1.090	56.388	0.53	subkritis
22	335.234	2.10	67.15	57.49	1.168	1.81	121.28	1.177	57.064	0.53	subkritis
23	335.334	2.20	72.9	58.39	1.249	1.89	137.65	1.259	57.906	0.54	subkritis
24	335.434	2.30	78.75	59.66	1.320	1.96	154.31	1.332	59.131	0.54	subkritis
25	335.534	2.40	84.84	65.53	1.295	1.93	164.12	1.306	64.966	0.54	subkritis
26	335.634	2.50	91.45	67.55	1.354	1.99	182.25	1.366	66.941	0.54	subkritis
27	335.734	2.60	98.19	68.63	1.431	2.07	203.02	1.445	67.97	0.55	subkritis
28	335.834	2.70	105.03	69.45	1.512	2.15	225.35	1.528	68.743	0.55	subkritis
29	335.934	2.80	111.94	70.14	1.596	2.22	248.95	1.613	69.384	0.56	subkritis
30	336.034	2.90	118.9	70.75	1.681	2.30	273.69	1.700	69.943	0.56	subkritis
31	336.134	3.00	125.92	71.3	1.766	2.38	299.60	1.788	70.439	0.57	subkritis
32	336.634	3.50	161.63	73.45	2.201	2.76	445.30	2.236	72.286	0.59	subkritis
33	337.134	4.00	198.11	75.09	2.638	3.11	615.98	2.693	73.572	0.60	subkritis
34	337.634	4.50	235.24	77.51	3.035	3.41	803.01	3.110	75.647	0.62	subkritis
35	338.134	5.00	274.34	83.07	3.303	3.61	990.74	3.382	81.107	0.63	subkritis
36	338.634	5.50	316.65	90.48	3.500	3.75	1188.61	3.586	88.303	0.63	subkritis

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)



Gambar 4.4 Lengkung Debit TWL (Tail Water Level)
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Contoh perhitungan parameter hidraulik (F) pada TWL sebagai berikut $n = 0,045$; $S = 0,00537$ dari Tabel 4.3 dan Gambar 4.4 dengan $Q_{2th} = 239,121 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $h = 2,72 \text{ m}$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{239,121}{106,7} = 2,241 \text{ m/dt}$$

$$\text{Kondisi aliran } F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{2,241}{\sqrt{9,81 \cdot 2,72}} = 0,43 \text{ (aliran Subkritis)}$$

Untuk perhitungan lainnya dapat dilihat di tabel berikut:

Tabel 4.4
Tinggi Muka Air Hilir Debit Rencana

Debit Rancangan	Prototipe (m^3/dt)	H (Prototipe) m	H (model) cm	El. MA m
2 th	239.121	2.72	4.18	335.854
5th	352.513	3.19	4.91	336.326
10th	432.048	3.46	5.32	336.592
25th	558.718	3.84	5.91	336.974
50th	678.861	4.17	6.41	337.303
100th	785.566	4.45	6.85	337.585
1000th	1143.687	5.39	8.29	338.525

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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 (prototipe). 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
100	785.56	2.37	2.42	2.43	2.07	2.32
1000	1143.69	2.98	3.04	3.06	2.00	2.51
PMF	4112.337	6.73	6.52	6.72	3.20	0.14

Sumber: Hasil Pengukuran dan Perhitungan (2017)

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

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

$$\text{Kesalahan dari K } (r_K) = 1\%$$

$$\text{Kesalahan dari b } (r_b) = 0,1\%$$

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

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 $0,03\sqrt{b_{\text{rechbox}}} - 0,45\sqrt{b_{\text{rechbox}}}$. Pada uji model pelimpah Bendungan Temef menggunakan alat ukur rechbox dengan $b = 0,6$ m. Sehingga batas tinggi muka air di rechbox agar kesalahan yang terjadi sebesar 1,4 % adalah 2,32 cm – 34,86 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 $L_r = \frac{6,737}{1173} = \frac{1}{174,113}$, dengan ketersediaan ruang yang ada maka

diambil skala model sebesar 1:65. Dengan menggunakan skala 1:65 maka kesalahan relatif dan tinggi muka air pada pelimpah:

$$\frac{174,113}{65} = \frac{0,1}{x}$$

$$x = \frac{0,1 \times 65}{174,113} = 0,037; \text{KR} = 3,7\%$$

$$0,037 = 1 - \left\{ \frac{H - 0,457}{H} \right\}^{3/2}; H = 18,15 \text{ mm} = 0,018 \text{ m}$$

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:

$$r_C = \sqrt{1,4^2 + \frac{9}{4}(3,7)^2} = \sqrt{60,3729} = 5,724\%$$

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:

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

$$rc = \sqrt{7^2 + \frac{1}{4}(3,7)^2} = \sqrt{52,4225} = 7,24\%$$

4.6. Pengujian Seri Model

Untuk memperoleh desain yang memenuhi kondisi hidraulik, dilakukan pengujian terhadap *original design* sebagai seri 3, karena pada seri-seri sebelumnya (0,1, dan 2) terdapat diskusi perubahan terhadap flood routing, sehingga pada tugas akhir ini dianggap seri 3 sebagai *original design*. *Original design* dibuat sesuai dengan desain dari konsultan perencana, dimana hasil pengujian sebagai berikut:

1. Model Seri 3 (*Original Design*)

Model seri 3 dimaksudkan untuk mengetahui fenomena hidraulik pada bangunan dengan berbagai kondisi debit operasi, berikut penjelasan model seri 3, 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 pelimpah samping bendungan Temef mampu mengalirkan semua debit rancangan tanpa menimbulkan overtopping. Dari hasil model test didapatkan bahwa elevasi muka air maksimum saat kondisi $Q_{PMF} = 4071,31 \text{ m}^3/\text{det}$ adalah +383,42 sehingga muka air waduk masih berada 0,58 m di bawah elevasi puncak bendungan berparapet 1 m (batas toleransi *freeboard* tidak boleh kurang dari 0,75m).

b. Pelimpah

Model pelimpah mampu melewati semua debit rancangan yang diujikan tanpa terjadinya aliran balik (*backwater*). Pada saat Q_{PMF} masih terdapat tinggi jagaan sebesar 1,88 m. Pada Piezometer yang terpasang pada pelimpah, menunjukkan adanya nilai negatif pada pengaliran debit banjir rancangan Q_{25th} terutama pada section 2, namun tidak melebihi angka toleransi tekanan subatmosfir maksimum untuk

konstruksi beton -3,00 m s/d -4,00 m. Dengan demikian bahaya kavitas pada tubuh pelimpah cukup aman. Dalam pengaliran setiap debit sangat kondusif, dengan aliran yang merata di bagian sisi kiri, tengah dan sisi kanan pelimpah.

c. Saluran Samping

Kapasitas Saluran Samping dengan panjang 100 m dan kemiringan 1 : 28,57 mampu mengalirkan dengan aman pada semua debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{100th}) yang dioperasikan di model. Saluran samping dapat mengendalikan aliran dengan aman akibat proses momentum yaitu benturan aliran yang meluncur dari pelimpah pada dinding saluran samping untuk setiap debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{100th}) yang dioperasikan di model. Pada Q_{pmf} tidak terjadi overtopping.

d. Saluran Transisi

Kapasitas Saluran Transisi dengan panjang 125,72 m dan kemiringan 1:2000 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. Dengan demikian tidak ada bahaya kavitas pada saluran transisi. Selain itu tidak terjadi aliran silang untuk setiap debit rancangan yang dioperasikan di model, karena tidak ada penyempitan lebar penampang.

e. Saluran Peluncur

Saluran peluncur mampu menampung air pada setiap Debit rancangan yang diujikan. Pada awal lengkung saluran peluncur (El + 362,81) terjadi aliran kritis ($F_r = 1$) dikarenakan pengaruh dari perubahan saluran transisi dengan aliran subkritis menuju saluran peluncur (slope 1: 4) dengan aliran super kritis. Pada Piezometer yang terpasang pada dasar saluran peluncur, untuk debit rancangan Q_{25th} , Q_{50th} , dan Q_{100th} terdapat nilai negatif terbesar -0,39 m di section 23 (+334,275), karena masih dalam batas toleransi tekanan subatmosfer maksimum beton (-3 s/d -4 m) maka dapat disimpulkan bahwa saluran peluncur aman terhadap bahaya kavitas.

f. Peredam Energi

Secara keseluruhan tinggi dinding peredam energi USBR Tipe II masih mampu menampung setiap debit rancangan yang lewat, pada debit pengaliran Q_{100th} tinggi muka air maksimum +340,06 m dimana elevasi dinding peredam adalah +340,00 m, sehingga dibutuhkan penambahan tinggi dinding peredam energi. Pada debit pengujian $Q_{2th} - Q_{100th}$, loncatan hidraulik terjadi di dalam ruang olak. Dengan desain peredam energi berdasar Q_{100th} , maka fenomena loncatan hidraulik tersebut sangat aman.

g. Saluran Hantar Hilir (*Water Way*)

Penampang saluran pengarah hilir sepanjang 55 m ($B = 30,00$ m) berbentuk trapesium dengan kemiringan talud 1:1 cukup efektif dalam mengalirkan debit yang dioperasikan dengan kemiringan dasar saluran 1:4.

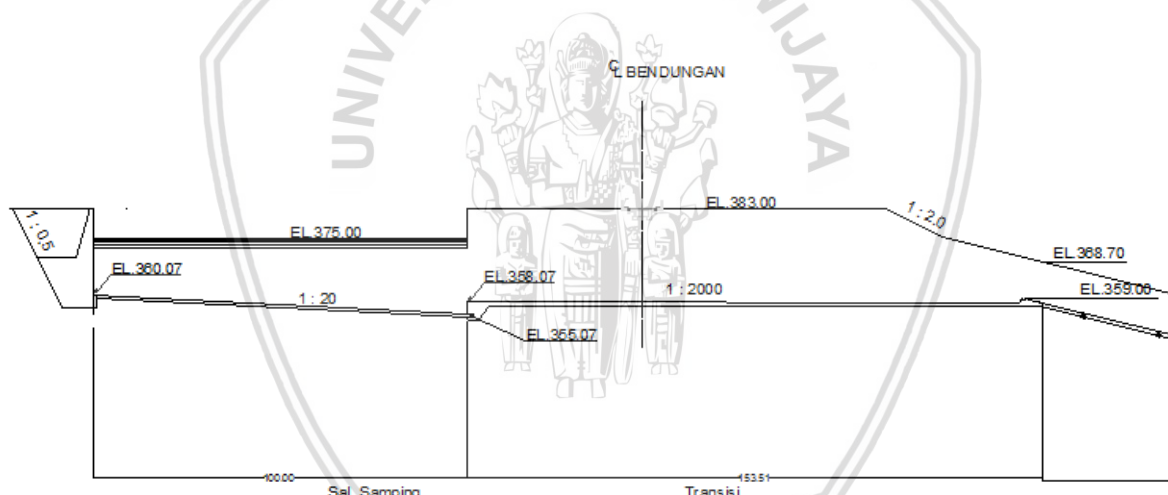
2. Model *Alternative Design*

Berdasarkan hasil uji seri 3 yang kurang memuaskan dengan kelemahan-kelemahan tersebut, maka diperlukan *alternative design*. Adapun *alternative design* sebagai berikut:

A. Seri 4

Alternatif penyempurnaan pada uji model Fisik Pelimpah Bendungan Temef Kabupaten Timor Tengah Selatan Provinsi Nusa Tenggara Timur adalah memperbaiki kondisi aliran di bagian hulu bendungan. Perubahan yang dilakukan adalah :

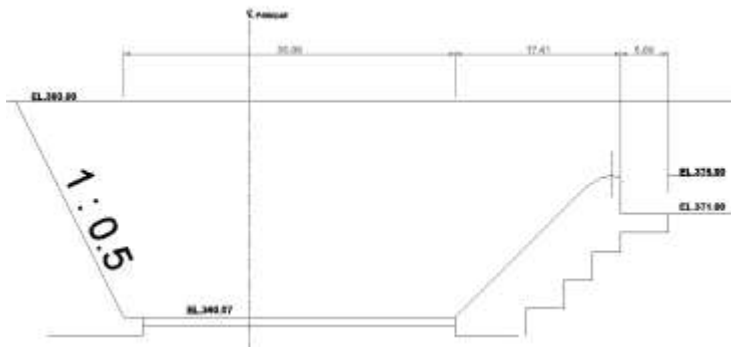
1. Menurunkan elevasi dasar saluran transisi dari elevasi +359,87 menjadi +358,07
2. Menurunkan tinggi endsill transisi dari elevasi crest +362,81 menjadi +359,00



Gambar 4.5 Potongan Memanjang Saluran Samping dan Transisi Seri 4

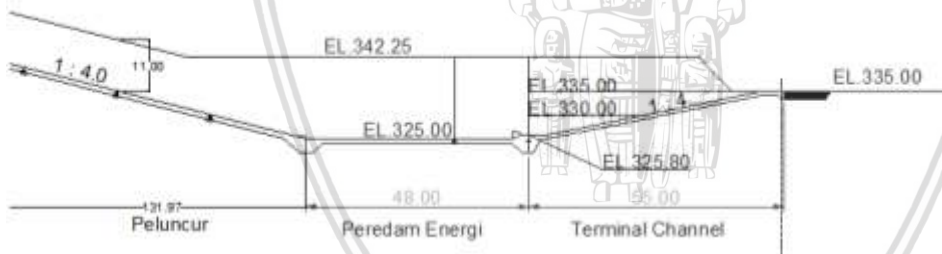
Sumber: Hasil Model Test (2017)

3. Mengubah lebar hulu saluran samping dari lebar $L = 40$ m menjadi lebar $L = 35$ m, dan elevasi hulu saluran samping +360,07 dan elevasi hilir +355,07. Bentuk penampang trapesium dengan kemiringan talud 1 : 0.5



Gambar 4.6 Gambar Potongan Melintang Saluran Samping Bagian Hulu Seri 4
Sumber: Hasil Model Test (2017)

4. Menambah tinggi dinding saluran peluncur dari 5 m menjadi 11 m. Muka air tertinggi debit Q_{pmf} pada peluncur terdapat pada section 17 dengan elevasi muka air +367,14 dan elevasi dinding di section 17 adalah +368,70, sehingga masih menyisakan tinggi jagaan 1,56 m
5. Menambah tinggi dinding peredam energi dari elevasi +340,00 menjadi +342,25. Muka air tertinggi debit Q_{1000th} pada peredam energi terdapat pada section 29 dengan elevasi muka air +340,91 dan elevasi dinding di section 29 adalah +342,25, sehingga menyisakan tinggi jagaan 1,34 m



Gambar 4.7 Potongan Memanjang Peluncur dan Peredam Energi Seri 4
Sumber: Hasil Model Test (2017)

Hasil pengujian model seri 4, dengan debit pengaliran Q_{2th} s/d Q_{PMF} adalah:

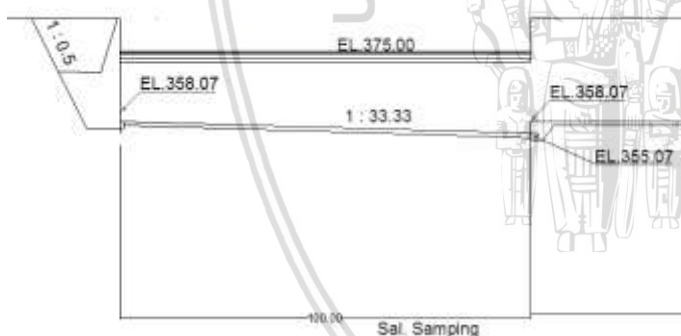
1. Pada Piezometer yang terpasang pada pelimpah, tidak menunjukkan adanya nilai negatif pada pengaliran debit banjir rancangan $Q_{2th} - Q_{1000th}$.
2. Saluran samping dapat mengendalikan aliran dengan aman akibat proses momentum yaitu benturan aliran yang meluncur dari pelimpah pada dinding saluran samping untuk setiap debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{1000th}) yang dioperasikan di model.
3. Saluran transisi dapat mengendalikan aliran dengan kondisi subkritis sehingga aliran cukup merata untuk setiap debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{1000th}) yang dioperasikan di model

4. Pada saluran peluncur dengan kemiringan 1 : 4 aliran terdistribusi cukup merata mulai bagian hulu sampai bagian hilir saluran peluncur untuk debit Q_{2th} s/d Q_{100th} .
5. pada debit pengujian $Q_{2th} - Q_{100th}$, loncatan hidraulik terjadi di dalam ruang olak. Dengan desain peredam energi berdasar Q_{100th} , maka fenomena loncatan hidraulik tersebut sangat aman.
6. Sudah tidak terjadi overtopping pada Q_{pmf} dan elevasi muka air di waduk +382,18

B. Seri Final

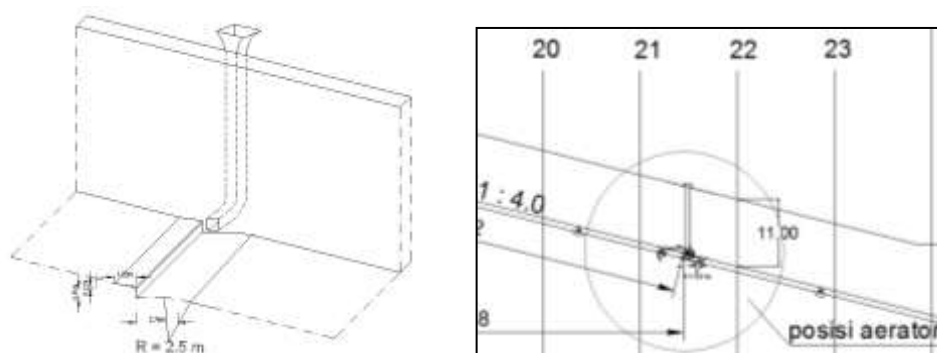
Alternatif penyempurnaan kondisi aliran pada uji model Fisik Pelimpah Bendungan Temef berikutnya adalah memperbaiki kondisi aliran di saluran samping dan memberikan alternatif pada permasalahan gerusan yang terjadi di sungai hilir. Perubahan yang dilakukan adalah :

1. Menurunkan tinggi elevasi hulu saluran samping sebesar 2 m, sehingga berubah dari elevasi +360,07 menjadi +358,07 agar pada debit Q_{2th} masih ada bantalan air di saluran samping.



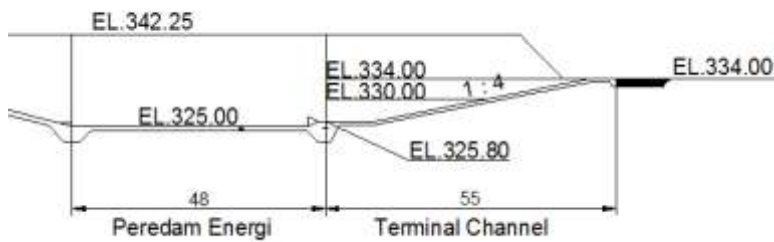
Gambar 4.8 Gambar Potongan Memanjang Saluran Samping Final Desain
Sumber: Hasil Model Test (2017)

2. Penambahan 1 (satu) instrumen aerator dengan penempatan antara section 21-22



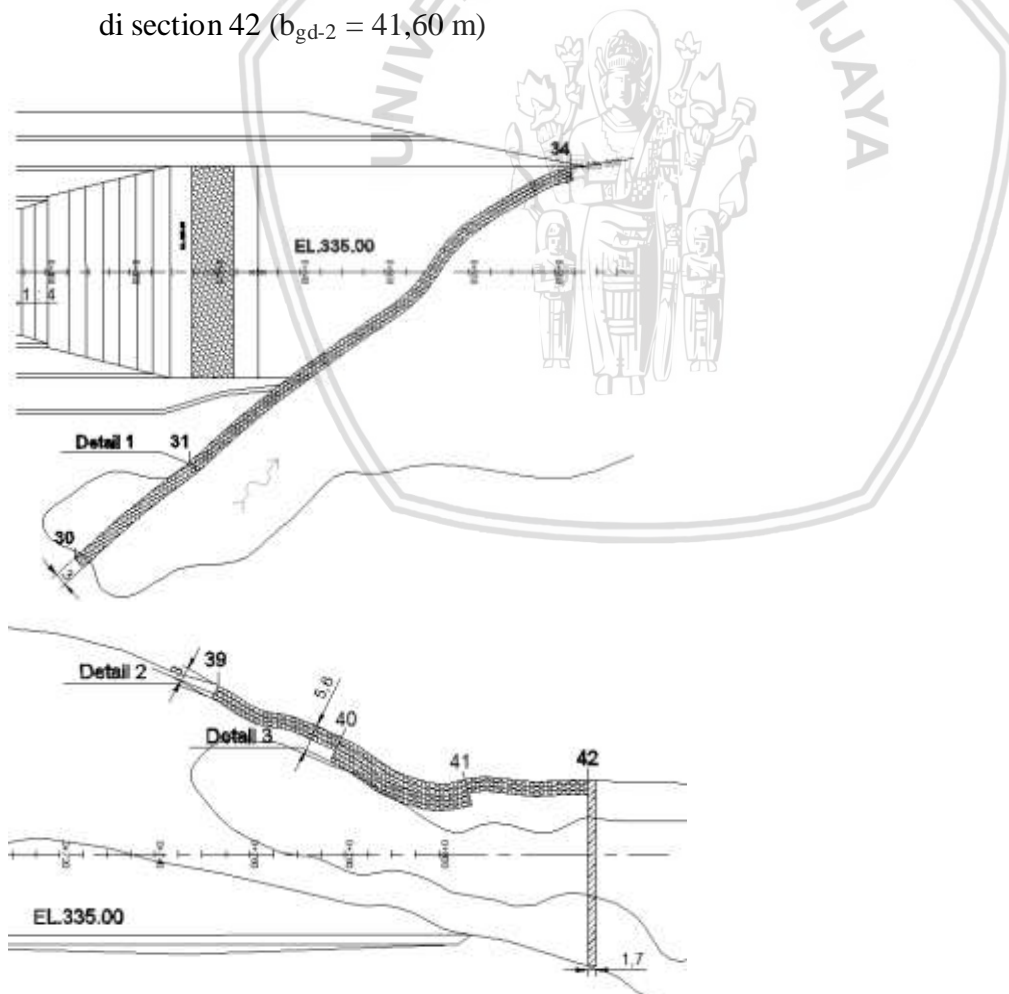
Gambar 4.9 Aerator Bendungan Temef
Sumber: Hasil Model Test (2017)

- Merubah lebar saluran hantar hilir (escape channel) dari 34 m menjadi 50 m dan menurunkan elevasi dasar dari +335,00 menjadi +334,00



Gambar 4.10 Potongan Memanjang Peredam Energi dan Escape Channel Final Desain
Sumber: Hasil Model Test (2017)

- Pemasangan bronjong di belakang saluran hantar hilir sepanjang $L_{br-1} = 104,00$ m (section 31 - 32) dan bagian sungai hilir pada penyempitan penampang $L_{br-2} = 78,00$ m (section 39 s/d section 42).
- Pemasangan 1 (satu) Groundsill dengan pondasi strip dilengkapi perlindungan batu di section 42 ($b_{gd-2} = 41,60$ m)



Gambar 4.11 Penempatan Bronjong dan Groundsill
Sumber: Hasil Model Test (2017)

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

1. Pada Piezometer yang terpasang pada pelimpah, tidak menunjukkan adanya nilai negatif pada pengaliran debit banjir rancangan $Q_{2th} - Q_{100th}$.
2. Saluran samping dapat mengendalikan aliran dengan aman akibat proses momentum yaitu benturan aliran yang meluncur dari pelimpah pada dinding saluran samping untuk setiap debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{100th}) yang dioperasikan di model.
3. Saluran transisi dapat mengendalikan aliran dengan kondisi subkritis sehingga aliran cukup merata untuk setiap debit rancangan (Q_{2th} s/d Q_{100th}) yang dioperasikan di model
4. Pada saluran peluncur dengan kemiringan 1 : 4 aliran terdistribusi cukup merata mulai bagian hulu sampai bagian hilir saluran peluncur untuk debit Q_{2th} s/d Q_{100th} . Pada Q_{5th} s/d Q_{10th} tekanan + 0,07 m terjadi pada section 22, dalam hal ini tidak diperlukan aerator (tidak terjadi tekanan subatmosfir) tetapi untukantisipasi jangka panjang maka ditempatkan aerator antara section 21-22 dan tekanan positif meningkat menjadi +0,65 m. Untuk keamanan debit Q_{PMF} tinggi dinding di saluran peluncur perlu ditambah sebesar 6,00 m (dari 5,00 m menjadi 11,00 m).
5. Pada debit pengujian $Q_{2th} - Q_{100th}$, loncatan hidraulik terjadi di dalam ruang olak. Dengan desain peredam energi berdasar Q_{100th} , maka fenomena loncatan hidraulik tersebut sangat aman. Elevasi puncak dinding peredam energi untuk $Q_{100th} + 342,25$
6. Sudah tidak terjadi overtopping pada Q_{pmf} dengan elevasi muka air di waduk +382,18 (jagaan 0,82 m)
7. Gerusan pada sungai bagian hilir tidak membahayakan sampai dengan Q_{100th} .

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 Temef 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} : 785,556 m³/dt
- Q_{1000th} : 1143,687 m³/dt
- Q_{PMF} : 4112,337 m³/dt

4.7.2. Perhitungan Koefisien Debit Pada Pelimpah

a. Metode USBR

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

$$Q_{1000th} = 1143,687 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 100 \text{ m}$$

$$P = 4 \text{ m}$$

$$\text{El. Crest} = +375,00$$

Langkah 1

Menghitung nilai H_0 dengan menggunakan cara *trial and error*.

Trial 1

$$\text{Coba } H_0 = 3,50 \text{ m}$$

$$P/H_0 = 1,143 \text{ m}$$

Dari grafik pada gambar 2.1 didapatkan $C_0 = 3,88 \text{ ft}^{1/2}/\text{sec} = 2,142 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$

$$\begin{aligned} B' &= B - (0,1 \times 2 \times H_0) \\ &= 100 - (0,1 \times 2 \times 3,50) \\ &= 99,30 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{hitung} &= C \cdot B' \cdot H_0^{1,5} \\ &= 2,142 \cdot 99,30 \cdot 3,5^{1,5} \\ &= 1392,742 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

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

Trial 2

$$\text{Coba } H_0 = 3,057 \text{ m}$$

$$P/H_0 = 1,309 \text{ m}$$

Dari grafik pada Gambar 2.1 didapatkan $C_0 = 3,9 \text{ ft}^{1/2}/\text{sec} = 2,153 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$

$$\begin{aligned} B' &= B - (0,1 \times 2 \times H_0) \\ &= 100 - (0,1 \times 2 \times 3,057) \\ &= 99,389 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{hitung} &= C \cdot B \cdot H_0^{1,5} \\ &= 2,153 \cdot 99,389 \cdot 3,057^{1,5} \\ &= 1143,687 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Dikarenakan $Q_{hitung} = Q_{rencana}$ maka nilai $H_0 = 3,057 \text{ m}$ dan $C_0 = 2,153 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$.

Langkah 2

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

$$Q_{100th} = 785,556 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 100 \text{ m}$$

$$\text{Coba Hd} = 2,426 \text{ m}$$

$$B' = B - (0,1 \times 2 \times H_0) \\ = 100 - (0,1 \times 2 \times 2.426) = 99,514$$

$$Hd/H_0 = 2,426/3,057 \\ = 0,794$$

Dari Gambar 2.3 didapat nilai $Cd/C_0 = 0,97$

$$Cd = C_0 \cdot 0,97 \\ = 2,153 \cdot 0,97 \\ = 2,089$$

Elevasi muka air hilir +368,120 , maka

$$h_d = (Hd + \text{El. Crest}) - \text{El. Muka air hilir} \\ = (2,426 + 375) - 368.12 \\ = 9,306 \text{ m}$$

$$h_d/Hd = 9,306/2,426 = 3,836$$

Karena nilai $h_d/Hd > 0,72$, maka $C = Cd = 2,089$

$$Q_{hitung} = C \cdot B \cdot H_0^{1,5} \\ = 2,089 \cdot 99,514 \cdot 2,426^{1,5} \\ = 785,556 \text{ m}^3/\text{dt}$$

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

Untuk hasil perhitungan nilai koefisien limpahan (C) dan tinggi muka air di atas pelimpah (Hd) dengan beberapa variasi debit disajikan pada Tabel 4.6 berikut ini:

Tabel 4.6

Nilai Koefisien Limpahan (C) dan Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (Hd) Metode USBR

Kala Ulang (Tahun)	Q (m ³ /dt)	B (m)	Hd (m)	Hd/H ₀	C/C ₀	C	B' (m)	El. Ma Hilir (m)	hd (m)	hd/Hd	Cs/C	Cd	Q (m ³ /dt)
100	785.556	100	2.426	0.79	0.97	2.09	99.51	368.12	9.31	3.836	1.0	2.09	785.56
1000	1143.687	100	3.057	1.00	1.00	2.15	99.39	370.24	7.81	2.557	1.0	2.15	1143.69
PMF	4112.337	100	6.766	2.21	1.10	2.37	98.65	380.66	1.11	0.163	1.0	2.37	4112.34

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

b. Metode Iwasaki

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

$$Q_{1000th} = 1143,687 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 100 \text{ m}$$

$$H_d = 2,9 \text{ m}$$

$$P = 4 \text{ m}$$

$$\text{El. Crest} = +375,00$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2(n.K_p + K_a)H_d \\ &= 100 - 2(0+(0.1))H_d \\ &= 100 - 0,2H_d \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan C_d asumsi = 2 maka perhitungannya menjadi,

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

$$1143,687 = 2 \cdot (100 - 0,2H_d) \cdot H_d^{3/2}$$

$$1143,687 \neq 981,976 \text{ m/s}$$

Dengan cara trial and error maka didapatkan nilai $H_d = 3,212 \text{ m}$.

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

$$\begin{aligned} C_d &= 2,200 - 0,0416(H_d/P)^{0,9900} \\ &= 2,200 - 0,0416(3,212/4)^{0,9900} \\ &= 2,165 \end{aligned}$$

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 $C_d = 2,17$ dan $H_d = 3,041 \text{ m}$.

Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai a sebagai berikut:

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

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

$$2,17 = 1,60 \times \frac{1+2a}{1+a}, a = 0,566$$

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

$$C_d = 1,60 \times \frac{1+2 \cdot 0,566\left(\frac{h}{3,041}\right)}{1+0,566\left(\frac{h}{3,041}\right)}$$

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



$$\text{Misal untuk } Q_{100\text{th}} = 785,566 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Diasumsi } H_d = 2,42 \text{ m}$$

$$B' = 99,392 \text{ m}$$

$$C_d = 1,60 \times \frac{1 + 2,0,566 \left(\frac{h}{3,041}\right)}{1 + 0,566 \left(\frac{h}{3,041}\right)}$$

$$= 2,097$$

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

$$= 2,097 \cdot 99,392 \cdot 2,42^{3/2}$$

$$= 785,566 \text{ m}^3/\text{dt} \gg \text{Kontrol.}$$

Dari hasil perhitungan di atas, maka dapat dibandingkan antara hasil perhitungan dengan metode USBR, Metode Iwasaki dan hasil uji model yang disajikan pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7

Rekapitulasi Hasil Perhitungan Nilai Koefisien Limpahan (C) Menurut USBR, Iwasaki dan Hasil Uji Model Fisik

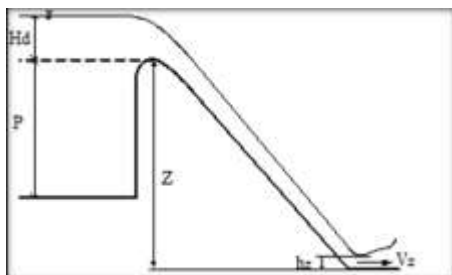
No	Kala Ulang (tahun)	Q outflow (m ³ /dt)	Tinggi Muka Air diatas Pelimpah (Hd)			Koefisien Limpahan (Cd)		
			USBR (m)	Model (m)	Iwasaki (m)	USBR (m ^{1/2} /dt)	Model (m ^{1/2} /dt)	Iwasaki (m ^{1/2} /dt)
1	100	785.556	2.43	2.37	2.42	2.09	2.16	2.10
2	1000	1143.687	3.06	2.98	3.04	2.15	2.24	2.17
3	Pmf	4112.337	6.77	6.73	6.52	2.37	2.36	2.48

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

4.7.3. Perhitungan Profil Muka Air Pada Pelimpah

Bendungan Temef menggunakan pelimpah samping (*side channel spillway*). Mercu pelimpah memiliki lebar 100 m dan tinggi 4 meter.

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 4.12 Potongan Memanjang Mercu Pelimpah

Sumber: Chow (1985, p.363)

$$Q_{100\text{th}} = 785,556 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Z = 16,93 \text{ m}$$

$$H_d = 2.426 \text{ m}$$

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

didapatkan persamaan sebagai berikut:

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

$$\sqrt{(2 \cdot 9,81(16,93 + 2,43 - h_z))} - \frac{785,556}{100 \cdot h_z} = 0$$

Selanjutnya dengan coba-coba (*trial & error*) akan didapatkan nilai $h_z = 0,407 \text{ m}$.

Selanjutnya didapatkan nilai V_z :

$$\frac{785,556}{100 \cdot 0,407} = 19,281 \text{ m/s}$$

Bilangan froude (F_z) :

$$\frac{V_z}{\sqrt{g \cdot h_z}} = \frac{19,281}{\sqrt{9,81 \cdot 0,407}} = 9,645$$

Elevasi lereng pelimpah = +358,070 m

Elevasi muka air = 358,070 + 0,407 = +358,477 m

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.8 – 4.10.

Tabel 4.8

Perhitungan Profil Muka Air di Atas Pelimpah Pada Q_{100th}

Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Spillway	El Muka Air
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
0.00	1.617	3.983	1.000	375.000	376.617
1.00	1.185	6.631	1.945	374.000	375.185
1.50	1.045	7.520	2.349	373.500	374.545
2.00	0.951	8.258	2.703	373.000	373.951
2.50	0.882	8.908	3.028	372.500	373.382
3.00	0.827	9.499	3.335	372.000	372.827
3.50	0.782	10.046	3.627	371.500	372.282
4.00	0.744	10.558	3.908	371.000	371.744
4.50	0.711	11.042	4.180	370.500	371.211
5.00	0.683	11.502	4.444	370.000	370.683
5.50	0.658	11.942	4.701	369.500	370.158
6.00	0.635	12.363	4.952	369.000	369.635
6.50	0.615	12.769	5.198	368.500	369.115
7.00	0.597	13.162	5.439	368.000	368.597
7.50	0.580	13.541	5.676	367.500	368.080
8.00	0.565	13.910	5.909	367.000	367.565
8.50	0.551	14.268	6.139	366.500	367.051
9.00	0.537	14.616	6.365	366.000	366.537
9.50	0.525	14.956	6.589	365.500	366.025
10.00	0.514	15.288	6.809	365.000	365.514
10.50	0.503	15.612	7.027	364.500	365.003
11.00	0.493	15.929	7.242	364.000	364.493
11.50	0.484	16.240	7.455	363.500	363.984
12.00	0.475	16.545	7.666	363.000	363.475
12.50	0.466	16.843	7.874	362.500	362.966

Lanjutan Tabel 4.8 Perhitungan Profil Muka Air di Atas Pelimpah Pada Q_{100th}

Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Spill way	El Muka Air
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
13.00	0.458	17.137	8.081	362.000	362.458
13.50	0.451	17.425	8.286	361.500	361.951
14.00	0.444	17.708	8.488	361.000	361.444
14.50	0.437	17.987	8.690	360.500	360.937
15.00	0.430	18.261	8.889	360.000	360.430
15.50	0.424	18.531	9.087	359.500	359.924
16.00	0.418	18.797	9.283	359.000	359.418
16.50	0.412	19.059	9.478	358.500	358.912
16.93	0.407	19.281	9.645	358.070	358.477

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.9

Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{1000th}

Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Spill way	El Muka Air
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
0.00	2.037	4.474	1.00	375.000	377.037
1.00	1.672	6.841	1.689	374.000	375.672
1.50	1.469	7.783	2.050	373.500	374.969
2.00	1.339	8.541	2.356	373.000	374.339
2.50	1.243	9.200	2.634	372.500	373.743
3.00	1.168	9.794	2.894	372.000	373.168
3.50	1.106	10.342	3.140	371.500	372.606
4.00	1.054	10.853	3.375	371.000	372.054
4.50	1.009	11.335	3.603	370.500	371.509
5.00	0.970	11.792	3.823	370.000	370.970
5.50	0.935	12.229	4.037	369.500	370.435
6.00	0.904	12.647	4.246	369.000	369.904
6.50	0.876	13.050	4.451	368.500	369.376
7.00	0.851	13.440	4.651	368.000	368.851
7.50	0.828	13.816	4.848	367.500	368.328
8.00	0.806	14.182	5.042	367.000	367.806
8.50	0.787	14.537	5.232	366.500	367.287
9.00	0.768	14.882	5.420	366.000	366.768
9.50	0.751	15.219	5.605	365.500	366.251
10.00	0.736	15.548	5.788	365.000	365.736
10.50	0.721	15.870	5.969	364.500	365.221
11.00	0.707	16.184	6.147	364.000	364.707
11.50	0.693	16.493	6.323	363.500	364.193
12.00	0.681	16.795	6.498	363.000	363.681
12.50	0.669	17.091	6.671	362.500	363.169
13.00	0.658	17.382	6.842	362.000	362.658
13.50	0.647	17.668	7.011	361.500	362.147
14.00	0.637	17.949	7.179	361.000	361.637
14.50	0.628	18.225	7.345	360.500	361.128
15.00	0.618	18.497	7.511	360.000	360.618
15.50	0.609	18.765	7.674	359.500	360.109
16.00	0.601	19.029	7.837	359.000	359.601
16.50	0.593	19.289	7.998	358.500	359.093
16.93	0.586	19.510	8.136	358.070	358.656

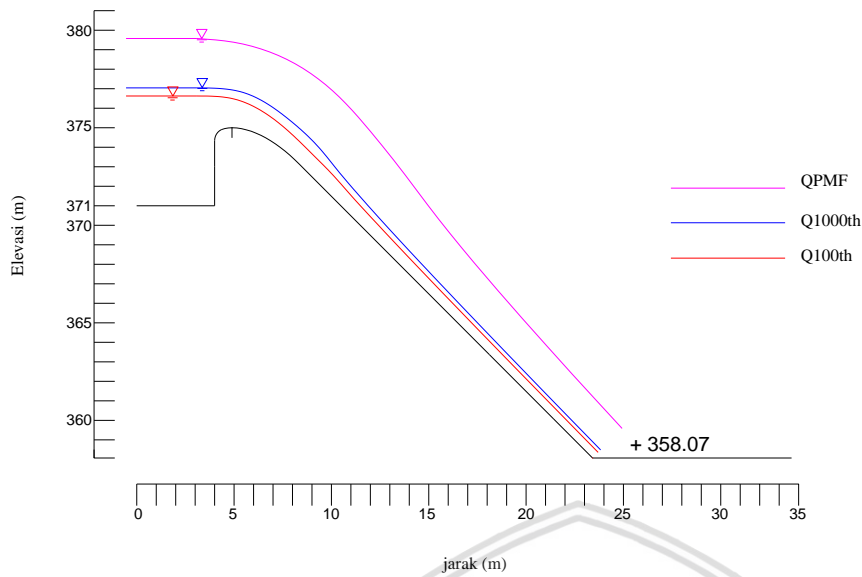
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.10

Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{PMF}

Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Spill way	El Muka Air
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
0.00	4.508	6.656	1.00	375.000	379.508
1.00	4.487	9.834	1.482	374.000	378.487
1.50	4.431	9.958	1.510	373.500	377.931
2.00	4.356	10.129	1.550	373.000	377.356
2.50	4.317	10.221	1.571	372.500	376.817
3.00	4.236	10.417	1.616	372.000	376.236
3.50	3.970	11.115	1.781	371.500	375.470
4.00	3.765	11.721	1.929	371.000	374.765
4.50	3.597	12.267	2.065	370.500	374.097
5.00	3.455	12.769	2.193	370.000	373.455
5.50	3.333	13.239	2.315	369.500	372.833
6.00	3.225	13.682	2.433	369.000	372.225
6.50	3.129	14.103	2.546	368.500	371.629
7.00	3.042	14.506	2.655	368.000	371.042
7.50	2.963	14.892	2.762	367.500	370.463
8.00	2.891	15.264	2.866	367.000	369.891
8.50	2.824	15.624	2.968	366.500	369.324
9.00	2.762	15.973	3.068	366.000	368.762
9.50	2.705	16.312	3.166	365.500	368.205
10.00	2.651	16.641	3.263	365.000	367.651
10.50	2.601	16.962	3.358	364.500	367.101
11.00	2.554	17.276	3.451	364.000	366.554
11.50	2.509	17.583	3.544	363.500	366.009
12.00	2.467	17.882	3.635	363.000	365.467
12.50	2.428	18.176	3.725	362.500	364.928
13.00	2.390	18.464	3.814	362.000	364.390
13.50	2.354	18.747	3.901	361.500	363.854
14.00	2.319	19.024	3.988	361.000	363.319
14.50	2.287	19.297	4.074	360.500	362.787
15.00	2.255	19.565	4.160	360.000	362.255
15.50	2.225	19.829	4.244	359.500	361.725
16.00	2.196	20.089	4.328	359.000	361.196
16.50	2.169	20.345	4.411	358.500	360.669
16.93	2.146	20.563	4.482	358.070	360.216

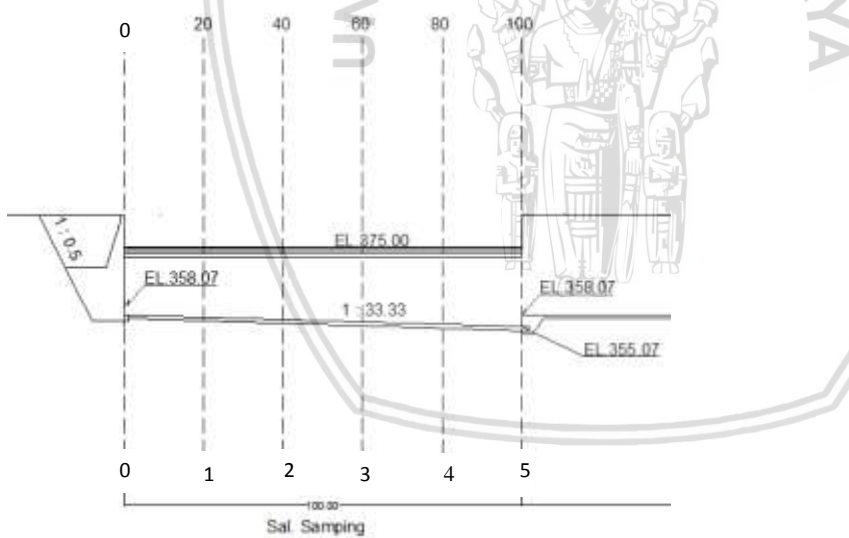
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)



Gambar 4.13 Profil Muka Air Pelimpah Bendungan Temef section 0
 Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

4.8 Analisa Hidrolika Pada Saluran Samping

Bentuk saluran samping pada Bendungan Temef dengan lebar hulu 35 m dan lebar hilir 50 m. Panjang saluran samping 100 m.



Gambar 4.14 Sketsa Potongan Memanjang Saluran Samping
 Sumber: Hasil Uji Model Fisik (2017)

4.8.1. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Samping

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran samping dengan debit pengaliran Q_{100th} :

Contoh perhitungan:

$$Q_{outflow\ 100th} = 785,556\ m^3/det$$

$$Slope = 0,0303$$

$$\begin{aligned}
 d_{(0+100)} &= 6,886 \text{ m (h hulu saluran transisi)} \\
 \text{El. Hulu} &= + 358,070 \text{ m} \\
 \text{El. Hilir} &= + 355,070 \text{ m} \\
 \text{Tinggi Endsill} &= 3,00 \text{ m} \\
 \text{El. Muka air sec. 5} &= \text{El. Hilir} + d_{(0+100)} + h_{\text{endsill}} \\
 &= 355,070 + 6,886 + 3 \\
 &= + 364,956 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$v \text{ sec 5} = 2,068 \text{ m/s}$$

Diambil perhitungan untuk section 4 (*station* 0+80)

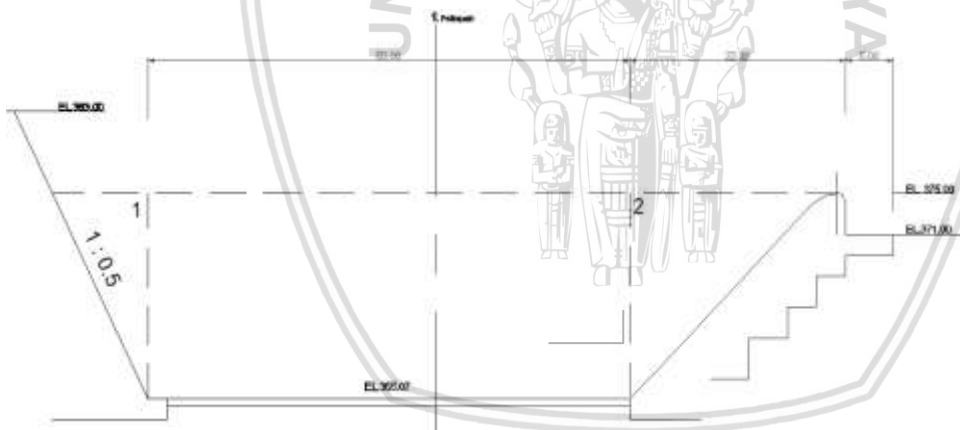
$$\begin{aligned}
 \text{El. Dasar} &= \text{El. Hulu} - (I \times \Delta x) \\
 &= 358,070 - (0,030 \times 80) = 355,646
 \end{aligned}$$

$$\Delta y \text{ asumsi} = 0,171 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{El. Muka air} &= \text{El. Sec 5} + \Delta y_{\text{asumsi}} \\
 &= 364,956 + 0,171 = 365,127 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$d_{(0+80)} = 365,127 - 355,646 = 9,482 \text{ m}$$

dengan $B = 47 \text{ m}$ (pelebaran dari hulu-hilir), maka luas :



Gambar 4.15 Sketsa Potongan Memanjang Saluran Samping

Sumber: Hasil Pengamatan (2017)

$$\begin{aligned}
 \text{Luas (A)} &= A\Delta_1 + A\Box + A\Delta_2 \\
 &= (\frac{1}{2} \cdot 0,5d \cdot d) + (B \cdot d) + (\frac{1}{2} \cdot \text{tg } 45^\circ \cdot d \cdot d) \\
 &= (0,5d)^2 + (B \cdot d) + (\frac{1}{2} \cdot d^2) \\
 &= (0,5 \cdot 9,482)^2 + (47 \cdot 9,482) + (\frac{1}{2} \cdot 9,482^2) \\
 &= 513,058 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= (80/100) * 785,566 \\
 &= 628,453 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

$$v = Q/A$$

$$= 628,453 / 513,058 = 1,225 \text{ m/s}$$

Dengan persamaan 2.12 :

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

$$\Delta y = \frac{628,453 (2,068 + 1,225)}{9,81 (785,566 + 628,453)} \left[(2,068 - 1,225) + \frac{1,225(785,566 - 628,453)}{628,453} \right]$$

$$\Delta y = 0,171 \text{ m}$$

Karena Δy asumsi = Δy perhitungan , maka nilai h pada *section* 4 = 9,482 m. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.11-4.13





Tabel 4.11

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{100th}

$Q_{100th} = 785,566 \text{ m}^3/\text{s}$

$I = 1/33$

El. Hulu = 358,07

El. End Sill = 358,07

d-awal = 6,886 m

El. Hilir = 355,07

Tinggi End Sill = 3 m

No	Station	ΔX	Elevasi Dasar	Trial Δy	Elevasi Muka Air	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	Q_2 $g(Q_1+Q_2)$	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	(Q_1-Q_2) (Q_2)	$V_2(Q_1-Q_2)$ (Q_2)	(13+16)	Δy	Keterangan
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
5	0+100	0	355.070	3.000	364.956	6.886	50.00	379.853	785.566	2.068										
4	0+80	20	355.646	0.171	365.127	9.482	47.00	513.058	628.453	1.225	1414.019	0.045	3.293	0.843	157.113	0.250	0.306	1.149	0.171	OK
3	0+60	20	356.252	0.053	365.181	8.929	44.00	452.670	471.340	1.041	1099.792	0.044	2.266	0.184	157.113	0.333	0.347	0.531	0.053	OK
2	0+40	20	356.858	0.049	365.230	8.372	41.00	395.825	314.226	0.794	785.566	0.041	1.835	0.247	157.113	0.500	0.397	0.644	0.048	OK
1	0+20	20	357.464	0.035	365.265	7.801	38.00	342.059	157.113	0.459	471.340	0.034	1.253	0.335	157.113	1.000	0.459	0.794	0.034	OK
0	0+0	20	358.07	0.000	365.265	7.195	35	290.630	0.000	0.000	157.113	0.000	0.459	0.459	157.113	0.000	0.000	0.459	0.000	OK

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan :

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

Tabel 4.12

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{1000th}

$Q_{1000th} = 1143,687 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 1/33$ El. Hulu = 358,07 El. End Sill = 358,07

d-awal = 8,551 m El. Hilir = 355,07 Tinggi End Sill = 3 m

No	Station	ΔX	Elevasi Dasar	Trial Δy	Elevasi Muka Air	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	$\frac{Q_2}{g(Q_1+Q_2)}$	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	$\frac{(Q_1-Q_2)}{(Q_2)}$	$\frac{1}{2} (Q_1-Q_2) (13+16)$	Δy	Keterangan	
	1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
5	0+100	0	355.070	3.000	366.621	8.551	50.00	482.384	1143.687	2.371										
4	0+80	20	355.646	0.220	366.841	11.195	47.00	620.192	914.950	1.475	2058.637	0.045	3.846	0.896	228.737	0.250	0.369	1.264	0.220	OK
3	0+60	20	356.252	0.077	366.918	10.667	44.00	554.657	686.212	1.237	1601.162	0.044	2.712	0.238	228.737	0.333	0.412	0.650	0.077	OK
2	0+40	20	356.858	0.068	366.987	10.129	41.00	492.219	457.475	0.929	1143.687	0.041	2.167	0.308	228.737	0.500	0.465	0.772	0.068	OK
1	0+20	20	357.464	0.047	367.034	9.570	38.00	432.331	228.737	0.529	686.212	0.034	1.458	0.400	228.737	1.000	0.529	0.929	0.046	OK
0	0+0	20	358.07	0.000	367.034	8.964	35	373.986	0.000	0.000	228.737	0.000	0.529	0.529	228.737	0.000	0.000	0.529	0.000	OK

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan :

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

Tabel 4.13

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{PMF}

$Q_{PMF} = 4112,337 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 1/33$ El. Hulu = 358,07 El. End Sill = 358,07

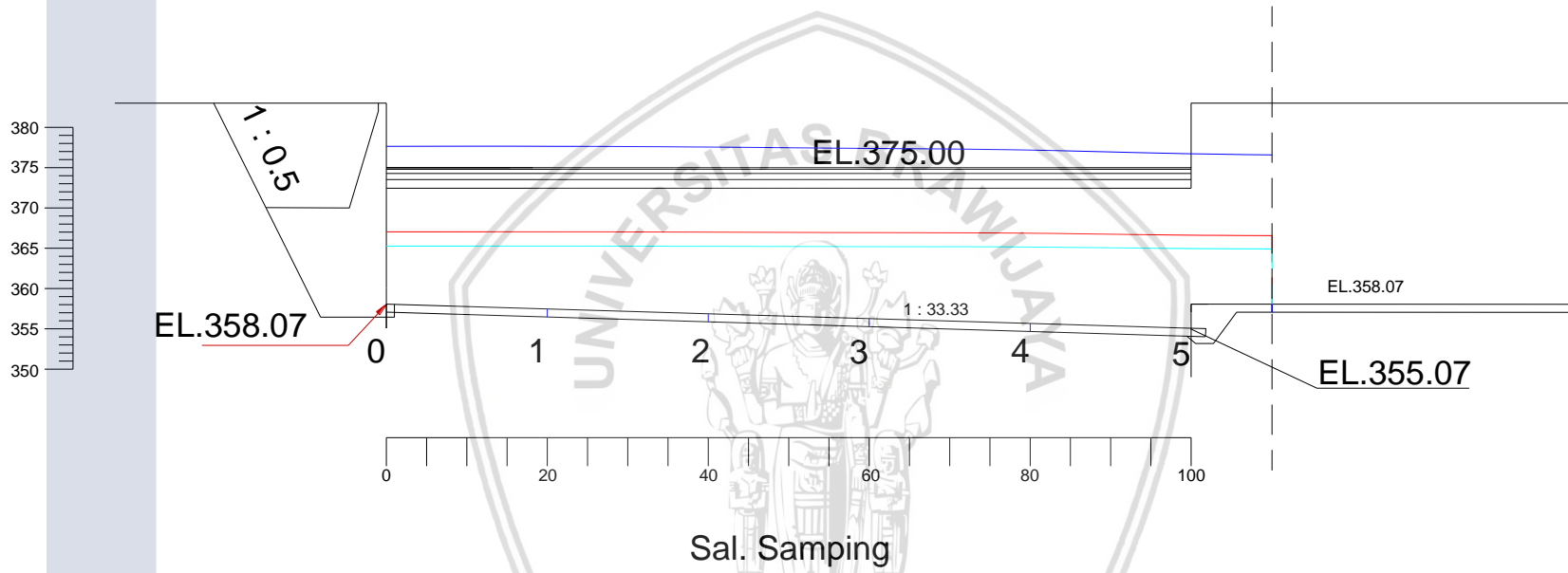
d-awal = 18,652 m El. Hilir = 355,07 Tinggi End Sill = 3 m

No	Station	ΔX	Elevasi Dasar	Trial Δy	Elevasi Muka Air	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	Q_2 g(Q ₁ +Q ₂)	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	(Q ₁ -Q ₂) (Q ₂)	$V_2(Q_1-Q_2)$ (Q ₂)	(13+16)	Δy	Keterangan
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
5	0+100	0	355.070	3.000	376.722	18.652	50.00	1193.518	4112.337	3.446										
4	0+80	20	355.646	0.433	377.155	21.509	47.00	1357.912	3289.870	2.423	7402.207	0.045	5.868	1.023	822.467	0.250	0.606	1.629	0.433	OK
3	0+60	20	356.252	0.214	377.369	21.117	44.00	1263.621	2467.402	1.953	5757.272	0.044	4.375	0.470	822.467	0.333	0.651	1.121	0.214	OK
2	0+40	20	356.858	0.171	377.540	20.682	41.00	1168.800	1644.935	1.407	4112.337	0.041	3.360	0.545	822.467	0.500	0.704	1.249	0.171	OK
1	0+20	20	357.464	0.104	377.644	20.180	38.00	1072.287	822.467	0.767	2467.402	0.034	2.174	0.640	822.467	1.000	0.767	1.407	0.104	OK
0	0+0	20	358.07	0.000	377.644	19.574	35	972.463	0.000	0.000	822.467	0.000	0.767	0.767	822.467	0.000	0.000	0.767	0.000	OK

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan :

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

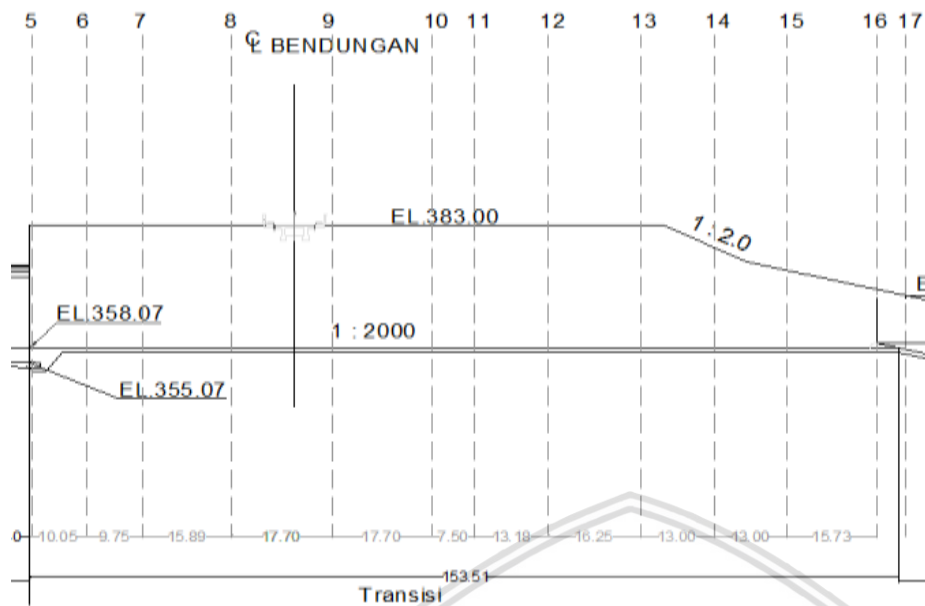


Keterangan : — = Q_{PMF}
 — = Q_{1000th}
 — = Q_{100th}

Gambar 4.15 Profil Muka Air Saluran Samping
 Sumber: Hasil Perhitungan (2017)



4.9. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Transisi



Gambar 4.16 Sketsa Saluran Transisi Bendungan Temef

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran transisi dengan debit pengaliran Q_{100th} :

Contoh perhitungan pada *section* 15 dan 16:

Saluran transisi *section* 16;

$$Q_{100th} = 785,556 \quad m^3/dt$$

$$B_{16} = 30 \quad m$$

$$\text{Slope} = 0$$

$$\text{Elevasi } section \ 16 = 358,070 \text{ m}$$

$$\text{Datum} = 358,070 \text{ m}, \quad Z = 359,00 - 358,070 = 0,93 \text{ m}$$

Sehingga:

$$H_{16} = h_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(785,556/30)^2}{9,81}} = 4,119 \text{ m}$$

$$V_{16} = V_c = Q/A = 785,556/(30 \cdot 4,119) = 6,36 \text{ m/dt}$$

$$h_{v_{16}} = \frac{v_{16}^2}{2g} = \frac{6,36^2}{2 \cdot 9,81} = 2,062 \text{ m}$$

$$Z_{16} + h_{16} + \frac{v_{16}^2}{2g} = 0,93 + 4,119 + 2,062 = 7,109 \text{ m}$$

Bilangan Froude,

$$Fr = \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot h_c}} = \frac{6,36}{\sqrt{9,81 \cdot 4,119}} = 1 \quad (\text{kritis})$$

Jari-jari hidrolis, (R) =

$$\frac{A}{P} = \frac{123,58}{38,24} = 3,23 \text{ m}$$

Langkah perhitungan selanjutnya sebagai berikut:

1. Lebar dasar saluran *section 15*, $b = 30 \text{ m}$
2. Panjang jarak *section 15* sampai *section 16*, $\Delta X = 15,73 \text{ m}$
3. Jarak datum, $Z_{15} = \text{Elevasi } section 15 - \text{datum} = 358,070 - 358,070 = 0 \text{ m}$
4. Coba-coba tinggi muka air pada *section 15*, $h = 6,22 \text{ m}$
5. Didapat Luas penampang basah, $A = 30 \times 6,22 = 186,71 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 30 + (2 \times 6,22) = 42,45 \text{ m}$, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 186,70/42,45 = 4,40 \text{ m}$.
6. Kecepatan Aliran $V_{15} = Q / A = 785,556 / 186,70 = 4,21 \text{ m/det}$
7. Kehilangan akibat kecepatan

$$h_{v_{15}} = \frac{v_{15}^2}{2g} = \frac{4,21^2}{2 \cdot 9,81} = 0,903 \text{ m}$$

8. Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$h_f = \frac{n^2 \cdot \left(\frac{v_{16} + v_{15}}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_{16} + R_{15}}{2} \right)^{4/3}} \cdot \Delta X = \frac{0,014^2 \cdot \left(\frac{6,36 + 4,21}{2} \right)^2}{\left(\frac{3,23 + 4,40}{2} \right)^{4/3}} \cdot 15,73 = 0,02 \text{ m}$$

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

$$Z_{16} + h_{16} + \frac{v_{16}^2}{2g} = Z_{15} + h_{15} + \frac{v_{15}^2}{2g} - h_f - h_e$$

$$0,93 + 4,119 + 2,062 = 0 + 6,22 + 0,903 - 0,02 - 0$$

$$7,1 = 7,1 \text{ (memenuhi)}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_{15} = 6,22 \text{ m}$, memenuhi.

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.14 – 4.16.

Tabel 4.14

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{100th}

$Q_{100th} = 785,556 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 0$ El. Dasar = 358,07

$Yc = 4,119 \text{ m}$ $b = 30$ $n = 0,014$

No	Jarak	ΔX	B1	Z1	h1	El. MA	A2	U1	$h + Z + U^2/2g$	P1	R1	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX	he	$\frac{h^2 + Z^2 + U^2}{2g + hf} + he$	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	m	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
16	0.00	0.00	30.00	0.930	4.119	363.119	123.58	6.36	7.109	38.24	3.23	0.0017						1.000	KRITIS
15	15.73	15.73	30.00	0.000	6.224	364.294	186.71	4.21	7.126	42.45	4.40	0.0005	0.0011	0.02	0.000	7.126	OK	0.538	SUB KRITIS
14	28.73	13.00	30.00	0.000	6.232	364.302	186.97	4.20	7.132	42.46	4.40	0.0005	0.0005	0.01	0.000	7.132	OK	0.537	SUB KRITIS
13	41.73	13.00	30.00	0.000	6.241	364.311	187.24	4.20	7.138	42.48	4.41	0.0005	0.0005	0.01	0.000	7.138	OK	0.536	SUB KRITIS
12	57.98	16.25	30.00	0.000	6.252	364.322	187.56	4.19	7.146	42.50	4.41	0.0005	0.0005	0.01	0.000	7.146	OK	0.535	SUB KRITIS
11	71.16	13.18	30.00	0.000	6.261	364.331	187.83	4.18	7.152	42.52	4.42	0.0005	0.0005	0.01	0.000	7.152	OK	0.534	SUB KRITIS
10	78.66	7.50	30.00	0.000	6.257	364.327	187.72	4.18	7.150	42.51	4.42	0.0005	0.0005	0.00	0.000	7.150	OK	0.534	SUB KRITIS
9	96.36	17.70	34.77	0.000	6.582	364.652	228.84	3.43	7.182	47.93	4.77	0.0003	0.0004	0.01	0.029	7.182	OK	0.427	SUB KRITIS
8	114.06	17.70	39.83	0.000	6.730	364.800	268.04	2.93	7.167	53.29	5.03	0.0002	0.0002	0.00	0.016	7.167	OK	0.361	SUB KRITIS
7	129.86	15.80	44.34	0.000	6.814	364.884	302.13	2.60	7.159	57.97	5.21	0.0001	0.0002	0.00	0.009	7.158	OK	0.318	SUB KRITIS
6	139.61	9.75	47.13	0.000	6.850	364.920	322.85	2.43	7.152	60.83	5.31	0.0001	0.0001	0.00	0.004	7.152	OK	0.297	SUB KRITIS
5	149.66	10.05	50	0.000	6.886	364.956	344.29	2.28	7.151	63.77	5.40	0.0001	0.0001	0.00	0.004	7.151	OK	0.278	SUB KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan :

- | | | | |
|----------------------|-------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Jarak | 5. Ketinggian | 9. $(5) + (4) + ((8)^2)/19.62$ | 13. $(Sd.121+(12))/2$ |
| 2. Jarak 1 - Jarak 2 | 6. El. Dasar + (4) +(5) | 10. $(2*(5))+(3)$ | 14. $(1) \times (13)$ |
| 3. Lebar Saluran | 7. $(3) \times (5)$ | 11. $(7)/(8)$ | 15. $ABS(((8)1^2)-(8)2^2)/19.62)$ |
| 4. Slope x (1) | 8. $Q/(7)$ | 12. $((n^2)*((8)^2))(11)^1.333333$ | 16. $Sd. (9)1+(14)+(15)$ |

Tabel 4.15

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{1000th}
 $Q_{1000th} = 1143,687 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 0$ El. Dasar = 358,07

$Y_c = 5,291 \text{ m}$ $b = 30$ $n = 0,014$

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	$\frac{h^2 + Z^2 + U^2}{2g + hf + he}$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
16	0.00	0.00	30.00	0.930	5.291	364.291	158.74	7.20	8.867	40.58	3.91	0.0017						1.000	KRITIS
15	15.73	15.73	30.00	0.000	7.603	365.673	228.10	5.01	8.885	45.21	5.05	0.0006	0.0011	0.02	0.000	8.885	OK	0.581	SUB KRITIS
14	28.73	13.00	30.00	0.000	7.615	365.685	228.44	5.01	8.892	45.23	5.05	0.0006	0.0006	0.01	0.000	8.892	OK	0.579	SUB KRITIS
13	41.73	13.00	30.00	0.000	7.626	365.696	228.78	5.00	8.900	45.25	5.06	0.0006	0.0006	0.01	0.000	8.900	OK	0.578	SUB KRITIS
12	57.98	16.25	30.00	0.000	7.640	365.710	229.20	4.99	8.909	45.28	5.06	0.0006	0.0006	0.01	0.000	8.909	OK	0.576	SUB KRITIS
11	71.16	13.18	30.00	0.000	7.651	365.721	229.54	4.98	8.917	45.30	5.07	0.0006	0.0006	0.01	0.000	8.916	OK	0.575	SUB KRITIS
10	78.66	7.50	30.00	0.000	7.647	365.717	229.40	4.99	8.913	45.29	5.06	0.0006	0.0006	0.00	0.000	8.913	OK	0.576	SUB KRITIS
9	96.36	17.70	34.77	0.000	8.125	366.195	282.49	4.05	8.960	51.02	5.54	0.0003	0.0004	0.01	0.043	8.960	OK	0.453	SUB KRITIS
8	114.06	17.70	39.83	0.000	8.331	366.401	331.84	3.45	8.937	56.49	5.87	0.0002	0.0003	0.00	0.023	8.937	OK	0.381	SUB KRITIS
7	129.86	15.80	44.34	0.000	8.451	366.521	374.71	3.05	8.926	61.24	6.12	0.0002	0.0002	0.00	0.013	8.925	OK	0.335	SUB KRITIS
6	139.61	9.75	47.13	0.000	8.502	366.572	400.68	2.85	8.917	64.13	6.25	0.0001	0.0002	0.00	0.006	8.916	OK	0.313	SUB KRITIS
5	149.66	10.05	50	0.000	8.551	366.621	427.55	2.68	8.916	67.10	6.37	0.0001	0.0001	0.00	0.005	8.915	OK	0.292	SUB KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan :

- | | | | |
|----------------------|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1. Jarak | 5. Ketinggian | 9. $(5) + (4) + ((8)^2)/19.62)$ | 13. $(Sd.121+(12))/2$ |
| 2. Jarak 1 - Jarak 2 | 6. El. Dasar + (4) +(5) | 10. $(2*(5))+ (3)$ | 14. $(1) \times (13)$ |
| 3. Lebar Saluran | 7. $(3) \times (5)$ | 11. $(7)/(8)$ | 15. $ABS(((8)1^2)-(8)2^{*2}))/19.62)$ |
| 4. Slope x (1) | 8. $Q/(7)$ | 12. $((n^2)*((8)^2))(11)^{1.333333}$ | 16. $Sd. (9)1+(14)+(15)$ |

Tabel 4.16

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{PMF}

$Q_{PMF} = 4112,337 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 0$ El. Dasar = 358,07

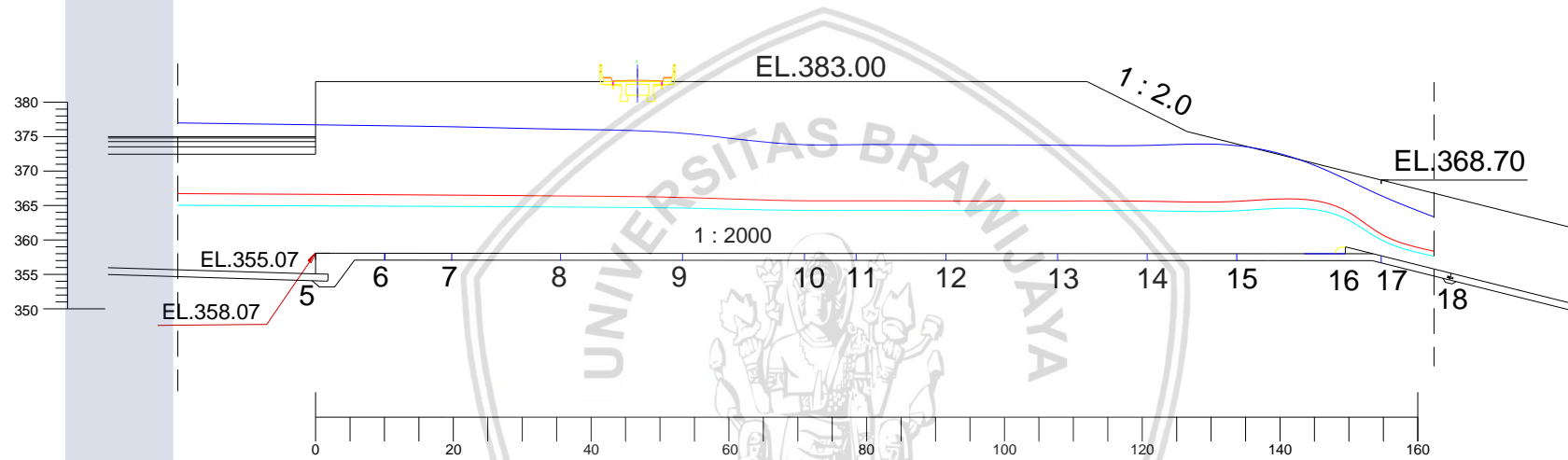
$Y_c = 12,419 \text{ m}$ $b = 30$ $n = 0,014$

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2/2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$\frac{h^2 + Z^2 + U^2}{2g + hf + he}$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
16	0.00	0.00	30.00	0.930	12.419	371.419	372.57	11.04	19.559	54.84	6.79	0.0019						1.000	KRITIS
15	15.73	15.73	30.00	0.000	15.692	373.762	470.75	8.74	19.581	61.38	7.67	0.0010	0.0014	0.02	0.000	19.581	OK	0.704	SUB KRITIS
14	28.73	13.00	30.00	0.000	15.717	373.787	471.52	8.72	19.594	61.43	7.68	0.0010	0.0010	0.01	0.000	19.594	OK	0.702	SUB KRITIS
13	41.73	13.00	30.00	0.000	15.743	373.813	472.28	8.71	19.607	61.49	7.68	0.0010	0.0010	0.01	0.000	19.607	OK	0.701	SUB KRITIS
12	57.98	16.25	30.00	0.000	15.774	373.844	473.23	8.69	19.623	61.55	7.69	0.0010	0.0010	0.02	0.000	19.623	OK	0.699	SUB KRITIS
11	71.16	13.18	30.00	0.000	15.800	373.870	473.99	8.68	19.636	61.60	7.69	0.0010	0.0010	0.01	0.000	19.636	OK	0.697	SUB KRITIS
10	78.66	7.50	30.00	0.000	15.790	373.860	473.70	8.68	19.631	61.58	7.69	0.0010	0.0010	0.01	0.000	19.630	OK	0.698	SUB KRITIS
9	96.36	17.70	34.77	0.000	17.443	375.513	606.48	6.78	19.786	69.66	8.71	0.0005	0.0007	0.01	0.150	19.786	OK	0.518	SUB KRITIS
8	114.06	17.70	39.83	0.000	18.031	376.101	718.16	5.73	19.702	75.89	9.46	0.0003	0.0006	0.01	0.067	19.702	OK	0.431	SUB KRITIS
7	129.86	15.80	44.34	0.000	18.371	376.441	814.56	5.05	19.670	81.08	10.05	0.0002	0.0006	0.01	0.037	19.670	OK	0.376	SUB KRITIS
6	139.61	9.75	47.13	0.000	18.513	376.583	872.53	4.71	19.646	84.16	10.37	0.0002	0.0006	0.01	0.017	19.646	OK	0.350	SUB KRITIS
5	149.66	10.05	50	0.000	18.652	376.722	932.60	4.41	19.643	87.30	10.68	0.0002	0.0006	0.01	0.014	19.643	OK	0.326	SUB KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan:

- | | | | |
|----------------------|--------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| 1. Jarak | 5. Ketinggian | 9. $(5) + (4) + ((8)^2)/19.62$ | 13. $(Sd.121+(12))/2$ |
| 2. Jarak 1 - Jarak 2 | 6. El. Dasar + (4) + (5) | 10. $(2*(5))+ (3)$ | 14. $(1) \times (13)$ |
| 3. Lebar Saluran | 7. $(3) \times (5)$ | 11. $(7)/(8)$ | 15. $ABS(((8)1^2)-(8)2^{*2}))/19.62$ |
| 4. Slope x (1) | 8. $Q/(7)$ | 12. $((n^2)*((8)^2))(11)^1.333333$ | 16. $Sd. (9)1+(14)+(15)$ |



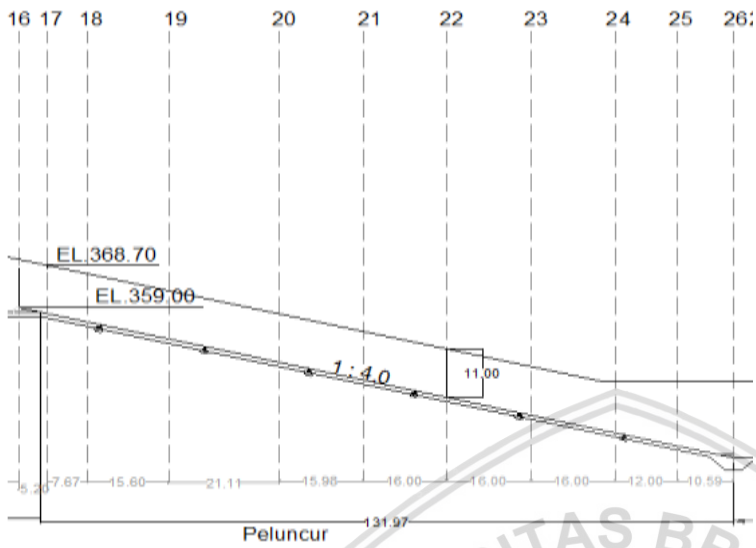
Saluran Transisi

Keterangan : — = Q_{PMF}
 — = Q_{1000th}
 — = Q_{100th}

Gambar 4.17 Profil Muka Air Saluran Transisi Bendungan Temef
 Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

4.10. Analisa Hidrolika Pada Saluran Peluncur

Saluran peluncur Bendungan Temef memiliki lebar saluran 30 m dengan kemiringan yang cukup curam yaitu 1:4



Gambar 4.18 Sketsa Saluran Peluncur Bendungan Temef
Sumber: Hasil Uji Model Fisik (2017)

4.10.1. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran peluncur atas dengan debit pengaliran Q_{100th} :

Contoh perhitungan pada *section 16* dan *section 17*;

$$Q_{100th} = 785,56 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{16} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Slope} = 0,25$$

$$Z_{16} = 34,00 \text{ m}$$

Sehingga:

$$H_{16} = h_c =$$

$$\sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(785,56/30)^2}{9,81}} = 4,119 \text{ m}$$

$$V_{16} = V_c = Q/A = 785,56/(30 \cdot 4,119) = 6,357 \text{ m/dt}$$

$$h_{v16} = \frac{V_{16}^2}{2 \cdot 9,81} = \frac{6,357^2}{19,62} = 2,06$$

$$Z_{16} + h_{16} + h_{v16} = 34,00 + 4,119 + 2,06 = 40,176 \text{ m}$$

Bilangan Froude,

$$Fr = \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot h_c}} = \frac{6,357}{\sqrt{9,81 \cdot 4,119}} = 1 \quad (\text{kritis})$$

Jari-jari hidrolis, (R) =

$$\frac{A_s}{P_s} = \frac{123,576}{38,238} = 3,232 \text{ m}$$

Langkah perhitungan selanjutnya sebagai berikut:

1. Lebar dasar saluran *section* 17, $b = 30 \text{ m}$
2. Panjang jarak *section* 16 sampai *section* 17, $\Delta X = 5,20 \text{ m}$
3. Jarak datum, $Z_{17} = \text{Elevasi } \textit{section} 17 - \text{datum} = 31,35 \text{ m}$
4. Coba-coba tinggi muka air pada *section* 17, $h = 2,311 \text{ m}$
5. Didapat Luas penampang basah, $A = 30 \times 2,311 = 69,319 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 30 + (2 \times 2,311) = 34,621 \text{ m}$, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 69,318/34,621 = 2,002 \text{ m}$.
6. Kecepatan Aliran $V_{17} = Q / A = 785,56 / 69,318 = 11,33 \text{ m/det}$
7. Kehilangan akibat kecepatan,

$$h_{v_{17}} = \frac{v_{17}^2}{2g} = \frac{11,33^2}{2 \cdot 9,81} = 6,543 \text{ m}$$

8. Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$h_f = \frac{n^2 \cdot \frac{(v_{16}^2 + v_{17}^2)}{2}}{\left(\frac{v_{16} + v_{17}}{2}\right)^{4/3}} \cdot \Delta x = \frac{0,014^2 \cdot \left(\frac{6,357 + 11,33}{2}\right)^2}{\left(\frac{3,232 + 2,002}{2}\right)^{4/3}} \cdot 5,20 = 0,03 \text{ m}$$

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

$$Z_{16} + h_{16} + \frac{V_{16}^2}{2g} = Z_{17} + h_{17} + \frac{V_{17}^2}{2g} + h_f + h_e$$

$$34,00 + 4,119 + 2,06 = 31,35 + 2,311 + 6,543 + 0,03 + 0$$

$$40,2 = 40,2 \text{ (memenuhi)}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_{17} = 2,311 \text{ m}$ memenuhi.

Cek bilangan *Froude*,

$$Fr = \frac{V_{17}}{\sqrt{g \cdot h_{17}}} = \frac{11,33}{\sqrt{9,81 \cdot 2,311}} = 2,38 \text{ (Superkritis)}$$

Jadi permukaan air di hilir sama dengan kehilangan energi pada saluran, keterangan kondisi aliran berdasarkan bilangan *Froude*. Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.17 – 4.19.

Tabel 4.17

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{100th} $Q_{100th} = 785,566 \text{ m}^3/\text{s}$ $Yc = 4,119 \text{ m}$ $El. \text{ Dasar} = 325,00$ $I = 0,25$ $b = 30$ $n = 0,014$

No	Jarak m	ΔX m	Elevasi			El. MA	$h + Z +$					$h_2 + Z_2 + U^2 /$				Ket.	Fr	Keterangan		
			Dasar	B1	Z1		h1	A2	U1	$U^2 / 2g$	P1	R1	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX				he	$2g + hf + he$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
16	0	0	359.00	30	34	4.119	363.117	123.577	6.357	40.176	38.238	3.232	0.002						1	KRITIS
17	5.2	5.2	356.35	30	31.4	2.311	358.661	69.319	11.333	40.206	34.621	2.002	0.010	0.006	0.030	0	40.207	OK	2.380	SUPER KRITIS
18	12.87	7.67	353.35	30	28.4	1.862	355.212	55.867	14.061	40.290	33.724	1.657	0.020	0.015	0.114	0	40.290	OK	3.290	SUPER KRITIS
19	28.47	15.6	349.35	30	24.4	1.541	350.891	46.221	16.996	40.613	33.081	1.397	0.036	0.028	0.437	0	40.613	OK	4.372	SUPER KRITIS
20	49.4	20.93	345.35	30	20.4	1.340	346.690	40.204	19.540	41.150	32.680	1.230	0.057	0.047	0.973	0	41.150	OK	5.389	SUPER KRITIS
21	65.4	16	341.35	30	16.4	1.215	342.565	36.438	21.559	41.254	32.429	1.124	0.078	0.067	1.078	0	41.254	OK	6.246	SUPER KRITIS
22	81.4	16	337.35	30	12.4	1.114	338.464	33.420	23.506	41.626	32.228	1.037	0.103	0.091	1.449	0	41.626	OK	7.111	SUPER KRITIS
23	97.4	16	332.12	30	7.12	1.014	333.131	30.420	25.824	42.122	32.028	0.950	0.140	0.122	1.945	0	42.122	OK	8.188	SUPER KRITIS
24	113.4	16	328.22	30	3.22	0.953	329.170	28.584	27.483	42.668	31.906	0.896	0.171	0.156	2.491	0	42.668	OK	8.989	SUPER KRITIS
25	125.4	12	326.30	30	1.3	0.934	327.234	28.018	28.038	42.302	31.868	0.879	0.183	0.177	2.126	0	42.303	OK	9.263	SUPER KRITIS
26	135.99	10.59	325.00	30	0	0.921	325.921	27.617	28.445	42.160	31.841	0.867	0.192	0.187	1.984	0	42.160	OK	9.466	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan :

- | | | | |
|----------------------|--------------------------|---|---|
| 1. Jarak | 5. Ketinggian | 9. $(5) + (4) + ((8)^2) / 19.62$ | 13. $(Sd.121 + (12)) / 2$ |
| 2. Jarak 1 - Jarak 2 | 6. El. Dasar + (4) + (5) | 10. $(2 * (5)) + (3)$ | 14. $(1) \times (13)$ |
| 3. Lebar Saluran | 7. $(3) \times (5)$ | 11. $(7) / (8)$ | 15. $ABS(((8)1^2) - (8)2 * ^2) / 19.62$ |
| 4. Slope x (1) | 8. $Q / (7)$ | 12. $((n^2) * ((8)^2)) / (11)^{1.333333}$ | 16. $Sd. (9)1 + (14) + (15)$ |

Tabel 4.18
Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{1000th}

$Q_{1000th} = 1143,69 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_c = 5,291 \text{ m}$ El. Dasar = 325,00

$I = 0,25$ $b = 30$ $n = 0,014$

No	Jarak m	ΔX m	Elevasi			El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z +$		P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h_2 + Z_2 + U^2 /$		Ket.	Fr	Keterangan
			Dasar	B1 m	Z1 m				h1 m	$U^2 / 2g$ m							$2g + hf + h_e$ m				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
16	0	0	359.00	30	34	5.291	364.289	158.741	7.205	41.935	40.583	3.912	0.002						1	KRITIS	
17	5.2	5.2	356.35	30	31.4	3.152	359.502	94.547	12.096	41.960	36.303	2.604	0.008	0.005	0.025	0	41.960	OK	2.176	SUPER KRITIS	
18	12.87	7.67	353.35	30	28.4	2.585	355.935	77.540	14.750	42.023	35.169	2.205	0.015	0.011	0.088	0	42.022	OK	2.929	SUPER KRITIS	
19	28.47	15.6	349.35	30	24.4	2.170	351.520	65.100	17.568	42.251	34.340	1.896	0.026	0.020	0.317	0	42.252	OK	3.808	SUPER KRITIS	
20	49.4	20.93	345.35	30	20.4	1.908	347.258	57.234	19.983	42.610	33.816	1.693	0.039	0.032	0.676	0	42.610	OK	4.619	SUPER KRITIS	
21	65.4	16	341.35	30	16.4	1.736	343.086	52.082	21.959	42.664	33.472	1.556	0.052	0.046	0.730	0	42.664	OK	5.321	SUPER KRITIS	
22	81.4	16	337.35	30	12.4	1.600	338.950	47.989	23.832	42.898	33.199	1.445	0.068	0.060	0.964	0	42.899	OK	6.016	SUPER KRITIS	
23	97.4	16	332.12	30	7.12	1.463	333.580	43.880	26.064	43.205	32.925	1.333	0.091	0.079	1.271	0	43.206	OK	6.881	SUPER KRITIS	
24	113.4	16	328.22	30	3.22	1.379	329.597	41.376	27.641	43.538	32.758	1.263	0.110	0.100	1.604	0	43.538	OK	7.515	SUPER KRITIS	
25	125.4	12	326.30	30	1.3	1.350	327.650	40.499	28.240	43.297	32.700	1.238	0.118	0.114	1.363	0	43.298	OK	7.760	SUPER KRITIS	
26	135.99	10.59	325.00	30	0	1.330	326.330	39.899	28.665	43.209	32.660	1.222	0.123	0.120	1.275	0	43.210	OK	7.936	SUPER KRITIS	

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan :

- | | | | |
|----------------------|------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Jarak | 5. Ketinggian | 9. $(5) + (4) + ((8)^2)/19.62$ | 13. $(Sd.121+(12))/2$ |
| 2. Jarak 1 - Jarak 2 | 6. El. Dasar + (4)+(5) | 10. $(2*(5))+ (3)$ | 14. $(1) \times (13)$ |
| 3. Lebar Saluran | 7. $(3) \times (5)$ | 11. $(7)/(8)$ | 15. $ABS(((8)1^2)-(8)2^2))/19.62$ |
| 4. Slope x (1) | 8. $Q/(7)$ | 12. $((n^2)*((8)^2))(11)^1 1.333333$ | 16. $Sd. (9)1+(14)+(15)$ |

Tabel 4.19

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{PMF}

$Q_{PMF} = 4112,34 \text{ m}^3/\text{s}$ $Y_c = 12,419 \text{ m}$ El. Dasar = 325,00

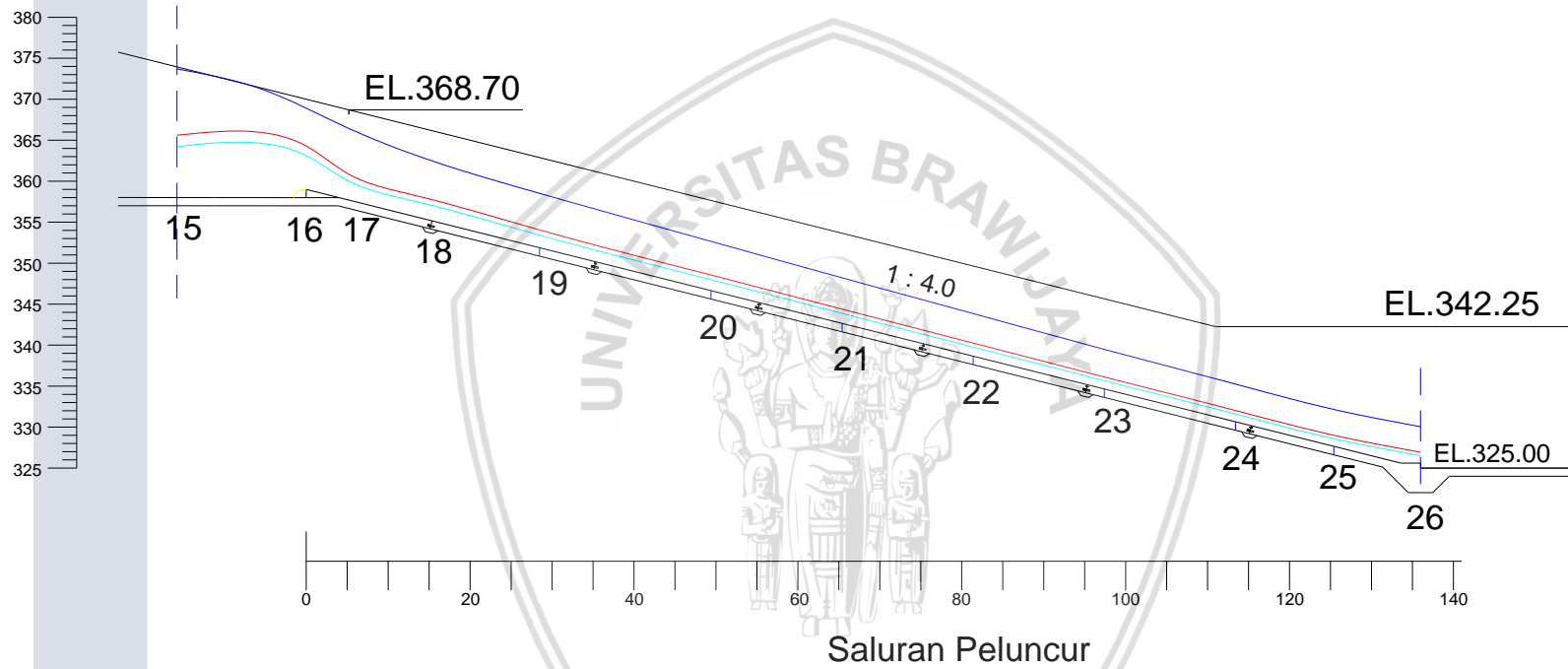
$I = 0,25$ $b = 30$ $n = 0,014$

No	Jarak m	ΔX m	Elevasi			$h + Z +$							$h_2 + Z_2 + U^2/2g$					Ket.	Fr	Keterangan
			Dasar	B1	Z1	h1	El. MA	A2	U1	$U^2/2g$	P1	R1	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX	he	$2g + hf + h_e$			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
16	0	0	359.00	30	34	12.419	371.417	372.571	11.038	52.626	54.838	6.794	0.002						1	KRITIS
17	5.2	5.2	356.35	30	31.4	8.731	365.081	261.925	15.700	52.645	47.462	5.519	0.005	0.003	0.018	0	52.644	OK	1.696	SUPER KRITIS
18	12.87	7.67	353.35	30	28.4	7.558	360.908	226.738	18.137	52.674	45.116	5.026	0.007	0.006	0.048	0	52.674	OK	2.106	SUPER KRITIS
19	28.47	15.6	349.35	30	24.4	6.630	355.980	198.887	20.677	52.770	43.259	4.598	0.011	0.009	0.144	0	52.770	OK	2.564	SUPER KRITIS
20	49.4	20.93	345.35	30	20.4	6.008	351.358	180.226	22.818	52.894	42.015	4.290	0.015	0.013	0.268	0	52.894	OK	2.972	SUPER KRITIS
21	65.4	16	341.35	30	16.4	5.560	346.910	166.799	24.654	52.891	41.120	4.056	0.018	0.017	0.264	0	52.891	OK	3.338	SUPER KRITIS
22	81.4	16	337.35	30	12.4	5.201	342.551	156.036	26.355	52.953	40.402	3.862	0.022	0.020	0.327	0	52.953	OK	3.690	SUPER KRITIS
23	97.4	16	332.12	30	7.12	4.828	336.946	144.843	28.392	53.031	39.656	3.652	0.028	0.025	0.404	0	53.031	OK	4.125	SUPER KRITIS
24	113.4	16	328.22	30	3.22	4.598	332.816	137.947	29.811	53.111	39.196	3.519	0.033	0.030	0.485	0	53.111	OK	4.439	SUPER KRITIS
25	125.4	12	326.30	30	1.3	4.503	330.803	135.098	30.440	53.029	39.007	3.463	0.035	0.034	0.403	0	53.029	OK	4.580	SUPER KRITIS
26	135.99	10.59	325.00	30	0	4.441	329.441	133.229	30.867	53.001	38.882	3.427	0.036	0.035	0.375	0	53.001	OK	4.676	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Keterangan :

- | | | | |
|----------------------|------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 1. Jarak | 5. Ketinggian | 9. $(5) + (4) + ((8)^2)/19.62$ | 13. $(Sd.121+(12))/2$ |
| 2. Jarak 1 - Jarak 2 | 6. El. Dasar + (4)+(5) | 10. $(2*(5))+ (3)$ | 14. $(1) \times (13)$ |
| 3. Lebar Saluran | 7. $(3) \times (5)$ | 11. $(7)/(8)$ | 15. $ABS(((8)1^2)-(8)2^{*2}))/19.62$ |
| 4. Slope x (1) | 8. $Q/(7)$ | 12. $((n^2)*((8)^2))(11)^{1.333333}$ | 16. $Sd. (9)1+(14)+(15)$ |



Keterangan : — = Q_{PMF}
 — = Q_{1000th}
 — = Q_{100th}

Gambar 4.19 Profil Muka Air Saluran Peluncur Bendungan Temef
 Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

4.11. Analisa Loncatan Hidrolis

4.11.1. Perhitungan Tinggi Muka Air Pada Peredam Energi

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

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{100\text{th}} = 785,566 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = 30 \text{ m}$$

Tinggi muka air dan kecepatan sebelum loncatan didapat dari perhitungan muka air peluncur pada Tabel 4.17.

$$h_1 = 0,921 \text{ m}$$

$$v_1 = 28,445 \text{ m/dt}$$

Tinggi muka air setelah loncatan adalah

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gh}} = \frac{28,445}{\sqrt{9,81 \cdot 0,921}} = 9,466$$

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

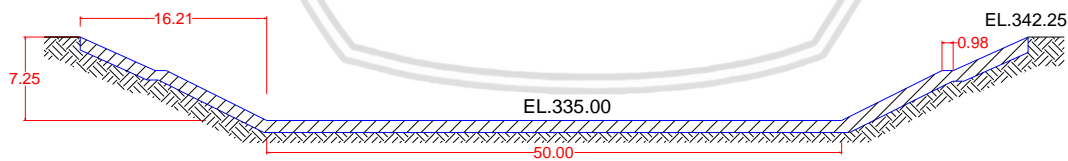
$$\frac{h_2}{0,921} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8(9,466)^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 12,5 \text{ m}$$

Dengan nilai $Fr = 9,466$ maka tipe loncatan hidrolis yang terjadi adalah tipe loncatan kuat.

Menghitung Tinggi muka air Y_3 dengan menggunakan perhitungan TWL

Diketahui penampang saluran sebagai berikut:



Gambar 4.20 Penampang Escape Channel

Contoh Perhitungan:

$$Q_{100\text{th}} = 785,566 \text{ m}^3/\text{dt}$$

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

$$n = 0,014$$

$$s = 0,00537$$

$$\text{El. Dasar} = 335,00$$

$$H = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{2} \times (a + b) \times H \\
 &= \frac{1}{2} \times (50,4023 + 50) \times 0,1 \\
 &= 5,02 \text{ m}^2 \\
 P &= 0,2246 + 50,4023 + 50 + 0,2246 \\
 &= 100,85 \text{ m} \\
 R &= A/P \\
 &= 0,05 \text{ m} \\
 V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \\
 &= \frac{1}{0,014} \times 0,05^{2/3} \times 0,00537^{1/2} \\
 &= 0,71 \text{ m/s} \\
 Q &= A \times V \\
 &= 5,02 \times 0,71 \\
 &= 3,56 \text{ m}^3/\text{s} \\
 Fr &= \frac{v}{\sqrt{gh}} \\
 &= \frac{0,71}{\sqrt{9,81 \cdot 0,1}} \\
 &= 0,72
 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat di tabel 4.20

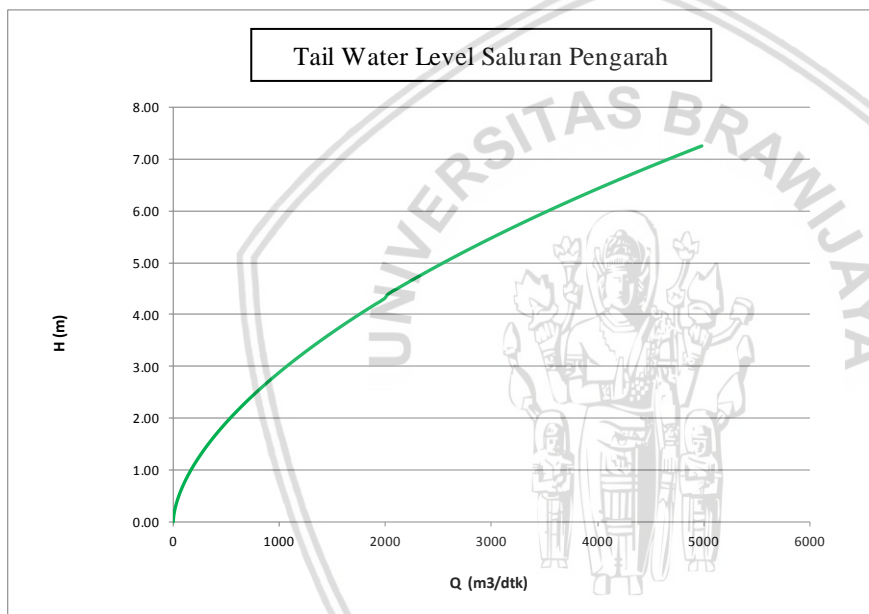
Tabel 4.20
Perhitungan Y_3 dengan *Tail Water Level*

No	El. Muka Air	H m	A m ²	P m	R m	V m/dt	Q m ³ /dt	Fr	Keterangan
1	335.000	0.00	0	0	0	0	0	0	0
2	335.100	0.10	5.02	100.85	0.050	0.71	3.56	0.72	subkritis
3	335.200	0.20	10.08	101.7	0.099	1.12	11.30	0.80	subkritis
4	335.300	0.30	15.18	102.55	0.148	1.46	22.23	0.85	subkritis
5	335.400	0.40	20.32	103.41	0.196	1.77	35.95	0.89	subkritis
6	335.500	0.50	25.5	104.26	0.245	2.05	52.20	0.92	subkritis
7	335.600	0.60	30.72	105.11	0.292	2.31	70.82	0.95	subkritis
8	335.700	0.70	35.99	105.96	0.340	2.55	91.71	0.97	subkritis
9	335.800	0.80	41.29	106.81	0.387	2.78	114.69	0.99	subkritis
10	335.900	0.90	46.63	107.66	0.433	3.00	139.72	1.01	kritis
11	336.000	1.00	52.01	108.52	0.479	3.21	166.72	1.02	kritis
12	336.100	1.10	57.43	109.37	0.525	3.41	195.66	1.04	kritis
13	336.200	1.20	62.9	110.22	0.571	3.60	226.52	1.05	kritis
14	336.300	1.30	68.4	111.07	0.616	3.79	259.15	1.06	kritis
15	336.400	1.40	73.9	111.92	0.660	3.97	293.31	1.07	kritis
16	336.500	1.50	79.53	112.77	0.705	4.15	329.82	1.08	kritis
17	336.600	1.60	85.15	113.63	0.749	4.32	367.71	1.09	kritis
18	336.700	1.70	90.81	114.48	0.793	4.49	407.31	1.10	kritis
19	336.800	1.80	96.52	115.33	0.837	4.65	448.67	1.11	kritis

Lanjutan tabel 4.20 Perhitungan Y_3 dengan *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		
20	336.900	1.90	102.26	116.18	0.880	4.81	491.60	1.11	kritis
21	337.000	2.00	108.05	117.03	0.923	4.96	536.25	1.12	kritis
22	337.100	2.10	113.87	117.88	0.966	5.11	582.44	1.13	kritis
23	337.200	2.20	119.74	118.73	1.009	5.26	630.31	1.13	kritis
24	337.300	2.30	125.64	119.59	1.051	5.41	679.64	1.14	kritis
25	337.400	2.40	131.59	120.44	1.093	5.55	730.66	1.14	kritis
26	337.500	2.50	137.57	121.29	1.134	5.69	783.16	1.15	kritis
27	337.600	2.60	143.6	122.14	1.176	5.83	837.29	1.15	kritis
28	337.700	2.70	149.66	122.99	1.217	5.97	892.87	1.16	kritis
29	337.800	2.80	155.77	123.84	1.258	6.10	950.08	1.16	kritis
30	337.900	2.90	161.92	124.7	1.298	6.23	1008.75	1.17	kritis
31	338.000	3.00	168.1	125.55	1.339	6.36	1068.88	1.17	kritis
32	338.100	3.10	174.33	126.4	1.379	6.49	1130.61	1.18	kritis
33	338.200	3.20	180.6	127.25	1.419	6.61	1193.85	1.18	kritis

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)



Gambar 4.21 Grafik Hubungan H dan Q (*Tail Water Level*)

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

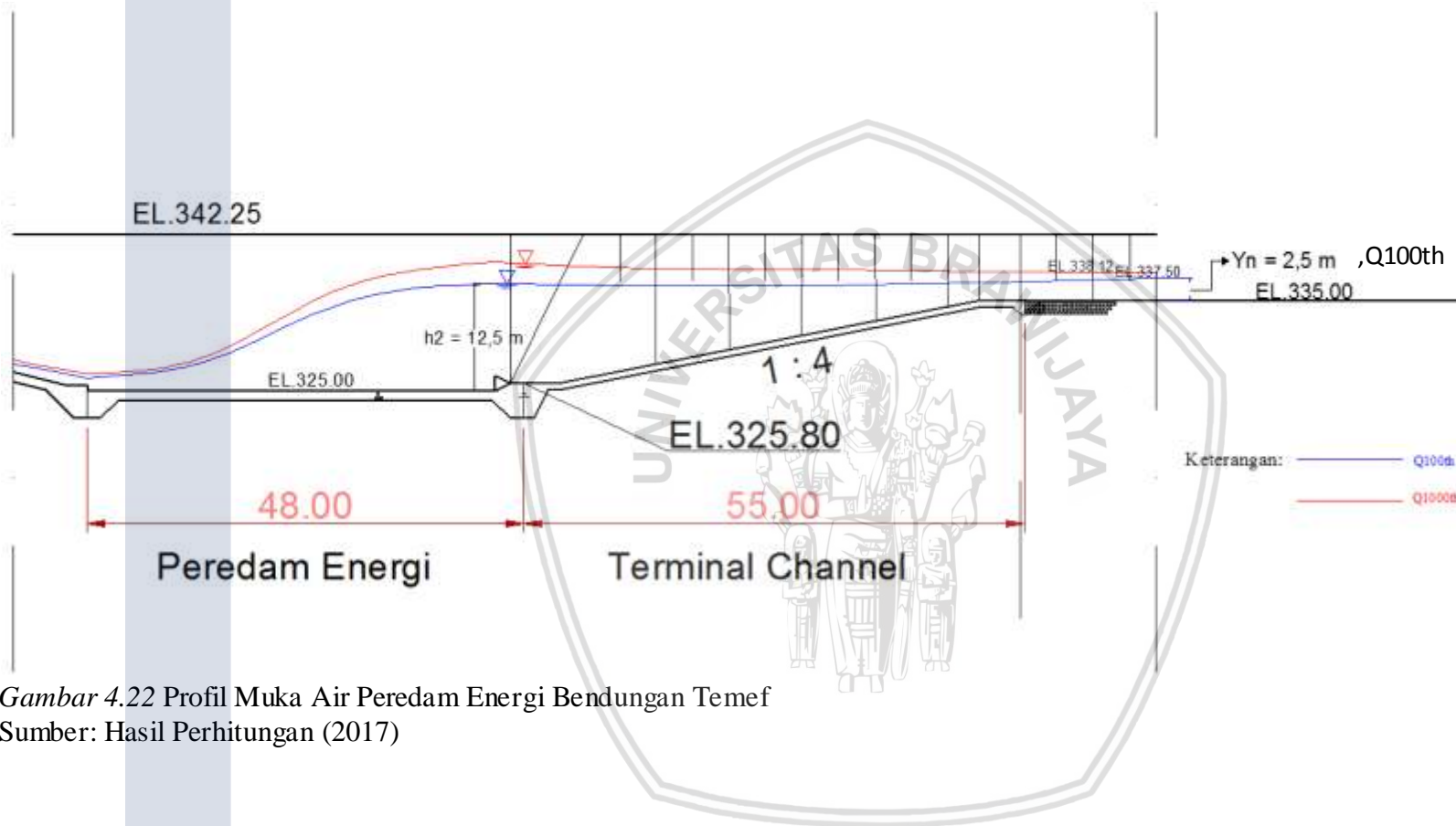
Maka untuk nilai Y_3 dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.21

Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis Peredam Energi

Kala Ulang	debit rencana (m ³ /s)	h1 (m)	v1 (m/dt)	Fr	h2 (m)	El Muka Air H ₂ (m)	h3 (m)	El Muka Air H ₃ (m)	Tipe Loncatan
Q100th	785,566	0.921	28,445	9,5	12.5	336,87	2,50	337,5	loncatan kuat
Q1000th	1143,69	1,330	28,665	7,9	14,27	339,27	3,12	338,12	loncatan tetap

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)



Gambar 4.22 Profil Muka Air Peredam Energi Bendungan Temef
 Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

4.12 Perhitungan Aliran Getar

Perhitungan Aliran getar pada saluran peluncur dilakukan dengan menggunakan bilangan Montuori dan bilangan Vendernikov, dan dikoreksi dengan menggunakan grafik pada *Gambar 2.9*.

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut ($Q_{100\text{th}}$ section 16):

$$Q_{100\text{th}} = 785,6 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$b = 30 \text{ m}$$

$$d = 3,68 \text{ m (hasil pengukuran)}$$

$$V = 6,79 \text{ m/dt (hasil pengukuran)}$$

$$P = 37,36 \text{ m}$$

$$\theta = 14^\circ$$

$$I = 0,25$$

$$L = 131,97 \text{ m}$$

Bilangan Vendernikov (\underline{V})

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

$$\underline{V} = \frac{2 \times 30 \times 6.79}{3 \times 37,36 \times \sqrt{9,81 \times 3,68 \times \cos 14^\circ}}$$

$$\underline{V} = 0,614$$

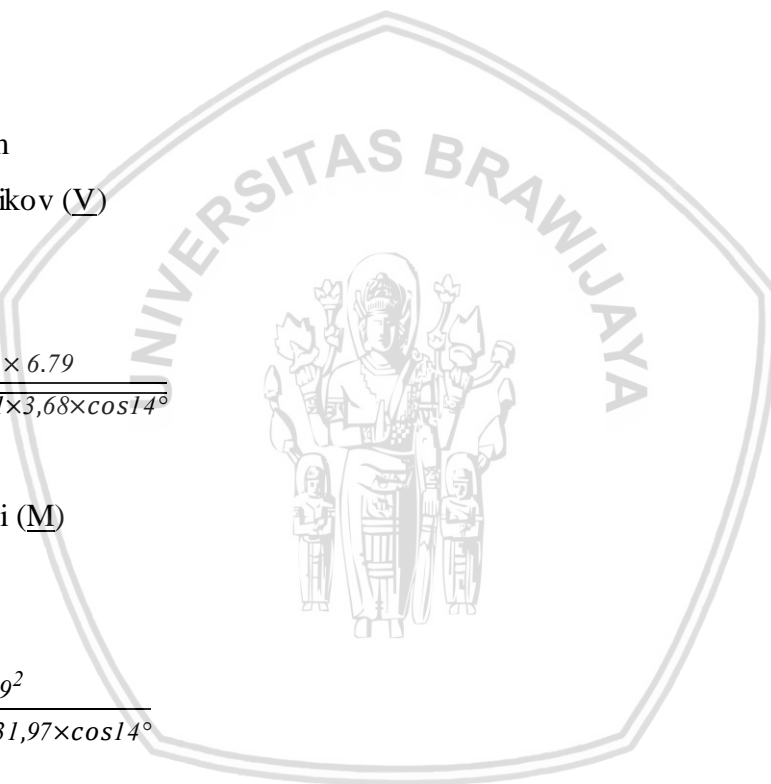
Bilangan Montuori (\underline{M})

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

$$\underline{M}^2 = \frac{6,79^2}{9,81 \times 0,25 \times 131,97 \times \cos 14^\circ}$$

$$\underline{M}^2 = 0,147$$

Untuk perhitungan selanjutnya dan mengetahui kriteria aliran getar untuk menentukan batas terjadinya aliran getar disajikan dalam Tabel 4.22 – Tabel 4.28.

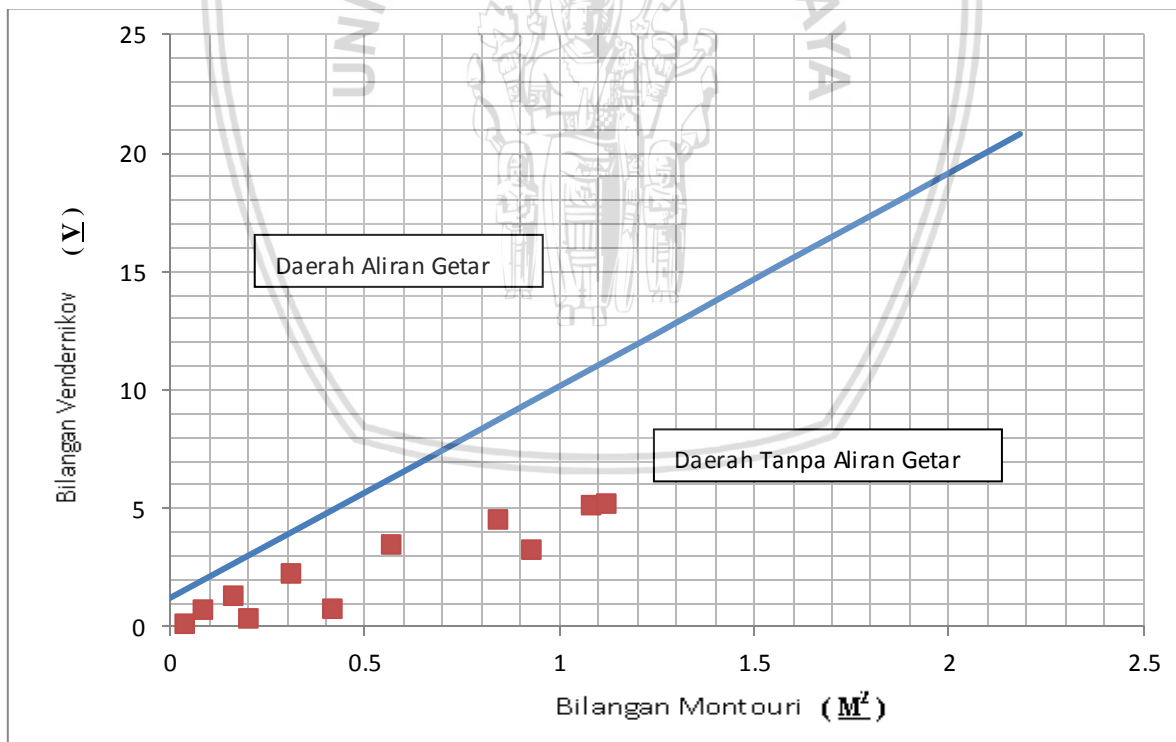


Tabel 4.22
Evaluasi Aliran Getar Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{2th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ 0	I 0	Bilangan		Keterangan
									\underline{V}	\underline{M}^2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	239.100	30	1.860	5.071	33.720	131.97	14	0.250	0.715	0.082	tidak terjadi aliran getar
17	239.100	30	1.188	7.085	32.377	131.97	14	0.250	1.301	0.160	tidak terjadi aliran getar
18	239.100	30	0.809	9.835	31.618	131.97	14	0.250	2.242	0.308	tidak terjadi aliran getar
19	239.100	30	0.636	13.326	31.272	131.97	14	0.250	3.464	0.565	tidak terjadi aliran getar
20	239.100	30	0.560	16.240	31.120	131.97	14	0.250	4.521	0.840	tidak terjadi aliran getar
21	239.100	30	0.560	18.408	31.120	131.97	14	0.250	5.124	1.079	tidak terjadi aliran getar
22	239.100	30	0.565	18.738	31.131	131.97	14	0.250	5.189	1.118	tidak terjadi aliran getar
23	239.100	30	1.116	17.049	32.233	131.97	14	0.250	3.245	0.926	tidak terjadi aliran getar
24	239.100	30	5.655	11.407	41.311	131.97	14	0.250	0.753	0.414	tidak terjadi aliran getar
25	239.100	30	9.328	7.899	48.656	131.97	14	0.250	0.345	0.199	tidak terjadi aliran getar
26	239.100	30	11.613	3.320	53.227	131.97	14	0.250	0.119	0.035	tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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



Gambar 4.23 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{2th}

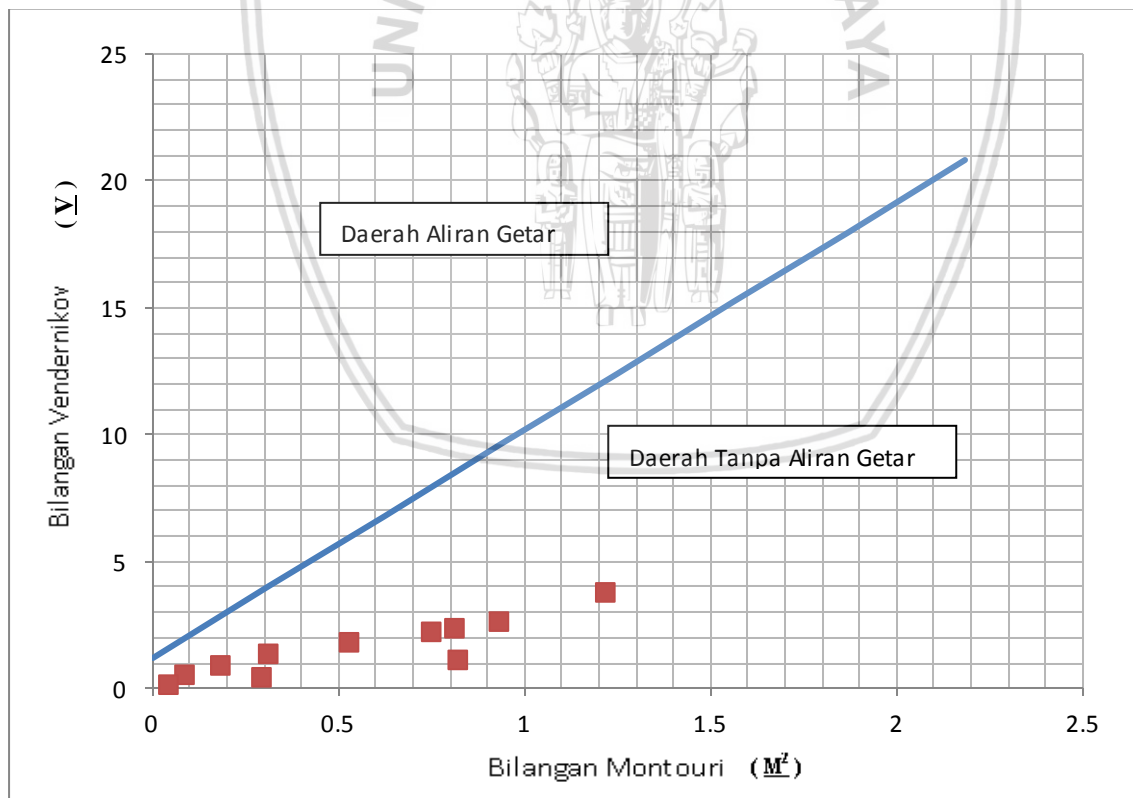
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.23
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 0	I	Bilangan		Keterangan
									V	M^2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	352.500	30	3.225	5.263	36.450	131.97	14	0.250	0.521	0.088	tidak terjadi aliran getar
17	352.500	30	2.510	7.613	35.020	131.97	14	0.250	0.889	0.185	tidak terjadi aliran getar
18	352.500	30	1.979	9.918	33.958	131.97	14	0.250	1.346	0.313	tidak terjadi aliran getar
19	352.500	30	1.892	12.906	33.785	131.97	14	0.250	1.800	0.530	tidak terjadi aliran getar
20	352.500	30	1.795	15.361	33.590	131.97	14	0.250	2.213	0.751	tidak terjadi aliran getar
21	352.500	30	1.730	15.987	33.460	131.97	14	0.250	2.355	0.814	tidak terjadi aliran getar
22	352.500	30	1.627	17.121	33.254	131.97	14	0.250	2.616	0.933	tidak terjadi aliran getar
23	352.500	30	1.095	19.569	32.189	131.97	14	0.250	3.767	1.219	tidak terjadi aliran getar
24	352.500	30	5.352	16.075	40.704	131.97	14	0.250	1.107	0.823	tidak terjadi aliran getar
25	352.500	30	9.328	9.626	48.656	131.97	14	0.250	0.420	0.295	tidak terjadi aliran getar
26	352.500	30	12.025	3.754	54.050	131.97	14	0.250	0.130	0.045	tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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



Gambar 4.24 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{5th}

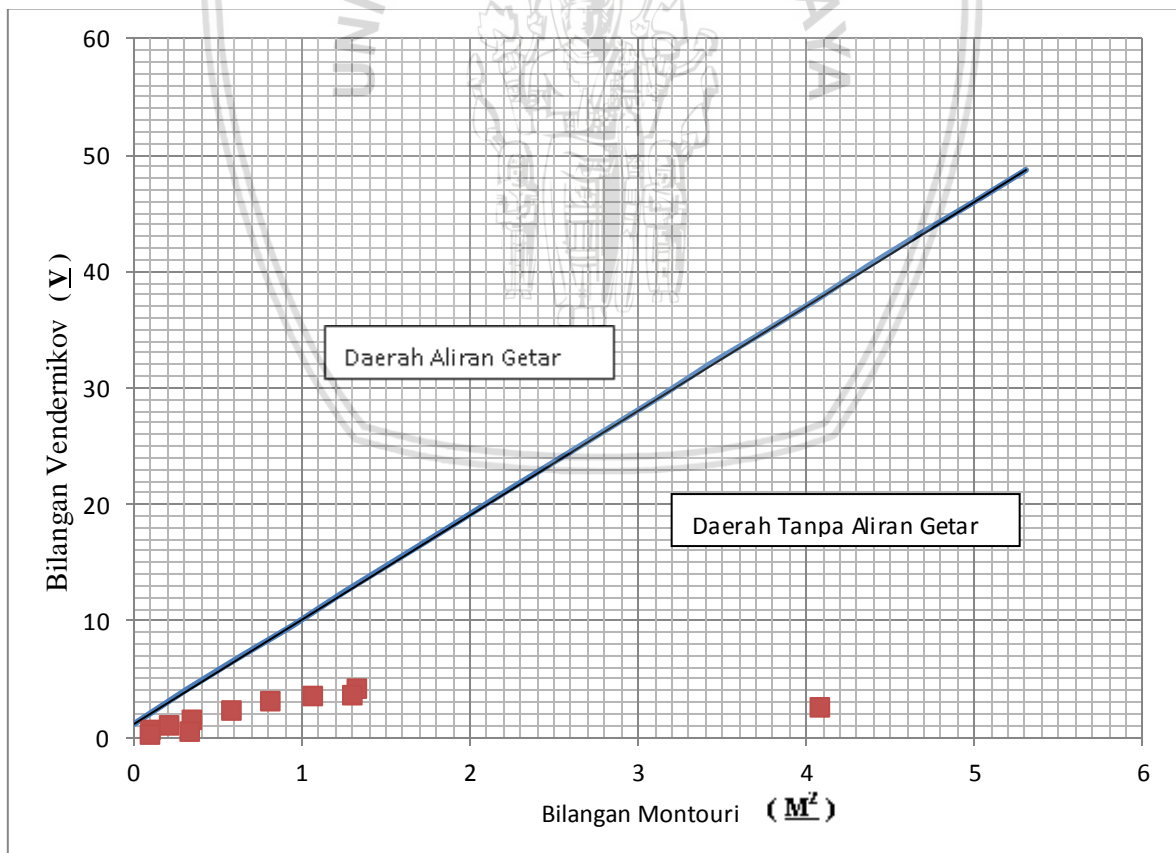
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.24
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 0	I 0	Bilangan		Keterangan
									\underline{V}	\underline{M}^2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	432.000	30	2.857	5.446	35.713	131.97	14	0.250	0.585	0.094	tidak terjadi aliran getar
17	432.000	30	2.358	8.029	34.717	131.97	14	0.250	0.976	0.205	tidak terjadi aliran getar
18	432.000	30	1.871	10.340	33.742	131.97	14	0.250	1.452	0.340	tidak terjadi aliran getar
19	432.000	30	1.394	13.446	32.788	131.97	14	0.250	2.251	0.576	tidak terjadi aliran getar
20	432.000	30	1.102	15.918	32.203	131.97	14	0.250	3.053	0.807	tidak terjadi aliran getar
21	432.000	30	1.102	18.240	32.203	131.97	14	0.250	3.498	1.059	tidak terjadi aliran getar
22	432.000	30	0.999	20.374	31.998	131.97	14	0.250	4.130	1.322	tidak terjadi aliran getar
23	432.000	30	1.268	20.165	32.536	131.97	14	0.250	3.568	1.295	tidak terjadi aliran getar
24	432.000	30	5.179	35.775	40.358	131.97	14	0.250	2.525	4.075	tidak terjadi aliran getar
25	432.000	30	9.393	10.142	48.786	131.97	14	0.250	0.440	0.328	tidak terjadi aliran getar
26	432.000	30	12.003	5.351	54.007	131.97	14	0.250	0.185	0.091	tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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



Gambar 4.25 Evaluasi aliran getar pada debit pengujian Q_{10th}

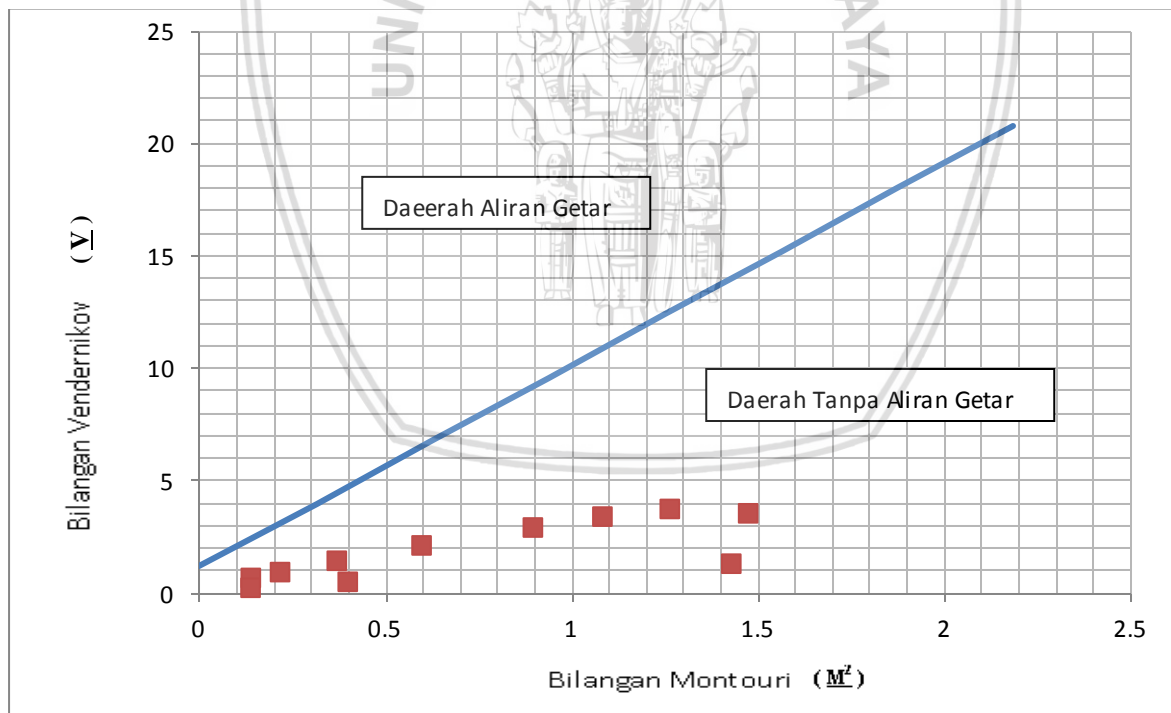
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.25
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 0	I	Bilangan		Keterangan
									V	M^2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	558.700	30	3.182	6.614	36.363	131.97	14	0.25	0.661	0.139	Tidak terjadi aliran getar
17	558.700	30	2.705	8.271	35.410	131.97	14	0.25	0.921	0.218	Tidak terjadi aliran getar
18	558.700	30	2.066	10.784	34.132	131.97	14	0.25	1.425	0.370	Tidak terjadi aliran getar
19	558.700	30	1.611	13.704	33.222	131.97	14	0.25	2.107	0.598	Tidak terjadi aliran getar
20	558.700	30	1.318	16.784	32.637	131.97	14	0.25	2.903	0.897	Tidak terjadi aliran getar
21	558.700	30	1.188	18.450	32.377	131.97	14	0.25	3.389	1.084	Tidak terjadi aliran getar
22	558.700	30	1.150	19.930	32.301	131.97	14	0.25	3.729	1.265	Tidak terjadi aliran getar
23	558.700	30	1.441	21.525	32.883	131.97	14	0.25	3.535	1.475	Tidak terjadi aliran getar
24	558.700	30	6.240	21.192	42.481	131.97	14	0.25	1.295	1.430	Tidak terjadi aliran getar
25	558.700	30	9.328	11.204	48.656	131.97	14	0.25	0.489	0.400	Tidak terjadi aliran getar
26	558.700	30	12.263	6.598	54.527	131.97	14	0.25	0.224	0.139	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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_{25th}

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

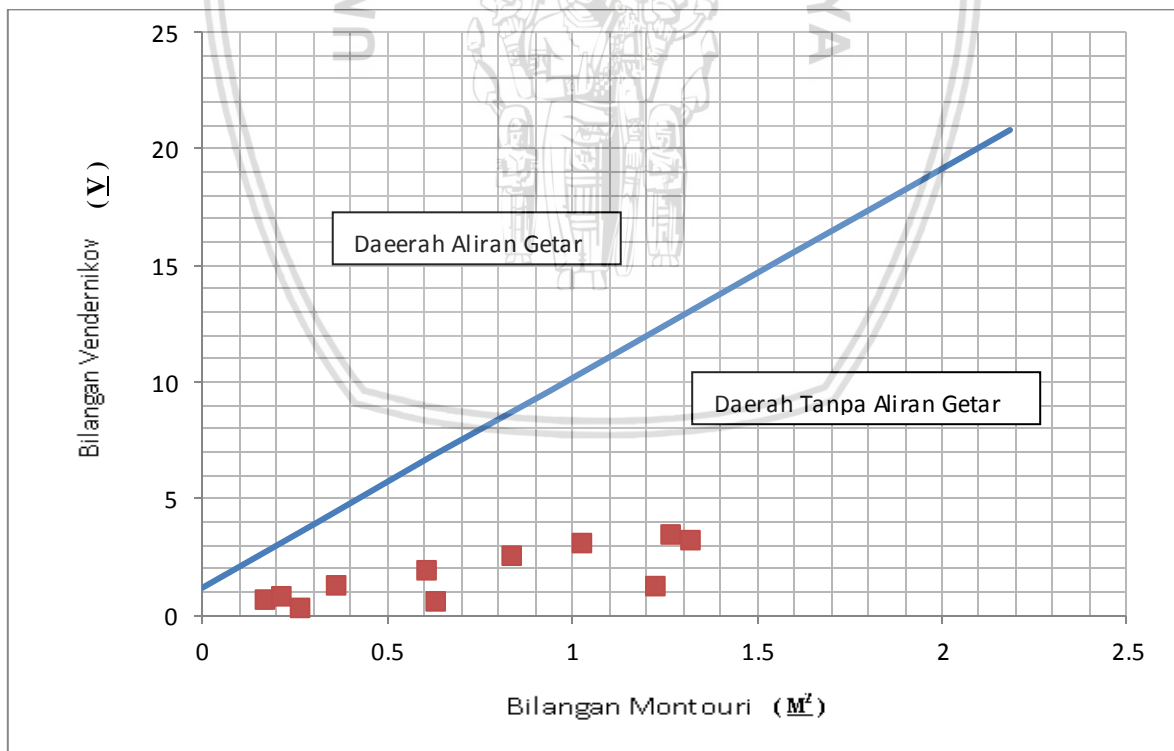
Tabel 4.26

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 0	I 9	Bilangan		Keterangan
									V	M^2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	678.900	30	3.507	7.255	37.013	131.97	14	0.25	0.679	0.168	Tidak terjadi aliran getar
17	678.900	30	3.160	8.158	36.320	131.97	14	0.25	0.819	0.212	Tidak terjadi aliran getar
18	678.900	30	2.369	10.634	34.738	131.97	14	0.25	1.289	0.360	Tidak terjadi aliran getar
19	678.900	30	1.871	13.778	33.742	131.97	14	0.25	1.935	0.605	Tidak terjadi aliran getar
20	678.900	30	1.535	16.190	33.070	131.97	14	0.25	2.561	0.835	Tidak terjadi aliran getar
21	678.900	30	1.318	17.936	32.637	131.97	14	0.25	3.103	1.024	Tidak terjadi aliran getar
22	678.900	30	1.302	19.926	32.604	131.97	14	0.25	3.472	1.264	Tidak terjadi aliran getar
23	678.900	30	1.528	20.345	33.056	131.97	14	0.25	3.228	1.318	Tidak terjadi aliran getar
24	678.900	30	5.872	19.598	41.744	131.97	14	0.25	1.256	1.223	Tidak terjadi aliran getar
25	678.900	30	9.523	14.057	49.046	131.97	14	0.25	0.602	0.629	Tidak terjadi aliran getar
26	678.900	30	11.743	9.080	53.487	131.97	14	0.25	0.321	0.263	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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_{50th}

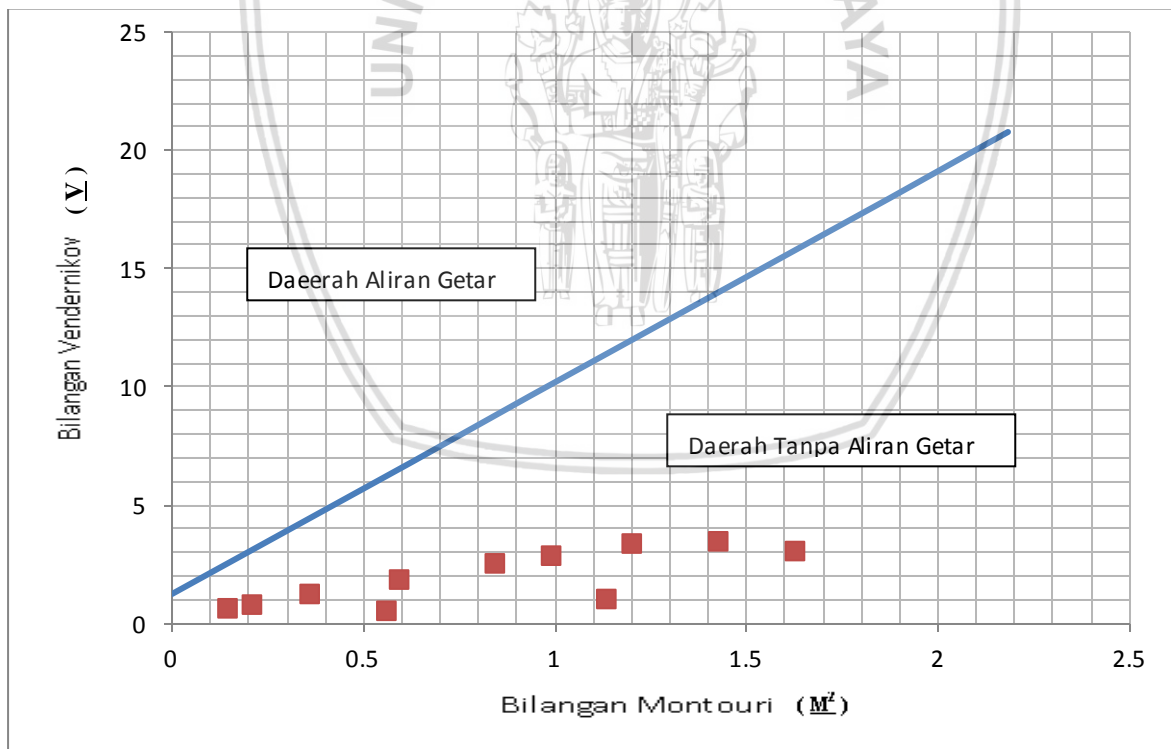
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.27
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 0	I 0	Bilangan		Keterangan
									V	M^2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	785.60	30	3.680	6.790	37.360	131.97	14	0.25	0.614	0.147	Tidak terjadi aliran getar
17	785.60	30	3.442	8.132	36.883	131.97	14	0.25	0.770	0.211	Tidak terjadi aliran getar
18	785.60	30	2.586	10.653	35.172	131.97	14	0.25	1.221	0.361	Tidak terjadi aliran getar
19	785.60	30	2.023	13.669	34.045	131.97	14	0.25	1.830	0.595	Tidak terjadi aliran getar
20	785.60	30	1.600	16.289	33.200	131.97	14	0.25	2.514	0.845	Tidak terjadi aliran getar
21	785.60	30	1.492	17.650	32.983	131.97	14	0.25	2.840	0.992	Tidak terjadi aliran getar
22	785.60	30	1.324	19.433	32.648	131.97	14	0.25	3.354	1.202	Tidak terjadi aliran getar
23	785.60	30	1.463	21.179	32.926	131.97	14	0.25	3.447	1.428	Tidak terjadi aliran getar
24	785.60	30	2.015	22.617	34.031	131.97	14	0.25	3.035	1.629	Tidak terjadi aliran getar
25	785.60	30	7.378	18.888	44.756	131.97	14	0.25	1.007	1.136	Tidak terjadi aliran getar
26	785.60	30	10.768	13.282	51.537	131.97	14	0.25	0.509	0.562	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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_{100th}

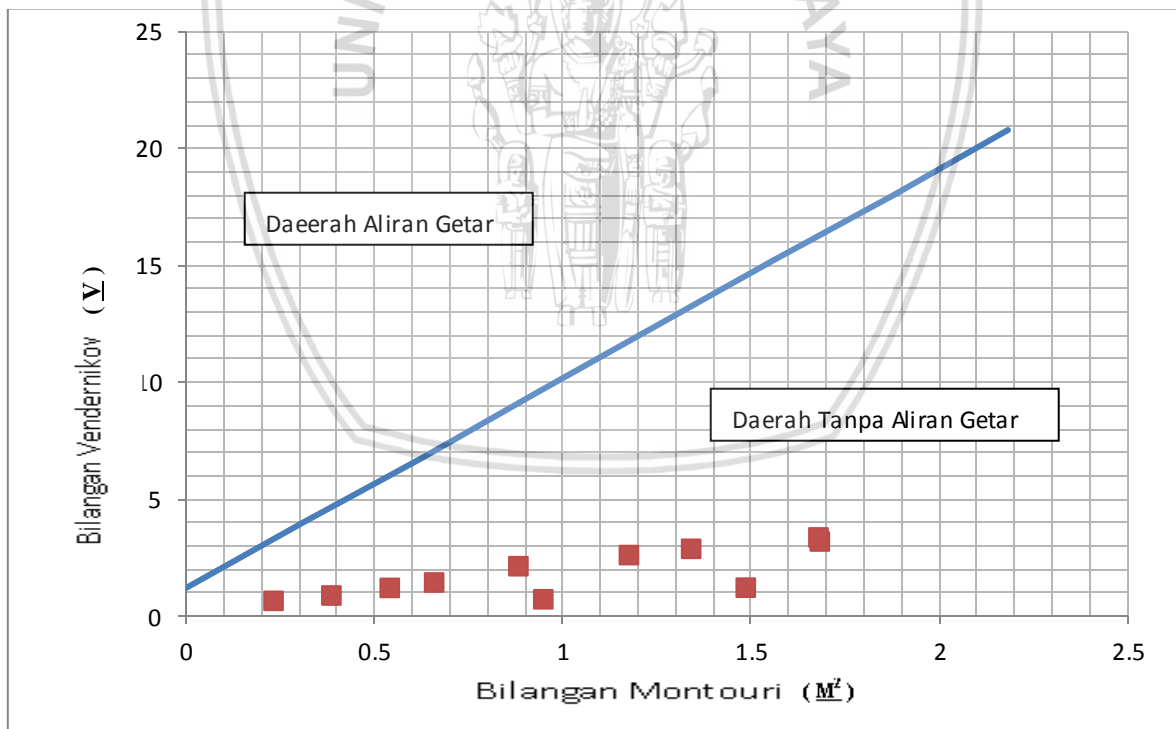
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.28
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 0	I 0	Bilangan		Keterangan
									V	M^2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	1143.70	30	4.742	8.493	39.483	131.97	14	0.25	0.640	0.230	Tidak terjadi aliran getar
17	1143.70	30	4.438	10.973	38.877	131.97	14	0.25	0.869	0.383	Tidak terjadi aliran getar
18	1143.70	30	3.604	13.004	37.208	131.97	14	0.25	1.193	0.538	Tidak terjadi aliran getar
19	1143.70	30	3.214	14.356	36.428	131.97	14	0.25	1.425	0.656	Tidak terjadi aliran getar
20	1143.70	30	2.185	16.625	34.370	131.97	14	0.25	2.121	0.880	Tidak terjadi aliran getar
21	1143.70	30	1.990	19.199	33.980	131.97	14	0.25	2.596	1.174	Tidak terjadi aliran getar
22	1143.70	30	1.887	20.506	33.774	131.97	14	0.25	2.865	1.339	Tidak terjadi aliran getar
23	1143.70	30	1.918	22.973	33.836	131.97	14	0.25	3.178	1.681	Tidak terjadi aliran getar
24	1143.70	30	1.755	22.949	33.511	131.97	14	0.25	3.351	1.677	Tidak terjadi aliran getar
25	1143.70	30	6.988	21.588	43.976	131.97	14	0.25	1.204	1.484	Tidak terjadi aliran getar
26	1143.70	30	9.988	17.238	49.977	131.97	14	0.25	0.707	0.946	Tidak terjadi aliran getar

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

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_{1000th}

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

4.13 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* 22 pelimpah Q_{100th} , $h = 1,324 \text{ m}$
3. Tekanan pada titik yang ditinjau, dalam hal ini menggunakan persamaan:

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

$$P_g = 997,80 \times 9,81 \times 1,324 = 12957,42 \text{ N/m}^2$$

4. Tekanan pada titik yang ditinjau dikonversikan kedalam satuan kPa

$$P_g = \frac{12957,42}{1000} = 12,96 \text{ kPa}$$

5. Tekanan atmosfer (P_a) sebesar 101 kPa

6. Tekanan setempat (P_0) diperoleh dari:

$$P_0 = P_g + P_a = 12,96 + 101 = 113,96 \text{ kPa}$$

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

8. Kecepatan aliran di *section* 22 pelimpah Q_{100th} , $V_0 = 19,433 \text{ m/dt}$

$$9. \frac{V_0^2}{2} = \frac{19,433^2}{2} = 188,81 \text{ m}^2/\text{dt}^2$$

10. Indeks kavitas (σ)

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\rho \times \frac{V_0^2}{2}} = \frac{113,96 - 2,726}{997,8 \times 188,81} = 0,0006$$

11. Angka batas kavitas (σ_1)

$$\sigma_1 = -\frac{P_g - P_0}{\rho \times \frac{V_0^2}{2}} = -\frac{12,96 - 113,96}{997,8 \times 188,81} = 0,0005$$

12. Karena $\sigma = 0,0006$ dan $\sigma_1 = 0,0005$, maka $\sigma > \sigma_1$ sehingga tidak terjadi kavitas.

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.29 – 4.36.

Tabel 4.29
Evaluasi Kavitasi Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{2th}

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
II	997.8	5.200	50899.77	50.900	101	151.900	2.726	1.565	1.2248	0.122	0.083	Tidak terjadi kavitasi
I	997.8	5.200	50899.77	50.900	101	151.900	2.726	1.260	0.7932	0.188	0.128	Tidak terjadi kavitasi
0	997.8	0.875	8564.87	8.565	101	109.565	2.726	3.668	6.7271	0.016	0.015	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	0.647	6338.00	6.338	101	107.338	2.726	7.716	29.7694	0.004	0.003	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	2.814	27546.24	27.546	101	128.546	2.726	11.221	62.9548	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	4.073	39865.50	39.865	101	140.865	2.726	1.260	0.7932	0.175	0.128	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	4.805	47034.49	47.034	101	148.034	2.726	1.107	0.6124	0.238	0.165	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	5.465	53493.18	53.493	101	154.493	2.726	1.260	0.7932	0.192	0.128	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	6.276	61436.43	61.436	101	162.436	2.726	1.682	1.4152	0.113	0.072	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	6.483	63461.58	63.462	101	164.462	2.726	1.412	0.9973	0.163	0.101	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	3.353	32823.83	32.824	101	133.824	2.726	1.628	1.3259	0.099	0.076	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	3.250	31811.13	31.811	101	132.811	2.726	1.746	1.5237	0.086	0.066	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	3.236	31676.36	31.676	101	132.676	2.726	2.163	2.3396	0.056	0.043	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	3.245	31763.20	31.763	101	132.763	2.726	2.685	3.6042	0.036	0.028	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	3.232	31637.97	31.638	101	132.638	2.726	2.908	4.2271	0.031	0.024	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	3.236	31674.55	31.675	101	132.675	2.726	3.098	4.7993	0.027	0.021	Tidak terjadi kavitasi
12	997.8	3.221	31526.10	31.526	101	132.526	2.726	3.035	4.6052	0.028	0.022	Tidak terjadi kavitasi
13	997.8	3.186	31181.46	31.181	101	132.181	2.726	2.974	4.4218	0.029	0.023	Tidak terjadi kavitasi
14	997.8	3.235	31669.25	31.669	101	132.669	2.726	3.253	5.2923	0.025	0.019	Tidak terjadi kavitasi
15	997.8	3.220	31520.79	31.521	101	132.521	2.726	3.130	4.8992	0.027	0.021	Tidak terjadi kavitasi
16	997.8	1.860	18206.46	18.206	101	119.206	2.726	5.071	12.8555	0.009	0.008	Tidak terjadi kavitasi
17	997.8	1.188	11631.90	11.632	101	112.632	2.726	7.085	25.0984	0.004	0.004	Tidak terjadi kavitasi
18	997.8	0.809	7920.46	7.920	101	108.920	2.726	9.835	48.3679	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
19	997.8	0.636	6223.80	6.224	101	107.224	2.726	13.326	88.7929	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
20	997.8	0.560	5481.51	5.482	101	106.482	2.726	16.240	131.8669	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
21	997.8	0.560	5481.51	5.482	101	106.482	2.726	18.408	169.4229	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
22	997.8	0.565	5534.53	5.535	101	106.535	2.726	18.738	175.5500	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
23	997.8	1.116	10926.32	10.926	101	111.926	2.726	17.049	145.3404	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
24	997.8	5.655	55357.58	55.358	101	156.358	2.726	11.407	65.0654	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
25	997.8	9.328	91305.55	91.306	101	192.306	2.726	7.899	31.2003	0.006	0.003	Tidak terjadi kavitasi
26	997.8	11.613	113676.16	113.676	101	214.676	2.726	3.320	5.5116	0.039	0.018	Tidak terjadi kavitasi
27	997.8	11.462	112191.58	112.192	101	213.192	2.726	3.834	7.3488	0.029	0.014	Tidak terjadi kavitasi
28	997.8	11.483	112403.67	112.404	101	213.404	2.726	1.565	1.2248	0.172	0.083	Tidak terjadi kavitasi
29	997.8	10.748	105209.18	105.209	101	206.209	2.726	1.565	1.2248	0.167	0.083	Tidak terjadi kavitasi
30	997.8	3.858	37766.98	37.767	101	138.767	2.726	1.565	1.2248	0.111	0.083	Tidak terjadi kavitasi
31	997.8	1.267	12398.66	12.399	101	113.399	2.726	2.632	3.4641	0.032	0.029	Tidak terjadi kavitasi
32	997.8	1.267	12398.66	12.399	101	113.399	2.726	2.379	2.8304	0.039	0.036	Tidak terjadi kavitasi
33	997.8	2.210	21631.59	21.632	101	122.632	2.726	2.475	3.0620	0.039	0.033	Tidak terjadi kavitasi
34	997.8	2.217	21698.18	21.698	101	122.698	2.726	3.377	5.7006	0.021	0.018	Tidak terjadi kavitasi
35	997.8	2.419	23673.52	23.674	101	124.674	2.726	3.194	5.0993	0.024	0.020	Tidak terjadi kavitasi
36	997.8	2.577	25224.69	25.225	101	126.225	2.726	2.475	3.0620	0.040	0.033	Tidak terjadi kavitasi
37	997.8	2.605	25503.36	25.503	101	126.503	2.726	2.475	3.0620	0.041	0.033	Tidak terjadi kavitasi
38	997.8	2.721	26630.37	26.630	101	127.630	2.726	2.475	3.0620	0.041	0.033	Tidak terjadi kavitasi
39	997.8	2.879	28181.54	28.182	101	129.182	2.726	2.475	3.0620	0.041	0.033	Tidak terjadi kavitasi
40	997.8	2.584	25288.74	25.289	101	126.289	2.726	3.059	4.6780	0.026	0.022	Tidak terjadi kavitasi
41	997.8	2.353	23032.18	23.032	101	124.032	2.726	2.783	3.8733	0.031	0.026	Tidak terjadi kavitasi
42	997.8	2.339	22896.45	22.896	101	123.896	2.726	4.272	9.1241	0.013	0.011	Tidak terjadi kavitasi
43	997.8	1.379	13494.67	13.495	101	114.495	2.726	3.990	7.9612	0.014	0.013	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.30
Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{5th}

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
II	997.8	5.785	56626.00	56.626	101	157.626	2.726	1.107	0.612	0.253	0.165	Tidak terjadi kavitas
I	997.8	6.370	62352.22	62.352	101	163.352	2.726	1.107	0.612	0.263	0.165	Tidak terjadi kavitas
0	997.8	2.088	20441.48	20.441	101	121.441	2.726	3.984	7.937	0.015	0.013	Tidak terjadi kavitas
1	997.8	2.836	27758.32	27.758	101	128.758	2.726	7.257	26.333	0.005	0.004	Tidak terjadi kavitas
2	997.8	2.966	29030.82	29.031	101	130.031	2.726	9.816	48.175	0.003	0.002	Tidak terjadi kavitas
1	997.8	5.654	55347.51	55.348	101	156.348	2.726	1.412	0.997	0.154	0.101	Tidak terjadi kavitas
2	997.8	6.213	60819.85	60.820	101	161.820	2.726	1.107	0.612	0.260	0.165	Tidak terjadi kavitas
3	997.8	7.177	70247.68	70.248	101	171.248	2.726	1.107	0.612	0.276	0.165	Tidak terjadi kavitas
4	997.8	7.793	76282.20	76.282	101	177.282	2.726	1.412	0.997	0.175	0.101	Tidak terjadi kavitas
5	997.8	7.892	77246.93	77.247	101	178.247	2.726	1.682	1.415	0.124	0.072	Tidak terjadi kavitas
6	997.8	4.805	47033.35	47.033	101	148.033	2.726	1.794	1.610	0.090	0.063	Tidak terjadi kavitas
7	997.8	4.767	46656.90	46.657	101	147.657	2.726	1.794	1.610	0.090	0.063	Tidak terjadi kavitas
8	997.8	4.818	47158.37	47.158	101	148.158	2.726	2.303	2.652	0.055	0.038	Tidak terjadi kavitas
9	997.8	4.848	47457.30	47.457	101	148.457	2.726	2.571	3.304	0.044	0.031	Tidak terjadi kavitas
10	997.8	4.684	45847.49	45.847	101	146.847	2.726	2.669	3.563	0.041	0.028	Tidak terjadi kavitas
11	997.8	4.644	45459.91	45.460	101	146.460	2.726	2.808	3.942	0.037	0.026	Tidak terjadi kavitas
12	997.8	4.629	45311.45	45.311	101	146.311	2.726	3.171	5.026	0.029	0.020	Tidak terjadi kavitas
13	997.8	4.659	45603.06	45.603	101	146.603	2.726	3.306	5.466	0.026	0.019	Tidak terjadi kavitas
14	997.8	4.687	45878.77	45.879	101	146.879	2.726	3.306	5.466	0.026	0.019	Tidak terjadi kavitas
15	997.8	4.672	45730.31	45.730	101	146.730	2.726	3.189	5.086	0.028	0.020	Tidak terjadi kavitas
15A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	997.8	3.225	31567.65	31.568	101	132.568	2.726	5.263	13.852	0.009	0.007	Tidak terjadi kavitas
17	997.8	2.510	24568.93	24.569	101	125.569	2.726	7.613	28.977	0.004	0.003	Tidak terjadi kavitas
18	997.8	1.979	19372.91	19.373	101	120.373	2.726	9.918	49.184	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitas
19	997.8	1.892	18524.58	18.525	101	119.525	2.726	12.906	83.284	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
20	997.8	1.795	17570.21	17.570	101	118.570	2.726	15.361	117.983	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
21	997.8	1.730	16933.96	16.934	101	117.934	2.726	15.987	127.787	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
22	997.8	1.627	15926.57	15.927	101	116.927	2.726	17.121	146.564	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
23	997.8	1.095	10714.24	10.714	101	111.714	2.726	19.569	191.475	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
24	997.8	5.352	52388.43	52.388	101	153.388	2.726	16.075	129.208	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
25	997.8	9.328	91305.55	91.306	101	192.306	2.726	9.626	46.332	0.004	0.002	Tidak terjadi kavitas
26	997.8	12.025	117705.73	117.706	101	218.706	2.726	3.754	7.046	0.031	0.014	Tidak terjadi kavitas
27	997.8	11.917	116645.31	116.645	101	217.645	2.726	5.488	15.061	0.014	0.007	Tidak terjadi kavitas
28	997.8	11.873	116221.15	116.221	101	217.221	2.726	1.917	1.837	0.117	0.055	Tidak terjadi kavitas
29	997.8	11.095	108602.50	108.602	101	209.602	2.726	1.412	0.997	0.208	0.101	Tidak terjadi kavitas
30	997.8	4.248	41584.46	41.584	101	142.584	2.726	2.777	3.856	0.036	0.026	Tidak terjadi kavitas
31	997.8	1.483	14519.49	14.519	101	115.519	2.726	3.130	4.899	0.023	0.021	Tidak terjadi kavitas
32	997.8	1.722	16852.39	16.852	101	117.852	2.726	2.923	4.272	0.027	0.024	Tidak terjadi kavitas
33	997.8	2.600	25449.07	25.449	101	126.449	2.726	5.368	14.406	0.009	0.007	Tidak terjadi kavitas
34	997.8	2.737	26788.16	26.788	101	127.788	2.726	4.011	8.044	0.016	0.013	Tidak terjadi kavitas
35	997.8	2.809	27491.00	27.491	101	128.491	2.726	2.545	3.239	0.039	0.031	Tidak terjadi kavitas
36	997.8	3.032	29678.42	29.678	101	130.678	2.726	2.475	3.062	0.042	0.033	Tidak terjadi kavitas
37	997.8	3.060	29957.09	29.957	101	130.957	2.726	2.856	4.077	0.032	0.025	Tidak terjadi kavitas
38	997.8	3.241	31720.35	31.720	101	132.720	2.726	2.856	4.077	0.032	0.025	Tidak terjadi kavitas
39	997.8	3.334	32635.27	32.635	101	133.635	2.726	3.059	4.678	0.028	0.022	Tidak terjadi kavitas
40	997.8	2.844	27833.73	27.834	101	128.834	2.726	2.617	3.426	0.037	0.030	Tidak terjadi kavitas
41	997.8	2.765	27061.75	27.062	101	128.062	2.726	2.757	3.801	0.033	0.027	Tidak terjadi kavitas
42	997.8	2.924	28622.67	28.623	101	129.623	2.726	4.364	9.522	0.013	0.011	Tidak terjadi kavitas
43	997.8	1.054	10313.44	10.313	101	111.313	2.726	4.824	11.636	0.009	0.009	Tidak terjadi kavitas

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.31
Evaluasi Kavitasi Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{10th}

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)	(m/dt)	(kg/m^3)				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
II	997.8	5.850	57262.25	57.262	101	158.262	2.726	1.107	0.612	0.255	0.165	Tidak terjadi kavitasi
I	997.8	5.807	56838.08	56.838	101	157.838	2.726	1.412	0.997	0.156	0.101	Tidak terjadi kavitasi
0	997.8	1.373	13442.76	13.443	101	114.443	2.726	3.834	7.349	0.015	0.014	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	1.081	10579.65	10.580	101	111.580	2.726	8.304	34.480	0.003	0.003	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	3.183	31151.64	31.152	101	132.152	2.726	11.340	64.293	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	5.416	53014.61	53.015	101	154.015	2.726	1.565	1.225	0.124	0.083	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	6.040	59123.19	59.123	101	160.123	2.726	1.412	0.997	0.158	0.101	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	6.722	65793.95	65.794	101	166.794	2.726	1.565	1.225	0.134	0.083	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	7.511	73525.13	73.525	101	174.525	2.726	2.388	2.850	0.060	0.036	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	7.458	73005.28	73.005	101	174.005	2.726	2.171	2.358	0.073	0.043	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	4.415	43215.87	43.216	101	144.216	2.726	2.420	2.929	0.048	0.035	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	4.420	43263.58	43.264	101	144.264	2.726	2.908	4.227	0.034	0.024	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	4.298	42068.39	42.068	101	143.068	2.726	2.844	4.045	0.035	0.025	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	4.393	43003.57	43.004	101	144.004	2.726	3.297	5.436	0.026	0.019	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	4.186	40969.59	40.970	101	141.970	2.726	3.713	6.895	0.020	0.015	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	4.103	40157.85	40.158	101	141.158	2.726	4.121	8.491	0.016	0.012	Tidak terjadi kavitasi
12	997.8	4.174	40857.72	40.858	101	141.858	2.726	3.608	6.509	0.021	0.016	Tidak terjadi kavitasi
13	997.8	4.247	41573.50	41.573	101	142.573	2.726	3.779	7.142	0.020	0.014	Tidak terjadi kavitasi
14	997.8	4.210	41212.96	41.213	101	142.213	2.726	3.777	7.133	0.020	0.014	Tidak terjadi kavitasi
15	997.8	4.195	41064.50	41.065	101	142.065	2.726	3.920	7.684	0.018	0.013	Tidak terjadi kavitasi
15A	997.8	4.222	41324.30	41.324	101	142.324	2.726	4.079	8.321	0.017	0.012	Tidak terjadi kavitasi
16	997.8	2.857	27962.25	27.962	101	128.962	2.726	5.446	14.831	0.009	0.007	Tidak terjadi kavitasi
17	997.8	2.358	23084.35	23.084	101	124.084	2.726	8.029	32.229	0.004	0.003	Tidak terjadi kavitasi
18	997.8	1.871	18312.50	18.312	101	119.312	2.726	10.340	53.456	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
19	997.8	1.394	13646.69	13.647	101	114.647	2.726	13.446	90.392	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
20	997.8	1.102	10783.57	10.784	101	111.784	2.726	15.918	126.699	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
21	997.8	1.102	10783.57	10.784	101	111.784	2.726	18.240	166.344	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
22	997.8	0.999	9776.18	9.776	101	110.776	2.726	20.374	207.551	0.001	0.000	Tidak terjadi kavitasi
23	997.8	1.268	12410.90	12.411	101	113.411	2.726	20.165	203.312	0.001	0.000	Tidak terjadi kavitasi
24	997.8	5.179	50691.77	50.692	101	151.692	2.726	35.775	639.939	0.000	0.000	Tidak terjadi kavitasi
25	997.8	9.393	91941.79	91.942	101	192.942	2.726	10.142	51.433	0.004	0.002	Tidak terjadi kavitasi
26	997.8	12.003	117493.64	117.494	101	218.494	2.726	5.351	14.318	0.015	0.007	Tidak terjadi kavitasi
27	997.8	12.112	118554.06	118.554	101	219.554	2.726	6.036	18.216	0.012	0.006	Tidak terjadi kavitasi
28	997.8	12.307	120462.80	120.463	101	221.463	2.726	2.475	3.062	0.072	0.033	Tidak terjadi kavitasi
29	997.8	11.398	111571.65	111.572	101	212.572	2.726	2.466	3.041	0.069	0.033	Tidak terjadi kavitasi
30	997.8	4.638	45401.95	45.402	101	146.402	2.726	1.800	1.619	0.089	0.063	Tidak terjadi kavitasi
31	997.8	1.852	18124.89	18.125	101	119.125	2.726	3.488	6.083	0.019	0.017	Tidak terjadi kavitasi
32	997.8	1.852	18124.89	18.125	101	119.125	2.726	3.257	5.303	0.022	0.019	Tidak terjadi kavitasi
33	997.8	2.990	29266.55	29.267	101	130.267	2.726	2.995	4.486	0.028	0.023	Tidak terjadi kavitasi
34	997.8	3.062	29969.40	29.969	101	130.969	2.726	3.361	5.647	0.023	0.018	Tidak terjadi kavitasi
35	997.8	3.199	31308.48	31.308	101	132.308	2.726	3.035	4.605	0.028	0.022	Tidak terjadi kavitasi
36	997.8	3.357	32859.65	32.860	101	133.860	2.726	2.390	2.856	0.046	0.035	Tidak terjadi kavitasi
37	997.8	3.385	33138.33	33.138	101	134.138	2.726	3.210	5.150	0.026	0.020	Tidak terjadi kavitasi
38	997.8	3.501	34265.34	34.265	101	135.265	2.726	2.757	3.801	0.035	0.027	Tidak terjadi kavitasi
39	997.8	3.594	35180.26	35.180	101	136.180	2.726	2.856	4.077	0.033	0.025	Tidak terjadi kavitasi
40	997.8	3.125	30590.80	30.591	101	131.591	2.726	3.257	5.303	0.024	0.019	Tidak terjadi kavitasi
41	997.8	3.025	29606.73	29.607	101	130.607	2.726	2.995	4.486	0.029	0.023	Tidak terjadi kavitasi
42	997.8	3.184	31167.66	31.168	101	132.168	2.726	4.907	12.037	0.011	0.008	Tidak terjadi kavitasi
43	997.8	0.837	8192.61	8.193	101	109.193	2.726	5.422	14.698	0.007	0.007	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.32
Evaluasi Kavitasi Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{25th}

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
II	997.8	6.067	59383.069	59.383	101	160.383	2.726	1.260	0.793	0.199	0.128	Tidak terjadi kavitasi
I	997.8	6.045	59170.987	59.171	101	160.171	2.726	1.377	0.948	0.166	0.107	Tidak terjadi kavitasi
0	997.8	1.633	15987.749	15.988	101	116.988	2.726	4.901	12.010	0.010	0.008	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	1.319	12912.555	12.913	101	113.913	2.726	8.742	38.209	0.003	0.003	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	3.313	32424.135	32.424	101	133.424	2.726	10.898	59.380	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	6.174	60437.490	60.437	101	161.437	2.726	1.530	1.170	0.136	0.087	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	6.863	67182.321	67.182	101	168.182	2.726	1.986	1.971	0.084	0.051	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	7.675	75125.580	75.126	101	176.126	2.726	1.530	1.170	0.149	0.087	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	8.248	80735.932	80.736	101	181.736	2.726	1.377	0.948	0.189	0.107	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	8.282	81064.415	81.064	101	182.064	2.726	2.064	2.131	0.084	0.048	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	5.000	48942.090	48.942	101	149.942	2.726	2.537	3.219	0.046	0.031	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	4.983	48777.726	48.778	101	149.778	2.726	2.757	3.801	0.039	0.027	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	4.861	47582.536	47.583	101	148.583	2.726	3.079	4.740	0.031	0.021	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	4.848	47457.301	47.457	101	148.457	2.726	2.816	3.966	0.037	0.026	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	4.576	44787.078	44.787	101	145.787	2.726	2.420	2.929	0.049	0.035	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	4.579	44823.662	44.824	101	145.824	2.726	4.455	9.926	0.014	0.010	Tidak terjadi kavitasi
12	997.8	4.629	45311.452	45.311	101	146.311	2.726	4.343	9.430	0.015	0.011	Tidak terjadi kavitasi
13	997.8	4.594	44966.818	44.967	101	145.967	2.726	4.308	9.279	0.015	0.011	Tidak terjadi kavitasi
14	997.8	4.557	44606.278	44.606	101	145.606	2.726	4.455	9.926	0.014	0.010	Tidak terjadi kavitasi
15	997.8	4.650	45518.232	45.518	101	146.518	2.726	4.506	10.151	0.014	0.010	Tidak terjadi kavitasi
15A	997.8	4.590	44929.703	44.930	101	145.930	2.726	5.124	13.126	0.011	0.008	Tidak terjadi kavitasi
16	997.8	3.182	31143.483	31.143	101	132.143	2.726	6.614	21.875	0.006	0.005	Tidak terjadi kavitasi
17	997.8	2.705	26477.671	26.478	101	127.478	2.726	8.271	34.202	0.004	0.003	Tidak terjadi kavitasi
18	997.8	2.066	20221.240	20.221	101	121.221	2.726	10.784	58.145	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
19	997.8	1.611	15767.510	15.768	101	116.768	2.726	13.704	93.898	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
20	997.8	1.318	12904.398	12.904	101	113.904	2.726	16.784	140.849	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
21	997.8	1.188	11631.903	11.632	101	112.632	2.726	18.450	170.192	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
22	997.8	1.150	11260.759	11.261	101	112.261	2.726	19.930	198.612	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
23	997.8	1.441	14107.557	14.108	101	115.108	2.726	21.525	231.665	0.000	0.000	Tidak terjadi kavitasi
24	997.8	6.240	61083.807	61.084	101	162.084	2.726	21.192	224.541	0.001	0.000	Tidak terjadi kavitasi
25	997.8	9.328	91305.547	91.306	101	192.306	2.726	11.204	62.763	0.003	0.002	Tidak terjadi kavitasi
26	997.8	12.263	120038.633	120.039	101	221.039	2.726	6.598	21.764	0.010	0.005	Tidak terjadi kavitasi
27	997.8	12.372	121099.045	121.099	101	222.099	2.726	6.690	22.379	0.010	0.005	Tidak terjadi kavitasi
28	997.8	12.848	125764.857	125.765	101	226.765	2.726	3.119	4.863	0.046	0.021	Tidak terjadi kavitasi
29	997.8	11.983	117297.876	117.298	101	218.298	2.726	2.115	2.236	0.097	0.045	Tidak terjadi kavitasi
30	997.8	4.725	46250.275	46.250	101	147.250	2.726	2.475	3.062	0.047	0.033	Tidak terjadi kavitasi
31	997.8	2.242	21942.370	21.942	101	122.942	2.726	5.564	15.479	0.008	0.007	Tidak terjadi kavitasi
32	997.8	2.437	23851.112	23.851	101	124.851	2.726	2.016	2.032	0.060	0.050	Tidak terjadi kavitasi
33	997.8	3.315	32447.790	32.448	101	133.448	2.726	2.539	3.223	0.041	0.031	Tidak terjadi kavitasi
34	997.8	3.387	33150.631	33.151	101	134.151	2.726	2.539	3.223	0.041	0.031	Tidak terjadi kavitasi
35	997.8	3.589	35125.966	35.126	101	136.126	2.726	2.705	3.657	0.037	0.028	Tidak terjadi kavitasi
36	997.8	3.877	37949.631	37.950	101	138.950	2.726	2.446	2.992	0.046	0.034	Tidak terjadi kavitasi
37	997.8	3.840	37592.060	37.592	101	138.592	2.726	2.923	4.272	0.032	0.024	Tidak terjadi kavitasi
38	997.8	3.956	38719.066	38.719	101	139.719	2.726	2.995	4.486	0.031	0.023	Tidak terjadi kavitasi
39	997.8	4.027	39421.907	39.422	101	140.422	2.726	3.433	5.894	0.023	0.017	Tidak terjadi kavitasi
40	997.8	3.754	36741.186	36.741	101	137.741	2.726	3.490	6.092	0.022	0.017	Tidak terjadi kavitasi
41	997.8	3.371	33000.053	33.000	101	134.000	2.726	3.440	5.916	0.022	0.017	Tidak terjadi kavitasi
42	997.8	3.422	33500.567	33.501	101	134.501	2.726	5.338	14.247	0.009	0.007	Tidak terjadi kavitasi
43	997.8	1.422	13918.837	13.919	101	114.919	2.726	5.422	14.698	0.008	0.007	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.33
Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{50th}

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)	(m/dt)	(kg/m^3)				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
II	997.8	6.088	59595.152	59.595	101	160.595	2.726	1.107	0.612	0.258	0.165	Tidak terjadi kavitas
I	997.8	6.067	59383.069	59.383	101	160.383	2.726	1.107	0.612	0.258	0.165	Tidak terjadi kavitas
0	997.8	1.655	16199.832	16.200	101	117.200	2.726	5.110	13.058	0.009	0.008	Tidak terjadi kavitas
1	997.8	1.211	11852.143	11.852	101	112.852	2.726	9.009	40.582	0.003	0.002	Tidak terjadi kavitas
2	997.8	3.009	29454.981	29.455	101	130.455	2.726	11.358	64.506	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitas
1	997.8	6.651	65103.303	65.103	101	166.103	2.726	1.746	1.524	0.107	0.066	Tidak terjadi kavitas
2	997.8	6.972	68242.733	68.243	101	169.243	2.726	1.260	0.793	0.210	0.128	Tidak terjadi kavitas
3	997.8	7.653	74913.497	74.913	101	175.913	2.726	2.010	2.021	0.086	0.050	Tidak terjadi kavitas
4	997.8	8.616	84341.332	84.341	101	185.341	2.726	2.064	2.131	0.086	0.048	Tidak terjadi kavitas
5	997.8	8.715	85306.063	85.306	101	186.306	2.726	2.649	3.508	0.052	0.029	Tidak terjadi kavitas
6	997.8	5.412	52971.655	52.972	101	153.972	2.726	2.775	3.851	0.039	0.026	Tidak terjadi kavitas
7	997.8	5.417	53019.374	53.019	101	154.019	2.726	3.092	4.780	0.032	0.021	Tidak terjadi kavitas
8	997.8	5.446	53308.760	53.309	101	154.309	2.726	3.024	4.574	0.033	0.022	Tidak terjadi kavitas
9	997.8	5.173	50638.537	50.639	101	151.639	2.726	4.136	8.552	0.017	0.012	Tidak terjadi kavitas
10	997.8	4.857	47544.149	47.544	101	148.544	2.726	4.356	9.489	0.015	0.011	Tidak terjadi kavitas
11	997.8	4.796	46944.486	46.944	101	147.944	2.726	4.500	10.123	0.014	0.010	Tidak terjadi kavitas
12	997.8	4.911	48068.523	48.069	101	149.069	2.726	4.864	11.828	0.012	0.009	Tidak terjadi kavitas
13	997.8	4.897	47935.971	47.936	101	148.936	2.726	4.823	11.630	0.013	0.009	Tidak terjadi kavitas
14	997.8	4.795	46939.184	46.939	101	147.939	2.726	5.225	13.648	0.011	0.007	Tidak terjadi kavitas
15	997.8	4.824	47214.891	47.215	101	148.215	2.726	4.330	9.375	0.016	0.011	Tidak terjadi kavitas
15A	997.8	4.828	47262.610	47.263	101	148.263	2.726	4.644	10.782	0.014	0.009	Tidak terjadi kavitas
16	997.8	3.507	34324.719	34.325	101	135.325	2.726	7.255	26.316	0.005	0.004	Tidak terjadi kavitas
17	997.8	3.160	30931.401	30.931	101	131.931	2.726	8.158	33.273	0.004	0.003	Tidak terjadi kavitas
18	997.8	2.369	23190.394	23.190	101	124.190	2.726	10.634	56.544	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitas
19	997.8	1.871	18312.499	18.312	101	119.312	2.726	13.778	94.922	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
20	997.8	1.535	15025.222	15.025	101	116.025	2.726	16.190	131.051	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
21	997.8	1.318	12904.398	12.904	101	113.904	2.726	17.936	160.855	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
22	997.8	1.302	12745.336	12.745	101	113.745	2.726	19.926	198.521	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
23	997.8	1.528	14955.887	14.956	101	115.956	2.726	20.345	206.950	0.001	0.000	Tidak terjadi kavitas
24	997.8	5.872	57478.406	57.478	101	158.478	2.726	19.598	192.039	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
25	997.8	9.523	93214.289	93.214	101	194.214	2.726	14.057	98.794	0.002	0.001	Tidak terjadi kavitas
26	997.8	11.743	114948.655	114.949	101	215.949	2.726	9.080	41.227	0.005	0.002	Tidak terjadi kavitas
27	997.8	12.502	122371.539	122.372	101	223.372	2.726	4.225	8.927	0.025	0.011	Tidak terjadi kavitas
28	997.8	13.043	127673.599	127.674	101	228.674	2.726	4.459	9.941	0.023	0.010	Tidak terjadi kavitas
29	997.8	12.243	119842.864	119.843	101	220.843	2.726	3.320	5.512	0.040	0.018	Tidak terjadi kavitas
30	997.8	5.418	53036.912	53.037	101	154.037	2.726	2.440	2.976	0.051	0.034	Tidak terjadi kavitas
31	997.8	2.783	27244.430	27.244	101	128.244	2.726	3.671	6.736	0.019	0.015	Tidak terjadi kavitas
32	997.8	2.827	27668.595	27.669	101	128.669	2.726	3.320	5.512	0.023	0.018	Tidak terjadi kavitas
33	997.8	3.770	36901.520	36.902	101	137.902	2.726	3.194	5.099	0.027	0.020	Tidak terjadi kavitas
34	997.8	3.842	37604.361	37.604	101	138.604	2.726	2.757	3.801	0.036	0.027	Tidak terjadi kavitas
35	997.8	4.044	39579.697	39.580	101	140.580	2.726	2.632	3.464	0.040	0.029	Tidak terjadi kavitas
36	997.8	4.245	41555.032	41.555	101	142.555	2.726	2.995	4.486	0.031	0.023	Tidak terjadi kavitas
37	997.8	4.295	42045.791	42.046	101	143.046	2.726	3.189	5.086	0.028	0.020	Tidak terjadi kavitas
38	997.8	4.346	42536.549	42.537	101	143.537	2.726	3.480	6.056	0.023	0.017	Tidak terjadi kavitas
39	997.8	4.504	44087.720	44.088	101	145.088	2.726	3.288	5.406	0.026	0.019	Tidak terjadi kavitas
40	997.8	4.079	39922.422	39.922	101	140.922	2.726	5.890	17.345	0.008	0.006	Tidak terjadi kavitas
41	997.8	3.913	38302.112	38.302	101	139.302	2.726	4.310	9.288	0.015	0.011	Tidak terjadi kavitas
42	997.8	4.072	39863.039	39.863	101	140.863	2.726	5.264	13.856	0.010	0.007	Tidak terjadi kavitas
43	997.8	1.855	18160.485	18.160	101	119.160	2.726	6.162	18.984	0.006	0.005	Tidak terjadi kavitas

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.34
Evaluasi Kavitas 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
II	997.8	6.370	62352.223	62.352	101	163.352	2.726	1.565	1.225	0.131	0.083	Tidak terjadi kavitas
I	997.8	6.305	61715.975	61.716	101	162.716	2.726	2.103	2.211	0.073	0.046	Tidak terjadi kavitas
0	997.8	1.763	17260.244	17.260	101	118.260	2.726	5.918	17.511	0.007	0.006	Tidak terjadi kavitas
1	997.8	1.124	11003.813	11.004	101	112.004	2.726	9.498	45.106	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitas
2	997.8	3.096	30303.311	30.303	101	131.303	2.726	11.429	65.311	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitas
1	997.8	7.453	72950.351	72.950	101	173.950	2.726	1.260	0.793	0.216	0.128	Tidak terjadi kavitas
2	997.8	8.012	78422.688	78.423	101	179.423	2.726	1.530	1.170	0.151	0.087	Tidak terjadi kavitas
3	997.8	8.390	82124.298	82.124	101	183.124	2.726	2.236	2.499	0.072	0.041	Tidak terjadi kavitas
4	997.8	9.483	92824.628	92.825	101	193.825	2.726	2.084	2.172	0.088	0.047	Tidak terjadi kavitas
5	997.8	9.387	91880.617	91.881	101	192.881	2.726	2.732	3.731	0.051	0.027	Tidak terjadi kavitas
6	997.8	5.975	58485.798	58.486	101	159.486	2.726	2.980	4.440	0.035	0.023	Tidak terjadi kavitas
7	997.8	6.002	58745.598	58.746	101	159.746	2.726	2.632	3.464	0.045	0.029	Tidak terjadi kavitas
8	997.8	5.793	56702.079	56.702	101	157.702	2.726	3.540	6.266	0.025	0.016	Tidak terjadi kavitas
9	997.8	5.585	54668.102	54.668	101	155.668	2.726	4.159	8.650	0.018	0.012	Tidak terjadi kavitas
10	997.8	5.269	51573.714	51.574	101	152.574	2.726	4.959	12.295	0.012	0.008	Tidak terjadi kavitas
11	997.8	5.164	50549.887	50.550	101	151.550	2.726	5.173	13.377	0.011	0.008	Tidak terjadi kavitas
12	997.8	5.214	51037.676	51.038	101	152.038	2.726	5.059	12.795	0.012	0.008	Tidak terjadi kavitas
13	997.8	5.136	50268.877	50.269	101	151.269	2.726	5.221	13.631	0.011	0.007	Tidak terjadi kavitas
14	997.8	5.120	50120.420	50.120	101	151.120	2.726	5.183	13.431	0.011	0.008	Tidak terjadi kavitas
15	997.8	5.105	49971.962	49.972	101	150.972	2.726	5.380	14.470	0.010	0.007	Tidak terjadi kavitas
15A	997.8	5.110	50019.681	50.020	101	151.020	2.726	5.059	12.799	0.012	0.008	Tidak terjadi kavitas
16	997.8	3.680	36021.378	36.021	101	137.021	2.726	6.790	23.050	0.006	0.004	Tidak terjadi kavitas
17	997.8	3.442	33688.472	33.688	101	134.688	2.726	8.132	33.064	0.004	0.003	Tidak terjadi kavitas
18	997.8	2.586	25311.218	25.311	101	126.311	2.726	10.653	56.742	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitas
19	997.8	2.023	19797.075	19.797	101	120.797	2.726	13.669	93.416	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
20	997.8	1.600	15661.469	15.661	101	116.661	2.726	16.289	132.671	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
21	997.8	1.492	14601.057	14.601	101	115.601	2.726	17.650	155.753	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
22	997.8	1.324	12957.418	12.957	101	113.957	2.726	19.433	188.812	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
23	997.8	1.463	14319.640	14.320	101	115.320	2.726	21.179	224.271	0.001	0.000	Tidak terjadi kavitas
24	997.8	2.015	19727.741	19.728	101	120.728	2.726	22.617	255.757	0.000	0.000	Tidak terjadi kavitas
25	997.8	7.378	72218.132	72.218	101	173.218	2.726	18.888	178.383	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitas
26	997.8	10.768	105404.948	105.405	101	206.405	2.726	13.282	88.205	0.002	0.001	Tidak terjadi kavitas
27	997.8	11.267	110282.843	110.283	101	211.283	2.726	11.195	62.663	0.003	0.002	Tidak terjadi kavitas
28	997.8	12.848	125764.857	125.765	101	226.765	2.726	5.957	17.745	0.013	0.006	Tidak terjadi kavitas
29	997.8	12.438	121751.606	121.752	101	222.752	2.726	4.037	8.148	0.027	0.012	Tidak terjadi kavitas
30	997.8	5.635	55157.735	55.158	101	156.158	2.726	3.377	5.701	0.027	0.018	Tidak terjadi kavitas
31	997.8	2.827	27668.595	27.669	101	128.669	2.726	3.972	7.889	0.016	0.013	Tidak terjadi kavitas
32	997.8	3.022	29577.336	29.577	101	130.577	2.726	3.437	5.906	0.022	0.017	Tidak terjadi kavitas
33	997.8	4.030	39446.509	39.447	101	140.447	2.726	3.554	6.314	0.022	0.016	Tidak terjadi kavitas
34	997.8	4.167	40785.597	40.786	101	141.786	2.726	4.642	10.773	0.013	0.009	Tidak terjadi kavitas
35	997.8	4.304	42124.685	42.125	101	143.125	2.726	4.472	10.000	0.014	0.010	Tidak terjadi kavitas
36	997.8	4.462	43675.856	43.676	101	144.676	2.726	4.333	9.388	0.015	0.011	Tidak terjadi kavitas
37	997.8	4.555	44590.779	44.591	101	145.591	2.726	3.988	7.953	0.018	0.013	Tidak terjadi kavitas
38	997.8	4.541	44445.291	44.445	101	145.445	2.726	3.832	7.340	0.019	0.014	Tidak terjadi kavitas
39	997.8	4.634	45360.214	45.360	101	146.360	2.726	4.286	9.186	0.016	0.011	Tidak terjadi kavitas
40	997.8	4.079	39922.422	39.922	101	140.922	2.726	4.558	10.387	0.013	0.010	Tidak terjadi kavitas
41	997.8	3.805	37241.700	37.242	101	138.242	2.726	4.694	11.018	0.012	0.009	Tidak terjadi kavitas
42	997.8	3.682	36045.556	36.046	101	137.046	2.726	4.821	11.619	0.012	0.009	Tidak terjadi kavitas
43	997.8	1.769	17312.155	17.312	101	118.312	2.726	6.732	22.659	0.005	0.004	Tidak terjadi kavitas

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.35
Evaluasi Kavitasi Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{1000th}

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)	(m/dt)	(kg/m^3)				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
II	997.8	6.933	67866.365	67.866	101	168.866	2.726	1.628	1.326	0.126	0.076	Tidak terjadi kavitasi
I	997.8	6.782	66381.788	66.382	101	167.382	2.726	1.898	1.802	0.092	0.056	Tidak terjadi kavitasi
0	997.8	2.218	21713.974	21.714	101	122.714	2.726	5.492	15.079	0.008	0.007	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	1.558	15245.461	15.245	101	116.245	2.726	9.300	43.247	0.003	0.002	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	3.421	33484.547	33.485	101	134.485	2.726	11.268	63.479	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
1	997.8	8.883	86947.789	86.948	101	187.948	2.726	1.868	1.745	0.106	0.058	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	9.658	94540.949	94.541	101	195.541	2.726	2.912	4.241	0.046	0.024	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	9.712	95061.324	95.061	101	196.061	2.726	2.016	2.032	0.095	0.050	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	10.545	103216.665	103.217	101	204.217	2.726	2.353	2.768	0.073	0.037	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	11.207	109695.538	109.696	101	210.696	2.726	3.377	5.701	0.037	0.018	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	7.795	76300.718	76.301	101	177.301	2.726	3.433	5.894	0.030	0.017	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	7.518	73591.366	73.591	101	174.591	2.726	4.022	8.090	0.021	0.013	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	7.483	73244.505	73.245	101	174.245	2.726	4.238	8.980	0.019	0.011	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	7.167	70150.117	70.150	101	171.150	2.726	4.650	10.811	0.016	0.009	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	6.721	65783.234	65.783	101	166.783	2.726	5.595	15.654	0.011	0.006	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	6.139	60093.594	60.094	101	161.094	2.726	6.221	19.348	0.008	0.005	Tidak terjadi kavitasi
12	997.8	6.362	62278.043	62.278	101	163.278	2.726	6.631	21.985	0.007	0.005	Tidak terjadi kavitasi
13	997.8	6.111	59812.585	59.813	101	160.813	2.726	6.192	19.168	0.008	0.005	Tidak terjadi kavitasi
14	997.8	6.117	59876.210	59.876	101	160.876	2.726	6.970	24.288	0.007	0.004	Tidak terjadi kavitasi
15	997.8	6.232	61000.246	61.000	101	162.000	2.726	6.938	24.066	0.007	0.004	Tidak terjadi kavitasi
15A	997.8	5.825	57018.399	57.018	101	158.018	2.726	6.758	22.835	0.007	0.004	Tidak terjadi kavitasi
16	997.8	4.742	46413.415	46.413	101	147.413	2.726	8.493	36.069	0.004	0.003	Tidak terjadi kavitasi
17	997.8	4.438	43444.262	43.444	101	144.444	2.726	10.973	60.204	0.002	0.002	Tidak terjadi kavitasi
18	997.8	3.604	35279.090	35.279	101	136.279	2.726	13.004	84.547	0.002	0.001	Tidak terjadi kavitasi
19	997.8	3.214	31461.607	31.462	101	132.462	2.726	14.356	103.054	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
20	997.8	2.185	21387.693	21.388	101	122.388	2.726	16.625	138.192	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
21	997.8	1.990	19478.952	19.479	101	120.479	2.726	19.199	184.297	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
22	997.8	1.887	18471.560	18.472	101	119.472	2.726	20.506	210.240	0.001	0.000	Tidak terjadi kavitasi
23	997.8	1.918	18773.370	18.773	101	119.773	2.726	22.973	263.886	0.000	0.000	Tidak terjadi kavitasi
24	997.8	1.755	17182.752	17.183	101	118.183	2.726	22.949	263.326	0.000	0.000	Tidak terjadi kavitasi
25	997.8	6.988	68400.649	68.401	101	169.401	2.726	21.588	233.023	0.001	0.000	Tidak terjadi kavitasi
26	997.8	9.988	97769.982	97.770	101	198.770	2.726	17.238	148.575	0.001	0.001	Tidak terjadi kavitasi
27	997.8	10.422	102011.630	102.012	101	203.012	2.726	16.156	130.507	0.002	0.001	Tidak terjadi kavitasi
28	997.8	12.913	126401.104	126.401	101	227.401	2.726	13.016	84.709	0.003	0.001	Tidak terjadi kavitasi
29	997.8	13.738	134476.549	134.477	101	235.477	2.726	6.758	22.834	0.010	0.004	Tidak terjadi kavitasi
30	997.8	6.653	65125.608	65.126	101	166.126	2.726	4.356	9.489	0.017	0.011	Tidak terjadi kavitasi
31	997.8	3.997	39121.044	39.121	101	140.121	2.726	4.601	10.585	0.013	0.010	Tidak terjadi kavitasi
32	997.8	4.062	39757.291	39.757	101	140.757	2.726	3.819	7.292	0.019	0.014	Tidak terjadi kavitasi
33	997.8	5.200	50898.958	50.899	101	151.899	2.726	3.253	5.292	0.028	0.019	Tidak terjadi kavitasi
34	997.8	5.337	52238.046	52.238	101	153.238	2.726	3.473	6.030	0.025	0.017	Tidak terjadi kavitasi
35	997.8	5.409	52940.887	52.941	101	153.941	2.726	3.571	6.377	0.024	0.016	Tidak terjadi kavitasi
36	997.8	5.632	55128.305	55.128	101	156.128	2.726	3.571	6.377	0.024	0.016	Tidak terjadi kavitasi
37	997.8	5.725	56043.228	56.043	101	157.043	2.726	3.322	5.516	0.028	0.018	Tidak terjadi kavitasi
38	997.8	5.841	57170.234	57.170	101	158.170	2.726	3.114	4.847	0.032	0.021	Tidak terjadi kavitasi
39	997.8	5.804	56812.663	56.813	101	157.813	2.726	3.963	7.851	0.020	0.013	Tidak terjadi kavitasi
40	997.8	5.574	54556.107	54.556	101	155.556	2.726	4.379	9.586	0.016	0.011	Tidak terjadi kavitasi
41	997.8	5.213	51027.056	51.027	101	152.027	2.726	5.190	13.468	0.011	0.008	Tidak terjadi kavitasi
42	997.8	5.069	49618.829	49.619	101	150.619	2.726	7.143	25.513	0.006	0.004	Tidak terjadi kavitasi
43	997.8	3.004	29400.851	29.401	101	130.401	2.726	7.587	28.783	0.004	0.004	Tidak terjadi kavitasi

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.36
Evaluasi Kavitas Berdasarkan Hasil Pengujian Q_{pmf}

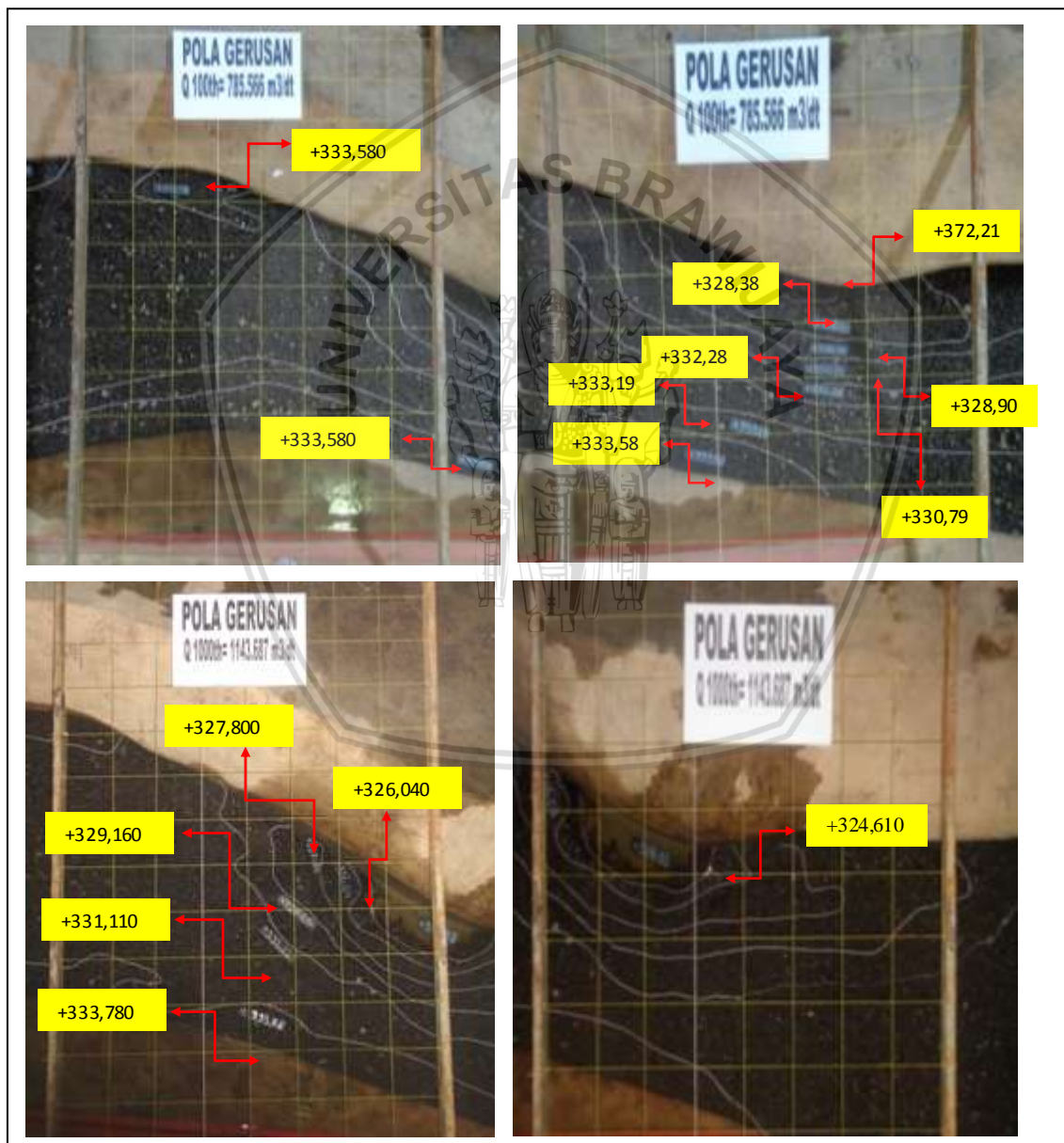
Section	r_w	h	P_g		P_a	P_o	P_v	V_o	$V_o^2/2$	σ	C_p	Kondisi
	(kg/m^3)	(m)	(N/m^2)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m^3)			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
II	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
I	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
0	997.80	9.598	93952.499	93.952	101.00	194.952	2.726	6.264	19.622	0.00982	0.00516	Tidak terjadi kavitas
1	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
2	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
1	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
2	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
3	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
4	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
5	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
6	997.80	18.303	179160.677	179.161	101.00	280.161	2.726	4.130	8.530	0.03260	0.01187	Tidak terjadi kavitas
7	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
8	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
9	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
10	997.80	14.954	146374.543	146.375	101.00	247.375	2.726	9.301	43.253	0.00567	0.00234	Tidak terjadi kavitas
11	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
12	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
13	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
14	997.80	11.620	113745.137	113.745	101.00	214.745	2.726	12.369	76.498	0.00278	0.00132	Tidak terjadi kavitas
15	997.80	11.324	110839.608	110.840	101.00	211.840	2.726	14.100	99.409	0.00211	0.00102	Tidak terjadi kavitas
15A	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
16	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
17	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
18	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
19	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
20	997.80	6.258	61259.183	61.259	101.00	162.259	2.726	22.535	253.919	0.00063	0.00040	Tidak terjadi kavitas
21	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
22	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
23	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
24	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
25	997.80	5.278	51662.455	51.662	101.00	152.662	2.726	20.099	201.990	0.00074	0.00050	Tidak terjadi kavitas
26	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
27	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
28	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
29	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
30	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
31	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
32	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
33	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
34	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
35	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
36	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
37	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
38	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
39	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
40	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
41	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-
42	997.80	-	-	-	101.00	-	2.726	-	-	-	-	-

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

4.14. Gerusan Lokal

4.14.1. Permasalahan Gerusan di Bagian Hilir

Pada pengujian Model Fisik Bendungan Temef, saat dilakukan pengaliran terjadi gerusan di bagian hilirnya. Gerusan terdalam terjadi pada kondisi sungai yang membelok dan menyempit. Hal ini dikarenakan aliran air yang cukup deras menghantam tebing sungai sehingga terjadi gerusan di belokan luar dan endapan. Terutama pada penyempitan sungai kecepatan air semakin cepat, sehingga cenderung mengakibatkan gerusan yang cukup dalam. Dari pola gerusan yang terjadi (gambar 4.29) menunjukkan bahwa butiran dasar sungai Temef merupakan butiran bergerak.



Gambar 4.30 Pola Gerusan
Sumber: Dokumentasi (2017).

4.14.2. Perhitungan Gerusan Lokal

Perhitungan stabilitas material dasar sungai pada hilir peredam energi menggunakan persamaan momentum, dan dilakukan koreksi dengan menggunakan grafik shield untuk menentukan butiran pada tegangan geser ijin.

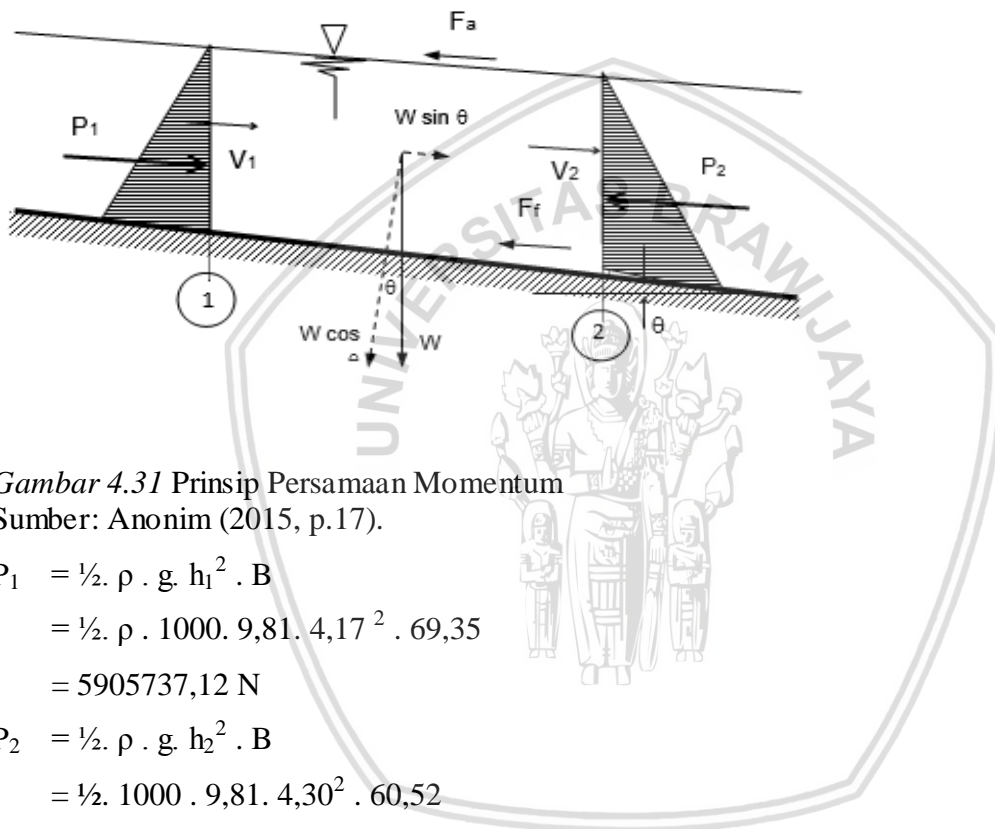
Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut :

Diketahui:

Section 34 – 38 pada $Q_{100th} = 785,566 \text{ m}^3/\text{dt}$

$$h_1 = 4,17 \text{ m} \quad B_1 = 69,35 \text{ m}$$

$$h_2 = 4,30 \text{ m} \quad B_2 = 60,52 \text{ m}$$



Gambar 4.31 Prinsip Persamaan Momentum

Sumber: Anonim (2015, p.17).

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_1^2 \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 4,17^2 \cdot 69,35 \\ &= 5905737,12 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_2^2 \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 4,30^2 \cdot 60,52 \\ &= 5497766,05 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W \sin \theta &= \rho \cdot g \cdot h \cdot B \cdot L \cdot \frac{(Z_1 - Z_2)}{L} \\ &= \rho \cdot g \cdot h \cdot B \cdot (Z_1 - Z_2) \\ &= 1000 \cdot 9,81 \cdot \frac{4,17+4,30}{2} \cdot \frac{69,35+60,52}{2} \cdot (1,285 - 1,127) \\ &= 427524 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho Q(\beta V_2 - \beta V_1) &= 1000 \cdot 785,566 \cdot (1 \cdot 3,02 - 1 \cdot 2,72) \\ &= 233798,3053 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_f &= P_1 - P_2 + W \sin \theta - \rho Q(\beta V_2 - \beta V_1) \\ &= 5905737,12 - 5497766,05 + 427524 - 233798,305 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 601697,06 \text{ N} \\
 \tau_0 &= \frac{F_f}{\frac{p_1+p_2}{2} \cdot \Delta x} \\
 &= \frac{601697,06}{\frac{77,68+69,13}{2} \cdot 29,9} \\
 &= 274,145 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

Selanjutnya $\tau_0 = 274,145 \text{ N/m}^2$ dibandingkan dengan τ_{cr} yang didapat dari grafik shield pada gambar 2.24. Nilai τ_{cr} dari grafik shield = $25 \text{ N/m}^2 < \tau_0$ sehingga maka butiran dasar bergerak. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.37 – 4.40.



Tabel 4.37

Perhitungan τ_0 dan keadaan butiran dasar sungai pada debit Q_{10th} .

Section	Tinggi MA (h) (m)	jarak section (m)	Lebar dasar (m)	Perimetri (m)	v (m/s)	v rerata (m/s)	β	Elevasi dasar saluran (m)	z (m)	P (N)	w sin θ (N)	$\rho Q(\beta v^2 - \beta v_1)$ (N)	Ff (N)	τ_0 (N/m ²)	τ_{cr} (N/m ²)	Kondisi dasar saluran
34	3.06		69.35	75.47	2.04			333.768	1.285	3185138.56						
35	3.20	29.9	60.52	66.92	2.23	2.13	1	333.610	1.127	3039750.14	315965	84240.4893	377113.13	177.154	25	bergerak
36	3.36	29.9	56.94	63.66	2.26	2.24	1	333.451	0.968	3153080.29	299468	11817.1382	174320.37	89.2956	25	bergerak
37	3.39	29.9	46.76	53.54	2.73	2.49	1	333.293	0.810	2635802.77	272044	201898.634	587422.54	335.26	25	bergerak
38	3.50	29.9	42.9	49.90	2.88	2.80	1	333.134	0.651	2577700.13	240090	65614.9928	232577.63	150.397	25	bergerak

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.38

Perhitungan τ_0 dan keadaan butiran dasar sungai pada debit Q_{25th} .

Section	Tinggi MA (h) (m)	jarak section (m)	Lebar dasar (m)	Perimetri (m)	v (m/s)	v rerata (m/s)	β	Elevasi dasar saluran (m)	z (m)	P (N)	w sin θ (N)	$\rho Q(\beta v^2 - \beta v_1)$ (N)	Ff (N)	τ_0 (N/m ²)	τ_{cr} (N/m ²)	Kondisi dasar saluran
34	3.39		69.35	76.12	2.54			333.768	1.285	3901611.85						
35	3.59	29.9	60.52	67.70	2.70	2.62	1	333.610	1.127	3822693.52	352066	92645.3123	338339.18	157.359	25	bergerak
36	3.88	29.9	56.94	64.69	2.45	2.58	1	333.451	0.968	4198040.10	340805	-144335.98	109794.38	55.4728	25	bergerak
37	3.84	29.9	46.76	54.44	2.92	2.68	1	333.293	0.810	3382834.57	311035	266428.417	859811.95	482.751	25	bergerak
38	3.96	29.9	42.9	50.81	3.00	2.96	1	333.134	0.651	3292464.04	271663	40451.9004	321581.43	204.371	25	bergerak

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.39

Perhitungan τ_0 dan keadaan butiran dasar sungai pada debit Q_{100th} .

Section	Tinggi MA (h) (m)	Jarak section (m)	Lebar dasar (m)	Perimetri (m)	v (m/s)	v rerata (m/s)	β	Elevasi dasar saluran (m)	z (m)	P (N)	w sin θ (N)	$\rho Q(\beta v_2 - \beta v_1)$ (N)	Ff (N)	τ_0 (N/m ²)	τ_{cr} (N/m ²)	Kondisi dasar saluran
34	4.17		69.35	77.68	2.72			333.768	1.285	5905737.12						
35	4.30	29.9	60.52	69.13	3.02	2.87	1	333.610	1.127	5497766.05	427524	233798.305	601697.06	274.145	25	bergerak
36	4.46	29.9	56.94	65.86	3.09	3.05	1	333.451	0.968	5560505.94	400151	59531.018	277879.81	137.693	25	bergerak
37	4.56	29.9	46.76	55.87	3.69	3.39	1	333.293	0.810	4759689.53	363428	468113.149	696131.68	382.503	25	bergerak
38	4.54	29.9	42.9	51.98	4.03	3.86	1	333.134	0.651	4338332.09	316963	271004.974	467315.26	289.828	25	bergerak

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Tabel 4.40

Perhitungan τ_0 dan keadaan butiran dasar sungai pada debit Q_{1000th}

Section	Tinggi MA (h) (m)	Jarak section (m)	Lebar dasar (m)	Perimetri (m)	v (m/s)	v rerata (m/s)	β	Elevasi dasar saluran (m)	z (m)	P (N)	w sin θ (N)	$\rho Q(\beta v_2 - \beta v_1)$ (N)	Ff (N)	τ_0 (N/m ²)	τ_{cr} (N/m ²)	Kondisi dasar saluran
34	5.34		69.35	80.02	3.09			333.768	1.285	9688004.06						
35	5.41	29.9	60.52	71.34	3.49	3.29	1	333.610	1.127	8683510.75	542352	461884.394	1084960.81	479.469	25	bergerak
36	5.63	29.9	56.94	68.20	3.57	3.53	1	333.451	0.968	8858919.16	504006	82718.569	245878.75	117.863	25	bergerak
37	5.73	29.9	46.76	58.21	4.27	3.92	1	333.293	0.810	7518562.07	457737	806905.169	991188.81	524.465	25	bergerak
38	5.84	29.9	42.9	54.58	4.56	4.42	1	333.134	0.651	7178128.56	403033	334622.529	408843.77	242.458	25	bergerak

Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

Perhitungan kedalam gerusan menggunakan metode Schoklistch, Veronese dan Jager. Contoh perhitungannya sebagai berikut :

Data-data:

$$Q_{2th} = 239,121 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B = 30 \text{ m}$$

$$V = 2,47 \text{ m/det}$$

$$dm = 2,217 \text{ m}$$

$$H = 0,257 \text{ m}$$

$$D_{90} = 25 \text{ mm}$$

Maka :

$$q = Q/B \\ = 239,121/30 = 7,97 \text{ m}^3/\text{det}$$

• Metode Schoklitsch

$$S = 4,75(H^{0,2} \cdot q^{0,57}) / (D^{0,32}) - dm \\ = 4,75(0,257^{0,2} \cdot 7,97^{0,57}) / (25^{0,32}) - 2,217 \\ = 1,43 \text{ m}$$

• Metode Veronese

$$S = (1,9 \cdot He^{0,255} \cdot q^{0,54}) - dm \\ = (1,9 \cdot 0,568^{0,255} \cdot 7,97^{0,54}) - 2,217 \\ = 2,91 \text{ m}$$

• Metode Jager

$$S = 6 \cdot H^{0,25} \cdot q^{0,5} \left(\frac{dm}{D_{90}}\right)^{1/3} - dm \\ = 6 \cdot (0,257)^{0,25} \cdot (7,97)^{0,5} \left(\frac{2,217}{25}\right)^{1/3} - 2,217 \\ = 3,16 \text{ m}$$

Hasil perhitungan kedalaman gerusan lokal dapat dilihat pada tabel 4.41 berikut:

Tabel 4.41
Perhitungan kedalaman gerusan lokal

Debit	Q m ³ /s	B (m)	q (m ³ /s)	v (m/s)	$\sqrt{2/g}$ (m)	H (m)	dm (m)	D90 (mm)	Schoklitsch (m)	Jager (m)	veronese (m)	Model (m)
Q2th	239.121	30	7.97	2.47	0.311	0.257	2.217	25	1.43	3.16	2.91	0.86
Q5th	352.513	30	11.75	2.92	0.435	0.322	2.737	25	1.90	4.67	4.01	1.5
Q10th	432.048	30	14.40	3.26	0.542	0.062	3.062	25	0.63	2.57	4.10	1.62
Q25th	558.718	30	18.62	2.02	0.208	0.322	3.387	25	2.45	6.63	4.60	3.87
Q50th	678.861	30	22.63	3.32	0.562	0.257	3.842	25	2.30	7.04	5.95	6.02
Q100th	785.566	30	26.19	3.44	0.603	0.192	4.167	25	2.07	7.01	6.35	5.49
Q1000th	1143.687	30	38.12	3.82	0.744	0.062	5.337	25	0.66	5.70	7.59	8.23

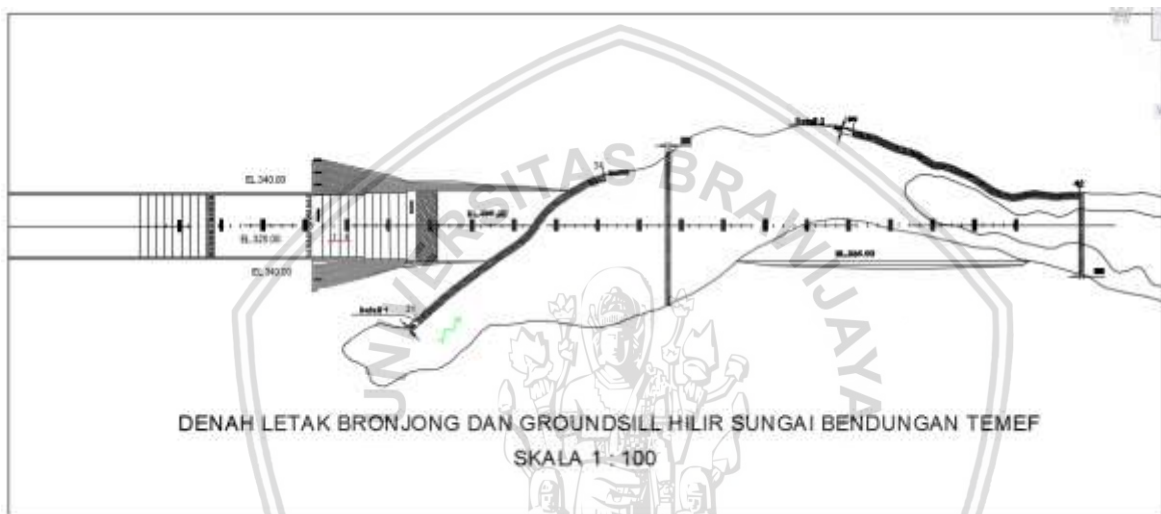
Sumber: Hasil Perhitungan (2017)

4.14.3. Alternatif Penanganan Gerusan Lokal

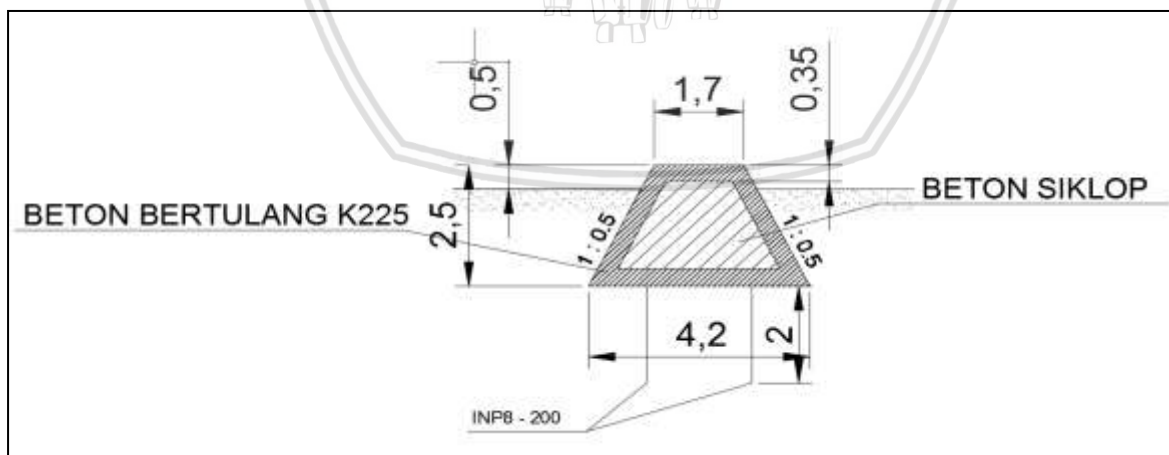
Untuk mengatasi permasalahan tersebut, maka dilakukan beberapa alternatif penanganan. Dalam pengujian Bendungan Temef ini terdapat dua alternatif untuk mengatasi permasalahan gerusan.

A. Bangunan Alternatif 1

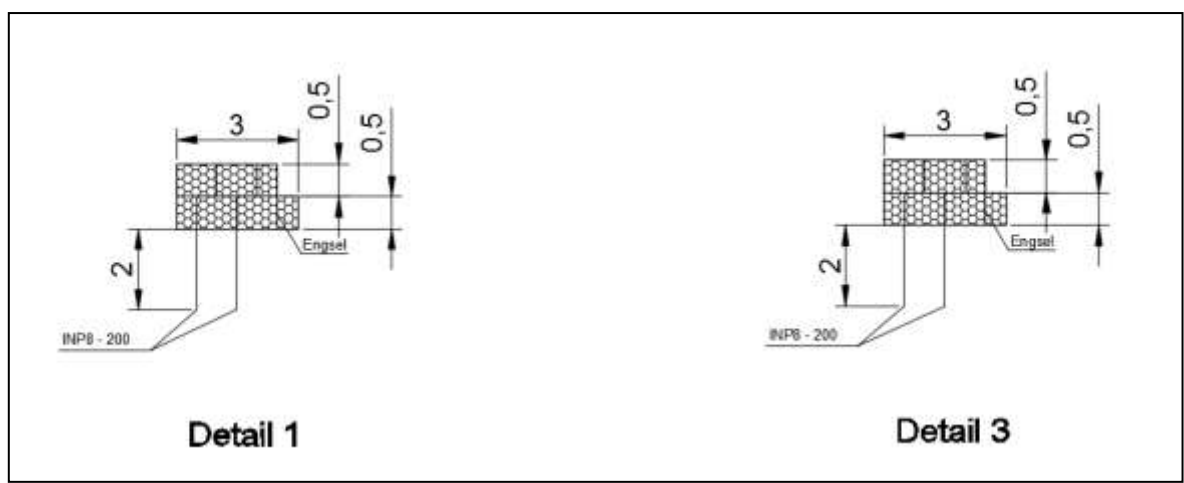
Pada alternatif 1 direkomendasikan penempatan bronjong di sepanjang section 31-34 dikarenakan adanya penurunan dasar akibat hantaman air setelah saluran pengahantar hilir. dua bangunan groundsill yang diletakkan pada section 35 dan 42 guna menjaga agar dasar sungai tidak turun terlalu berlebihan. Berikut dapat dilihat gambaran dari bangunan alternatif 1 :



Gambar 4.32 Detail Denah Bangunan Alternatif 1
Sumber: Hasil Uji Model Fisik (2017)

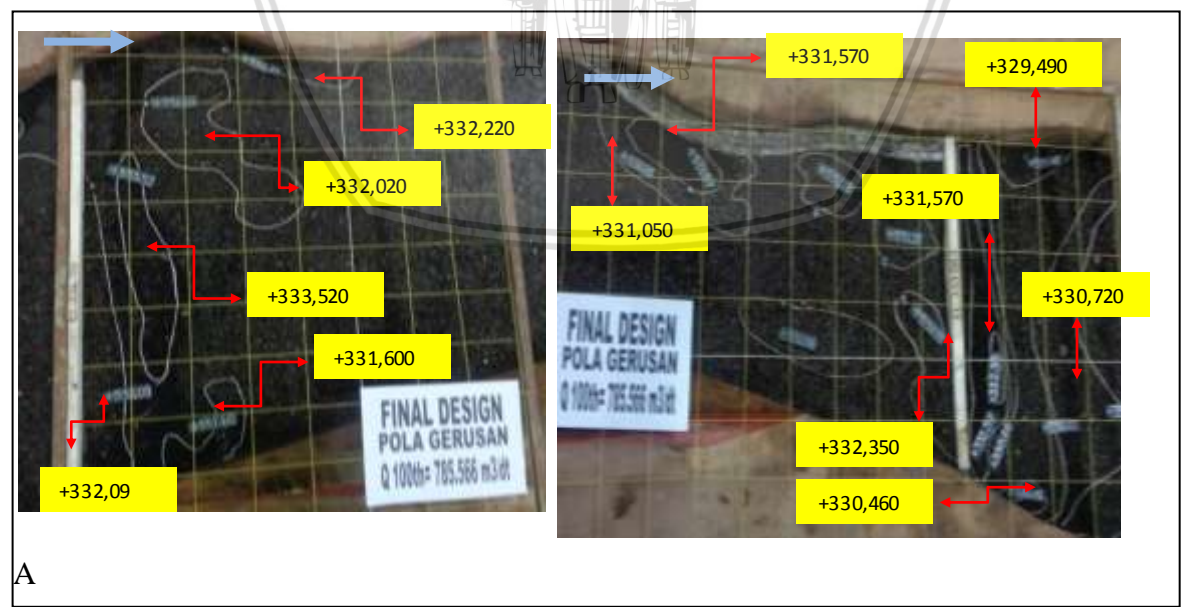


Gambar 4.33 Detail Groundsill Alternatif 1
Sumber: Hasil Uji Model Fisik (2017)



Gambar 4.34 Detail Bronjong Alternatif 1
 Sumber: Hasil Uji Model Fisik (2017)

Setelah dilakukan pengaliran, bagian sungai setelah peredam energi tidak memperlihatkan masalah, namun dapat dilihat pada gambar 4.33 saat pengaliran Q_{1000th} terjadi gerusan yang cukup dalam di section 35 setelah bangunan groundsill. Hal ini terjadi karena aliran terjunan yang cukup cepat menghantam keras bagian dasar sehingga diperlukan perlindungan berupa rip-rap guna menjaga keamanan dasar sungai. Lalu pada bagian sungai yang menyempit dapat dilihat perbandingan pola gerusan sebelum dan sesudah adanya bangunan. Gerusan di bagian hilir section 42 teratasi dengan adanya bangunan bronjong di sepanjang tebing sungai dan juga tidak terjadi permasalahan setelah bangunan groundsill di section 42.



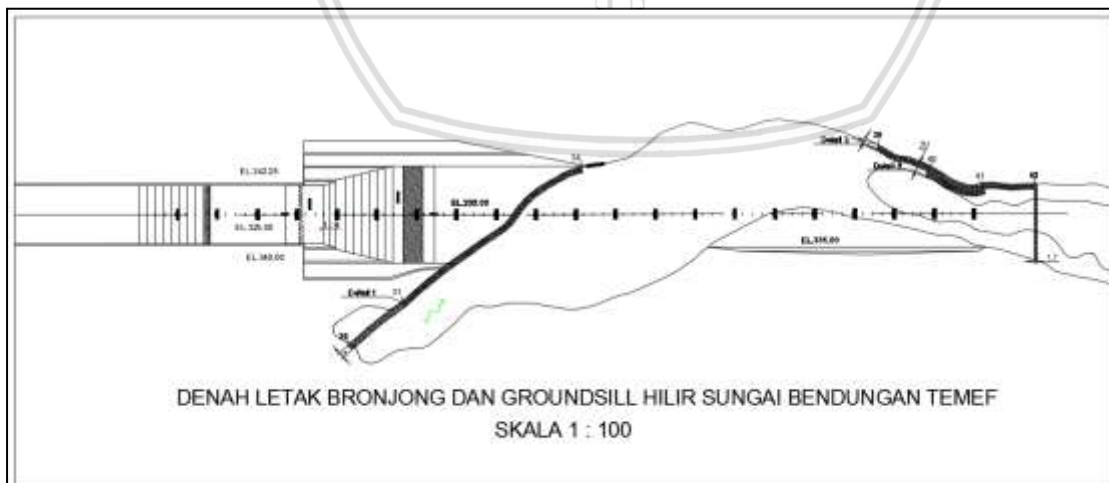
Gambar 4.35 Pola Gerusan dengan adanya bangunan alternatif I Q_{100th}
 Sumber: Dokumentasi (2017)



Gambar 4.36 Pola Gerusan dengan adanya bangunan alternatif 1
Sumber: Dokumentasi (2017)

B. Bangunan Alternatif 2

Berbeda dengan alternatif sebelumnya, pada alternatif 2 hanya menggunakan satu bangunan groundsill di section 42 ditambahkan dengan rip-rap dengan diameter batuan sekitar 65 cm untuk melindungi dasar sungai. Dan juga menambahkan bronjong menjadi 2 baris pada bagian penyempitan sungai agar penanganan gerusan lebih efektif. Hal ini dikarenakan gerusan yang terjadi pada section 35 dan 38 tidak terlalu serius juga agar lebih ekonomis hanya disarankan menggunakan satu bangunan groundsill saja. Berikut dapat dilihat gambaran dari bangunan alternatif 2:



Gambar 4.37 Detail Denah Bagunan Alternatif 2
Sumber: Hasil Uji Model Fisik (2017)



Gambar 4.40 Pola Gerusan dengan adanya bangunan alternatif 2
Sumber: Dokumentasi (2017).

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisa perhitungan dan pengujian pada model fisik Bendungan Temef 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 3,2% untuk Q100th-QPMF (dapat dilihat pada tabel 4.6)

- Saluran transisi

Pendekatan hitungan pada saluran transisi atas menggunakan metode tahapan standar dengan titik kontrol 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) dan mengabaikan adanya aerator di saluran peluncur.

- 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 Pelimpah *Side Channel* Bendungan Temef mampu mengalirkan air pada semua debit rancangan yang diujikan tanpa menimbulkan *overtopping*. Dari hasil model test didapatkan bahwa elevasi muka air maksimum saat kondisi $Q_{PMF} = 4112,34 \text{ m}^3/\text{det}$ adalah +382,18 sehingga muka air waduk masih berada 0,82 m di bawah elevasi puncak bendungan (batas toleransi *freeboard* tidak boleh kurang dari 0,75m).

- Saluran Transisi

Kapasitas Saluran Transisi dengan panjang 153,51 m dan kemiringan 1:2000 (hampir datar) 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_{100th}).

- Saluran Peluncur

Pada saluran peluncur dengan kemiringan 1 : 4 aliran terdistribusi cukup merata dan tidak menimbulkan aliran silang mulai bagian hulu sampai bagian hilir saluran peluncur untuk debit Q_{2th} s/d Q_{100th} . Pada Q_{5th} s/d Q_{10th} tekanan + 0,07 m terjadi pada section 22, dalam hal ini tidak diperlukan aerator (tidak terjadi tekanan subatmosfir) tetapi untuk antisipasi jangka panjang maka ditempatkan aerator antara section 21-22. Untuk keamanan debit Q_{PMF} tinggi dinding di saluran peluncur perlu ditambah sebesar 6,00 m (dari 5,00 m menjadi 11,00 m).

- Peredam Energi dan Saluran Pengarah Hilir

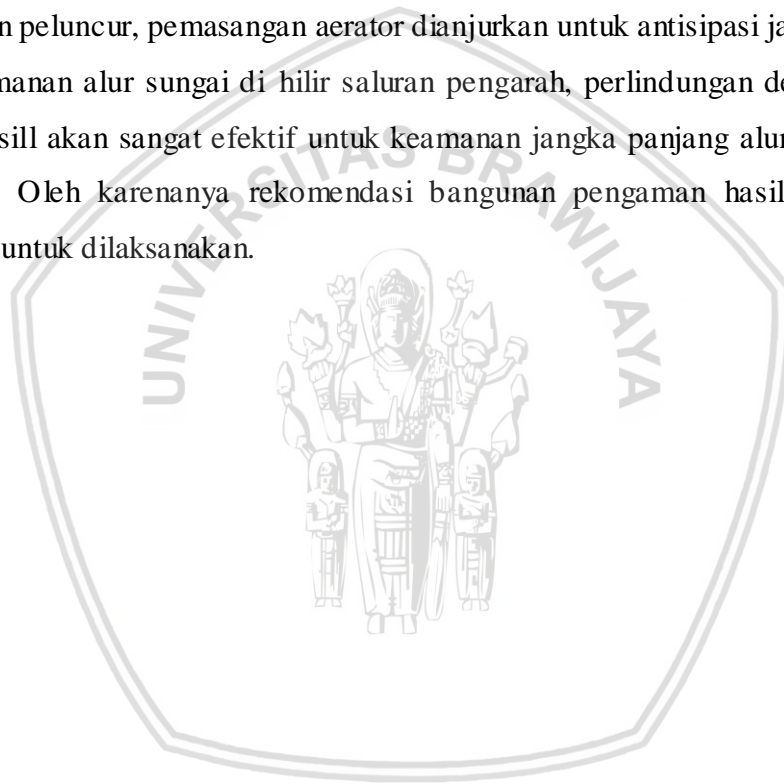
Secara pengujian maupun analisa, loncatan hidrolis terjadi di dalam peredam energi USBR Tipe II, sehingga dikatakan sangat aman untuk debit yang lewat (Q_{2th} s/d Q_{100th}). Elevasi dinding peredam energi untuk $Q_{100th} + 342,25$ m. Kondisi aliran pada bagian ini adalah subkritis.

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 grafik shield untuk menentukan butiran pada tegangan geser ijin (tabel 4.37-4.39). Pada pengamatan, gerusan terdalam terdapat pada section 42 (pada sungai yang menyempit). Rekapitulasi hasil pengamatan dan perhitungan kedalaman gerusan menggunakan metode Schoklitsch, Veronese dan Jager dapat dilihat pada tabel 4.39. Untuk mengatasi

gerusan lokal (*local scouring*) pada sungai di hilir saluran pengarah dapat direkomendasikan menggunakan alternatif bangunan girdle /ground sill dikombinasikan perlindungan riprap dan bronjong konsolidasi di tikungan/belokan luar.

5.2. Saran

1. Berdasarkan perhitungan analitis 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, pemasangan aerator dianjurkan untuk antisipasi jangka panjang.
4. Untuk keamanan alur sungai di hilir saluran pengarah, perlindungan dengan bronjong dan ground sill akan sangat efektif untuk keamanan jangka panjang alur sungai di hilir bendungan. Oleh karenanya rekomendasi bangunan pengaman hasil model sangat diharapkan untuk dilaksanakan.



Halaman ini sengaja dikosongkan.



DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, (1987). *Design of Small Dams*. New Delhi Bombay Calcutta: Oxford & IBH Publishing CO.
- Anonim, (2012). *Desain Sabo*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonim, (2010). *Standar Perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan, Bagian Bangunan Pengatur Debit*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonim, (1985). *Volcanic Sabo Technical Centre*. Osaka Japan.
- 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). *Scaling Model Hydraulic*. Netherland : IHE Published
- Falvey, Henry T. (1990). *Cavitation in Chutes and Spillways*. United States Department of The Interior : Bureau of Reclamation.
- 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.
- Priyantoro, Dwi. (1987). *Teknik Pengangkutan Sedimen*. Malang : HMP Universitas Brawijaya.
- 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.
- Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 1989. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : Erlangga.
- Sosrodarsono, Suyono. (1985). *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: Pradnya Paramita.
- Subramanya, K. (1986). *Flow in Open Channel*. New Delhi: Tata McGraw-Hill.
- Triatmodjo, Bambang. (2008) . *Hidrolika II*. Yogyakarta : Beta Offset.
- Yuwono, Nur. 1996. *Perencanaan Model Hidraulik*. Yogyakarta: Laboratorium Hidraulik dan Hidrologi UGM.