

PAPER NAME

Buku Irigasi Nanang-1.pdf

AUTHOR

Nanang Saiful Rizal

WORD COUNT

62909 Words

CHARACTER COUNT

313111 Characters

PAGE COUNT

400 Pages

FILE SIZE

10.4MB

SUBMISSION DATE

Nov 15, 2022 1:26 PM GMT+7

REPORT DATE

Nov 15, 2022 1:33 PM GMT+7

● 19% Overall Similarity

The combined total of all matches, including overlapping sources, for each database.

- 8% Internet database
- Crossref database
- 19% Submitted Works database
- 2% Publications database
- Crossref Posted Content database

● Excluded from Similarity Report

- Bibliographic material
- Cited material
- Manually excluded sources
- Quoted material
- Small Matches (Less than 10 words)

ISBN : 978-602-71148-1-4

APLIKASI PERENCANAAN IRIGASI & BANGUNAN AIR



Dr. Nanang Saiful Rizal, ST. MT.



Judul Buku :
**APLIKASI PERENCANAAN IRIGASI
DAN BANGUNAN AIR**

Oleh :
Dr. Nanang Saiful Rizal, ST., MT.



Penerbit :

LPPM

Unmuh Jember

Jl. Karimata 49 Jember

APLIKASI PERENCANAAN IRIGASI DAN BANGUNAN AIR

Penulis :
Dr. Nanang Saiful Rizal, ST. MT.

ISBN : **978-602-71148-1-4**

Editor :
Zaind

Penyunting :
Rahmat

Desain sampul dan tata letak :
Rahmat

Penerbit :
LPPM Unmuh Jember

Redaksi :
Jl. Karimata 49 Jember
Telp. (0331) 336728
Fax. (0331) 337957
email : lppm@unmuhjember.ac.id

Distributor Tunggal :
LPPM Unmuh Jember
Jl. Karimata 49 Jember
Telp. (0331) 336728
Fax. (0331) 337957
email : lppm@unmuhjember.ac.id

Cetakan kedua, Desember 2020

Hak cipta dilindungi undang-undang
Dilarang memperbanyak karya tulis ini dalam bentuk dan dengan cara
apapun tanpa ijin tertulis dari penerbit

KATA PENGANTAR

Puji dan sanjungan hanya bagi Allah semata, yang melimpahkan semua Karunia-Nya hingga penulis dapat menyelesaikan penyusunan buku **Aplikasi Perencanaan Irigasi dan Bangunan Air**. Penulisan buku ini berangkat dari pengalaman penulis selama membimbing mahasiswa yang mengalami kendala dalam memahami perkuliahan dan penyelesaian tugas yang terkait dengan irigasi dan bangunan air.

Buku ini tersusun dalam enam bab, setelah diberikan penjelasan teori akan diberikan contoh-contoh soal penyelesaian dalam perencanaan irigasi dan bangunan air. Contoh-contoh penyelesaian ini dikumpulkan oleh penulis berdasarkan pengalaman penulis selama ini dalam proses belajar mengajar, membimbing tugas mahasiswa dan aktivitasnya penulis sebagai praktisi di dunia jasa konsultan teknik dan konstruksi bangunan khususnya bangunan air.

Buku ini sangat berguna bagi para mahasiswa jurusan teknik sipil yang menempuh mata kuliah irigasi dan bangunan air maupun praktisi di bidang konsultan teknik bangunan khususnya bangunan air. Selanjutnya kami menyadari bahwa dalam penulisan buku ini masih terdapat kekurangan dan kami mohon masukan yang bersifat membangun. Akhirnya semoga buku ini dapat bermanfaat. Amien.

Jember, Desember 2020

Penulis

Dr. Nanang Saiful Rizal, ST., MT.

DAFTAR ISI

107

	Hal.
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xiv
BAB I PERENCANAAN JARINGAN IRIGASI	
1.1. Definisi Irigasi	1
1.2. Sistem Irigasi	2
1.3. Saluran Irigasi	3
1.4. Petak Ikhtisar	4
1.4.1. Petak Tersier	5
1.4.2. Petak Sekunder	6
1.4.3. Petak Primer	7
1.5. Ketersediaan Air Irigasi (Debit Andalan).....	7
1.6. Evapotranspirasi Potensial	9
1.7. Kebutuhan Air Irigasi	15
1.7.1. Penyiapan Lahan.....	18
1.7.2. Penggunaan Konsumtif (ETc)	20
1.7.3. Perkolasi dan Infiltrasi	22
1.7.4. Penggantian Lapisan/Genangan Air....	26
1.7.5. Efisiensi Irigasi.....	27
1.7.6. Curah Hujan Andalan dan Curah Hujan Efektif.....	29
1.8. Kebutuhan Pengambilan Air Di Intake.....	31
1.9. Dimensi Saluran.....	31
1.10. Contoh Perhitungan	34
BAB II HIDROLOGI	
2.1. Umum	48
2.2. Siklus Hidrologi.....	49
2.3. Analisa Hidrologi.....	51
2.3.1. Memperkirakan Data Yang Hilang	52
2.3.1.1. Normal Ratio Method	53
2.3.1.2. Reciprocal Method	53

75

2.3.2.	Uji Konsistensi Data.....	54
2.3.3.	Analisis Hujan	55
2.3.3.1.	Metode Rata-Rata Aljabar...	55
2.3.3.2.	Metode Poligon Thiessen....	56
2.3.3.3.	Metode Isohyet	57
2.3.4.	Curah Hujan Harian Maksimum	58
2.3.5.	Analisa Frekuensi	59
2.3.5.1.	Distribusi Normal	63
2.3.5.2.	Distribusi Log Normal.....	66
2.3.5.3.	Distribusi log-Person III	67
2.3.5.4.	Distribusi Gumbel	68
2.3.6.	Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi	71
2.3.6.1.	Uji Smirnov Kolmogorof	71
2.3.6.2.	Uji Chi – Kuadrat	73
2.3.7.	Memperkirakan Laju Aliran Puncak.....	73
2.3.7.1.	Metode Rasional	80
2.3.7.2.	Metode hidrograf Banjir	80
2.4.	Contoh Perhitungan	83
BAB III PERENCANAAN BENDUNG		
3.1.	Umum	112
3.2.	Syarat-Syarat Penentuan Lokasi Bendung	112
3.2.1.	Pertimbangan Topografi.....	113
3.2.2.	Kemantapan Geoteknik	113
3.2.3.	Pengaruh Hidraulik	114
3.2.4.	Pengaruh regime sungai.....	115
3.2.5.	Tingkat kesulitan saluran induk	116
3.2.6.	Ruang untuk bangunan pelengkap bendung	117
3.2.7.	Luas layanan irigasi	117
3.2.8.	Luas daerah tangkapan air	118
3.2.9.	Tingkat kemudahan pencapaian.....	118
3.2.10.	Biaya pembangunan	119
3.2.11.	Kesepakatan pemangku kepentingan..	119
3.3.	Perencanaan Hidrolis.....	122
3.3.1.	Kemiringan Dasar Sungai	123
3.3.2.	Tinggi Air Banjir di Hilir Bendung	124
3.3.3.	Lebar Efektif Bendung	125

3.3.4.	Elevasi Mercu Bendung	126
3.3.5.	Perencanaan Mercu	127
3.3.5.1.	Mercu Bulat.....	128
3.3.5.2.	Mercu Ogee	133
3.3.6.	Tinggi Air Banjir Diatas Mercu	134
3.3.7.	Peredam Energi	137
3.3.8.	Kolam Loncat Air	138
3.3.9.	Ruang Olakan	141
3.3.10.	Lengkung Air Balik.....	144
3.3.11.	Panjang Lantai Muka	145
3.3.12.	Perhitungan Tebal Lantai Olakan	148
3.3.13.	Bangunan Pengambilan	149
3.3.14.	Pembilas.....	151
3.3.15.	Kantong Lumpur	152
3.4.	Contoh Perhitungan Bendung	157
BAB IV STABILITAS BENDUNG		
4.1.	Umum	176
4.2.	Gaya-Gaya Yang Bekerja	176
4.2.1.	Gaya Akibat Berat Bendung (G)	177
4.2.2.	Gaya Akibat Gempa (K)	178
4.2.3.	Gaya Akibat Tekanan Lumpur (S)	178
4.2.4.	Gaya Akibat Tekanan Air (W)	179
4.2.5.	Gaya Akibat Tekanan Tanah (P)	180
4.2.6.	Gaya Akibat Uplift Pressure (U)	181
4.3.	Daya Dukung Tanah	183
4.4.	Syarat-Syarat Stabilitas	183
4.5.	Contoh Perhitungan	185
BAB V BANGUNAN PELENGKAP		
5.1.	Umum	212
5.2.	Bangunan Bagi dan Sadap	213
5.2.1.	Bangunan Sadap Sekunder	215
5.2.2.	Bangunan Sadap Tersier	216
5.2.3.	Tata Letak Bangunan Bagi dan Sadap	217
5.3.	Boks Bagi	219
5.3.1.	Umum	219
5.3.2.	Fleksibilitas	221
5.3.3.	Ambang	224

5.3.4.	Pintu	228
5.4.	Alat Ukur Ambang Lebar.....	229
5.5.	Pintu Skot Balok	231
5.6.	Pintu Sorong	234
5.7.	Gorong-Gorong.....	236
5.8.	Talang	239
5.9.	Sipon	250
5.10.	Bangunan Terjun	255
5.10.1.	Umum.....	255
5.10.2.	Bagian Pengontrol.....	256
5.10.3.	Perhitungan Hidrolis	258
5.10.4.	Bangunan Terjun Tegak.....	259
5.10.5.	Bangunan Terjun Miring.....	261
5.11.	Contoh Perhitungan	263
BAB VI PEMODELAN BANGUNAN AIR		
6.1.	Uji Hidraulik Fisik.....	283
6.1.1.	Umum.....	283
6.1.2.	Tujuan	284
6.1.3.	Keunggulan dan Kelemahan	285
6.1.4.	Prinsip Kerja	285
6.2.	Pemodelan Numerik/Matematik.....	288
6.3.	Perencanaan Model.....	289
6.3.1.	Desain Hidrolik Bendung	289
6.3.2.	Skala Model	289
6.3.3.	Denah dan Peralatan	293
6.3.4.	Hubungan debit dan koefisien debit..	296
6.3.5.	Parameter-parameter yang diukur	296
6.4.	Pembuatan Model Fisik.....	298
6.4.1.	Komponen Model Fisik.....	298
6.4.2.	Pembuatan Model Fisik	300
6.5.	Uji Model Fisik	303
6.5.1.	Tahapan uji model fisik.....	303
6.5.2.	Macam Uji Aliran	304
6.6.	Contoh Pemodelan Bangunan Air	305
6.6.1.	Gambaran Umum Wilayah Studi	305
6.6.2.	Hasil Uji dan analisa Model Fisik	308

DAFTAR PUSTAKA	344
LAMPIRAN	346
GLOSARIUM	368

DAFTAR TABEL

Tabel	Uraian Hal	
1.1	Perbedaan secara umum kebutuhan data terukur yang dibutuhkan untuk menghitung ETo* pada tiap-tiap rumus.....	12
1.2	Perbedaan penetapan angka koreksi c pada tiap-tiap rumus.	17
1.3	Kebutuhan Air Irigasi Selama Penyiapan Lahan	19
1.4	Koefisien tanaman untuk padi dan kedelai	22
1.5	Nilai perkolasi di Berbagai Tekstur Tanah	23
1.6	Nilai Pengganti Lapisan Air.....	27
1.7	Koefisien kekasaran dasar saluran rumus stickler	32
1.8	Koefisien kemiringan rumus stickler.....	33
1.9	Koefisien kemiringan talud rumus stickler.....	33
1.10	Tinggi jagaan terhadap debit (Q)	33
1.11	Lebar minimum tanggul.....	34
1.12	Data debit pada bulan Januari.....	35
1.13	Data debit andalan pada bulan Januari	35
1.14	Hasil Perhitungan evapotranspirasi dengan metode Penman Modifikasi	39
1.15	Hasil perhitungan kebutuhan air irigasi	44
1.16	Data curah hujan 10 harian bulan Januari	44
1.17	Data curah hujan efektif 10 harian bulan Januari	45
2.1	Parameter Statistik Yang Penting.....	62
2.2	Koef limpasan berdasarkan fungsi lahan menurut metode rasional.....	79
2.3	Hasil uji konsistensi data stasiun Karangdoro...	84
2.4	Koefisien (faktor pengali) dengan metode Poligon Thiessen.....	86
2.5	Hasil analisa data curah hujan harian maksimum	88

2.6	Perhitungan analisa frekuensi data hujan DAS Karangdoro	91
2.7	Hasil perhitungan distribusi log Person tipe III.	93
2.8	Hasil perhitungan nilai K untuk distribusi Log-Person III.....	95
2.9	Analisa probabilitas hujan dengan distribusi Log-Person III	95
2.10	Uji Smirnov Kolomogorov	97
2.11	Data hujan harian maksimum tahunan rata-rata uji Chi-Square.....	99
2.12	Uji Simpangan Chi-Square 1	100
2.13	Uji Simpangan Chi-Square 2	100
2.14	Hasil perhitungan debit banjir rencana sesuai dengan waktu.....	105
2.15	Curah hujan jam-jaman metode Mononobe.....	106
1.16.a	Perhitungan debit banjir rencana dengan kala ulang 10 tahun	107
1.16.b	Perhitungan debit banjir rencana dengan kala ulang 25 tahun	108
1.16.c	Perhitungan debit banjir rencana dengan kala ulang 50 tahun	109
1.16.d	Perhitungan debit banjir rencana dengan kala ulang 100 tahun	110
3.1	Harga-harga koefisien kontraksi	126
3.2	Harga-harga K dan n.....	134
3.3	Perhitungan kemiringan dasar sungai	159
3.4	Hasil perhitungan tinggi air banjir di hilir bendung	162
4.1	Perhitungan berat tiap bagian tubuh bendung .	189
4.2	Hasil perhitungan gaya akibat berat sendiri	190
4.3	Hasil perhitungan gaya akibat gempa	192
4.4	Hasil perhitungan gaya akibat tekanan lumpur	194
4.5	Perhitungan gaya tekanan air keadaan air normal	195
4.6	Perhitungan gaya tekanan air keadaan air banjir secara horisontal	196

4.7	Perhitungan gaya tekanan air keadaan air banjir secara vertikal.....	198
4.8	Hasil perhitungan besar tekanan tiap titik keadaan air normal	203
4.9	Hasil perhitungan gaya akibat uplift pressure keadaan air normal	203
4.10	Hasil perhitungan besar tekanan tiap titik keadaan air banjir	205
4.11	Hasil perhitungan gaya akibat uplift pressure keadaan air banjir	205
4.12	Rekapitulasi gaya-gaya horisontal keadaan air normal	206
4.13	Rekapitulasi gaya-gaya vertikal keadaan air normal	179
4.14	Rekapitulasi gaya2 horisontal keadaan air banjir	180
4.15	Rekapitulasi gaya2 vertikal.....	180
5.1	Koefisien debit untuk dimensi gorong-gorong ..	208
5.2	Koefisien kehilangan tinggi energi untuk peralihan–peralihan dari bentuk trapesium ke segi empat dengan permukaan air bebas (dan sebaliknya) (dari Bos dan Reinink, 1981 ; dan Idel’cik, 1960)	211
5.3	Perhitungan Dimensi Dan Hidrolik Talang.....	215
5.4	Lebar Standar Jembatan Diatas Talang	216
5.5	Parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan struktur	218
5.6	Dimensi saluran	229
5.7	Daftar dimensi bangunan terjun miring	242
6.1.	Hubungan debit prototip dan model	293
6.2.	Hasil perhitungan koefisien Cd	314
6.3.	Hasil konversi debit dan tinggi energi model ke prototip	316
6.4.	Hasil pengukuran muka air dititik pengukuran pada percobaan 1	319
6.5.	Hasil perhitungan debit model pada percobaan 1 bukaan pintu	319

6.6.	Hasil perhitungan kecepatan aliran di masing-masing titik pengukuran pada percobaan 1	320
6.7.	Hasil pengukuran muka air di titik pengukuran pada percobaan 2	321
6.8.	Perhitungan debit model dan prototip pada percobaan 2	321
6.9.	Hasil perhitungan kecepatan aliran di masing-masing titik pengukuran pada percobaan 2	322
6.10.	Hasil pengukuran muka air di titik pengukuran pada percobaan 3	323
6.11.	Perhitungan debit pada percobaan 3	323
6.12.	Perhitungan kecepatan aliran percobaan 3	324
6.13.	Hasil pengukuran muka air pada percobaan 1 s/d 3	325
6.14.	Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 1 sampai dengan 3	326
6.15.	Hasil pengukuran muka air pada percobaan 4 s/d 6	327
6.16.	Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 4 sampai dengan 6	327
6.17.	Hasil pengukuran muka air pada percobaan 7 s/d 9	329
6.18.	Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 7 sampai dengan 9	329
6.19.	Hasil pengukuran muka air pada percobaan 10 s/d 12	331
6.20.	Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 10 sampai dengan 12.....	331
6.21.	Hasil pengukuran muka air pada percobaan 13 s/d 15	333
6.22.	Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 13 sampai dengan 15.....	333
6.23.	Hasil pengukuran muka air pada percobaan 16 s/d 18	335
6.24.	Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 16 sampai dengan 18.....	335

DAFTAR GAMBAR

Gambar	Uraian	Hal.
1.1	Bagan Keseimbangan Air	16
1.2	Bagan Proses Evapotranspirasi.....	21
2.1	Siklus hidrologi pendek.....	50
2.2	Siklus hidrologi sedang.....	51
2.3	Siklus hidrologi panjang	51
2.4	Grafik lengkung massa ganda	55
2.5	Metode poligon thiessen.....	57
2.6	Metode isohyet.....	58
2.7	Kejadian-kejadian banjir seri durasi parsial dan durasi tahunan.....	61
2.8	Pengaruh perubahan simpangan baku σ dan koefisien skewness G pada Probability Density Function (PDF)	63
2.9	Kurva distribusi frekuensi normal	64
2.10	Grafik debit banjir lengkung naik dan lengkung turun.....	82
2.11	Grafik lengkung massa ganda stasiun karangdoro	85
2.12	Grafik debit banjir lengkung naik dan lengkung turun.....	102
3.1	Lebar efektif mercu.....	126
3.2	Bentuk-bentuk mercu.....	128
3.3	Bendung dengan mercu bulat	129
3.4	Tekananpada mercu bendung bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r	130
3.5	Harga-harga koefisien C_0 untuk bendung ambang bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r	131
3.6	Gambar 3.6 Koefisien C_1 sebagai fungsi perbandingan P/H_1	131
3.7	Harga-harga koefisien C_2 untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung (menurut USBR, 1960)	132

3.8	Faktor pengurangan aliran tenggelam sebagai fungsi H_2/H_1	133
3.9	Bentuk-bentuk bendung mercu Ogee (<i>U.S Army Corps of Engineers</i>).....	135
3.10	Faktor koreksi untuk selain tinggi energi rencana pada bendung mercu Ogee (<i>menurut Ven te chow, 1959, berdasarkan data USBR dan WES</i>)	136
3.11	Harga-harga koefisien C2 untuk bendung mercu Ogee dengan hulu melengkung (<i>menurut USBR, 1960</i>).....	137
3.12	Peredam energi	138
3.13	Metode perencanaan kolam loncat air.....	139
3.14	Peredam energi tipe bak tenggelam	142
3.15	Peredam energi tipe Vlughter	143
3.16	Peredam energi tipe USBR III	143
3.17	Blok-blok halang dan blok–blok muka.....	144
3.18	Sambungan rantai hulu dengan tubuh bendung	146
3.19	Tebal rantai kolam olak	148
3.20	Tipe pintu pengambilan.....	150
3.21	Skema kantong lumpur	154
3.22	Grafik pembuangan sedimen Camp untuk aliran turbulensi (<i>Camp, 1945</i>).....	156
3.23	Kurve pengempangan	157
3.24	Grafik lengkung debit banjir di atas hilir bendung	161
3.25	Potongan melintang sungai di hilir bendung .	163
3.26	Lebar efektif bendung (Be).....	164
3.27	Perencanaan mercu Ogee dengan permukaan hulu 3 : 2.....	167
3.28	Rencana jari-jari mercu Ogee type 3 dengan kemiringan hilir 1 : 0,7	168
3.29	Hasil perencanaan kolam olakan type USBR III	171
3.30	Rencana bendung Karangdoro	174

4.1	102 Gaya akibat berat bendung dan akibat gempa	177
4.2	Gaya akibat tekanan lumpur	178
4.3	Gaya akibat tekanan air normal.....	179
4.4	Gaya akibat tekanan tanah	181
4.5	Gaya akibat uplift pressure	182
4.6	Gaya persamaan eksentrisitas.....	184
4.7	Potongan bendung yang terlemah.....	187
4.8	Gaya akibat berat sendiri.....	188
4.9	14 Gaya akibat tekanan lumpur	193
4.10	Gaya akibat tekanan air keadaan normal	194
4.11	Gaya akibat tekanan air keadaan banjir	197
4.12	Gaya akibat Uplift	201
5.1	Saluran dengan bangunan pengatur dan sadap ke saluran sekunder	215
5.2	Tata letak bangunan bagi sadap bentuk menyamping	218
5.3	Tata letak bangunan bagi sadap bentuk numbak	219
5.4	Boks dengan ambang lebar	224
5.5	Boks tanpa ambang	225
5.6	Pengurangan debit modular.....	226
5.7	Boks dengan ambang tajam kontraksi.....	226
5.8	Lengkung debit ambang tajam menurut Francis.....	227
5.9	Pintu sorong atau pembilas	228
5.10	$2,0 C_v$ sebagai fungsi perbandingan $C_d A^*/A_1$	230
5.11	Koefisien debit untuk aliran diatas skot balok potongan segi empat ($c_v \approx 1,0$).....	232
5.12	Aliran di bawah pintu sorong dengan dasar horizontal.....	235
5.13	Koefisien K untuk debit tenggelam (dari Schmidt).....	235
5.14	Contoh talang.....	244
5.15	Contoh sipon.....	253
5.16	Kisi-kisi Penyaring.....	254

5.17	Ilustrasi peristilahan yang berhubungan dengan bangunan peredam energi.....	257
5.18	Ilustrasi peristilahan yang berhubungan dengan lebar efektif dan ruangolak di Bangunan terjun lurus.....	257
5.19	Penggabungan kurve $Q - y_1$ dan $Q - h_1$ sebuah bangunan	259
5.20	Grafik tak berdimensi dari geometri bangunan terjun tegak (Bos, Replogle and Clemmens, 1984)	261
5.21	Sketsa dimensi untuk Tabel A. 2.6 (Lampiran 2)	262
5.22	Sketsa Perhitungan saluran induk Rs 1 (BWR.0 Ka – BWR.1 Ka) – Saluran induk Rs 2 (BWR.1 Ka – BWR.2 Ka)	265
5.23	Potongan Memanjang Talang - 1 Ki.....	267
5.24	Gambar model terjunan tegak	267
5.25	Gambar model terjunan miring	271
6.1	Ilustrasi Prinsip/Logika Dasar Pemodelan....	286
6.2	Denah model.....	294
6.3	Denah Bendung.....	294
6.4	Potongan Melintang Bendung	295
6.5	Model dilihat dari hilir.....	301
6.6	Model dilihat dari hulu.....	302
6.7	Pengecekan Elevasi.....	302
6.8	Kolam Golak dan daerah pengamatan gerusan local.....	303
6.9	Tampak atas model pada pengujian awal ...	308
6.10	Aliran Pada pelimpah utama saat pengujian awal	309
6.11	Aliran Pada Terjunan saat pengujian awal...	310
6.12	Grafik Hubungan antara debit dan tinggi air di hulu pelimpah.....	311
6.13	Lokasi Pengamatan muka air pada model ...	314
6.14	Hubungan debit aliran dan tinggi energi di depan pelimpah.....	315

6.15	Hubungan debit aliran dan koefisien Cd di depan pelimpah.....	315
6.16	Hubungan tinggi energi di depan pelimpah dan koefisienCd	316
6.17	Hubungan antara debit dan tinggi energi pada pelimpah prototip	317
6.18	Hubungan antara debit dan koefisien Cd pada pelimpah prototip	317
6.19	Hubungan antara tinggi energi dan koefisien Cd pada pelimpah prototip	318
6.20	Profil muka air sepanjang pelimpah sampai dengan terjunanpada percobaan 1	320
6.21	Profil muka air sepanjang pelimpah sampai dengan terjunanpada percobaan 2	322
6.22	Profil muka air sepanjang pelimpah sampai dengan terjunanpada percobaan 3	324
6.23	Profil Muka air model pada percobaan 1 sampai dengan 3	326
6.24	Profil muka air model pada percobaan 4 sampai dengan 6	328
6.25	Profil muka air model pada percobaan 7 sampai dengan 9	330
6.26	Profil Muka air model pada percobaan 10 sampai dengan 12	332
6.27	Profil muka air model pada percobaan 13 sampai dengan 15	334
6.28	Profil muka air model pada percobaan 17 sampai dengan 18	336
6.29	Aliran pada pelimpah dalam kondisi debit kecil	336
6.30	Pusaran arus di hilir kolam golak.....	337
6.31	Aliran di hilir.....	337
6.32	Pusaran aliran pada kolam olak.....	338
6.33	Aliran pada kolak olak	338
6.34	Aliran pada terjunan	339
6.35	Gerusan dasar akibat aliran dihilir	340

6.36	Penambahan pasangan batu bronjong di belakang endsill.....	341
6.37	Penambahan pasangan batu bronjong di hulu terjunan	341
6.38	Lokasi gerusan lokal di hulu terjunan.....	342
6.39	Perkuatan dasar tepi penampang sungai antara endsill dan terjunan	342
6.40	Foto lokasi gerusan di sekitar tebing sungai	343
6.41	Foto tebing sungai rawan longsor perlu perkuatan	343

BAB I

PERENCANAAN JARINGAN IRIGASI

1.1. DEFINISI IRIGASI

Definisi irigasi berasal dari istilah *irrigatie* dalam Bahasa Belanda atau *irrigation* dalam Bahasa Inggris. Irigasi merupakan rangkaian usaha yang dilakukan untuk mendatangkan air dari sumbernya untuk kegiatan pertanian, mengalirkan dan mengatur pembagian air sesuai dengan tingkat ketersediaan dan kebutuhan serta melakukan pembuangan air jika sudah tidak dimanfaatkan lagi. Pemberian air irigasi untuk kegiatan pertanian berfungsi untuk membasahi tanah, pemupukan, mengatur suhu tanah, menghindarkan gangguan hama dalam tanah dan sebagainya. Tanaman yang diberi air irigasi umumnya dapat dibagi dalam tiga golongan besar yaitu padi, tebu, palawija seperti jagung, kacang-kacangan, bawang, cabe dan sebagainya.

Teknik pemberian air irigasi pada tanaman dapat dilakukan pada muka tanah maupun langsung ke bawah muka tanah. Pada tanaman padi di Indonesia umumnya digunakan teknik pemberian air kepada muka tanah dengan cara menggenang (*flooding method*). Metode ini memiliki keuntungan diantaranya tidak membutuhkan biaya yang besar dan dapat mencegah hama yang bersarang di dalam tanah dan di akar tanaman, namun bila tanah terendam terlalu lama akan menjadi kurang baik sehingga pada waktu-waktu tertentu perlu dikeringkan.

Pada jenis tanaman hortikultura dapat digunakan teknik pemberian air irigasi langsung ke bawah muka tanah

dengan sistim irigasi tetes (*drip irrigation*). Metode ini memiliki beberapa keuntungan, diantaranya penggunaan air dapat dikontrol sehingga efisien dalam penggunaan air, pemberian pupuk praktis karena pupuk dapat diberikan sekaligus saat pemberian air irigasi. Namun sistim irigasi tetes membutuhkan investasi yang cukup besar, sehingga perlu analisa kelayakan ekonomi terlebih dahulu sebelum pelaksanaan *drip irrigation*.

1.2. SISTIM IRIGASI

Sistim irigasi bergantung pada teknik pengambilan air irigasi, pola operasi dan pengelola sistim irigasi. Sistim irigasi dapat dibedakan menjadi sistim irigasi pedesaan dan sistim irigasi pemerintah. Sistim irigasi pedesaan bersifat komunal dan tidak menerima bantuan baik dari Pemerintah Pusat maupun Pemerintah Daerah. Semua kegiatan pembangunan dan pengelolaan seluruh jaringan irigasi dilakukan sepenuhnya oleh masyarakat.

Sedangkan sistim irigasi pemerintah sangat tergantung pada pemerintah (pemerintah pusat maupun daerah), baik aspek pendanaan, operasi dan pengelolaan sistim irigasinya. Sistim irigasi pemerintah dibagi menjadi tiga macam, yaitu :

- a. ***Irigasi teknis*** adalah sistim irigasi yang memiliki jaringan irigasi dan jaringan pembuang terpisah dengan jaringan pembuang dan pemberian airnya dapat diukur, diatur, dan terkontrol pada beberapa titik tertentu. Semua bangunannya bersifat permanen. Luas daerah irigasi di atas 500 hektar. Beberapa contohnya ialah sistem irigasi Bondoyudo, Stail, Karangdoro, Sampean Baru dan sebagainya.
- b. ***Irigasi semi teknis*** adalah sistim irigasi yang pengaliran air ke areal pertanian dapat diatur tetapi

debit aliran tidak dapat diukur. Pembagian air tidak dapat dilakukan dengan optimal. Memiliki sedikit bangunan permanen dan hanya satu alat pengukur aliran yang biasanya ditempatkan pada bangunan bendung. Beberapa sistem pemberian air dan sistem pembuangan air dibuat terpisah.

- c. **Irigasi sederhana** adalah sistem irigasi yang pada umumnya menerima bantuan pemerintah pusat atau daerah untuk pembangunan maupun penyempurnaan, namun pengelolaan dan pengoperasional sistem irigasinya dilaksanakan oleh aparat desa. Salah satu cirinya memiliki bangunan semi permanen, tidak mempunyai alat pengukur debit sehingga debit aliran tidak dapat diukur.

1.3. SALURAN IRIGASI

Didalam pengaturan sistem irigasi teknis dibedakan menjadi saluran pembawa dan saluran pembuang. Saluran irigasi pembawa ditinjau dari letaknya dapat dibedakan menjadi saluran garis tinggi dan saluran garis punggung. Berdasarkan standart perencanaan irigasi, saluran irigasi tersebut dapat dibagi seperti berikut :

- a. **Saluran Primer** adalah saluran yang membawa air dari jaringan utama ke saluran sekunder dan ke petak-petak tersier yang dilayani oleh saluran primer. Saluran primer biasanya disebut saluran induk, batas ujung saluran ini berakhir pada bangunan bagi yang terakhir.
- b. **Saluran Sekunder** adalah saluran yang membawa air dari saluran primer ke saluran tersier dan petak-petak tersier yang dilayani oleh saluran sekunder tersebut, batas ujung saluran ini yaitu bangunan sadap terakhir.

- c. **Saluran Tersier** adalah saluran yang membawa air dari saluran sekunder ke saluran kuartar dan petak-petak tersier yang dilayani oleh saluran tersier tersebut, batas ujung saluran ini yaitu boks kuartar yang terakhir.
- d. **Saluran Kuartar** adalah saluran yang membawa air dari boks bagi kuartar melalui bangunan sadap tersier ke sawah sawah.
- e. **Saluran pembuang** adalah saluran yang berfungsi untuk membuang kelebihan air yang sudah tidak digunakan lagi oleh areal pertanian ke jaringan pembuangan. Air irigasi yang dibuang tersebut terdiri dari air yang digunakan untuk penggarapan sawah, pertumbuhan padi dan sisa penguapan serta sisa penggenangan. Saluran pembuang pada daerah irigasi teknis dibedakan menjadi saluran pembuang kuartar, pembuang tersier dan saluran pembuang utama. Pembuangan air pada tanaman padi memiliki beberapa manfaat, diantaranya :
- sebagai pembatasan pertumbuhan anak padi yang berlebihan di masa padi tumbuh dan sangat produktif beranak antara umur padi 35 – 40 hari sesudah tanam.
 - agar tidak mengganggu proses pertumbuhan padi pada saat berbuah masak, saat sekitar dua minggu sebelum panen.

1.4. PETAK IKHTISAR

Peta ikhtisar merupakan peta yang memberikan gambaran berbagai macam bagian dari suatu jaringan irigasi yang saling berhubungan serta bangunan pendukung. Peta ikhtisar tersebut dapat dilihat pada peta tata letak atau *layout* sistem irigasi. Didalam peta ikhtisar

irigasi dapat memperlihatkan beberapa hal sebagai berikut :

- Bangunan-bangunan utama
- Jaringan dan trase saluran irigasi
- Jaringan dan trase saluran pembuang
- Petak-petak primer, sekunder dan tersier
- Lokasi bangunan
- Batas-batas daerah irigasi
- Jaringan dan trase jalan
- Daerah-daerah yang tidak diairi (misal desa-desa)
- Daerah-daerah yang tidak dapat diairi (tanah jelek, terlalu tinggi dsb)

Peta ikhtisar umum dibuat berdasarkan peta topografi yang dilengkapi dengan garis-garis kontur dengan skala 1:25.000. Peta ikhtisar detail yang biasa disebut peta petak, dipakai untuk perencanaan dibuat dengan skala 1:5.000, dan untuk petak tersier 1:5.000 atau 1:2.000 (*Standart Perencanaan irigasi KP – 01, 1986*).

1.4.1. Petak Tersier

Petak tersier merupakan kumpulan beberapa petak-petak sawah yang berada dalam satu sistim pembagian air irigasi. Petak tersier menerima air irigasi yang dialirkan dan diukur pada bangunan sadap (*off take*) tersier yang menjadi tanggung jawab Dinas Pengairan. Bangunan sadap tersier mengalirkan airnya ke saluran tersier. Di petak tersier pembagian air, eksploitasi dan pemeliharaan menjadi tanggung jawab para petani. Untuk memudahkan koordinasi dalam hal pengaturan dan pembagian air irigasi antar petani dibentuk himpunan petani pemakai air (HIPPA) dengan bimbingan Dinas Pengairan dan Dinas Pertanian. Petak tersier yang terlalu luas akan mengakibatkan pembagian air menjadi tidak

efisien. Faktor lain yang perlu diperhatikan dalam membuat petak tersier adalah jumlah petani dalam satu petak, jenis tanaman dan kondisi topografi petak tersier. Umumnya luas petak tersier sekitar 50 ha, tapi dalam keadaan tertentu dapat ditolelir sampai dengan luas 75 ha. Penentuan luas dan batas petak harus disesuaikan dengan kondisi topografi dan kemudahan eksploitasi dengan tujuan agar pelaksanaan sistim operasi dan pemeliharaan jaringan irigasi lebih mudah. Petak tersier harus mempunyai batas-batas yang jelas seperti misalnya parit, jalan, batas desa dan batas perubahan bentuk medan.

Petak tersier dibagi menjadi petak-petak kuarter, masing-masing luasnya kurang lebih 8 - 15 ha. Apabila keadaan topografi memungkinkan, bentuk petak tersier sebaiknya bujur sangkar atau segi empat untuk mempermudah pengaturan tata letak, perencanaan bangunan dan saluran dan memungkinkan pembagian air secara efisien. Petak tersier harus terletak langsung berbatasan dengan saluran sekunder atau saluran primer, kecuali jika petak-petak tersier tidak secara langsung terletak di sepanjang jaringan saluran irigasi utama maka diperlukan saluran tersier yang membatasi petak-petak tersier lainnya. Panjang saluran tersier sebaiknya kurang dari 1.500 m, tetapi dalam kenyataan kadang-kadang panjang saluran ini mencapai 2.500 m. Panjang saluran kuarter lebih baik di bawah 500 m, tetapi prakteknya kadang-kadang sampai 800 m (*Standart Perencanaan irigasi KP – 01, 1986*).

1.4.2. Petak Sekunder

Petak sekunder terdiri dari beberapa petak tersier yang semuanya dilayani oleh satu saluran sekunder. Pada

umumnya petak sekunder menerima air dari bangunan bagi yang terletak di saluran primer atau sekunder. Batas-batas petak sekunder dapat berupa tanda-tanda topografi yang jelas seperti misalnya saluran pembuang. Luas petak sekunder tergantung pada situasi daerah. Saluran sekunder sering terletak di punggung medan mengairi kedua sisi saluran hingga saluran pembuang yang membatasinya. Saluran sekunder dapat direncanakan sebagai saluran garis tinggi yang mengairi lereng-lereng medan yang lebih rendah saja (*Standart Perencanaan irigasi KP – 01, 1986*).

9 1.4.3. Petak Primer

52 Petak primer terdiri dari beberapa petak sekunder yang mengambil air langsung dari saluran primer. Petak primer dilayani oleh satu saluran primer yang mengambil airnya langsung dari bangunan air yang ada seperti bendung, *free intake* dan embung. Pada beberapa pekerjaan irigasi, direncanakan mempunyai dua saluran primer yang berarti akan menghasilkan dua petak primer. Daerah di sepanjang saluran primer sering tidak dapat dilayani dengan mudah dengan cara menyadap air dari saluran sekunder. Apabila saluran primer melewati sepanjang garis tinggi, daerah saluran primer yang berdekatan harus dilayani langsung dari saluran primer. (*Standart Perencanaan irigasi KP – 01, 1986*).

46 1.5. KETERSEDIAAN AIR IRIGASI

Debit andalan (*dependable flow*) adalah debit minimum sungai untuk kemungkinan terpenuhi yang sudah ditentukan yang dapat dipakai untuk irigasi. Kemungkinan terpenuhi ditetapkan 80% (kemungkinan bahwa debit sungai lebih rendah dari debit andalan

adalah 20%). Debit andalan dapat ditentukan dalam periode setengah bulanan. Debit minimum yang mengalir di sungai dapat dianalisis berdasarkan data debit harian sungai. Untuk memperoleh akurasi hasil cukup tepat dan andal, diperlukan catatan data debit harian sungai minimal sebanyak 20 tahun.

25 Dalam menghitung debit andalan harus mempertimbangkan air yang diperlukan dari sungai di hilir pengambilan. Dalam praktek ternyata debit andalan dari waktu ke waktu mengalami penurunan seiring dengan penurunan fungsi daerah tangkapan air. Penurunan debit andalan dapat menyebabkan kinerja jaringan irigasi berkurang yang mengakibatkan pengurangan debit air yang mengalir ke areal persawahan. Antisipasi keadaan ini perlu dilakukan dengan memasukan faktor koreksi besaran 80% - 90% untuk debit andalan. Faktor koreksi tersebut tergantung pada kondisi perubahan DAS (*Standart Perencanaan irigasi KP – 01, 1986 : 32*).

19 Untuk menentukan kemungkinan terpenuhi atau tidak terpenuhi, debit yang sudah diamati disusun dengan urutan kecil ke besar. Catatan mencakup (n) tahun sehingga nomor tingkatan (m) debit dengan kemungkinan tak terpenuhi 20% dapat dihitung dengan rumus (*Standart Perencanaan Irigasi-Bagian Penunjang, 1986 : 17*) :

$$\text{atau} \quad m = 1/5 \times n$$

$$m = 0,20 \times n \dots\dots\dots (1.1)$$

dengan :

m = tingkatan debit yang terpenuhi 20%

n = jumlah tahun

46

Untuk masing-masing alternatif areal irigasi maksimum untuk setiap periode pemberian air irigasi dapat dihitung dengan rumus (*Standart Perencanaan Irigasi-Bagian Penunjang, 1986 : 17*) :

$$A = \frac{Q_{and}}{DR} \times 1,000m \dots\dots\dots (1.2)$$

dengan :

A = luas areal yang dapat diairi untuk alternatif tertentu selama jangka waktu tertentu (ha)

Q_{and} = debit andalan selama jangka waktu tertentu (m³/dt)

DR = kebutuhan pengambilan untuk alternatif yang bersangkutan selama periode tertentu (l/dt.ha)

1.6. EVAPOTRANSPIRASI POTENSIAL (Eto)

Evapotranspirasi adalah proses penguapan yang terjadi oleh gabungan dari dua proses, yaitu evaporasi dan transpirasi. *Evaporasi* ialah proses penguapan air dari permukaan air bebas atau permukaan tanah, sedangkan *transpirasi* ialah proses penguapan air pada tanaman. Dalam kondisi lapangan, evaporasi dan transpirasi terjadi bersamaan dan sulit untuk membedakan keduanya, sehingga kehilangan air pada lahan yang tertutup oleh tumbuh-tumbuhan disebut evapotranspirasi. Dalam perhitungan evapotranspirasi dikenal istilah Evapotranspirasi Potensial (Eto). Pengertian evapotranspirasi potensial menurut Penman yaitu, laju evaporasi tumbuhan pendek berdaun hijau yang tumbuh baik dan menutup permukaan tanah yang tidak pernah

kekurangan air. Data yang diperlukan untuk menghitung ETo adalah letak lintang, suhu, kecepatan angin, kecerahan matahari dan kelembaban relatif.

1.6.1.Suhu Udara Rata-rata Bulanan (t)

Suhu udara merupakan data terpenting yang harus tersedia bila akan menggunakan rumus *Blaney - Criddle*, Radiasi maupun Penman. Rata-rata suhu bulanan di Indonesia berkisar antara 24-29°C dan tidak terlalu berbeda dari bulan yang satu dengan yang lainnya.

1.6.2.Kelembaban Relatif Rata-rata Bulanan (RH)

Kelembaban Relatif atau *Relative Humidity* (RH) bersatuan %, merupakan perbandingan antara tekanan uap air dengan uap air jenuh. Jika kelembaban relatif besar, maka kemampuan untuk menyerap uap air akan berkurang sehingga laju evapotranspirasi akan berkurang. Penggantian lapisan udara pada batas tanah dan udara dengan udara yang sama kelembabannya tidak akan memperbesar laju evapotranspirasi. Data pengukuran di Indonesia menunjukkan nilai kelembaban relatif berkisar antara 65% - 85%, berarti Indonesia adalah negara dengan kelembaban relatif yang tinggi. Pada musim penghujan (bulan Oktober - Maret) kelembaban relatif lebih tinggi dari pada musim kemarau (April - September).

1.6.3.Kecepatan Angin Rata-rata Bulanan (U)

Kecepatan angin diukur berdasarkan tiupan angin pada ketinggian 2.00 m di atas permukaan tanah. Bila kecepatan angin diukur tidak pada ketinggian tersebut, maka perlu dilakukan penyesuaian atau konversi. Data kecepatan angin dari 8 daerah di Indonesia menunjukkan

kecepatan angin rata-rata bulanan berkisar antara 0,5 m/dt – 4,5 m/dt atau sekitar 15 km/jam (1 km/hari = 0,0116 m/dt sedangkan 1 km/jam = 0,2778 m/dt).

1.6.4. Kecerahan Matahari Rata-rata Bulanan (n/N)

Pengukuran kecerahan matahari (%) dibutuhkan pada penggunaan rumus *Radiasi dan Pennman*. Kecerahan matahari merupakan perbandingan antara n dengan N atau disebut rasio keawanan. Nilai N merupakan jumlah jam potensial matahari bersinar dalam sehari. Indonesia sebagai negara yang terletak di garis katulistiwa memiliki nilai N sekitar 12 jam setiap harinya dan tidak jauh berbeda antara bulan dengan bulan yang lain, sedangkan nilai n adalah jumlah jam nyata matahari bersinar cerah dalam sehari. Besarnya n berhubungan erat dengan keadaan awan, makin banyak awan semakin kecil pula nilai n. Nilai n/N sering disebut juga sebagai rasio keawanan. Harga rata-rata bulanan matahari (n/N) di beberapa daerah Indonesia berkisar antara 30 – 85%. Di musim kemarau harga n/N lebih tinggi dibanding musim hujan, akibat banyaknya awan dimusim hujan yang memperkecil harga n dan prosentase n/N.

Evapotranspirasi dapat dihitung dengan menggunakan rumus-rumus teoritis-empiris dengan mempertimbangkan fakto-faktor meteorologi diatas. Beberapa rumus telah dikembangkan untuk menghitung harga Eto, diantaranya Rumus *Blaney-Cridlle*, *Radiasi* dan Rumus *Pennman* oleh Badan Pangan dan Pertanian PBB (FAO) ketiga rumus perhitungan tersebut telah direkomendasikan untuk dipergunakan.

Perhitungan rumus Eto berdasar Rumus *Blaney-Cridlle*, *Radiasi* dan Rumus *Pennman* menggunakan

prinsip umum yang sama, yaitu $E_{to} = c \times E_{to}^*$. Perbedaan dari ketiga rumus tersebut ialah dalam penerapan besaran c dan E_{to}^* yang berhubungan dengan macam data iklim yang dipergunakan. Perhitungan E_{to}^* membutuhkan data iklim yang benar-benar terjadi di suatu tempat (selanjutnya disebut *data ukur*). Pada daerah tertentu tidak semua data terukur dapat diperoleh, sehingga Rumus *Pennman* tidak bisa dipakai dan sebagai gantinya digunakan rumus lainnya seperti Rumus *Blaney Criddle* yang membutuhkan data terukur lebih sedikit. Secara umum perbedaan kebutuhan data terukur yang dibutuhkan untuk menghitung E_{to}^* disajikan pada tabel 1.1 (*Suhardjono, 1994 : 30*).

Tabel 1.1 Perbedaan secara umum kebutuhan data terukur yang dibutuhkan untuk menghitung E_{to}^* pada tiap-tiap rumus

Rumus	Data terukur yang dibutuhkan
Blaney-Criddle	Letak lintang (LL), Suhu udara (t)
Radiasi	Letak lintang (LL), temperatur udara (t), dan kecerahan matahari (n/N)
Penman	Letak lintang (LL), temperatur udara (t), kecerahan matahari (n/N) kecepatan angin (u), kelembaban relatif (RH)

Sumber : <http://pksm.mercubuana.ac.id>.

Untuk menyesuaikan perbedaan hasil perhitungan E_{to}^* sehubungan dengan berbedanya data iklim terukur, maka masing-masing rumus mempunyai angka koreksi yang dinyatakan sebagai besaran yaitu c . Nilai angka koreksi ini ditetapkan berdasarkan perkiraan keadaan iklim dari daerah yang ditinjau dengan demikian penetapan harga c untuk masing-masing rumus juga

berbeda-beda. Berbedanya keadaan iklim yang diperkirakan guna penetapan angka koreksi (c) disajikan pada tabel 1.2.

Tabel 1.2 Perbedaan penetapan angka koreksi c pada tiap-tiap rumus.

Rumus	Keadaan iklim yang diperkirakan guna penetapan c
Blaney-Criddle	Kelembaban relatif (RH), kecepatan angin (u), kecerahan matahari (n/N)
Radiasi	Kelembaban relatif (RH), kecepatan angin (u)
Penman	Perbedaan kecepatan angin siang dan malam

Sumber : <http://pksm.mercubuana.ac.id>.

Bila semakin banyak data iklim yang diperkirakan, makin tingkat ketelitian hasil perhitungan semakin berkurang. Berdasarkan pada tabel 1.2, tampak bahwa Rumus Penman merupakan rumus yang paling teliti sebab Rumus Penman menggunakan banyak data iklim terukur.

Dalam perkembangannya, terdapat beberapa rumus Penman yang disederhanakan guna mempermudah perhitungan. Dalam buku ini akan menyajikan perhitungan evapotranspirasi dengan rumus Penman yang disederhanakan sesuai dengan rekomendasi Badan Pangan dan Pertanian PBB (FAO) tahun 1997.

Perhitungan Eto berdasarkan rumus penman yang sudah dimodifikasi sesuai kondisi di daerah Indonesia :

$$Eto = c \times Eto^* \dots\dots\dots (1.3)$$

$$Eto^* = W (0,75 \cdot Rs - Rn1) + (1-W) f(u) (ea-ed) \dots\dots\dots (1.4)$$

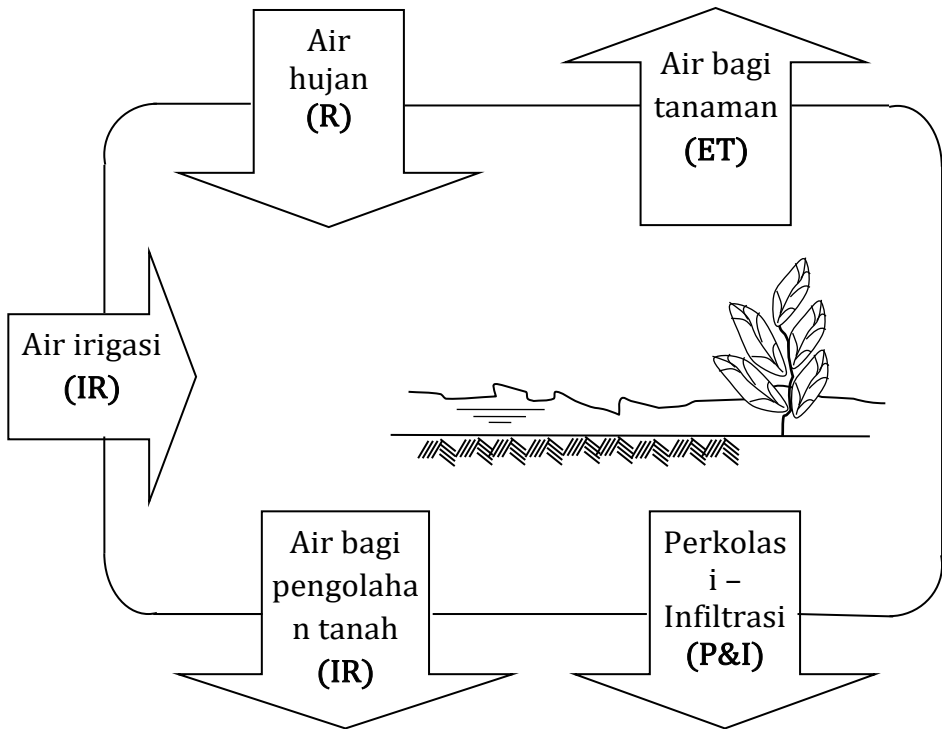
dengan :

- 45 W = Faktor yang berhubungan dengan suhu (t) dan elevasi daerah. (untuk daerah Indonesia, dengan elevasi 0 – 500 m). hubungan harga T dan w seperti pada Lampiran 1.
- 93 R_s = Radiasi gelombang pendek, dalam satuan evaporasi ekuivalen (mm/hr).
= $(0,25 + 0,54 n/N) \cdot R_a$
- R_a = Radiasi gelombang pendek yang memenuhi batas luar atmosfer (angka angot) yang dipengaruhi oleh letak lintang daerah. Harga R_a seperti pada Lampiran 2.
- 45 R_{n1} = Radiasi bersih gelombang panjang (mm/hr)
= $f(t) \cdot f(ed) \cdot f(n/N)$
- $f(t)$ = merupakan fungsi suhu seperti pada Lampiran 1.
- $f(ed)$ = Fungsi tekanan uap ¹⁴² $f(ed)$
= $0,34 - 0,044 \sqrt{(ed)}$
- $f(n/N)$ = Kecenderungan matahari ⁴⁵ $f(n/N)$
= $0,1 + 0,9 n/N$
- $f(u)$ = Kecepatan angin pada ketinggian 2,00 m diatas permukaan tanah (m/det).
= $0,27 (1 + 0,84 \cdot u)$
- 45 H = Kecepatan angin (m/dt)
- $(e_a - e_d)$ = Perbedaan tekanan uap jenuh dengan tekanan uap yang sebenarnya.
- e_d = Tekanan uap sebenarnya (mbar)
= $e_a \cdot RH$

- ea = Tekanan uap jenuh (mbar), terdapat pada Lampiran 1.
- RH = Kelembaban udara relatif.
- c = Angka koreksi penman diperoleh dengan memasukkan perbedaan kondisi cuaca siang dan malam. Harga c tertera pada Lampiran 3.

1.7. KEBUTUHAN AIR IRIGASI

Tanaman membutuhkan air agar dapat tumbuh dan berproduksi dengan baik. Air tersebut dapat berasal dari air hujan maupun air irigasi. Air irigasi adalah sejumlah air yang umumnya diambil dari sungai, bendung, waduk atau airtanah dan dialirkan melalui sistem jaringan irigasi, guna menjaga keseimbangan jumlah air di lahan pertanian. Keseimbangan jumlah air yang masuk harus sama dengan jumlah air yang keluar dari suatu lahan pertanian. Jumlah air yang masuk pada suatu lahan pertanian berupa air irigasi (IR) dan air hujan (R_{eff}). Sedangkan jumlah air yang keluar merupakan sejumlah air yang dibutuhkan bagi pertumbuhan tanaman (ETc), air persemaian dan pengolahan tanah (Pd), maupun sejumlah air yang merembes karena perkolasi dan infiltrasi (P & I). Untuk lebih jelasnya perhatikan gambar keseimbangan jumlah air yang masuk dan yang keluar dari lahan pertanian disajikan pada gambar 1.1 (*Suhardjono, 1994 : 30*).



Gambar 1.1. Bagan Keseimbangan Air

25

Agar terjadi keseimbangan, maka pada lahan pertanian seharusnya terjadi keadaan sebagaimana persamaan berikut ini :

Kebutuhan air irigasi (IR)	+	jumlah air hujan (Re)	=	Air bagi kebutuhan tanaman (ET)	+	Air bagi pengolahan tanah (Pd)	+	Air yang merembes (P&I)
----------------------------	---	-----------------------	---	---------------------------------	---	--------------------------------	---	-------------------------

Sehingga besar kebutuhan air irigasi (IR) dapat ditetapkan sebesar:

$$IR = (ET + Pd + P\&I) - Re \dots\dots\dots (1.5)$$

dengan :

IR = kebutuhan air irigasi

R_{eef} = besarnya curah hujan efektif

ETc = kebutuhan air tanaman

Pd = kebutuhan air untuk pengolahan tanah

P&I = perkolasi dan infiltrasi

Bila tidak ada hujan (yaitu bila $R = 0$), maka besaran jumlah air irigasi $IR = (ET + Pd + P\&I)$. Sebaliknya bila terjadi hujan deras (yaitu bila R_e lebih besar dari $ET + Pd + P\&I$), maka pada saat itu tidak dibutuhkan air irigasi bahkan dibutuhkan pembuangan air (drainase) agar lahan tidak tergenang air secara berlebihan. Baik kelebihan maupun kekurangan air pada lahan pertanian akan berakibat buruk terhadap pertumbuhan dan produksi tanaman.

Disamping faktor hujan (R_e) serta faktor lainnya (Pd dan $P\&I$), kebutuhan air tanaman (ET) merupakan faktor penting yang mempengaruhi besarnya kebutuhan air irigasi. Makin besar ET makin besar pula IR , sehingga salah satu usaha untuk memperkecil kebutuhan air irigasi adalah dengan jalan memperkecil kebutuhan air tanaman. Pada beberapa buku, ET sering dituliskan sebagai E_{tc} dan dinyatakan sebagai evapotranspirasi tanaman atau pengguna (air) konsumtif (*Suhardjono, 1994: 6*).

Kebutuhan air merupakan masalah yang penting untuk pertanian, yaitu kebutuhan air di sawah untuk padi dan juga palawija. Kebutuhan air di sawah untuk padi ditentukan oleh beberapa faktor berikut ini.

1.7.1. Penyiapan Lahan

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan umumnya menentukan kebutuhan maksimum air irigasi. Faktor-faktor penting yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk penyiapan lahan adalah:

- a. Lamanya waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pekerjaan penyiapan lahan.
- b. Jumlah air yang diperlukan untuk penyiapan lahan.

Untuk tanah bertekstur berat tanpa retak-retak kebutuhan air untuk penyiapan lahan diambil sebesar 200 mm. Kebutuhan air tersebut sudah termasuk air untuk penjemuran dan pengolahan tanah. Pada permulaan transplantasi tidak akan ada lapisan air yang tersisa di sawah. Setelah transplantasi selesai, lapisan air di sawah akan ditambah 50 mm. Secara keseluruhan, ini berarti bahwa lapisan air yang diperlukan menjadi 250 mm untuk penyiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah transplantasi selesai. Untuk tanah-tanah ringan dengan laju perkolasi yang lebih tinggi, harga-harga kebutuhan air untuk pengolahan lahan bisa diambil lebih tinggi lagi (*Anonim, 1987*).

Untuk perhitungan kebutuhan irigasi selama penyiapan lahan, digunakan metode yang dikembangkan oleh Van De Goor dan Zijlstra (1968). Metode tersebut didasarkan pada laju air konstan dalam liter per detik (lt/dt) selama periode penyiapan lahan dan menghasilkan persamaan sebagai berikut (*Anonim, 1986*) :

$$IR = \frac{Me^k}{e^k - 1} \dots\dots\dots (1.6)$$

Dengan :

IR = kebutuhan air irigasi di tingkat persawahan (mm/hari).

M = kebutuhan air untuk mengganti kehilangan air akibat evaporasi dan perkolasi di sawah yang sudah dijenuhkan.

$$M = E_o + P \text{ (mm/hari).}$$

E_o = evaporasi air terbuka yang diambil 1,1 x E_{to} selama penyiapan lahan (mm/hari).

P = Perkolasi.

e = bilangan eksponen: 2,7182

Faktor k dapat dicari dengan persamaan :

$$K = MT / S \dots\dots\dots (1.7)$$

Dengan :

T = jangka waktu penyiapan lahan

S = kebutuhan air untuk penjenuhan ditambah dengan lapisan air sebesar 50 mm, yaitu 200 mm + 50 mm = 250 mm.

20

Tabel 1.3 Kebutuhan Air Irigasi Selama Penyiapan Lahan

E _o + P (mm/har i)	T = 30 hari		T = 45 hari	
	S = 250 mm	S = 300 mm	S = 250 mm	S = 300 mm
5,0	11,1	12,7	8,4	9,5
5,5	11,4	13,0	8,8	9,8
6,0	11,7	13,3	9,1	10,1
6,5	12,0	13,6	9,4	10,4
7,0	12,3	13,9	9,8	10,8
7,5	12,6	14,2	10,1	11,1
8,0	12,0	14,5	10,5	11,4
8,5	13,3	14,8	10,8	11,8
9,0	13,6	15,2	11,2	12,1
9,5	14,0	15,5	11,6	12,5
10,0	14,3	15,8	12,0	12,9
10,5	14,7	16,2	12,4	13,2
11,0	15,0	16,5	12,8	13,6

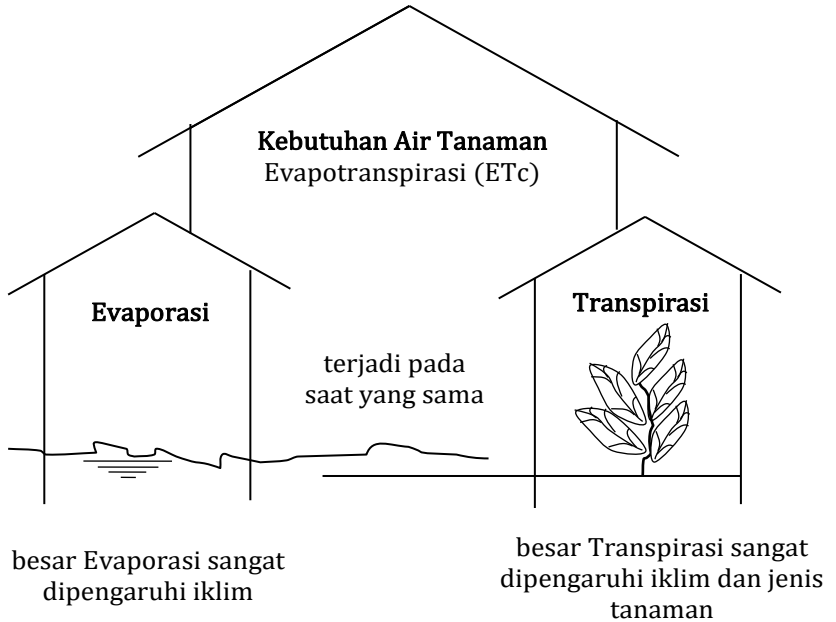
Sumber: KP Penunjang : 1986 :8

Dari tabel diketahui harga M 5.0 mm/hari dan jangka waktu penyiapan lahan (T) selama 30 hari, kebutuhan airnya untuk penjenahan (S) sebesar 250 mm. Selanjutnya didapatkan faktor koreksi sebesar 0.6, sehingga kebutuhan air selama penyiapan lahan didapatkan sebesar 11.1 mm/hari.

1.7.2. Penggunaan Konsumtif (ETc)

Penggunaan Konsumtif (ETc) adalah sejumlah air yang dibutuhkan untuk mengganti air yang hilang akibat proses penguapan. Air dapat menguap melalui permukaan air maupun melalui daun-daun tanaman. Bila proses penguapan tersebut terjadi bersama-sama terjadilah proses *Evapotranspirasi*, yaitu gabungan dari proses penguapan air bebas (evaporasi) dan penguapan melalui tanaman (transpirasi). Kebutuhan air tanaman dapat dipengaruhi oleh besaran jumlah air yang hilang akibat proses evapotranspirasi.

Besar penguapan air (evaporasi) sangat erat hubungannya dengan faktor iklim (suhu udara, kecepatan angin, kelembaban udara, dan kecerahan matahari). Adapun besarnya penguapan air melalui tanaman (transpirasi), disamping dipengaruhi oleh keadaan iklim, juga erat hubungannya dengan faktor tanaman (jenis tanaman, umur pertumbuhan tanaman). Untuk lebih jelasnya disajikan pada gambar 1.2.



Gambar 1.2
Bagan Proses Evapotranspirasi

46 Kebutuhan air tanaman (ETc) tergantung dari besarnya evapotranspirasi dikalikan dengan faktor koefisien tanaman. Adapun persamaan untuk menghitung kebutuhan air tanaman sebagai berikut (Suhardjono, 1994 : 11) :

$$ETc = k \times Eto \dots\dots\dots (1.8)$$

dengan :

ETc = kebutuhan air untuk tanaman

k = koefisien tanaman, yang besarnya tergantung pada jenis, macam dan umur tanaman

Eto = Evapotranspirasi potensial, besarnya dapat dihitung berbagai rumus

Tabel 1.4 Koefisien tanaman untuk padi dan kedelai

Bulan	Padi		Kedelai	
	Nadeco	Prosida	FAO	
	Varietas biasa	varietas tunggal	Varietas biasa	Varietas tunggal
0,5	1,2	1,3	1,1	1,1
1	1,2	1,27	1,1	1,1
1,5	1,32	1,33	1,1	1,05
2	1,4	1,3	1,1	1,05
2,5	1,35	1,3	1,1	0,95
3	1,24	0	1,05	0
3,5	1,12		0,95	
4	0		0	

Sumber : KP Penunjang

1.7.3. Perkolasi

Hubungan antara tanah dan air sangat penting pada proses pemberian air irigasi. Kapasitas tanah yang baik mampu menahan air sangat bermanfaat bagi tanaman, karena dapat menahan laju aliran atau gerakan air di dalam tanah sehingga tanaman mempunyai kesempatan yang lebih panjang untuk memanfaatkan air. Fungsi kelembaban tanah dalam pertumbuhan tanaman sangat penting, jika volume air berlebihan dalam tanah dapat menghambat pertumbuhan tanaman. Untuk mencegah tanaman mengalami kekurangan air atau kelebihan air maka dibutuhkan sebuah sistem irigasi yang telah memperhitungkan faktor perkolasi.

Perkolasi adalah gerakan air sampai ke bawah dari zona tak jenuh (antara permukaan tanah sampai ke bawah permukaan air tanah) ke dalam daerah jenuh

(daerah bawah permukaan air tanah). Daya perkolasi adalah laju perkolasi maksimum yang dimungkinkan dan besarnya dipengaruhi kondisi tanah dan muka air tanah. Perkolasi terjadi saat daerah tak jenuh mencapai gaya medan (*Field Capacity*).

Perkolasi tidak terlalu penting pada kondisi alam karena adanya strategi dalam perkolasi, akibat adanya lapisan-lapisan semi kedap air yang menyebabkan *extra storage* sementara di daerah tak jenuh. Beberapa saat setelah air meresap ke tanah maka air yang diinfiltrasi akan berkurang, yaitu untuk mengisi rongga-rongga tanah. Jika daya perkolasi kecil, akan timbul muka air tanah yang membentuk lapisan kedap air. Nilai perkolasi pada berbagai tekstur tanah disajikan pada tabel 1.5.

Tabel 1.5 Nilai perkolasi pada berbagai tekstur tanah

No.	Tekstur tanah	Nilai Perkolasi (mm/hr)
1.	<i>Clay</i>	1 – 1,5
2.	<i>Silty Clay</i>	1,5 – 2
3.	<i>Clay Loam, Silty Clay</i>	2 – 2.5
4.	<i>Loam</i>	2.5 – 3
5.	<i>Mudy Clay loam</i> <i>Sandy Loam</i>	3 – 5

Sumber : KP Penunjang

Adapun faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya perkolasi antara lain adalah (*Vaughn E. Hansen, dkk. 1986 : 34*) :

1. Tekstur Tanah

Ukuran partikel menentukan susunan tekstur tanah. Partikel-partikel ini ukurannya berkisar mulai

dari kerikil halus, pasir, lempung sampai dengan lumpur. Partikel yang diameternya lebih besar dari 1,00 milimeter adalah kerikil, partikel dari 0,05 sampai 1,00 milimeter adalah pasir dan dari 0,002 sampai 0,05 milimeter adalah lempung (*silt*) dan lebih kecil dari 0,002 milimeter adalah lumpur. Apabila partikel pasir mendominasi sebuah lahan, maka lahan tersebut disebut lahan berpasir. Jika partikel lumpur yang mendominasi sebuah lahan, maka lahan tersebut tersebut disebut lahan yang berlumpur. Jika komposisi lumpur, lempung dan butir hampir sama, maka lahan tersebut disebut lahan yang memiliki struktur tanah liat (*loam*). Tekstur tanah yang halus maka daya perkolasi kecil, sedangkan tekstur tanah yang kasar maka daya perkolasi besar.

Tekstur tanah yang halus dan kasar dapat dibedakan tanpa kesukaran dengan mata telanjang bahkan butir-butir tanah kasar terasa pada jari-jari tangan. Sedangkan tanah dengan tekstur tanah yang sangat halus, hampir tidak dapat dilihat dengan mata telanjang. Partikel individu bagian lumpur, sebagian besar merupakan koloidal anorganik tidak dapat dibedakan dengan mata telanjang dan sebagian besar lumpur tersebut adalah begitu kecil untuk dapat dilihat di bawah suatu mikroskop. Ini adalah bagian yang membuat tanah mengembang dan lengket bila basah, dan mengkerut serta rapuh bila kering.

2. Permeabilitas Tanah

Salah satu sifat tanah yang penting adalah tanah memiliki permeabilitas. Permeabilitas tanah merupakan kemampuan tanah untuk mengangkut

air yang mengalir melalui ruang pori yang disebabkan oleh sifat fisik dari tanah tersebut. Perubahan pada suhu air sedikit mempengaruhi permeabilitas tanah. Dalam tanah yang jenuh air permeabilitas bervariasi diantara limits yang luas, mulai kurang dari 25 cm setiap tahun pada tanah liat yang padat sampai dengan beberapa ribu meter per tahun dalam formasi kerikil. Pada tanah yang tidak jenuh air kadar kelembaban (*moisture content*) adalah salah satu dari faktor dominan yang mempengaruhi permeabilitas. Pemeabilitas adalah suatu kecepatan yang mempunyai dimensi fisik panjang dibagi waktu. Dapat disimpulkan bahwa semakin besar permeabilitas tanah, daya perkolasi akan semakin besar. Sebaliknya semakin kecil permeabilitas tanah, semakin kecil pula daya perkolasinya.

3. Lapisan Tanah Bagian Atas

Perlunya memiliki suatu kedalaman tanah yang cukup untuk menyimpan sebanyak air irigasi yang cukup. Tanah di daerah kering relatif dalam dibandingkan dengan tanah di daerah lembab. Untuk tanah dangkal yang keterbatasannya menyimpan air lebih sedikit dibandingkan tanah yang lebih dalam, maka untuk memelihara tumbuhnya tanaman memerlukan pemberian air yang sering. Kehilangan perkolasi dalam yang luar biasa biasanya terjadi dari irigasi bila tanah yang dangkal didasari oleh tekstur kasar, pasir dan kerikil serta permeabilitas tanah. Tanah dalam yang bertekstur medium dan strukturnya lepas yang memungkinkan tanaman untuk mengakar secara dalam, memberikan kesempatan untuk

menampung volume air irigasi yang besar dalam tanah. Konsekuensinya mempertahankan pertumbuhan tanaman secara memuaskan selama periode relatif panjang antara pemberian air. Semakin tipis lapisan tanah bagian atas, semakin kecil daya perkolasi (*Vaughn E. Hansen, dkk. 1986 : 34*).

1.7.4. Penggantian Lapisan/Genangan Air

Pada waktu pemupukan genangan air diturunkan sampai ketinggian tertentu (macam-macam). Setelah pemupukan, air dipertahankan macam-macam beberapa hari sambil dilakukan penyiangan (merumput). Setelah itu lapisan genangan air secara berangsur-angsur ditambah sampai mencapai tinggi genangan yang dikehendaki, sehingga dengan demikian tambahan air irigasi pada proses itu harus diperhitungkan. Pengerinan pada waktu pemupukan mengakibatkan genangan sekitar 10 - 20 mm (macam-macam). Dengan demikian diperlukan sekitar 50 mm air untuk mengembalikan ke genangan semula. Waktu yang diperlukan untuk pergantian air tergantung pada varietas padi, periode tumbuh dan kebiasaan lokal. Cukup beralasan dalam perencanaan untuk mengasumsikan 3 kali pengerinan, yakni (a) pada waktu tanam, (b) 1 bulan sesudah tanam pada waktu masa anakan, dan (c) 2 bulan sesudah tanam pada waktu pembentukan malai. Biasanya pengisian air kembali sesudah tanam diperhitungkan dalam perhitungan keperluan air untuk pengolahan tanah. Lama waktu pengisian kembali setebal 50 mm air biasanya diasumsikan memerlukan waktu sekitar 1½ bulan, jadi laju pengisian adalah sebesar 3,3 mm/hari (*Teknik Irigasi dan Drainase : 15*)

Keterangan :

1. WLR diperlukan saat terjadi pemupukan maupun penyiangan, yaitu 1-2 bulan dari pembibitan (*Transplanting*).
2. WLR = 50 mm (diperlukan pergantian lapisan air yang besarnya diasumsikan = 50 mm).
3. Jangka waktu WLR = 1½ bulan (selama 1½ bulan air digunakan untuk WLR sebesar 50 mm).

Contoh perhitungan dalam ½ bulanan (15 hari) :

- Didapat WLR / (3 periode x 15 hari)
- WLR/hari = 50 mm : 45 hari = 1,1 mm/hari.

Tabel 1.6 Nilai Pengganti Lapisan Air

	N		D		J		F		M		A	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
WLR 1						3,3		3,3				
WLR 2					3,3		3,3					
WLR 3			3,3		3,3							
WLR			1,1	1,1	2,2	1,1	1,1					

	M		J		J		A		S		O	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
WLR 1			3,3		3,3							
WLR 2		3,3		3,3								
WLR 3	3,3		3,3									
WLR	1,1	1,1	2,2	1,1	1,1							

Sumber : KP Penunjang

Keterangan :

(WLR 1), (WLR 2), (WLR 3) adalah melakukan penjadwalan pergantian lapisan air dalam tiap periode.

1.7.5. Efisiensi Irigasi

Efisiensi irigasi dapat juga dikatakan sebagai kehilangan air irigasi selama proses pengaliran air irigasi

106 mulai dari bangunan pengambilan sampai dengan petak irigasi. Efisiensi irigasi merupakan perbandingan antara jumlah air yang nyata bermanfaat bagi pertumbuhan tanaman ditambah perkolasi lahan dengan jumlah air yang dikeluarkan dari pintu pengambilan. Efisiensi dinyatakan dalam prosentase (%). Kehilangan yang ditentukan dalam pelaksanaan eksploitasi ada 3 tingkatan, yaitu :

- a. Kehilangan air di tingkat tersier, meliputi kehilangan air di sawah di saluran kuarter dan tersier.
- 8 b. Kehilangan air di tingkat primer, meliputi kehilangan air di saluran primer.
- c. Kehilangan air di tingkat sekunder, meliputi kehilangan air di saluran sekunder.

25 Faktor – faktor yang mempengaruhi kehilangan air adalah

- a. Panjang saluran
- b. Keliling basah saluran
- c. Lapisan saluran
- d. Kedudukan air tanah
- e. Luas permukaan air pada saluran

Pada saat air melalui saluran air mengalami kehilangan yang disebabkan oleh beberapa faktor, kehilangan air pada saluran tersebut disebut efisiensi irigasi. Secara keseluruhan adalah sebesar 65% dengan terdiri dari (*Standart Perencanaan Irigasi, KP 03, 1986 : 8*) :

- | | | | |
|----|------------------|---------------|--|
| 1. | Saluran tersier | = 80% | |
| 2. | Saluran sekunder | = 90% | |
| 3. | Saluran primer | = 90% | |
| | Jumlah | = 65% | |
| 4. | Dipetak primer | = 7,5 – 12,5% | |

5. Dipetak sekunder = 7,5 – 12,5%
6. Dipetak tersier = 15 – 22,5%

1.7.6. Curah Hujan Andalan dan Curah Hujan Efektif

- **Curah Hujan Andalan**

Untuk menentukan curah hujan andalan dapat digunakan Metode *Basic Year* :

- a. Gumbel.
- b. IWAI.
- c. Hazen plotting.
- d. Analisa frekuensi.
- e. Harza Engineering Consultante International

Rumus :

$$R_{80} = n/5 + 1 \text{ atau } R_{90} = n/10 + 1 \dots\dots\dots ($$

Dengan :

R_{80} = curah hujan yang terjadi dengan tingkat kepercayaan 80%

R_{90} = curah hujan yang terjadi dengan tingkat kepercayaan 90%

- **Curah Hujan Efektif**

Besarnya curah hujan tidak sama antara tempat yang satu dengan yang lain, artinya besarnya berbeda-beda. Curah hujan yang biasanya dinyatakan dalam satuan milimeter (mm) menentukan saat mulai tanam pertama dan menentukan pula kebutuhan air irigasi. Dengan melakukan penakar atau pencatatan curah hujan akan didapat besarnya curah hujan di suatu daerah. Bila dalam suatu lokasi terdapat beberapa alat penakar maka harga curah hujan diambil dari harga rata-rata. Untuk perencanaan irigasi, curah

hujan yang dihitung/digunakan adalah curah hujan efektif.

43

Curah hujan efektif yaitu bagian dari keseluruhan curah hujan yang secara efektif tersedia untuk kebutuhan air tanaman. Besarnya curah hujan efektif untuk tanaman padi ditentukan dengan 70% dari curah hujan tengah bulanan yang melampaui 80% dengan kemungkinan gagal 20% atau dapat disebut curah hujan R_{80} . Curah hujan efektif diperoleh dari $70\% \times R_{80}$ per periode waktu pengamatan. Apabila data pengamatan hujan yang digunakan 15 harian, maka persamaannya adalah sebagai berikut (*Standart Perencanaan Irigasi, KP Penunjang 1986 : 9*) :

46

10

$$Re = (R_{80} \times 70\%) / 15 \text{ (1/2 bulan)... (1.10)}$$

Dengan :

- Re = Curah hujan efektif (mm/hr)
- R_{80} = Curah hujan andalan (mm/hr)

Adapun cara menghitung curah hujan efektif dengan menggunakan Metode Hatti dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

- a. $R_a < 6,7$ $R_{eff} = 0$
- b. $6,7 < R_a < 30$ $R_{eff} = R_a - 6,7$
- c. $30 < R_a < 100$ $R_{eff} = (43 R_a - 747)^{0,5}$
- d. $R_a > 100$ $R_{eff} = 0,3 (R_a - 100) + 60$

Dengan :

R_a = curah hujan andalan yang terjadi dalam satu periode

25

R_{eff} = curah hujan efektif

Kebutuhan total air di sawah mencakup faktor **a** sampai dengan **d**, sedangkan kebutuhan bersih air (NFR) di sawah juga memperhitungkan curah hujan efektif (*Kriteria Perencanaan 05 : 57*).

9

1.8. KEBUTUHAN PENGAMBILAN AIR DI INTAKE

Berdasarkan Standart Perencanaan Irigasi, KP Penunjang 3 tahun 1986, Kebutuhan air irigasi adalah besarnya kebutuhan air yang diperlukan mulai dari pengelolaan lahan, perkolasi, jenis tanaman, evapotranspirasi dan beberapa faktor lainnya. Kebutuhan bersih air di bangunan pengambilan (DR) adalah :

$$DR = \frac{NFR}{e \times 8,64} \dots\dots\dots (1.12)$$

Dengan :

- DR = besarnya kebutuhn penyadapan dari sumber air (1/dt Ha)
- e = efisiensi irigasi
- NFR = kebutuhan bersih air (mm/hari)
= 1 mm/hr = 0.116 = ltr/dt/ha.
(hasil konversi)

1.9. DIMENSI SALURAN

Untuk perencanaan dimensi saluran dan perhitungan kecepatan aliran pada saluran irigasi dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A &= (b + m \cdot h)h \dots\dots\dots (1.13) \\
 P &= b + 2 \cdot h \sqrt{(m^2 + 1)} \\
 V &= k R^{2/3} S^{1/2} \\
 R &= A / P \\
 Q &= V \cdot A \\
 b &= nh
 \end{aligned}$$

dengan :

- Q = debit saluran (m³/dt)
- V = kecepatan aliran (m/dt)
- A = potongan melintang aliran (m²)

- R = jari - jari hidrolis (m)
- P = keliling basah (m)
- b = lebar dasar (m)
- h = tinggi air (m)
- I = kemiringan energi (saluran)
- k = koefisien kekasaran stickler ($m^{1/3}/dt$)
- m = kemiringan talud (1 ver : m hari)

Perhitungan kecepatan aliran pada persamaan diatas menggunakan Persamaan Strickler. Adapun jika menggunakan Persamaan Manning dengan mengganti koefisien K menjadi koefisien n dengan cara membagi angka 1 dengan nilai k. Koefisien kekasaran untuk perencanaan saluran irigasi disajikan pada tabel 1.7.

Tabel 1.7. Koefisien kekasaran dasar saluran Persamaan Strickler

Debit Rencana (m^3/dt)	k ($m^{1/3}/dt$)
$Q > 10$	45
$5 < Q < 10$	42,5
$1 < Q < 5$	40
$Q < 1$ dan saluran tersier	35

Untuk sedimentasi/kecepatan minimum yang diijinkan adalah kecepatan terendah yang tidak akan menyebabkan pengunduran partikel dengan diameter maksimum yang diijinkan (0,06 - 0,07 mm). Adapun kemiringan talud dapat direncanakan berdasarkan kedalaman air dan tinggi jagaan (perbandingan kemiringan talud disajikan pada tabel 1.9, sedangkan standar tinggi jagaan disajikan pada tabel 1.10).

Tabel 1.9 Koefisien kemiringan talud Persamaan Strickler

Kedalaman air + tinggi jagaan D (m)	Kemiringan Talud
$D \leq 1,0$	1 : 1
$1,0 \leq D \leq 2$	1 : 1,5
$D > 2,0$	1 : 2

Tabel 1.10. Penentuan Tinggi jagaan berdasarkan debit (Q)

Q (m^3/dt)	Tinggi Jagaan (m)
< 0,5	0,4
0,5 - 1,5	0,5
1,5 - 5,0	0,6
5,0 - 10,0	0,75
10,0 - 15,0	0,85
> 15,0	1,00

Untuk jari-jari minimum lengkung saluran yang diberi pasangan adalah 3 kali lebar permukaan air untuk saluran - saluran kecil ($< 0,6 m^3/dt$) dan 7 kali lebar permukaan air untuk saluran - saluran yang besar ($> 10 m^3/dt$). Adapun standar lebar minimum tanggul disajikan pada tabel 1.11.

Tabel 1.11 Lebar minimum tanggul

Debit Rencana (m ³ /dt)	tanpa jalan inspeksi (m)	dengan jalan inspeksi (m)
$Q \leq 1$	1,00	3,00
$1 < Q < 5$	1,50	5,00
$5 < Q \leq 10$	2,00	5,00
$10 < Q \leq 15$	3,50	5,00
$Q > 15$	3,50	5,00

1.10. Contoh Perencanaan Saluran Irigasi

Data-data yang dibutuhkan untuk perencanaan saluran irigasi adalah :

- a. Data hujan
- b. Data debit
- c. Data evapotranspirasi
- d. Luas daerah irigasi
- e. Pola tata tanam
- f. Tekstur tanah
- g. Jadwal tanam

a. Perhitungan Ketersediaan Air Irigasi (Debit Andalan)

Langkah-langkah perhitungan debit andalan sebagai berikut :

- Data debit disesuaikan dengan periode yang ada
- Urutkan data dari yang terkecil sampai terbesar
- Hitunglah debit andalan dengan rumus :

$$m = 1/5 \times n \text{ atau } m = 0,20 \times n$$

dengan :

m = tingkatan debit yang terpenuhi 20%

n = jumlah tahun, **9 tahun**

$$m = 0,20 \times n$$

$$m = 0,20 \times 9 = 1,8 \sim 2$$

- Dari hasil perhitungan diatas merupakan debit andalan kemungkinan tak terpenuhi 20% berada pada urutan ke 2 dari yang terkecil.

Tabel 1.12 Data debit pada Bulan Januari

No.	Tahun	Januari		
		1	2	3
1	2002	8003,3	8634,1	11750,3
2	2003	2582,9	3724,5	2459,8
3	2004	3593,3	4921,1	8871,3
4	2005	9036,0	2634,9	2907,6
5	2006	10244,9	6765,2	5631,6
6	2007	1586,0	1772,0	1710,0
7	2008	3730,3	2367,7	2078,5
8	2009	5203,2	4455,7	6592,8
Max		10244,9	8634,1	11750,3
Min		1586,0	1772,0	1710,0
Rerata		5497,5	4409,4	5250,2

Tabel 1.13 Data debit andalan pada Bulan Januari

No.	Prob (%)	Januari		
		1	2	3
1	88,89	1586,0	1772,0	1710,0
2	77,78	2582,9	2367,7	2078,5
3	66,67	3593,3	2634,9	2459,8
4	55,56	3730,3	3724,5	2907,6
5	44,44	5203,2	4455,7	5631,6
6	33,33	8003,3	4921,1	6592,8
7	22,22	9036,0	6765,2	8871,3
8	11,11	10244,9	8634,1	11750,3
Max		10244,9	8634,1	11750,3
Min		1586,0	1772,0	1710,0
Rerata		5497,5	4409,4	5250,2
Q _{andalan}		2582,9	2367,7	2078,5

b. Perhitungan Evapotranspirasi Potensial

Langkah-langkah beserta contoh perhitungan Eto berdasarkan Rumus Penman Modifikasi yang sudah disederhanakan pada Bulan Juli :

- Baris 1 = C^0 , data temperatur rata-rata bulan Juli.
= 27,153 C^0
- Baris 2 = e_a , interpolasi dari besarnya temperatur Bulan Juli pada tabel Lampiran 1.
= $35,666 + \left[\frac{(27,153-27,00)}{(27,20-27,00)} \right] \times (36,085-35,666) = 35,986$
- Baris 3 = RH, data kelembaban relatif rata-rata Bulan Juli.
= 88,70%
- Baris 4 = e_d , **baris 2** x (**baris 3** / 100).
= $35,986 \times 88,70 / 100 = 31,919$ mbar
- Baris 5 = $(e_a - e_d)$, **baris 2** – **baris 4**.
= $35,986 - 31,919 = 4,066$ mbar
- Baris 6 = u , data rata-rata kecepatan angin Bulan Juli (km/hr).
= 61,378 km/hari
- Baris 7 = u , **baris 6** dikonversi satuan dari (km/hr) menjadi (m/dt).
= $61,378 \times (1000/86400) = 0,710$ m/det
- Baris 8 = $f(u)$, rumus = $0,27 \times (1 + 0,86 \times \mathbf{baris\ 7})$.
= $0,27 \times (1 + 0,86 \times 0,710)$
= 0,436 km/hari
- Baris 9 = W , interpolasi dari besarnya temperatur Bulan Juli pada tabel lampiran 1.

$$= 0,765 + \left[\frac{(27,153-27,00)}{(27,20-27,00)} \right] \times (0,767 - 0,765) = 0,724$$

- Baris 10 = $(1 - W)$, rumus = $1 - \mathbf{baris\ 9}$.
= $1 - 0,724 = 0,276$ mm/hari
- Baris 11 = R_a , pada Lampiran 2 Wilayah Jember berada pada LS 8.
= 12,70 (dari tabel)
- Baris 12 = n/N , data rata-rata penyinaran matahari Bulan Juli.
= 0,614 %
- Baris 13 = rumus = $0,25 + (0,54 \times \mathbf{baris\ 12})$.
= $0,25 + (0,54 \times 0,614) = 0,582$
- Baris 14 = R_s , rumus = $\mathbf{baris\ 11} \times \mathbf{baris\ 13}$.
= $12,70 \times 0,582 = 7,388$ mm/hari
- Baris 15 = $f(t)$, interpolasi dari besarnya temperatur Bulan Juli pada tabel lampiran 1.
= $16,079 + \left[\frac{(27,153-27,00)}{(27,20-27,00)} \right] \times (16,124 - 16,079) = 16,113$
- Baris 16 = $f(ed)$, rumus = $0,34 - 0,044 \times \mathbf{baris\ 4}^2$.
= $0,34 - (0,044 \times 31,919^2) = 0,091$
- Baris 17 = $f(n/N)$, rumus = $0,1 + 0,9 \times \mathbf{baris\ 12}$.
= $0,1 + 0,9 \times 0,614 = 0,653$
- Baris 18 = R_{n1} , rumus = $\mathbf{baris\ 15} \times \mathbf{baris\ 16} \times \mathbf{baris\ 17}$.
= $16,113 \times 0,091 \times 0,653 = 0,962$
- Baris 19 = C , angka koreksi pada lampiran 3.
= 1,100
- Baris 20 = E_{To}^* , rumus = $\mathbf{baris\ 9} \times (0,75 \mathbf{baris\ 14} - \mathbf{baris\ 18}) + (\mathbf{baris\ 10} \times \mathbf{baris\ 8} \times \mathbf{baris\ 5})$

$$= 0,724 \times (0,75 \times 7,388 - 0,962) + (0,276 \times 0,436 \times 4,066) = 3,805 \text{ mm/hari}$$

- Baris 21 = Eto, rumus = **baris 19** x **baris 20**
= $1,100 \times 3,805 = 4,186 \text{ mm/ hari}$

Tabel 1.14 Hasil Perhitungan evapotranspirasi dengan metode Penman Modifikasi

No.	URAIAN	Satuan	Keterangan	BULAN											
				Jan	Peb	Mar	Apr	Mei	Jun	Juli	Agt	Sep	Okt	Nop	Des
1	Temp. rata-rata bulanan	°C	data	26,723	26,774	26,528	26,791	26,521	27,685	27,153	26,775	27,496	28,612	28,673	26,587
2	Ea	m bar	tabel	39,442	39,557	38,995	39,597	38,865	37,129	35,986	35,195	36,722	39,191	39,329	39,133
3	Ketelambaban relatif, RH	%	data	89,50	87,30	85,50	90,00	87,60	88,00	88,70	88,90	88,65	88,30	88,60	86,40
4	Ed	m bar	Ea(RH/100)	35,301	34,533	33,341	35,637	34,151	32,673	31,919	31,289	32,554	34,606	34,845	34,593
5	(Ea-Ed)	m bar	hitung	4,141	5,024	5,654	3,960	4,834	4,455	4,066	3,907	4,168	4,585	4,483	4,839
6	Kecelakaan Angin, U	km/mhari	data	50,549	54,504	53,964	46,696	44,850	52,060	61,378	72,479	75,675	64,914	54,616	46,667
7	Kecelakaan Angin, U	m/del	hitung	0,585	0,631	0,625	0,529	0,519	0,603	0,710	0,839	0,876	0,751	0,632	0,540
8	f(u)	km/mhari	hitung	0,406	0,417	0,416	0,393	0,391	0,411	0,436	0,466	0,474	0,445	0,417	0,396
9	W	-	tabel	0,735	0,735	0,734	0,735	0,734	0,728	0,724	0,721	0,727	0,734	0,735	0,734
10	(1-W)	mm/mhari	hitung	0,265	0,265	0,266	0,265	0,266	0,272	0,276	0,279	0,273	0,266	0,265	0,266
11	Ra	mm/mhari	tabel	16,10	16,10	16,50	14,40	13,10	12,40	12,70	13,70	14,30	15,80	16,00	16,00
12	Penyharaan Matahari, nN	%	data	0,424	0,375	0,438	0,515	0,550	0,563	0,614	0,611	0,618	0,620	0,510	0,364
13	(0,25+0,54nN)	-	hitung	0,479	0,453	0,467	0,528	0,547	0,554	0,582	0,560	0,584	0,585	0,526	0,446
14	Rs=Ra(0,25+0,54 nN)	mm/mhari	hitung	7,708	7,289	7,544	7,602	7,167	6,869	7,388	7,944	8,639	9,242	8,411	7,143
15	f(t)	mm/mhari	tabel	16,468	16,479	16,423	16,483	16,422	16,234	16,113	16,028	16,192	16,443	16,456	16,437
16	f(Ed)	hitung	hitung	0,079	0,081	0,066	0,077	0,083	0,098	0,091	0,094	0,089	0,081	0,080	0,081
17	f(mN)	hitung	hitung	0,481	0,438	0,495	0,563	0,596	0,607	0,653	0,650	0,656	0,656	0,659	0,427
18	Rn1=f(t)f(Ed)f(mN)	hitung	hitung	0,623	0,588	0,698	0,716	0,810	0,871	0,962	0,978	0,945	0,876	0,739	0,571
19	C	mm/mhari	tabel	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100
20	ET _o = w(0,76Rs - Rn1) + (1-W)f(t)(Ea-Ed)	mm/mhari	hitung	4,237	4,142	4,266	4,077	3,854	3,614	3,805	4,100	4,595	4,988	4,588	3,982
21	ET _o = c * ET _o	mm/mhari	hitung	4,661	4,556	4,692	4,484	4,239	3,975	4,186	4,510	5,055	5,487	5,047	4,392

c. Perhitungan Kebutuhan Air Tanaman

Langkah-langkah perhitungan kebutuhan air irigasi pada Bulan November Periode I :

- Baris 1 = Pola Tanam, menentukan waktu awal tanam dan jenis pola tata tanam. Awal tanam ditentukan pada Bulan Oktober, sedangkan pola tata tanam adalah Padi – Padi – Padi.
- Baris 2 = Kc, koefisien jenis tanaman tergantung dari varietas tanaman atau dapat menggunakan data dari tabel 1.4 C (rata-rata) merupakan rata-rata dari **C1**, **C2** dan **C3**.
 $= (1,33 + 1,27 + 1,20) / 3 = 1,27$
- Baris 3 = Eto, pada bulan November
= 5,047 mm/hr
- Baris 4 = P, harga perkolasi diperoleh dari tabel 1.5.
= 2 mm/hr
- Baris 5 = ETC, rumus = **C (rata-rata) x Eto**
 $= C \text{ (rata-rata)} \times \text{baris 3.}$
 $= 1,27 \times 5,047 = \mathbf{6,39 \text{ mm/hr}}$
- Baris 6 = WLR, pergantian lapisan air diperoleh dari tabel 1.6.
= 1,1 mm/hr
WLR (rata-rata) merupakan rata-rata dari **WLR1**, **WLR2** dan **WLR3**.
- Baris 7 = Kebutuhan Air, Rumus = **P + Etc + WLR (rata-rata)**.
 $= \text{baris 4, baris 5 dan WLR (rata-rata).}$
 $= 2,00 + 6,39 + 1,1 = \mathbf{9,50 \text{ mm/hr}}$
- Baris 8 = R_{eff}, hasil perhitungan curah hujan efektif tabel 1.17

- Baris 9 = **1,36 mm/hr**
 = IR, rumus = **P + Etc + WLR (rata-rata) – Reff**
 = **baris 7 – baris 8.**
 = $9,50 - 1,36 = 8,15$ mm/hr

- d. Perhitungan Penyiapan Lahan (LP)
 Contoh perhitungan pada Bulan Januari Periode II
 Data-data :

E_o = Bulan Januari 4,661 mm/hr

P = 2,00 mm/hr

e = bilangan eksponen: 2,7182

S = 250 mm

T = 30 hr

dengan rumus :

$$IR = \frac{Me^k}{e^k - 1}$$

M = 1,1 x E_o + P (mm/hari).

$$= 1,1 \times 4,661 + 2,00 = 7,13 \text{ mm/hr}$$

K = MT / S

$$= 7,13 \times 30 / 250 = 0,86$$

$$IR = \frac{\square \square \square}{\square - 1}$$

$$= \frac{7,13 \square 2,7182^{0,86}}{2,7182^{0,86} - 1} = 12,4 \text{ mm/hr}$$

- e. 136 Perhitungan Curah Hujan Andalan dan Curah Hujan Efektif

Dalam contoh analisa curah hujan menggunakan curah hujan andalan (R_{80}) yang terjadi dengan tingkat kepercayaan 80% langkah-langkahnya sebagai berikut :

- Kelompokkan data sesuai dengan periode tanam.
- Urutkan data dari yang terkecil ke terbesar atau dari terbesar ke yang terkecil
- Perhitungan R_{80} dengan rumus dengan rumus :

$$\mathbf{R_{80} = n/5 + 1Y}$$

Dengan :

n = jumlah tahun, **9 tahun**

$R_{80} = 9/5 + 1$

$= 1,8 + 1 = 2,8 \sim 3$

Dari perhitungan tersebut didapat curah hujan andalan R_{80} pada urutan ke 3 dari terkecil.

Pada Bulan Januari didapat R_{80} sebesar **56,8 mm/hr**

- Dalam contoh analisa curah hujan efektif menggunakan rumus :

$$Re = (R_{80} \times 70\%) / 10$$

Dengan :

Re = Curah hujan efektif (mm/hr)

R_{80} = Curah hujan andalan (56,8 mm/hr)

$$Re = (56,8 \times 70\%) / 10$$

$$= 4,0 \text{ mm/hr}$$

Tabel 1.16 Data curah hujan 10 harian Bulan Januari

No.	Tahun	Januari		
		1	2	3
1	2008	111,5	58,8	79,8
2	2007	20,8	29,3	83,3
3	2006	163,3	96,5	142,5
4	2005	56,8	106,5	75,5
5	2004	139,0	72,0	212,0
6	2003	204,0	41,5	185,5
7	2002	63,0	63,0	128,3
8	2001	200,3	55,3	191,3
9	2000	15,0	21,0	16,0
Max		204,0	106,5	212,0
Min		15,0	21,0	16,0
Rerata		108,2	60,4	123,8

Tabel 1.17 Data curah hujan efektif 10 harian Bulan Januari

No.	Januari			
	1	2	3	
1	204,0	106,5	212,0	
2	200,3	96,5	191,3	
3	163,3	72,0	185,5	
4	139,0	63,0	142,5	
5	111,5	58,8	128,3	
6	63,0	55,3	83,3	
7	56,8	41,5	79,8	
8	20,8	29,3	75,5	
9	15,0	21,0	16,0	
Max		204,0	106,5	212,0
Min		15,0	21,0	16,0
Rerata		108,2	60,4	123,8
Ra (80%)		56,8	41,5	79,8
R efektif		4,0	2,9	5,6

- f. Perhitungan Kebutuhan Pengambilan Air di Bangunan Pengambilan
Contoh perhitungan Kebutuhan Air Irigasi pada Bulan Januari :

$$DR = \frac{NFR}{e \times 8,64}$$

Dengan :

DR = besarnya kebutuhan penyadapan dari sumber air (liter/dt/ha)

e = efisiensi irigasi

Saluran tersier : 80%

Saluran sekunder : 90%

Saluran primer = 90%

Jumlah = 65%

NFR = Kebutuhan bersih air maksimum

(12,83 mm/hari)

= 1 mm/hr = 0.116 = ltr/dt/ha

(hasil konversi)

= 12,83 x 0,116

= 1,485 ltr/dt/ha

DR = 1,485 / (65% x 8,64)

= 0,265 ltr/dt/ha

- g. Perhitungan Dimensi Saluran
Dimensi saluran primer dapat dihitung dengan cara coba-coba menentukan dimensi saluran sampai debit saluran > debit kebutuhan air bersih, langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

$$A = (b + m \cdot h)h$$

$$P = b + 2 \cdot h \sqrt{(m^2 + 1)}$$

$$V = k R^{2/3} S^{1/2}$$

$$R = A / P$$

$$Q = V \cdot A$$

$$b = nh$$

dengan :

18

$$Q = \text{debit saluran (m}^3/\text{dt)}$$

$$V = \text{kecepatan aliran (m/dt)}$$

$$A = \text{potongan melintang aliran (m}^2\text{)}$$

$$R = \text{jari - jari hidrolis (m)}$$

$$P = \text{keliling basah (m)}$$

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

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

$$S = \text{kemiringan dasar saluran}$$

$$k = \text{koefisien kekasaran strickler (m}^{1/3}/\text{dt)}$$

$$m = \text{kemiringan talud (1 vertikal : m horisontal)}$$

Dicoba :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$m = 1$$

$$k = 40$$

$$S = 0,002$$

Penyelesaian :

101

$$A = (b + m \cdot h) \cdot h$$

$$= (1 + 1 \times 0,4) \times 0,4 = 0,56 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2 \cdot h \sqrt{m^2 + 1}$$

$$= 1 + 2 \times 0,4 \sqrt{1^2 + 1} = 2,131 \text{ m}$$

$$R = A / P$$

$$= 0,56 / 2,131 = 0,263 \text{ m}$$

$$V = k R^{2/3} S^{1/2}$$

$$= 40 \times 0,263^{2/3} \times 0,002^{1/2} = 0,733 \text{ m/detik}$$

$$Q = V \cdot A$$

$$= 0,733 \times 0,56 = 0,411 \text{ m}^3/\text{detik}$$

BAB II HIDROLOGI

2.1. Umum

Hidrologi sangat diperlukan dalam rekayasa bangunan sipil. Analisa hidrologi tidak hanya diperlukan dalam perencanaan berbagai macam bangunan air, seperti bendung, bendungan, bangunan pengendali banjir, tetapi juga dalam perencanaan jalan raya, lapangan terbang, jembatan dan bangunan lainnya. Sebagai contoh, kegagalan dalam perhitungan drainase jalan raya dapat mengakibatkan terjadinya luapan air sehingga timbul genangan air dijalan yang dapat menyebabkan kerusakan dini jalan raya, demikian juga pada lapangan terbang, lapangan olah raga dan sebagainya. Analisa hidrologi diperlukan juga untuk penentuan elevasi jembatan yang melintas sungai atau saluran. Komponen sistem transportasi lain juga memerlukan analisa hidrologi, seperti : areal parkir, landasan pacu (*runway*) dan apron lapangan udara, jalur kereta api serta jalur transportasi massal.

Berdasarkan uraian diatas, maka analisa hidrologi perlu dipertimbangkan dalam perencanaan di hampir semua perencanaan bangunan sipil. Analisa hidrologi merupakan salah satu bidang yang sangat rumit dan kompleks. Hal ini disebabkan oleh beberapa faktor, diantaranya teori yang ada sifatnya pendekatan, data-data dan peta-peta untuk mendukung analisa hidrologi tidak selalu tersedia dengan baik. Demikian pula kondisi klimatologi seperti hujan, kecepatan angin, kelembapan, kecerahan matahari kejadiannya yang tidak dapat diprediksi secara baik.

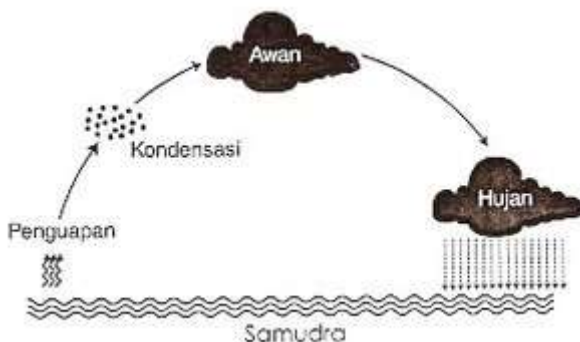
2.2. Siklus Hidrologi

Daur hidrologi sering istilahkan *water cycle* atau siklus air. ¹³⁰ Daur hidrologi meliputi gerakan air dari laut ke atmosfer, dari atmosfer ³⁸ ke tanah dan kembali ke laut lagi atau dengan arti lain ³⁸ siklus hidrologi merupakan rangkaian proses perpindahan air di permukaan bumi dari suatu tempat ke tempat lainnya hingga kembali ke tempat asalnya. Gerakan air naik ke udara dari permukaan laut atau dari daratan melalui proses evaporasi. Air di atmosfer dalam bentuk uap air atau awan bergerak dalam massa yang besar di atas benua dan dipanaskan oleh radiasi tanah. Akibat proses pemanasan membuat uap air lebih naik lagi sehingga cukup tinggi atau dingin yang menyebabkan ³⁸ terjadinya pendinginan atau kondensasi. Dalam proses kondensasi, uap air berubah jadi embun dan seterusnya jadi hujan atau salju. Curahan (*precipitation*) turun ke bawah, ke daratan atau langsung ke laut. Air yang tiba di daratan kemudian mengalir di atas permukaan (*run off*) menuju ke ¹⁵ sungai, terus kembali ke laut. Dalam perjalanannya dari atmosfer ke luar, air mengalami banyak interupsi. Sebagian dari air hujan yang turun dari awan menguap sebelum tiba di permukaan bumi, sebagian lagi jatuh di atas daun tumbuh-tumbuhan (*interception*) dan menguap dari permukaan daun-daun. Air yang tiba di tanah dapat mengalir terus ke laut, namun ada juga yang meresap dulu ke dalam tanah (*infiltration*) dan sampai ke lapisan batuan sebagai airtanah.

Sebagian dari air tanah dihisap oleh tumbuh-tumbuhan melalui daun-daunan, akibat proses pemanasan kemudian air yang ada di daun-daunan tersebut menguap ke udara (*transpiration*). Air yang mengalir di atas permukaan menuju sungai kemungkinan tertahan di bendungan, embung, kolam, selokan, dan sebagainya

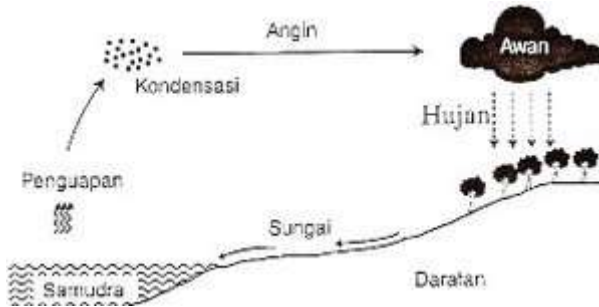
(*surface detention*) ada yang menguap namun sebagian air akhirnya mengalir di atas permukaan tanah melalui parit, sungai, hingga menuju ke laut (*surface runoff*), sebagian lagi infiltrasi ke dasar bendungan, embung dan bergabung di dalam tanah sebagai air tanah yang pada akhirnya ke luar sebagai mata air. Siklus hidrologi dibedakan ke dalam tiga jenis yaitu:

1. Siklus Pendek : Air laut yang menguap kemudian mengalami proses kondensasi berubah menjadi butir-butir air yang halus atau awan dan selanjutnya turun menjadi hujan langsung jatuh ke laut (kembali berulang).



Gambar 1.1. Siklus hidrologi pendek

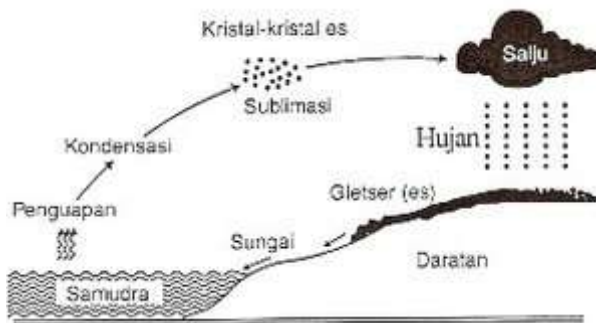
2. Siklus Sedang : Air laut yang menguap lalu dibawa oleh angin menuju daratan kemudian mengalami kondensasi berubah menjadi awan lalu jatuh sebagai hujan di daratan akhirnya meresap ke dalam tanah lalu kembali ke laut melalui sungai-sungai.



Gambar 1.2 Siklus hidrologi sedang

15

3. Siklus Panjang : Air laut yang menguap setelah menjadi awan melalui proses kondensasi terbawa oleh angin ke tempat yang lebih tinggi di daratan kemudian menjadi hujan salju atau es di pegunungan-pegunungan yang tinggi. Bongkah-bongkah es mengendap di puncak gunung dan karena gaya beratnya jatuh ke tempat yang lebih rendah kemudian mencair terbentuk gletser lalu mengalir melalui sungai-sungai kembali ke laut.



Gambar 1.3. Siklus hidrologi panjang

140

2.3. Analisa Hidrologi

Hidrologi adalah ilmu yang mempelajari tentang siklus air di alam. Secara khusus hidrologi didefinisikan sebagai ilmu yang mempelajari sistem kejadian air di atas permukaan maupun di bawah permukaan tanah. Secara luas hidrologi meliputi pula berbagai bentuk cair, termasuk transformasi antara keadaan cair, padat dan gas dalam atmosfer di atas dan dibawah permukaan tanah (*Soemarto, CD : 1995*).

Analisa hidrologi dalam teknik sipil khususnya bangunan air diperlukan untuk perencanaan dan pelaksanaan pekerjaan bangunan hidrolis, seperti perencanaan tenaga air, distribusi air, penanggulangan banjir, drainase, irigasi dan sebagainya. Selain itu analisa hidrologi diperlukan juga untuk menentukan besarnya curah hujan rencana dan debit banjir rencana dalam periode ulang tertentu (*return period*), misalnya curah hujan dengan periode ulang 50 tahun (R_{50}) dan debit banjir dengan periode ulang 50 tahun (Q_{50}).

2.3.1. Memperkirakan Data Yang Hilang

Data hujan yang diperoleh dan dikumpulkan dari sebuah instansi, tidak dapat langsung diolah sebab ada kemungkinan beberapa bagian dari data tersebut terdapat kesalahan atau kekurangan. Keadaan ini sangat menghambat proses perencanaan, misalnya pada saat perencanaan saluran drainase ternyata pada tahun tertentu data hujan pada satu atau beberapa stasiun tidak tersedia karena berbagai sebab. Berkaitan dengan hal ini, terdapat dua langkah yang dapat dilakukan :

1. Membiarkan saja data yang hilang tersebut, karena dengan cara apapun data tersebut tidak akan dapat diketahui dengan tepat.

2. Bila dipertimbangkan bahwa data tersebut mutlak diperlukan, maka perkiraan data tersebut dapat dilakukan dengan cara-cara yang dikenal.

Sampai saat ini paling tidak dua cara untuk memperkirakan data, yaitu dengan *normal ratio method* dan *reciprocal method* (Sri Harto, 1993).

2.3.1.1. Normal Ratio Method

Metode ini didasarkan pada persamaan :

$$P_X = 1/n [N_X \cdot P_A / N_A + N_X \cdot P_B / N_B + \dots + N_X \cdot P_n / N_n] \dots\dots\dots (2.1)$$

dengan :

- P_X = hujan pada stasiun X yang diperkirakan
- N_X = hujan normal tahunan di stasiun X
- N_A = hujan normal tahunan di stasiun A
- P_A = hujan di stasiun A yang diketahui
- n = jumlah stasiun referensi

Metode ini hanya boleh digunakan bila variasi ruang hujan (*spatial, areal variation*) yang tidak terlalu besar. Pengertian hujan normal adalah rata-rata hujan dengan jangka pengukuran antara 15-20 tahun. Hal tersebut tidak selalu dapat diperoleh. Dalam hal demikian, maka besaran tersebut dapat diturunkan dari besaran hujan selama jangka maksimum yang dapat tersedia. Jumlah stasiun acuan (*reference station*) yang dianjurkan umumnya paling tidak tiga buah (Sri Harto 1993 : 58).

2.3.1.2. Reciprocal Method

Metode hitungan yang dianggap lebih baik adalah *Reciprocal Method*, yang memanfaatkan jarak antar stasiun sebagai faktor koreksi (*weighting factor*). Hal ini dapat

dimengerti, karena korelasi antara dua stasiun hujan menjadi makin kecil dengan makin besarnya jarak antar stasiun tersebut. Persamaan 2.1 dapat digunakan bila dalam DAS tersebut terdapat lebih dari dua stasiun hujan. Umumnya dianjurkan untuk menggunakan paling tidak tiga stasiun acuan (*Sri Harto 1993 : 58*).

$$P_X = \frac{P_A/(d_{XA})^2 + P_B/(d_{XB})^2 + P_C/(d_{XC})^2}{1/(d_{XA})^2 + 1/(d_{XB})^2 + 1/(d_{XC})^2} \dots \dots \dots (2.2)$$

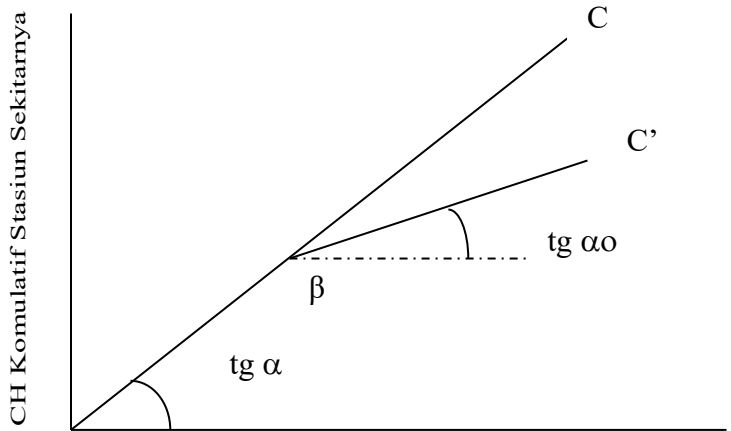
dengan :

d_{XA} = jarak antara stasiun X dan stasiun acuan A

2.3.2. Uji Konsistensi Data

Data hujan kadang-kadang tidak konsisten atau menyimpang dari trend semula. Hal ini dapat disebabkan oleh berubahnya atau terganggunya lingkungan di sekitar tempat penakar hujan dipasang, misalnya terlindungi oleh pohon, terletak berdekatan dengan gedung tinggi, perubahan metode pengukuran dan lain sebagainya. Untuk melakukan uji konsistensi data, maka dapat dilakukan analisa lengkung massa ganda seperti terlihat pada Gambar 2.4.

Kalau tidak terdapat perubahan lingkungan maka akan didapatkan garis ABC, tetapi karena pada suatu tahun terjadi perubahan lingkungan maka akan didapat garis patah ABC'. Penyimpangan tiba-tiba dari garis semula menunjukkan adanya perubahan tiba-tiba dalam pengamatan. Jadi perubahan tersebut bukan disebabkan oleh perubahan iklim atau keadaan hidrologis yang dapat menyebabkan adanya perubahan trend (*Soemarto, C D. 1995:56*).



Curah Hujan Tahunan Rata-rata
Gambar 2.4. Grafik kerangka massa ganjal

2.3.3 Analisis Data Hujan

Data hujan yang diperoleh dari alat penangkaran merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat atau titik saja (*point rainfall*). Mengingat hujan yang sangat bervariasi terhadap tempat (*space*), maka untuk kawasan yang luas diperlukan lebih dari satu catatan hujan dari stasiun penakar hujan guna menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan hujan kawasan yang diperoleh dari harga rata-rata curah hujan beberapa stasiun penangkaran yang ada disekitar kawasan tersebut. Ada tiga macam cara untuk menghitung hujan rata-rata kawasan, yaitu Rata-rata Aljabar, *Polygon Thiessen*, dan *Isohyet* (Suripin, 2004 : 27).

2.3.3.1. Metode Rata-Rata Aljabar

Metode ini merupakan metode yang sangat sederhana dalam perhitungan hujan rerata daerah. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa semua stasiun hujan

mempunyai pengaruh yang seimbang dalam sebuah kawasan. Metode ini cocok untuk kawasan dengan topografi rata atau datar, letak stasiun hujan tersebar merata/hampir merata pada kawasan dan deviasi data hujan tidak terlalu berbeda besar dari harga rerata semua stasiun hujan. Hujan kawasan diperoleh dari persamaan berikut :

$$P = \frac{P_1+P_2+P_3+\dots+P_n}{n} \dots\dots\dots (2.3)$$

dengan :

- P = curah hujan rerata daerah (mm)
- N = jumlah stasiun penakar hujan
- P1, P2, P3 = curah hujan di stasiun penakar hujan (mm)

6 2.3.3.2. Metode Poligon Thiessen

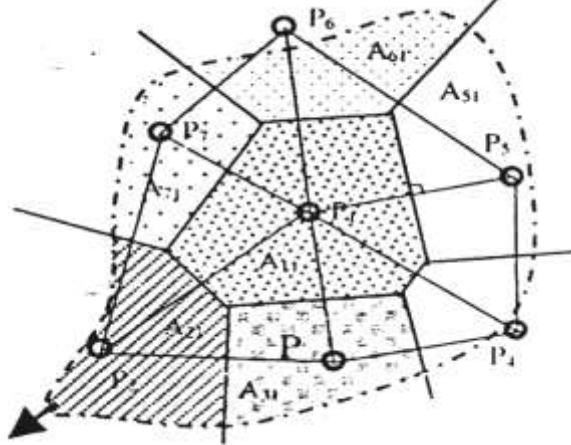
Metode ini disebut juga sebagai metode rata-rata timbang (*weighted mean*). Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh stasiun hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak antar stasiun. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar terdekat (Gambar 2.5). Dalam metode ini dianggap bahwa variasi hujan antara stasiun yang satu dengan yang lainnya adalah linier dan sembarang stasiun dianggap dapat mewakili kawasan tersebut. Hasil Metode Thiessen lebih akurat dibandingkan dengan metode rata-rata aljabar. Metode ini cocok untuk daerah datar dengan luas 500 – 5.000 km² dan jumlah stasiun hujan terbatas dibandingkan luasannya.

$$P = \frac{P_1A_1+P_2A_2+P_3A_3+\dots+P_nA_n}{A_1+A_2+\dots+A_n} \dots\dots\dots (2.4)$$

Dengan :

- P = curah hujan daerah (mm)

- 4 P_1, P_2, P_n = curah hujan di stasiun penakar (mm)
- A_1, A_2, A_n = luas areal polygon (km²)
- 33 n = jumlah stasiun penakar hujan



Gambar 2.5. Metode poligon thiennes

2.3.3.3. Metode Isohyet

Metode Isohyet merupakan metode yang paling akurat dalam menentukan hujan rata-rata, namun diperlukan keahlian, pengalaman dan ketelitian. Metode ini memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap-tiap stasiun penakar hujan. Dengan mengacu pada uraian tersebut diatas, maka Metode Thiessen yang menganggap bahwa tiap-tiap stasiun penakar mencatat kedalaman yang sama untuk daerah sekitarnya dapat dikoreksi.

$$P = \frac{A_1 \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) + A_2 \left(\frac{P_2 + P_3}{2} \right) + \dots + A_{n-1} \left(\frac{P_{n-1} + P_n}{2} \right)}{A_1 + A_2 + \dots + A_{n-1}} \dots (2.5)$$

Dengan :

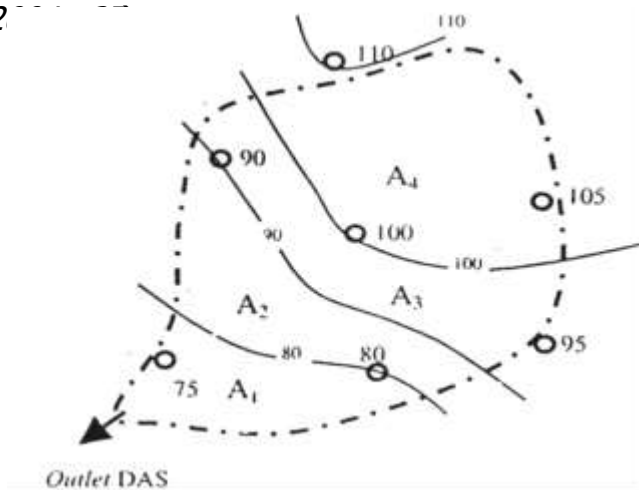
P = curah hujan daerah

P_1, P_2, P_n = curah hujan di stasiun penakar

A_1, A_2, A_n = luas area antar dua garis isohyet

n = jumlah stasiun penakar hujan

Metode Isohyet ini cocok untuk daerah berbukit dan tidak teratur dengan luasan DAS lebih dari 5.000 km². (Suripin, 2



Gambar 2.6. Metode Isohyet

2.3.4. Curah Hujan Harian Maksimum

Perhitungan data hujan maksimum harian rata-rata DAS harus dilakukan secara benar untuk analisa frekuensi data hujan. Dalam praktek sering kita jumpai perhitungan yang kurang pas, yaitu dengan cara mencari hujan maksimum harian setiap stasiun hujan dalam satu tahun kemudian dirata-ratakan untuk mendapatkan hujan DAS. Metode ini tidak logis karena rata-rata hujan dilakukan atas hujan dari masing-masing stasiun hujan yang terjadi pada

hari yang berlainan. Hasilnya akan jauh menyimpang dari yang seharusnya.

Metode yang seharusnya ditempuh ²⁴ untuk mendapatkan hujan maksimum harian rata-rata DAS adalah sebagai berikut :

1. Menentukan hujan maksimum harian pada tahun tertentu disalah satu stasiun hujan.
2. Menghitung besarnya curah hujan pada tanggal-bulan-tahun yang sama untuk stasiun hujan yang lain.
3. Menghitung hujan DAS dengan salah satu cara yang dipilih.
4. Menentukan hujan maksimum harian seperti langkah 1 pada tahun yang sama untuk stasiun hujan yang lain.
5. Mengulangi untuk langkah 2 dan 3 untuk setiap tahun.

Dari hasil rata-rata yang diperoleh (sesuai dengan jumlah stasiun hujan) dipilih yang tertinggi setiap tahun, hasilnya merupakan hujan maksimum harian DAS pada tahun yang bersangkutan (*Suripin, 2004 : 59*).

2.3.5 Analisa Frekuensi ⁷¹

Sistem hidrologi kadang-kadang dipengaruhi oleh peristiwa-peristiwa yang luar biasa atau ekstrim, seperti banjir, hujan yang deras dan kekeringan. Besaran peristiwa ekstrim berbanding terbalik dengan frekuensi kejadiannya, peristiwa yang luar biasa ekstrim biasanya kejadiannya sangat langka. Tujuan analisa frekuensi data hidrologi adalah untuk penerapan distribusi kemungkinan yang berkaitan dengan peristiwa-peristiwa ekstrim. ⁴⁹ Data hidrologi

yang dianalisis diasumsikan tidak bergantung atau *independent* dan terdistribusi secara acak.

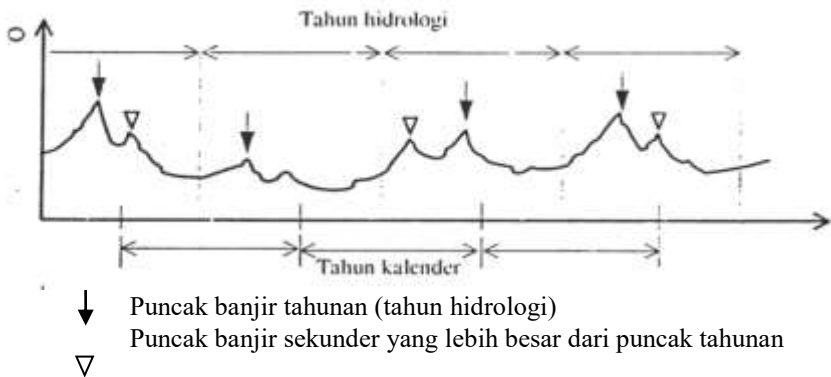
Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui. Sebaliknya, kala-ulang atau *retrun period* adalah waktu hipotetik hujan dengan suatu besaran tertentu akan disamai atau dilampaui. Dalam hal ini tidak terkandung pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kala ulang tersebut. Misalnya, hujan dengan kala-ulang 10 tahunan, tidak berarti akan terjadi sekali setiap kali 10 tahun akan tetapi ada kemungkinan dalam jangka 1000 tahun akan terjadi 100 kali kejadian hujan 10 tahunan. Ada kemungkinan selama kurun waktu 10 tahun terjadi 10-tahunan lebih dari satu kali, atau sebaliknya tidak terjadi sama sekali.

Analisa frekuensi diperlukan seri data hujan yang diperoleh dari stasiun penakar hujan baik yang manual maupun yang otomatis. Analisis frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik data kejadian yang telah lalu untuk diperoleh probabilitas besaran hujan dimasa yang akan datang. Dengan anggapan bahwa sifat statistik kejadian hujan yang akan datang masih sama dengan sifat statistik kejadian masa lalu. Ada dua macam seri data yang diperlukan dalam analisa frekuensi, yaitu (*Suripin, 2004 : 32*):

a. Data maksimum tahunan

Tiap tahun diambil hanya satu besaran maksimum yang dianggap berpengaruh pada analisa selanjutnya. Seri data seperti ini dikenal dengan seri data maksimum (*maximum annual series*). Jumlah data dalam seri skan sama dengan panjang data yang tersedia. Dalam metode ini, besaran data maksimum kedua dalam satu tahun yang mungkin

lebih besar dari besaran data maksimum dalam tahun yang lain tidak diperhitungkan pengaruhnya dalam analisis. Hal ini oleh beberapa pihak dianggap kurang realistis, apalagi jika diingat bahwa perhitungan permulaan tahun hidrologi tidak selalu seragam yaitu ada yang berdasar pada musim ada pula yang mengikuti kalender masehi. Oleh karena itu beberapa ahli menyarankan menggunakan cara seri parsial (*Suripin, 2004 : 32*).



Gambar 2.7. Kejadian-kejadian banjir seri durasi parsial dan durasi tahunan

5
 b. Seri parsial

Dengan menetapkan suatu besaran tertentu sebagai batas bahwa, selanjutnya semua besaran data yang lebih besar dari batas bawah tersebut diambil dan dijadikan bagian seri data untuk kemudian dianalisis seperti biasa. Pengambilan batas bawah dapat dilakukan dengan sistem peringkat, dengan semua besaran data yang cukup besar diambil, kemudian diurutkan dari besar ke kecil. Data yang diambil untuk analisis selanjutnya adalah sesuai dengan panjang data dan diambil dari besaran data yang

paling besar. Dalam hal ini dimungkinkan dalam satu tahun data yang diambil lebih dari satu data. Sementara tahun yang lain tidak akan data yang diambil (*Suripin, 2004 : 33*).

Dalam analisa frekuensi, hasil yang diperoleh tergantung pada kualitas dan panjang data. Makin pendek data yang tersedia, makin besar penyimpangan yang terjadi. Dalam ilmu statistik dikenal beberapa macam distribusi frekuensi dan empat jenis distribusi yang banyak digunakan dalam bidang hidrologi adalah (*Suripin, 2004 : 33*):

1. Distribusi Normal,
2. Distribusi Log Normal,
3. Distribusi Log Person III
4. Distribusi Gumbel.

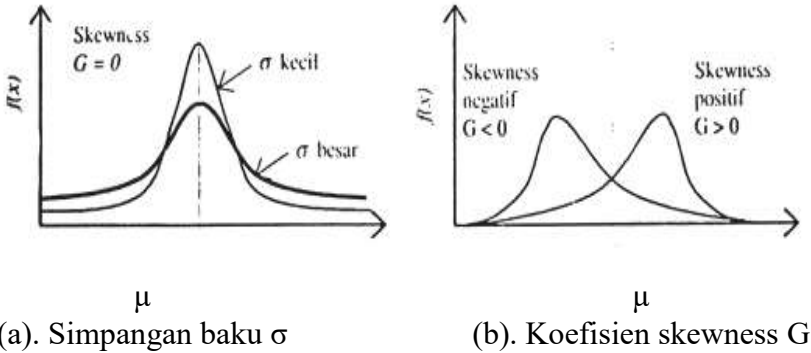
Dalam statistik dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisa data yang meliputi rata-rata, simpangan baku, koefisien variasi, dan koefisien *skewness* (kecondongan dan kemencengan).

Tabel 2.1 Parameter Statistik yang penting

Parameter	³¹ Sampel	Populasi
Rata-Rata	$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$	$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx$
Simpangan Baku	$S = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{\frac{1}{2}}$	$\sigma = \{E[(x - \mu)^2]\}^{\frac{1}{2}}$
Koefisien Variasi	$CV = \frac{s}{x}$	$CV = \frac{\sigma}{\mu}$

Koefisien Skewness	$G = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log x_i - \log \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$	$\gamma = \frac{E[(x - \mu)^2]}{\sigma^3}$
--------------------	--	--

Sumber : Suripin, 2004 : 33



Gambar 2.8. Pengaruh perubahan simpangan baku σ dan koefisien skewness G pada *Probability Density Function* (PDF)

2.3.5.1. Distribusi Normal

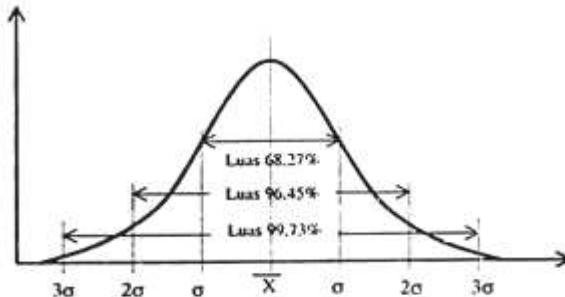
Distribusi normal atau kurva normal (PDF = *probability density function*) yang paling dikenal adalah bentuk bell dan dikenal sebagai distribusi normal. PDF distribusi normal dapat ditulis dalam bentuk rata-rata dan simpangan bakunya, sebagai berikut (Suripin, 2004 : 35):

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right] \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad \dots\dots (2.6)$$

dengan :
 $P(X)$ = fungsi densitas peluang normal (ordinat kurva normal)

- X = variabel acak kontinu
- μ = rata-rata nilai X
- σ = simpangan baku dari nilai X

Analisa kurva normal cukup menggunakan parameter statistik μ dan σ . Bentuk kurvanya simetris terhadap $X = \mu$, dan grafiknya selalu di atas sumbu datar X , serta mendekati (berasimut) sumbu datar X dan dimulai dari $X = \mu + 3\sigma$ dan $X = \mu - 3\sigma$. Nilai mean = median = modus. Nilai X mempunyai batas $-\infty < X < +\infty$. Apabila suatu populasi data hidrologi mempunyai distribusi berbentuk distribusi normal (Gambar 2.9).



Gambar 2.9. Kurva distribusi frekuensi normal

1. Kira-kira 68,27%, terletak di daerah satu deviasi standar sekitar nilai rata-ratanya, yaitu antara $(\mu - \sigma)$ dan $(\mu + \sigma)$.
2. Kira-kira 95,45%, terletak di daerah dua deviasi standar sekitar nilai rata-ratanya, yaitu antara $(\mu - 2\sigma)$ dan $(\mu + 2\sigma)$.
3. Kira-kira 99,73%, terletak di daerah tiga deviasi standar sekitar nilai rata-ratanya, yaitu antara $(\mu - 3\sigma)$ dan $(\mu + 3\sigma)$.

Sedangkan, nilai 50%-nya terletak di daerah antara $(\mu - 0,6745\sigma)$ dan $(\mu + 0,6745\sigma)$. Luas kurva normal selalu sama dengan satu unit persegi, sehingga

$$P(-\infty \leq x \leq \infty) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right] dx \quad \dots (2.7)$$

24) peluang nilai X antara $X = x_1$ dan $X = x_2$, adalah :

$$P(-\infty \leq x \leq \infty) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right] dx \quad \dots (2.8)$$

24) apabila nilai X adalah standar, nilai rata-rata $\mu = 0$ dan deviasi standar (simpangan baku) $\sigma = 1$, maka persamaan (1.8) dapat ditulis sebagai :

$$P(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}t^2} \quad \dots (2.9)$$

$$t = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad \dots (2.10)$$

39) dalam pemakai praktis, umumnya rumus-rumus tersebut tidak digunakan secara langsung karena telah dibuat tabel untuk keperluan perhitungan, sebagaimana ditampilkan dalam Lampiran 1.

$$X_T = \mu + K_T \cdot \sigma \quad \dots (2.11)$$

yang dapat didekati dengan

$$X_T = \bar{X} + K_T \cdot S \quad \dots (2.12)$$

dengan :

$$K_T = \frac{X_T - \bar{X}}{S} \quad \dots (2.13)$$

- x_1 = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan
- \bar{X} = nilai rata-rata hitung variat
- S = deviasi standar nilai variat

K_T = faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisa peluang

42 Bentuk persamaan ini sama dengan bentuk variabel normal standart yang didefinisikan pada persamaan (2.10). Nilai faktor frekuensi K_T umumnya sudah tersedia dalam tabel untuk mempermudah perhitungan, seperti ditunjukkan dalam Lampiran 2 yang umum disebut sebagai tabel nilai variabel reduksi Gauss (*Variable Reduced Gauss*) (Suripin, 2004 : 37).

58 2.3.5.2. Distribusi Log Normal

Jika variabel acak $Y = \log X$ terdistribusi secara normal, maka X dikatakan mengikuti distribusi Log Normal. PDF (*probability density fuction*) untuk distribusi Log Normal dapat dituliskan dalam bentuk rata-rata dan simpangan bakunya, sebagai berikut :

$$P(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(Y - \mu_Y)^2}{2\sigma_Y^2}\right] x > 0 \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

dengan :

- 51 $P(X)$ = peluang log normal
- X = nilai varian pengamatan
- σ_Y = deviasi standar nilai varian Y
- σ_Y = nilai rata-rata populasi Y

apabila nilai $P(X)$ digambarkan pada kertas maka peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan :

$$Y_T = \mu + K_T \cdot \sigma \dots\dots\dots (2.15)$$

yang dapat didekati dengan

$$Y_T = \bar{Y} + K_T \cdot S \dots\dots\dots (2.16)$$

$$K_T = \frac{Y_T - \bar{Y}}{S} \dots\dots\dots (2.17)$$

dengan :

- Y_T = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan
- \bar{Y} = nilai rata-rata hitung variat
- S = deviasi standar nilai variat
- K_T = faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode dan tipe model matematis distribusi peluang ulang digunakan untuk analisa peluang.

2.3.5.3. Distribusi log-Person III

Pada situasi tertentu, walaupun data yang diperkirakan mengikuti distribusi sudah dikonversi ke dalam bentuk logaritmis, ternyata kedekatan antara data dan teori tidak cukup kuat untuk menjustifikasi pemakaian distribusi Log Normal. Person telah mengembangkan serangkaian fungsi probabilitas yang dapat dipakai untuk hampir semua distribusi empiris. Tidak seperti konsep yang melatarbelakangi pemakaian distribusi Log Normal untuk banjir puncak, maka distribusi probabilitas ini hampir tidak berbasis teori. Distribusi ini masih tetap dipakai karena fleksibilitasnya.

Salah satu distribusi dari serangkaian distribusi yang dikembangkan Person yang menjadi perhatian ahli sumber daya air adalah Log-Person type III (LP. III). Tiga parameter penting dalam LP. III, yaitu (i) harga rata-rata;

(ii) simpangan baku; dan (iii) koefisien kemencengan. Yang menarik, jika koefisien kemencengan sama dengan nol, distribusi kembali ke distribusi Log normal. Berikut ini langkah-langkah pengguna distribusi Log-Person Tipe III.

- Ubah data ke dalam bentuk logaritmis, $X = \log X$
- Hitung harga rata-rata

$$\log \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log x}{n} \dots\dots\dots (2.18)$$

- Hitung harga simpangan baku

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log xi - \log \bar{xi})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.19)$$

- Hitung koefisien kemencengan

$$G = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log xi - \log \bar{xi})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (2.20)$$

- Hitung logaritma hujan atau banjir dengan periode ulang T dengan rumus:

$$\text{Log} X_T = \text{Log} \bar{x} + K \cdot S \dots\dots\dots (2.21)$$

39 K adalah variabel standar (*standardized variable*) untuk X yang besarnya tergantung koefisien kemencengan G. Lampiran 3 memperlihatkan harga K untuk berbagai nilai kepercengan G. Hitung hujan atau banjir kala ulang T dengan menghitung antilog dari $\log X_T$ (*Suripin, 2004 : 41*).

2.3.5.4. Distribusi Gumbel

40 Gumbel menggunakan harga ekstrim untuk menunjukkan bahwa dalam deret harga-harga ekstrim X_1 ,

X_2, X_3, \dots, X_n mempunyai fungsi distribusi eksponensial ganda.

$$P(X) = e^{-e^{-a(x-b)}} \dots\dots\dots (2.22)$$

Jika diambil $Y = a(X - b)$, dengan Y disebut *reduced varied*, maka persamaan (2.22) dapat ditulis

$$P(X) = e^{-e^{-Y}} \dots\dots\dots (2.23)$$

dengan e = bilangan eksponensial = 2,7182818

Bila diambil dua kali harga logaritma dengan bilangan dasar e terhadap persamaan (2.22) diperoleh persamaan berikut :

$$X = \frac{1}{a} [ab - \ln\{-\ln P(X)\}] \dots\dots\dots (2.24)$$

51

Kala ulang (*return period*) merupakan nilai banyaknya tahun rata-rata dengan suatu besaran disamai atau dilampaui oleh suatu harga sebanyak satu kali. Hubungan antara periode ulang dan probabilitas dapat dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$T_r(X) = \frac{1}{1 - P(X)} \dots\dots\dots (2.25)$$

substitusikan persamaan (1.25) ke dalam persamaan (1.22) akan diperoleh persamaan berikut :

$$X_{T_r} = b - \frac{1}{a} \ln\left\{-\ln \frac{T_r(X) - 1}{T_r(X)}\right\} \dots\dots\dots (2.26)$$

Dengan $Y = a(X-b)$, maka diperoleh persamaan berikut :

$$Y_{T_r} = -\ln\left\{-\ln \frac{T_r(X) - 1}{T_r(X)}\right\} \dots\dots\dots (2.27)$$

Dalam penggambaran pada kertas probabilitas, Chow (1964) menyarankan penggunaan rumus berikut :

$$X = \mu + \sigma \cdot K \dots\dots\dots (2.28)$$

dengan :

- μ = harga rata-rata populasi
- σ = standar deviasi (*simpangan baku*)
- K = faktor probabilitas

79

Apabila jumlah populasi yang terbatas (sampel), maka persamaan (2.28) dapat didekati dengan persamaan

$$\bar{X} = \bar{X} + S \cdot K \dots\dots\dots (2.29)$$

137

\bar{X} = harga rata-rata sampel

S = standar deviasi (*simpangan baku*) sampel

58

Faktor probabilitas K untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan

$$K = \frac{Y_{T_r} - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots (2.30)$$

dengan :

Y_n = *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel/data n (Lampiran 4)

S_n = *reduced standard deviation* yang juga tergantung pada jumlah sampel/data n (Lampiran 5)

Y_{T_r} = *reduced variate*, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$Y_{T_r} = -In \left\{ -In \frac{T_r - 1}{T_r} \right\} \dots\dots\dots (2.31)$$

Lampiran 6 memperlihatkan hubungan antara *reduced variate* dengan periode ulang. Substitusikan persamaan (2.29) ke dalam persamaan (2.30), maka akan didapat persamaan berikut (*Suripin, 2004 : 50*) :

$$X_{T_r} = \bar{X} + \frac{Y_{T_r} - Y_n}{S_n} S \dots\dots\dots (2.32)$$

$$= \bar{X} - \frac{Y_n S}{S_n} + \frac{Y_{T_r} S}{S_n} \dots\dots\dots (2.33)$$

atau

$$X_{T_r} = b + \frac{1}{a} Y_{T_r} \dots\dots\dots (2.34)$$

Dengan :

$$a = \frac{S_n}{S} \text{ dan } b = \bar{X} - \frac{Y_n S}{S_n} \dots\dots\dots (2.35)$$

2.3.6. Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi

Data hidrologi yang dipakai untuk mengestimasi banjir rancangan (*design flood*) ataupun debit andalan (*dependable discharge*) menggunakan analisa frekuensi belum tentu sesuai dengan distribusi-distribusi yang dipilih. Untuk itu perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi (*testing of goodness of fit*). Karena pengeplotan data pada kertas distribusi didasarkan pada 2 sistem yang umumnya dikenal dengan peluang (%) sebagai absis (skala normal/logaritma) dan nilai ekstrim (banjir/hujan) sebagai ordinat (skala normal/logaritma), maka sebaran data ini diasumsi bisa mewakili oleh satu kurva teoritis (bisa berupa garis lurus/lengkung, bergantung pada jenis skala yang dipakai).

97

Untuk menjamin bahwa pendekatan empiris (berupa pengeplotan data) benar-benar bisa mewakili oleh kurva teoritis, perlu dilakukan uji kesesuaian distribusi, yang biasa dikenal sebagai *Testing of Goodness of Fit*. Ada 2 uji yang bisa dilakukan dalam hal ini, yaitu Uji Smirnov klomogorof dan Uji Chi Square (*Lily motarcih, 2009 : 71*).

116

2.3.6.1. Uji Smirnov Kolmogorof

Uji Smirnov-Kolmogorof adalah uji distribusi terhadap penyimpangan data ke arah horisontal untuk mengetahui

suatu data sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih atau tidak. Uji Smirnov kolmogorof sering juga disebut uji kecocokan *non-parametric*, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Pengujian dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data, antara sebaran empiris dan sebaran teoritis yang dinyatakan dalam Δ . Harga Δ terbesar (Δ maks) dibandingkan dengan Δ kritis (dari tabel Smirnov Kolmogorof) dengan tingkat keyakinan (α) tertentu. Distribusi dianggap sesuai jika : Δ maks < Δ kritis.

Sebelum melakukan uji kesesuaian terlebih dahulu dilakukan *plotting* data dengan tahapan sebagai berikut :

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

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\% \dots\dots\dots (2.36)$$

dengan :

- P = probabilitas (%)
- m = nomor urut data
- n = jumlah data

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

Persamaan yang digunakan adalah (shahin, 1976 : 188) sebagai berikut :

$$\Delta_{maks} = [Pe - Pt] \dots\dots\dots (2.37)$$

dengan :

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

Pe = peluang empiris

Pt = peluang teoritis

Δ_{cr} = simpangan kritis (dari Lampiran 7)

Kemudian dibandingkan antara Δ_{maks} dan Δ_{cr} , distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima apabila $\Delta_{maks} < \Delta_{cr}$ dan jika $\Delta_{maks} > \Delta_{cr}$ berarti gagal (*Lily motarich, 2009 : 72*).

2.3.6.2. Uji Chi – Kuadrat

Uji Chi Square dilakukan untuk uji kesesuaian distribusi. Rumus Chi Square (X^2) sebagai berikut :

$$X^2_{hitung} = \sum_{i=1}^k \frac{(F_e - F_t)^2}{F_t} \dots\dots\dots (2.38)$$

dengan :

X^2_{hitung} = harga Chi Square hitung

F_e = frekuensi pengamatan kelas j

F_t = frekuensi teoritis kelas j

K = jumlah kelas

Derajat bebas d^k dirumuskan sebagai berikut :

d^k = k-1 jika frekuensi dihitung tanpa mengestimasi parameter dari sampel

d^k = k-1-m jika frekuensi dihitung dengan mengestimasi m parameter dari sampel

Harga X^2 dengan derajat bebas (n) seperti tersebut di atas dibandingkan dengan X^2 dari tabel dengan tingkat keyakinan (a) tertentu. Jika $X^2_{hitung} < X^2$ tabel berarti data sesuai dengan distribusi yang bersangkutan (*Lily motarich, 2009 : 72*).

2.3.7. Memperkirakan Laju Aliran Puncak

Ada beberapa metode untuk memperkirakan laju aliran puncak (debit banjir). Metode yang dipakai pada suatu lokasi lebih banyak ditentukan oleh ketersediaan

data. Dalam praktek, perkiraan debit banjir dilakukan dengan beberapa metode dan denit banjir rencana ditentukan berdasarkan pertimbangan teknis (*engineering judgement*). Secara umum, metode yang umum dipakai adalah (1) Metode Rasional dan (2) Metode Hidrograf Banjir (Suripin, 2004 : 78) :

2.3.7.1. Metode Rasional

Metode Rasional adalah metode lama yang masih digunakan hingga sekarang untuk memperkirakan debit puncak (*peak discharge*). Ide yang melatar belakangi metode rasional adalah jika curah hujan dengan intensitas I terjadi secara terus-menerus, maka laju limpasan langsung akan bertambah sampai mencapai waktu konsentrasi t_c . Waktu konsentrasi t_c tercapai ketika seluruh bagian DAS telah memberikan kontribusi aliran di *outlet*. Laju masukan pada sistem adalah hasil curah hujan dengan intensitas I pada DAS dengan luas A . Nilai perbandingan antara laju masukan dengan laju debit puncak (Q_p) yang terjadi pada saat t_c dinyatakan sebagai *run off coefficient* (C) dengan nilai $0 \leq C \leq 1$ (Chow, 1998).

Beberapa alasan yang mendasari penggunaan Metode Rasional adalah :

1. Curah hujan terjadi dengan intensitas yang tetap dalam jangka waktu tertentu setidaknya sama dengan waktu konsentrasi.
2. Limpasan langsung mencapai maksimum ketika durasi hujan dengan intensitas tetap sama dengan waktu konsentrasi.
3. Koefisien *run off* dianggap tetap selama durasi hujan.
4. Luas DAS tidak berubah selama durasi hujan.

(Wanielista, 1990).

Rumus ini adalah rumus yang tertua dan yang terkenal diantara rumus-rumus lainnya. Rumus ini banyak

digunakan untuk sungai-sungai biasa dengan daerah pengaliran yang luasnya kurang dari 300 ha dan juga untuk perencanaan drainase daerah pengaliran yang relatif sempit. Bentuk umum rumus rasional adalah sebagai berikut :

$$Q = 0,2778 \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (2.39)$$

dengan :

- Q = debit banjir maksimum (m³/dt)
- C = koefisien pengaliran/limpasan
- I = intensitas curah hujan rata-rata (mm/jam)
- A = luas daerah pengaliran (km²)

Arti rumus ini segera dapat diketahui yakni jika terjadi curah hujan selama 1 jam dengan intensitas 1 mm/jam dalam daerah pengaliran seluas 1 km², maka debit banjir sebesar 0,2278 m³/dt dan melimpas selama 1 jam (*Sosrodarsono dan Takeda, 1993*).

- **Intensitas Curah Hujan Rata-Rata (mm/jam)**

Perhitungan debit banjir dengan metode rasional memerlukan data intensitas curah hujan. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada kurun waktu dimana air tersebut terkonsentrasi. Intensitas curah hujan dinotasikan dengan huruf I dengan satuan mm/jam (*Loebis, 1992*).

Durasi adalah lamanya suatu kejadian hujan. Intensitas hujan yang tinggi pada umumnya berlangsung dengan durasi pendek dan meliputi daerah yang tidak begitu luas. Hujan yang meliputi daerah yang luas, jarang sekali dengan intensitas yang tinggi tetapi dapat berlangsung dengan durasi yang cukup panjang. Kombinasi dari intensitas hujan yang tinggi dengan durasi yang panjang jarang terjadi, tetapi apabila terjadi berarti sejumlah besar volume air bagaikan ditumpahkan dari langit (*Sudjarwadi, 1987*).

2

Besarnya intensitas curah hujan tidak sama pada berbagai wilayah. Hal ini dipengaruhi oleh topografi, durasi dan frekuensi di wilayah atau lokasi yang bersangkutan. Ketiga hal ini dijadikan pertimbangan dalam membuat lengkung IDF (*Intensity - Duration - Frequency*). Lengkung IDF ini digunakan dalam metode rasional untuk menentukan intensitas curah hujan rata-rata dari waktu konsentrasi yang dipilih. Namun pembuatan lengkung IDF ini cukup sulit dan membutuhkan banyak data curah hujan sehingga secara periodik perlu diperbaharui bila ada tambahan data dan hal ini akan memakan waktu yang cukup lama bila dilakukan secara manual.

Kurva frekuensi intensitas-lamanya adalah kurva yang menunjukkan persamaan dengan *t* sebagai absis dan *I* sebagai ordinat. Kurva ini digunakan untuk perhitungan limpasan (*run off*) dengan rumus rasional dan untuk perhitungan debit puncak dengan menggunakan intensitas curah hujan yang sebanding dengan waktu pengaliran curah hujan dari titik paling atas ke titik yang ditinjau di bagian hilir daerah pengaliran itu (*Sosrodarsono dan Takeda, 2003*).

2

Intensitas hujan (mm/jam) dapat diturunkan dari data curah hujan harian (rnm) empiris menggunakan metode mononobe, intensitas curah hujan (*I*) dalam rumus rasional dapat dihitung dengan rumus (*Loebis, 1992*) :

56

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.40)$$

dengan :

- I = intensitas curah hujan (mm/jam)
- R = curah hujan rancangan setempat (mm)
- T = lamanya curah hujan (jam)

• **Waktu Konsentrasi**

39

Waktu konsentrasi suatu DAS adalah waktu yang diperlukan oleh air hujan yang jatuh untuk mengalir dari titik terjauh sampai ke tempat keluaran DAS (titik kontrol) setelah tanah menjadi jenuh dan depresi-depresi kecil terpenuhi. Dalam hal ini diasumsikan bahwa jika durasi hujan sama dengan waktu konsentrasi, maka setiap DAS secara serentak telah menyumbangkan aliran terhadap titik kontrol. Salah satu metode untuk memperkirakan waktu konsentrasi adalah rumus yang dikembangkan oleh Kirpich (1940), yang dapat ditulis sebagai berikut (Suripin, 2004 : 82) :

$$t_c = \left(\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right)^{0,385} \dots\dots\dots (2.41)$$

dengan :

- t_c = waktu konsentrasi dalam jam
- L = panjang sungai dalam km
- S = kemiringan sungai dalam m/m

74

Waktu konsentrasi dapat juga dihitung dengan membedakan menjadi dua komponen, yaitu (1) waktu yang diperlukan untuk mengalir dipermukaan lahan sampai saluran terdekat t_0 dan (2) waktu perjalanan dari pertama masuk saluran sampai titik keluaran t_d , sehingga (Suripin, 2004 : 82) :

$$(t_c = t_0 + t_d) \dots\dots\dots (2.42)$$

Durasi hujan yang biasa terjadi 1-6 jam bahkan maksimum 12 jam pun jarang terjadi. Durasi hujan sering dikaitkan dengan waktu konsentrasi sehingga sangat berpengaruh pada besarnya debit yang masuk ke saluran atau sungai. Jika tidak diperoleh waktu konsentrasi sama dengan intensitas hujan maka perlu digunakan metode rasional yang dimodifikasi (Suroso, 2006).

• **Koefisien Pengaliran/Limpasan**

48 Koefisien ditetapkan sebagai rasio kecepatan maksimum pada aliran air dari daerah tangkapan hujan. 21 Koefisien ini merupakan nilai banding antara bagian hujan yang membentuk limpasan langsung dengan hujan total yang terjadi. Nilai

C tergantung pada beberapa karakteristik dari daerah pengaliran yang termasuk didalamnya :

- a. Relief atau kelandaian daerah tangkapan
- b. Karakteristik daerah, seperti perlindungan vegetasi, tipe tanah dan daerah kedap air

48 6. *Storage* atau karakteristik *detention* lainnya. Besarnya aliran permukaan dapat menjadi kecil, terlebih bila curah hujan tidak melebihi kapasitas infiltrasi. Selama hujan yang terjadi adalah kecil atau sedang, aliran permukaan hanya terjadi di daerah yang impermeabel dan jenuh di

dalam suatu daerah tangkapan air (DAS) atau langsung jatuh di atas permukaan air. Apabila curah hujan yang jatuh jumlahnya lebih besar dari jumlah air yang dibutuhkan untuk evaporasi, intersepsi, infiltrasi, simpanan depresi dan cadangan depresi, 48 maka barulah bisa terjadi aliran permukaan. Apabila hujan yang terjadi kecil maka hampir semua curah hujan yang jatuh terintersepsi oleh vegetasi yang lebat (*Kodoatie dan Sugiyanto, 2002*).

Pada daerah dengan penggunaan lahan berubah-ubah, nilai dari koefisien limpasan yang digunakan harus mempertimbangkan pembangunan di daerah hulu, untuk daerah tangkapan air pada masa yang akan datang. Hal ini sangat cocok pada daerah pengaliran di pedesaan mungkin berkembang sebagian atau seluruhnya menjadi daerah tangkapan hujan

perkotaan selama dilakukannya perencanaan pelayanan kesejahteraan hidup.

55 Pengaruh tata guna lahan pada aliran permukaan dinyatakan dalam koefisien aliran permukaan (C), yaitu bilangan yang menampilkan perbandingan antara besarnya aliran permukaan dan besarnya curah hujan. Angka koefisien aliran permukaan itu merupakan salah satu indikator untuk menentukan kondisi fisik suatu DAS. Nilai C berkisar antara 0-1. Nilai C = 0 menunjukkan bahwa semua air hujan terintersepsi dan terinfiltrasi ke dalam tanah, sebaliknya untuk nilai C = 1 menunjukkan bahwa air hujan mengalir sebagai aliran permukaan. Pada DAS yang baik harga C mendekati nol dan semakin rusak suatu DAS maka harga C semakin mendekati satu (*Kodoatie dan Sjarief, 2005*). Nilai koefisien limpasan berdasarkan fungsi lahan menurut Metode Rasional disajikan pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2. Koefisien limpasan berdasarkan fungsi lahan menurut metode rasional

Tata Guna Lahan	Nilai C
Hutan tropis	< 3
Hutan produksi	5
Semak belukar	7
Sawah-sawah	15
Daerah pertanian, perkebunana	40
Jalan aspal	95
Daerah permukiman	50 – 70
Bangunan padat	70 – 90
Bangunan terpecah	30 – 70
Atap rumah	70 – 90
Jalan tanah	13 – 50
Lapis keras kerikil batu pecah	35 – 70
Lapis keras beton	70 – 90
Taman, halaman	5 – 25
Tanah lapang, tegalan	10 – 30
Kebun, lading	0 – 20

Menurut suripin (2004), menyatakan bahwa jika DAS terdiri dari berbagai macam penggunaan lahan dengan koefisien aliran permukaan yang berbeda. maka C yang dipakai adalah koefisien DAS yang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$C_{DAS} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \dots\dots\dots (2.43)$$

dengan :

- A_i = luas lahan dengan jenis penutup tanah /
- C_i = koefisien aliran permukaan jenis penutup /
- N = jumlah jenis penutup tanah

2.3.7.1. Metode hidrograf banjir

Unit hidrograf banjir atau hidrograf satuan limpasan langsung yang diakibatkan oleh suatu satuan volume hujan efektif yang terbagi rata dalam waktu dan ruang. Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka terlebih dahulu perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*), lebar dasar, luas kemiringan, panjang alur terpanjang (*length of the longest channel*), koefisien limpasan (*runoff coefficient*) dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya kita gunakan hidrograf-hidrograf sintetik yang telah dikembangkan di negara-negara lain. Dimana parameter-parameternya harus disesuaikan terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau (CD. Soemarto, 1987 : 164).

Salah satu hidrograf satuan yang dapat digunakan untuk memperkirakan laju aliran puncak adalah metode hidrograf satuan sintetik yaitu hidrograf satuan sintetik Nakayasu dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{C.A.R_o}{3,6(0,3T_p+T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.44)$$

77

dengan :

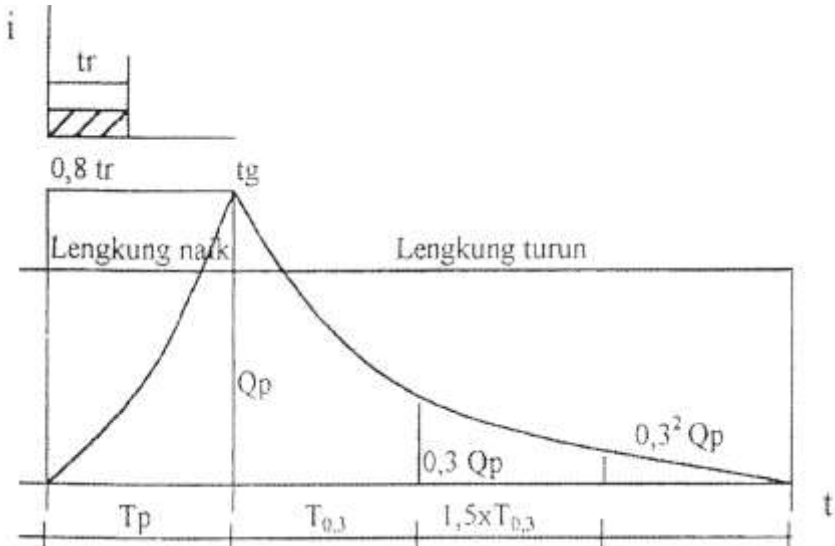
- Qp = debit puncak banjir (m³/dt)
- C = koefisien pengaliran, besarnya C < 1
- A = luas daerah pengaliran (km²)
- Ro = hujan satuan (mm)
- Tp = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
- T_{0,3} = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Bagian lengkung naik (*rising limb*) hidrograf satuan mempunyai persamaan (lihat Gambar 2.10).

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

dengan :

- Qa = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m³/dt)
- t = waktu (jam)



Gambar 2.10. Grafik debit banjir lengkung naik dan lengkung turun

bagian lengkung turun (*decreasing limb*)

$$Q_d > 0,3 Q_p : Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p}{T_{0,3}} \dots\dots (2.46)$$

$$0,3Q_p > Q_d > 0,3^2 Q_p : Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \dots\dots (2.47)$$

$$0,3^2 Q_p > Q_d : Q_d = Q_p \cdot 0,3 \text{ pangkat } \frac{t-T_p + 0,5T_{0,3}}{2 T_{0,3}} \dots\dots (2.48)$$

Tenggang waktu $T_p = t_g + 0,8 tr$ (2.49)
 untuk

$$L < 15 \text{ km} \quad t_g = 0,21 L^{0,7} \dots\dots (2.50)$$

$$L > 15 \text{ km} \quad t_g = 0,4 + 0,058 L \dots\dots (2.51)$$

Dengan :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \text{ (jam)}$$

$$T_{0,3} = a t_g \text{ (jam)}$$

Koefisien a :

- Untuk daerah pengaliran biasa $a = 2$
- Untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $a = 1,5$
- Untuk bagian hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $a = 3$

2.8. Contoh Perhitungan

Dalam analisa hidrologi data yang dibutuhkan sehubungan dengan perhitungan debit banjir rencana antara lain :

- a. Peta topografi
 - Luas DAS
 - Pola tata guna lahan
- b. Data curah hujan
- c. Data alur sungai sepanjang
- d. Data rencana daerah irigasi

Langkah-langkah analisa hidrologi sebagai berikut :

a) *Memperkirakan Data Yang Hilang Atau Rusak*

Contoh perhitungan pada Stasiun Karangdoro tahun 2006 pada Bulan April tanggal 1 sebagai berikut :

$$P_x = \frac{1}{n} \left(N_x \frac{P_A}{N_A} + N_x \frac{P_B}{N_B} + \dots \dots + N_x \frac{P_n}{N_n} \right)$$

Dengan :

N_x = rerata hujan normal tahunan di Stasiun Karangdoro, **12,88 mm**

N_A = rerata hujan normal tahunan di Stasiun Kalibaru, **32,20 mm**

P_A = hujan di Stasiun Kalibaru, **26 mm**

N_B = rerata hujan normal tahunan Stasiun Kalisepanjang, **21,39 mm**

$$\begin{aligned}
 P_B &= \text{hujan di Stasiun Kalisepanjang, } \mathbf{35 \text{ mm}} \\
 N_C &= \text{rerata hujan normal tahunan Stasiun} \\
 &\quad \text{Pager Gunung, } \mathbf{27,93\text{mm}} \\
 P_C &= \text{hujan di Stasiun Pager Gunung, } \mathbf{0} \\
 n &= \text{jumlah stasiun hujan, } \mathbf{3 \text{ buah}} \\
 P_x &= \frac{1}{n} \left(12,88 \frac{26}{32,20} + 12,88 \frac{21,39}{35} + 12,88 \frac{0}{27,93} \right) \\
 P_x &= 10,494 \sim 11 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Uji Konsistensi Data

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam Tabel 2.3 (contoh perhitungan data Stasiun Karangdoro).

Dengan :

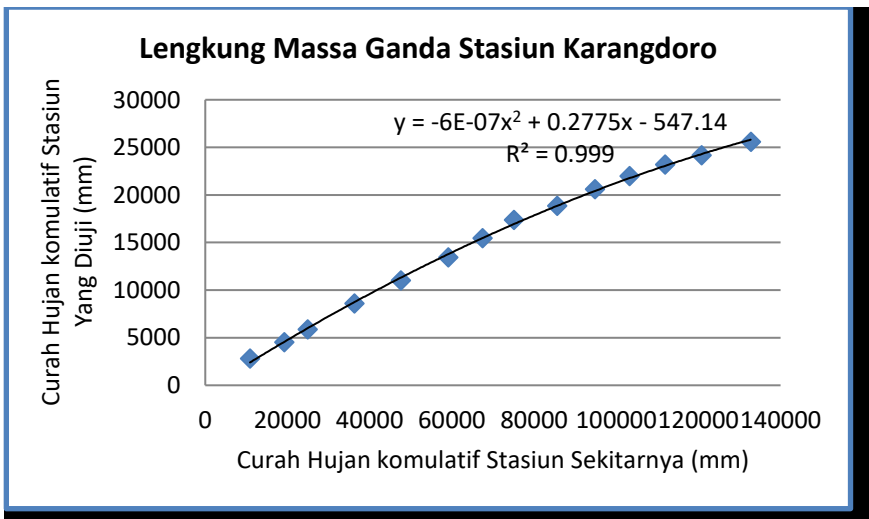
$$\begin{aligned}
 R1 &= \text{jumlah total hujan tahunan, } \mathbf{1230 \text{ mm}} \\
 R1 \text{ kom} &= \text{kom. jumlah total hujan tahunan, } \mathbf{23198} \\
 &\quad \mathbf{\text{mm}} \\
 R2 &= \text{jumlah data hujan tahunan daerah} \\
 &\quad \text{sekitarnya} \\
 &= \text{total hujan tahunan Stasiun Kalibaru + Kali} \\
 &\quad \text{Sepanjang + Karangdoro + Pager Gunung} \\
 &= 2544 + 2204 + 1230 + 2653 = \mathbf{8631 \text{ mm}} \\
 R2 \text{ kom} &= \text{jumlah data hujan tahunan daerah} \\
 &\quad \text{sekitarnya, } \mathbf{111855.5 \text{ mm}}
 \end{aligned}$$

Tabel 2.3 Hasil uji konsistensi data Stasiun Karangdoro

No	Tahun	Sta Karangdoro		Sta Sekitarnya	
		R1 (mm)	R1 kom(mm)	R2 (mm)	R2 kom(mm)
1	1995	2805.00	2805.00	10883.00	10883.00
2	1996	1707.00	4512.00	8344.00	19227.00
3	1997	1348.00	5860.00	5682.00	24909.00
4	1998	2715.00	8575.00	11400.00	36309.00

No	Tahun	Sta Karangdoro		Sta Sekitarnya	
		R1 (mm)	R1 kom(mm)	R2 (mm)	R2 kom(mm)
5	1999	2446.00	11021.00	11247.00	47556.00
6	2000	2407.00	13428.00	11539.00	59095.00
7	2001	2013.00	15441.00	8364.00	67459.00
8	2002	1927.00	17368.00	7633.50	75092.50
9	2003	1472.00	18840.00	10526.00	85618.50
10	2004	1760.00	20600.00	9151.00	94769.50
11	2005	1368.00	21968.00	8455.00	103224.50
12	2006	1230.00	23198.00	8631.00	111855.50
13	2007	964.00	24162.00	8873.00	120728.50
14	2008	1417.00	25579.00	11996.00	132724.50

Sumber : Hasil perhitungan



Gambar 2.11. Grafik lengkung massa ganda Stasiun Karangdoro

- c) *Analisa Curah Hujan Harian Maksimum Rata-Rata* (Data Stasiun Karangdoro tahun 2006)
- Menentukan hujan maksimum harian pada tahun 2006 stasiun Karangdoro yaitu pada bulan 2 tanggal 25 sebesar **59 mm**.
 - Mencari besarnya curah hujan pada tanggal-bulan-tahun yang sama untuk stasiun hujan yang lain.
 - Stasiun Kalibaru sebesar **31 mm**
 - Stasiun Kali Sepanjang sebesar **22 mm**
 - Stasiun Pager Gunung sebesar **0 mm**
 - Hitung hujan DAS dengan salah satu cara yang dipilih.
berdasarkan data luas catchment area (A) seluas 372.40 Km². Untuk mencari rata-rata curah hujan penulis menggunakan Metode Poligon Thiessen didapat koefisien Poligon Thiessen yang disajikan pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Koefisien (faktor pengali) dengan Metode Poligon Thiessen

Stasiun	Luas area di gambar	Luas area (Km ²)	Persentase (%)	Koefisien Thiessen
Kalibaru	0.0151	37750	39.12	0.391
K. Sepanjang	0.0142	35500	36.79	0.368
Karang Doro	0.0033	8250	8.55	0.085
P. Gunung	0.0060	15000	15.54	0.155
Total		96500	100	1.000

Sumber : hasil perhitungan

$$P = \frac{P_1A_1 + P_2A_2 + P_3A_3 + \dots + P_nA_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Dengan :

P_1 = curah hujan di stasiun Kalibaru, **31 mm**

P_2 = curah hujan di stasiun Kali Sepanjang, **22 mm**

P_3 = curah hujan di stasiun Karangdoro, **59 mm**

P_4 = curah hujan di stasiun Pagar Gunung, **0 mm**

A_1 = luas areal poligon stasiun Kalibaru, **151 Km²**

A_2 = luas areal poligon stasiun Kali Sepanjang, **142 Km²**

A_3 = luas areal poligon stasiun Karangdoro, **33 Km²**

A_4 = luas areal poligon stasiun Pagar Gunung, **60 Km²**

$$P = \frac{(31 \times 151) + (22 \times 142) + (59 \times 33) + (0 \times 60)}{151 + 142 + 33 + 60}$$

$$P = 25,26 \text{ mm}$$

- Tentukan **31** hujan maksimum harian (seperti langkah 1) pada tahun yang sama untuk stasiun hujan yang lain.
- Ulangi untuk langkah 2 dan 3 untuk setiap tahun. Dari hasil rata-rata yang diperoleh (sesuai dengan jumlah stasiun hujan) dipilih yang tertinggi setiap tahun, merupakan hujan maksimum harian DAS untuk tahun yang bersangkutan. Hasil analisa data curah hujan harian maksimum **74** dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Hasil analisa data curah hujan harian maksimum

No.	Kejadian			Stasiun Hujan				Hujan Harian Rata- Rata
	Tahun	Bulan	Tanggal	Kalibaru	K. Sepanjang	K. Doro	P. Gunung	
				0,391	0,368	0,085	0,155	
1	1995	7	8	90	0	48	42	45,84
		1	1	6	75	0	31	34,76
		12	5	52	69	105	155	78,80
		12	5	52	69	105	155	78,80
2	1996	3	22	86	10	11	48	45,72
		10	19	60	60	2	28	50,07
		10	26	0	0	87	0	7,44
		12	1	40	23	39	98	42,68
3	1997	4	20	90	8	0	2	38,46
		4	13	8	90	14	0	37,44
		2	27	1	31	102	7	21,60
		4	27	10	6	0	122	25,08
4	1998	11	6	92	17	15	90	57,52
		9	6	40	89	55	58	62,11
		9	25	28	36	112	15	36,10
		2	19	7	42	0	102	34,04
5	1999	6	20	210	80	15	38	118,77
		3	27	23	85	0	48	47,73
		4	11	40	42	83	15	40,53
		5	2	57	0	0	107	38,93
6	2000	5	22	166	30	0	165	101,62
		10	11	5	105	0	0	40,58
		5	21	17	31	96	16	28,75
		5	22	166	30	0	165	101,62
7	2001	11	1	75	0	0	6	30,27
		11	14	0	125	0	15	48,32
		10	23	0	10	197	50	28,29
		10	22	0	45	18	165	43,74
8	2002	1	17	122	60	1	207	102,06
		1	24	27	60	13	39	39,81
		11	19	0	0	84	10	8,74
		1	17	122	60	1	207	102,06
9	2003	1	29	106	30	9	95	68,04
		11	17	40	100	0	63	62,23
		1	11	0	0	108	0	9,23
		11	24	60	0	0	219	57,51
10	2004	12	5	93	37	0	21	53,26
		2	3	0	102	5	100	53,49
		2	18	27	0	118	0	20,65
		1	14	0	0	0	175	27,20

11	2005	10	22	189	0	28	0	76,33
		8	8	0	75	21	12	31,25
		2	11	0	16	81	72	24,00
		8	29	123	40	54	182	95,74
12	2006	2	19	174	20	0	69	86,15
		6	19	80	93	45	96	84,28
		2	25	31	22	59	0	25,26
		12	21	0	42	34	166	44,16
13	2007	11	6	93	19	25	67	55,92
		6	28	70	120	0	77	83,50
		3	24	0	0	41	0	3,51
		5	27	0	0	0	161	25,03
14	2008	11	17	103	9	0	10	45,16
		11	21	32	130	2	15	62,84
		3	21	0	104	77	0	44,84
		4	3	94	100	3	163	99,15

Sumber : hasil perhitungan

d) Analisa Frekuensi dan Distribusi Curah Hujan Rancangan

Analisa frekuensi bertujuan untuk memilih metode distribusi curah hujan rancangan dari berbagai metode yang ada. Dalam contoh perhitungan analisa frekuensi dipakai data pada tahun 2006.

$$\text{Kolom 3} = (R_i) \text{ curah hujan harian maksimum tahun } 2006, \mathbf{86,15 \text{ mm}}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 4} &= (P) \text{ plotting} = [m / (n + 1)] \times 100 \\ &= [12 / (14 + 1)] \times 100 = 80,00\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 5} &= R_i - R_{(\text{rerata})} \\ &= \mathbf{86,15 - 77,591 = 8,56 \text{ mm}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 6} &= (R_i - R_{(\text{rerata})})^2 \\ &= \mathbf{8,56^2 = 73,27} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 7} &= (R_i - R_{(\text{rerata})})^3 \\ &= \mathbf{8,56^3 = 627,13} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 8} &= (R_i - R_{(\text{rerata})})^4 \\ &= \mathbf{8,56^4 = 5367,98} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Standart Deviasi (S)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{7833,06}{14-1}} = \mathbf{24,547} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien Skewness (Cs)} =$$

$$\begin{aligned} &\frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^3 \\ &= \\ &\frac{14}{(14-1)(14-2)24,547^3} \times -9233,8^3 = \mathbf{-0,056} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien Kurtosis (Ck)} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^4}{S^4}$$

$$= \frac{\frac{1}{14} \times 7954107,12}{24,547^4} = \mathbf{-1,16}$$

Tabel 2.6 Perhitungan analisa frekuensi data hujan DAS Karangdoro

No.	Tahun	R _i	P (%)	(R _i - R)	(R _i - R) ²	(R _i - R) ³	(R _i - R) ⁴
1	1995	78.80	6.67	1.20	1.45	1.75	2.11
2	1996	50.07	13.33	-27.52	757.53	-20849.82	573856.14
3	1997	38.46	20.00	-39.13	1531.12	-59912.03	2344329.70
4	1998	62.11	26.67	-15.48	239.77	-3712.68	57488.87
5	1999	118.77	33.33	41.18	1695.69	69826.40	2875364.53
6	2000	101.62	40.00	24.03	577.49	13877.79	333498.39
7	2001	48.32	46.67	-29.27	857.00	-25088.43	734453.92
8	2002	102.06	53.33	24.47	598.73	14650.21	358474.80
9	2003	68.04	60.00	-9.55	91.24	-871.48	8324.22
10	2004	53.49	66.67	-24.10	580.61	-13990.30	337108.23
11	2005	95.74	73.33	18.15	329.34	5976.71	108463.43
12	2006	86.15	80.00	8.56	73.27	627.13	5367.98
13	2007	83.50	86.67	5.91	34.89	206.08	1217.28
14	2008	99.15	93.33	21.56	464.93	10024.85	216157.53
Rerata		77.591			7833.06	-9233.80	7954107.12
S	=	24.547					
Cs	=	-0.056					
Ck	=	-1.16					
Cv	=	0.316					

Sumber : hasil perhitungan

Syarat pemilihan distribusi, nilai Cs harus memenuhi kriteria sebagai berikut :

1. Distribusi Normal = 0
2. Distribusi Log Normal = 2,5 Cv
3. Distribusi Gumbel = 1,1396 ; Ck = 5,4002
4. Distribusi Log Person III = yang tidak termasuk dalam syarat di atas

Dari hasil perhitungan didapat nilai Cs sebesar - 0,056, sesuai syarat pemilihan distribusi di atas, maka analisa debit banjir rancangan menggunakan distribusi **Log Person Tipe III**. Langkah-langkah perhitungan distribusi Log Person Tipe III sebagai berikut :

Kolom 2 = hujan harian maksimum rata-rata tahun **1995**

Kolom 3 = data hujan harian maksimum rata-rata tahun 1995, **78,795**

Kolom 4 = log X
= log 78,795 = **1,897**

Kolom 5 = $(\log X - \overline{\log X})$
= $(1,897 - 1,867) = \mathbf{0,029055}$

Kolom 6 = $(\log X - \overline{\log X})^2$
= $(1,897 - 1,867)^2 = \mathbf{0,000844}$

Kolom 7 = $(\log X - \overline{\log X})^3$
= $(1,897 - 1,867)^3 = \mathbf{0.000025}$

Tabel 2.7 Hasil perhitungan distribusi log Person tipe III

No	X	log X	$(\log X - \log X)$	$(\log X - \log X)^2$	$(\log X - \log X)^3$
1	78.795	1.897	0.029055	0.000844	0.000025
2	50.067	1.700	-0.167891	0.028187	-0.004732
3	38.461	1.585	-0.282423	0.079763	-0.022527
4	62.106	1.793	-0.074311	0.005522	-0.000410
5	118.769	2.075	0.207259	0.042956	0.008903
6	101.622	2.007	0.139541	0.019472	0.002717
7	48.316	1.684	-0.183354	0.033619	-0.006164
8	102.060	2.009	0.141408	0.019996	0.002828
9	68.039	1.833	-0.034689	0.001203	-0.000042
10	53.495	1.728	-0.139134	0.019358	-0.002693
11	95.738	1.981	0.113640	0.012914	0.001468
12	86.150	1.935	0.067811	0.004598	0.000312
13	83.497	1.922	0.054227	0.002941	0.000159
14	99.153	1.996	0.128860	0.016605	0.002140
Jumlah		26.144		0.288	-0.018
rata-rata		1.867			

Sumber : hasil perhitungan

Dari perhitungan di atas maka nilai S dan G dapat dicari dengan rumus sebagai berikut :

$$S = \left(\frac{\sum (\log X - \bar{\log X})^2}{n - 1} \right)^{0,5}$$

$$S = \left(\frac{0,288}{14 - 1} \right)^{0,5} = \mathbf{0,1488}$$

$$G = \frac{\sum (\log X - \bar{\log X})^3}{(n - 1)(n - 2) \times S^3}$$

$$G = \frac{-0,018}{(14 - 1)(14 - 2) \times 0,1488^3} = \mathbf{-0,035}$$

Dengan koefisien kemencengan $G = -0,035$, maka harga K untuk periode ulang T 10 tahun pada Lampiran 3 diperoleh dengan interpolasi harga K antara $1,282 - 1,258$. Perhitungan harga K dengan kala ulang 10 tahun dijelaskan di bawah ini.

Data :

Koef G (Y), **-0,035**

Batas atas koef G (A), **0,00**

Batas bawah koef G (C), **-0,20**

Batas atas K (B), **1,282**

Batas bawah K (D), **1,258**

Nilai K dicari dengan cara interpolasi dengan rumus :

Koef G

Nilai K

$A = 0,00$

$B = 1,282$

$Y = -0,035$

$K = ?$

$C = -0,20$

$D = 1,258$

$$K = B + \frac{(Y - A)}{(C - A)} \times (D - B)$$

$$K = 1,282 + \frac{(-0,035 - 0,00)}{(-0,20 - 0,00)} \times (1,258 - 1,282)$$

$$K = 1,2778$$

Tabel 2.8 Hasil perhitungan nilai K untuk distribusi Log-Person III

Kala Ulang	G	Dari Tabel		K
		Koef	% peluang	
10	-0.0350	0.00	1.282	1.2778
		-0.20	1.258	
25	-0.0350	0.00	1.751	1.7386
		-0.20	1.680	
50	-0.0350	0.00	2.051	2.0324
		-0.20	1.945	
100	-0.0350	0.00	2.326	2.3001
		-0.20	2.178	

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 2.9 Analisa probabilitas hujan dengan distribusi Log-Person III

No.	Kala ulang (tahun)	$\log X$	K	S	$\log X_T$	Hujan rancangan (mm)
1	10	1.8674	1.2778	0.1488	2.0576	114.1900
2	25	1.8674	1.7386	0.1488	2.1262	133.7233
3	50	1.8674	2.0324	0.1488	2.1699	147.8922
4	100	1.8674	2.3001	0.1488	2.2098	162.0990

Sumber : hasil perhitungan

Perhitungan logaritma curah hujan rancangan dengan periode ulang T menggunakan rumus (2.21) :

$$\begin{aligned}
\text{Log } X_{T \text{ 10 tahun}} &= \text{Log } X_{\text{rerata}} + (K \times S) \\
\text{Log } X_{T \text{ 10 tahun}} &= 1,867 + (1,2778 \times 0,1488) \\
\text{Log } X_{T \text{ 10 tahun}} &= 2,0567 \\
X_{T \text{ 10 tahun}} &= \mathbf{114,190}
\end{aligned}$$

e) **Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi**

Uji kesesuaian distribusi secara horisontal dengan menggunakan Metode *Smirnov Kolmogorof* dan vertikal dengan menggunakan Metode *Chi Square*.

1) Uji Smirnov Kolmogorof

Sebelum melakukan uji kesesuaian terlebih dahulu dilakukan *plotting* data dengan tahapan sebagai berikut :

Keterangan :

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah data (n)} &= 14 \\
\text{Jumlah log X} &= 26,1442 \\
\text{Log } X_{\text{rerata}} &= 1,867 \\
S &= 0,1488 \\
CS &= -0,056
\end{aligned}$$

- Kolom 2 (P) = $m / (n+1) \times 100\%$
= $1 / (14 + 1) \times 100\% = \mathbf{0,0667}$
- Kolom 3 = urutan data mulai dari yang terkecil ke yang besar
- Kolom 4 = log X
= log 38.4611 = **1.5850**
- Kolom 5 (G) = $(\log X - \log X_{\text{rerata}}) / S$
= $(1,5850 - 1,867) / 0,1488 = -$
1.8975
- Kolom 6 (Pr) = dari Tabel Distribusi Log Person Type III, **96.3322**
- Kolom 7 (Pt) = $(100 - \text{kolom 6}) / 100$
= $(100 - 96.332) / 100 = \mathbf{0,0367}$
- Kolom 8 = $P(X) - Pt(X)$
= $0.0667 - 0.0367 = \mathbf{0,0300}$

Tabel 2.10 Uji Smirnov Kolomogorov

m	Pe (X)	X	Log X	G	Pr (%)	Pt (X)	Pe (X) - Pt (X)
1	0.0667	38.4611	1.5850	1.8975	96.3322	0.0367	0.0300
2	0.1333	48.3161	1.6841	1.2319	88.7812	0.1122	0.0211
3	0.2000	50.0674	1.6996	1.1280	86.5072	0.1349	0.0651
4	0.2667	53.4948	1.7283	0.9348	82.2782	0.1772	0.0894
5	0.3333	62.1062	1.7931	0.4993	68.1661	0.3183	0.0150
6	0.4000	68.0389	1.8328	0.2331	58.6614	0.4134	0.0134
7	0.4667	78.7953	1.8965	0.1952	43.3263	0.5667	0.1001
8	0.5333	83.4974	1.9217	0.3643	37.2477	0.6275	0.0942
9	0.6000	86.1503	1.9353	0.4556	33.9676	0.6603	0.0603
10	0.6667	95.7383	1.9811	0.7635	22.9009	0.7710	0.1043
11	0.7333	99.1528	1.9963	0.8658	19.5003	0.8050	0.0717
12	0.8000	101.6218	2.0070	0.9375	17.8353	0.8216	0.0216
13	0.8667	102.0596	2.0089	0.9501	17.5443	0.8246	0.0421
14	0.9333	118.7694	2.0747	1.3925	8.4561	0.9154	0.0179
Jumlah			26.1442			Δ_{jumlah}	0.7463
Log X rerata			1.8674			Δ_{maks}	0.1043
Simpangan Baku (S)			0.1488				
Koef Kemencengan (CS)			-0.0560				

Sumber : hasil perhitungan

Dari perhitungan di atas didapat nilai Δ_{maks} sebesar 0.1043 < Δ_{cr} 0.349, maka Distribusi Log Person III dapat diterima.

2) Uji Chi – Kuadrat

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Langkah pertama yaitu mengurutkan data pengamatan (dari kecil ke besar atau sebaliknya), dalam analisa ini data diurutkan dari yang terkecil ke yang terbesar.
2. Kelompokkan data menjadi K kelas, tiap kelas minimal 4 data pengamatan. Pengelompokan data dibuat dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}K &= 1 + 3,22 \log n \\ &= 1 + 3,22 \log 14 \\ &= 4,69 \sim 5\end{aligned}$$

3. Menghitung batas kelas dengan sebaran peluang, dengan rumus sebagai berikut :

$$\frac{100\%}{K} = \frac{100\%}{5} = 20\%$$

4. Menghitung nilai X :

Untuk Pr = 80%, dan CS = -0.0560, didapat nilai G = -0,83072 (dari Lampiran 8)

$$\begin{aligned}\log X &= \log X_{\text{rerata}} + (G \times S) \\ &= 1,8674 + (-0,83072 \times 0,1488) \\ &= \mathbf{1,7438}\end{aligned}$$

5. Menghitung nilai frekuensi teoritis / yang dihitung F_t :

$$\begin{aligned}F_t &= 20\% \times n \\ &= 20\% \times 14 \\ &= \mathbf{2,8}\end{aligned}$$

6. Menghitung X^2 dengan persamaan :

$$X^2_{\text{hitung}} = \sum_{i=1}^K \frac{(F_e - F_t)^2}{F_t}$$

Untuk batas kelas (0 – 55,437), dengan jumlah data $F_e = 4$ (pada X_{urut} dihitung jumlah data dari 0 – 55,437)

$$X^2_{hitung} = \frac{(4 - 2,8)^2}{2,8}$$

$$X^2_{hitung} = 0,514$$

Tabel 2.11 Data hujan harian maksimum tahunan rata-rata uji Chi-Square

No	Tahun	X (mm)	X (urut)	log X
1	1995	79	38.4611	1.5850
2	1996	50	48.3161	1.6841
3	1997	38	50.0674	1.6996
4	1998	62	53.4948	1.7283
5	1999	119	62.1062	1.7931
6	2000	102	68.0389	1.8328
7	2001	48	78.7953	1.8965
8	2002	102	83.4974	1.9217
9	2003	68	86.1503	1.9353
10	2004	53	95.7383	1.9811
11	2005	96	99.1528	1.9963
12	2006	86	101.6218	2.0070
13	2007	83	102.0596	2.0089
14	2008	99	118.7694	2.0747
Jumlah				26.1442
Log X rerata				1.8674
Simpangan Baku (S)				0.1488
Koef Kemencengan (CS)				-0.0560

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 2.12 Uji Simpangan Chi-Square 1

No	Pr	log Xrata2	Cs	G	S	Log X	X (mm)
1	80	1.8674	0.056	0.8307	0.1488	1.74380	55.4375
2	60	1.8674	0.056	0.2705	0.1488	1.82717	67.1702
3	40	1.8674	0.056	0.2877	0.1488	1.91027	81.3345
4	20	1.8674	0.056	0.8442	0.1488	1.99309	98.6074

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 2.13 Uji Simpangan Chi-Square

No	batas kelas	jumlah data		Fe - Ft	(Fe - Ft) ² /Ft
		Fe	Ft		
1	0 - 55.437	4	2.8	1.2	0.514285714
2	55.437 - 67.170	1	2.8	-1.8	1.157142857
3	67.170 - 81.334	2	2.8	-0.8	0.228571429
4	81.334 - 98.607	3	2.8	0.2	0.014285714
5	98.607 - dst	4	2.8	1.2	0.514285714
Jumlah		14	14		2.428571429

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan :

Dari tabel Chi Square, untuk dk = 1 dan α = 5% didapatkan nilai 3.841. Karena X^2_{hitung} sebesar 2.4285 < 3.841, maka distribusi log Person III dapat diterima.

f) *Memperkirakan Laju Aliran Puncak*

Berdasarkan karakteristik aliran sungai, laju aliran puncak dapat diperkirakan menggunakan metode hidrograf

satuan sintetik yaitu Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu. Persamaan yang dipakai untuk memperkirakan laju aliran puncak dari persamaan (2.45 – 2.51).

Data :

$$A : 372,4 \text{ km}^2$$

$$L: 70 \text{ km}$$

$$C : 0,75$$

$$T: 1 \quad 2 \quad 3 \text{ jam}$$

$$I \text{ hujan} : 14 \quad 35 \quad 30 \text{ mm/jam}$$

Berdasarkan ketentuan dimana $L > 15 \text{ km}$, maka untuk mencari waktu konsentrasi (t_g) dipakai persamaan (2.51).

$$\begin{aligned} t_g &= 0,4 + 0,058 L \\ &= 0,4 + 0,058 \times 70 \\ &= 4,460 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_r &= 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \text{ (jam)} \\ &= 0,5 \times 4,460 \text{ sampai } 4,460 \\ &= 2,23 \text{ sampai } 4,460 \text{ jam} \\ T_p &= t_g + 0,8 t_r \\ &= 4,460 + 0,8 \times 4,460 \\ &= 8,028 \text{ jam} \end{aligned}$$

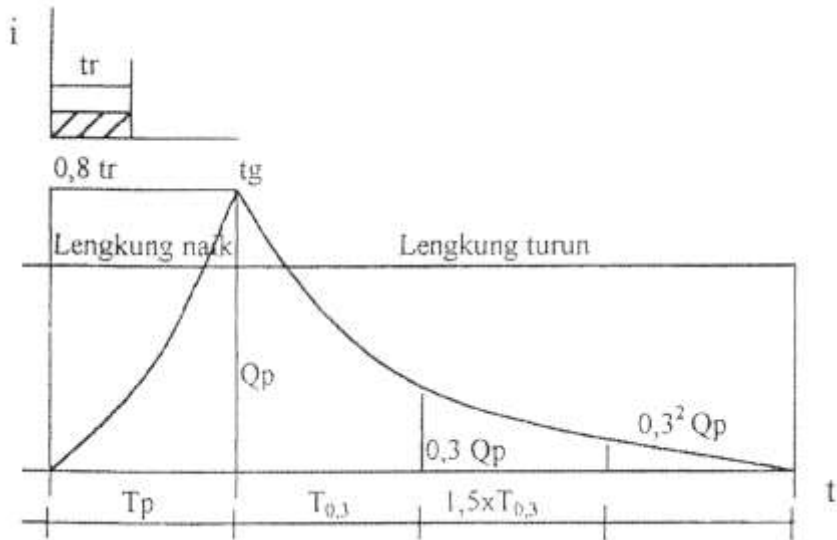
Untuk daerah pengaliran biasa nilai α sebesar 2

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha t_g \text{ (jam)} \\ &= 2 \times 4,460 \text{ jam} \\ &= 8,920 \text{ jam} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan di atas dapat disimpulkan, waktu yang diperlukan dari permulaan hujan ke puncak banjir sampai penurunan debit yaitu :

$$\begin{aligned} T_p &= 8,028 \text{ jam} \\ T_{0,3} &= 8,920 \text{ jam} \\ 1,5 \times T_{0,3} &= 13,38 \text{ jam} \end{aligned}$$

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat Gambar 2.12.



Gambar 2.12. Grafik debit banjir lengkung naik dan lengkung turun

Dalam memperkirakan laju aliran puncak (Q_p) menggunakan rumus sebagai berikut :

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

Dengan :

Q_p = debit puncak banjir (m^3/dt)

C = koefisien pengaliran, dengan $C = 0,75$

A = luas daerah pengaliran, **$372,4 \text{ km}^2$**

R_o = hujan satuan, **1 mm**

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir, **$8,028 \text{ jam}$**

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak, **$8,92 \text{ jam}$**

$$Q_p = \frac{0,75 \cdot 372,4 \cdot 1}{3,6 (0,3 \times 8,028 + 8,92)}$$

$$= 6,8486 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Bagian lengkung naik (*rising limb*) hidrograf satuan mempunyai persamaan (lihat Gambar 2.4).

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

dengan :

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/dt)

Q_p = debit puncak banjir, **6,8486 m^3/dt**

t = waktu, **2 jam**

88

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir, **8,028 jam**

$$Q_a = 6,848 \left(\frac{2}{8,028} \right)^{2,4}$$

$$Q_a = 0,244 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Pada bagian lengkung turun (*decreasing limb*) dapat dicari dengan rumus :

- $Q_d > 0,3 Q_p$: $Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{76-t}{T_p}}$

Dengan : $t =$ **10 jam**

$$Q_d = 6,8486 \cdot 0,3^{\frac{10-8,028}{8,92}}$$

$$Q_d = 5,248 \text{ m}^3/\text{dt}$$

- $0,3 Q_p > Q_d > 0,32 Q_p$: $Q_d = Q_p \cdot$

$$0,3^{\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}}}$$

Dengan : $t =$ **18 jam**

$$Q_d = 6,8486 \cdot 0,3^{\frac{18-8,028+0,5 \cdot 8,920}{1,5 \cdot 8,920}}$$

$$Q_d = 1,869 \text{ m}^3/\text{dt}$$

- $0,32 Q_p > Q_d : Q_d = Q_p \cdot 0,3 \frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}}$
 Dengan : $t = 32$ jam
 $Q_d = 6,8486 \cdot 0,3 \frac{32 - 8,028 + 0,5 \cdot 8,920}{2 \cdot 8,920}$
 $Q_d = 0,551 \text{ m}^3/\text{dt}$

Intensitas hujan (mm/jam) dihitung menggunakan Metode Mononobe dengan persamaan (2.40). Dalam contoh perhitungan dipakai curah hujan rancangan kala ulang 10 tahun dengan waktu curah hujan selama 1 jam. Hasil perhitungan intensitas hujan untuk selengkapnya dapat dilihat pada tabel 2.15.

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

Dengan :

54

- I = intensitas curah hujan, (mm/jam)
- R = curah hujan rancangan setempat, (mm)
 kala ulang 10 tahun = **114,19 mm**
- T = lamanya curah hujan = **1 jam**

$$I = \frac{114,19}{24} \left(\frac{24}{1} \right)^{2/3}$$

$$I = 39,587 \text{ mm/jam}$$

R₂₄ Curah hujan rancangan kala ulang (mm)			
10 th	25 th	50 th	100 th
114.1900	133.7233	147.8922	162.0990

Tabel 2.14 Hasil perhitungan debit banjir rencana sesuai dengan waktu

³⁶ t (jam)	Q (m ³ /dt)	Ket.
0.00	0.000	
2.00	0.244	
4.00	1.287	
6.00	3.405	Qa = 8.028 jam
8.00	6.791	
8.03	6.849	
10.00	5.248	
12.00	4.007	
14.00	3.059	Qd1 = 8.92 jam
16.00	2.335	
16.95	2.055	
18.00	1.869	
20.00	1.561	
22.00	1.304	
24.00	1.089	Qd2 = 13.38 jam
26.00	0.910	
28.00	0.760	
30.00	0.635	
30.33	0.616	
32.00	0.551	
34.00	0.481	
36.00	0.420	
38.00	0.367	
40.00	0.321	Qd3
42.00	0.280	
44.00	0.245	
46.00	0.214	
48.00	0.187	
50.00	0.163	

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 2.15 Curah hujan jam-jaman Metode Mononobe

T	R ₂₄ Curah hujan rancangan (mm)			
	10 th	25 th	50 th	100 th
Jam	114.190	133.723	147.892	162.099
1	39.587	46.359	51.271	56.197
2	24.939	29.205	32.299	35.402
3	19.032	22.287	24.649	27.017
4	15.710	18.398	20.347	22.302
5	13.539	15.855	17.535	19.219
6	11.989	14.040	15.528	17.019
7	10.818	12.669	14.011	15.357
8	9.897	11.590	12.818	14.049

Sumber : hasil perhitungan

Tabel. 2.16a Perhitungan debit banjir rencana dengan kala ulang 10 tahun

t	U	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7	t8	jumlah
49 m	(t, 1)	39,587	24,939	19,032	15,710	13,539	11,989	10,818	9,897	
m	m ³ /dt	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m ³ /dt
0,00	0,000	0,000								0,000
2,00	0,244	9,651	0,000							9,651
4,00	1,287	50,938	6,080	0,000						57,018
6,00	3,405	134,792	32,089	4,640	0,000					171,520
8,00	6,791	268,854	84,913	24,489	3,830	0,000				382,085
8,03	6,849	271,117	169,367	64,801	20,215	3,301	0,000			528,801
10,00	5,248	207,760	170,793	129,251	53,492	17,421	2,923	0,000		581,640
12,00	4,007	158,608	130,880	130,340	106,695	46,098	15,427	2,637	0,000	590,685
14,00	3,059	121,084	99,917	99,880	107,593	91,947	40,822	13,920	2,413	577,576
16,00	2,335	92,438	76,278	76,251	82,450	92,721	81,423	36,835	12,735	551,130
16,95	2,055	81,335	58,232	58,211	62,943	71,053	82,109	73,471	33,698	521,053
18,00	1,869	73,989	51,238	44,439	48,052	54,243	62,921	74,090	67,213	476,186
20,00	1,561	61,803	46,610	39,102	36,684	41,410	48,035	56,776	67,779	398,199
22,00	1,304	51,624	38,933	35,570	32,278	31,613	36,671	43,344	51,940	321,973
24,00	1,089	43,121	32,521	29,712	29,363	27,816	27,995	33,089	39,652	263,269
26,00	0,910	36,019	27,165	24,818	24,527	25,304	24,633	25,261	30,271	217,997
28,00	0,760	30,087	22,691	20,731	20,487	21,136	22,408	22,227	23,109	182,876
30,00	0,635	25,131	18,954	17,316	17,113	17,655	18,717	20,219	20,334	155,440
30,33	0,616	24,401	15,832	14,464	14,294	14,747	15,634	16,889	18,497	134,759
32,00	0,551	21,797	15,371	12,082	11,940	12,318	13,059	14,108	15,451	116,126
34,00	0,481	19,045	13,731	11,731	9,973	10,290	10,909	11,784	12,906	100,368
36,00	0,420	16,640	11,997	10,479	9,683	8,595	9,112	9,843	10,780	87,130
38,00	0,367	14,539	10,483	9,156	8,650	8,345	7,611	8,222	9,005	76,011
40,00	0,321	12,703	9,159	8,000	7,558	7,454	7,390	6,868	7,522	66,654
42,00	0,280	11,099	8,003	6,990	6,604	6,513	6,601	6,668	6,283	58,761
44,00	0,245	9,698	6,992	6,107	5,770	5,691	5,768	5,957	6,100	52,083
46,00	0,214	8,474	6,109	5,336	5,041	4,972	5,040	5,204	5,449	45,626
48,00	0,187	7,404	5,338	4,662	4,405	4,345	4,403	4,547	4,761	39,865
50,00	0,163	6,469	4,664	4,074	3,849	3,796	3,847	3,973	4,160	34,832
Debit puncak kala ulang 10 tahun (m³/dt)										590,685

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 2.16b Perhitungan debit banjir rencana dengan kala ulang 25 tahun

t	U	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7	t8	jumlah
(t, 1)	46,359	29,205	22,287	18,398	15,855	14,040	12,669	11,590		
49 min	m ³ /dt	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m ³ /dt
0,00	0,000	0,000								0,000
2,00	0,244	11,302	0,000							11,302
4,00	1,287	59,652	7,120	0,000						66,771
6,00	3,405	157,849	37,578	5,433	0,000					200,861
8,00	6,791	314,843	99,439	28,678	4,485	0,000				447,445
8,03	6,849	317,495	198,339	75,886	23,673	3,865	0,000			619,257
10,00	5,248	243,299	200,009	151,361	62,642	20,401	3,423	0,000		681,135
12,00	4,007	185,739	153,269	152,636	124,946	53,984	18,066	3,089	0,000	691,727
14,00	3,059	141,797	117,008	116,966	125,998	107,675	47,805	16,301	2,825	676,375
16,00	2,335	108,250	89,326	89,294	96,553	108,582	95,351	43,136	14,913	645,406
16,95	2,055	95,248	68,193	68,169	73,711	83,207	96,154	86,039	39,462	610,184
18,00	1,869	86,646	60,003	52,041	56,272	63,522	73,684	86,764	78,711	557,642
20,00	1,561	72,375	54,583	45,791	42,959	48,494	56,252	66,488	79,374	466,315
22,00	1,304	60,455	45,593	41,655	37,799	37,021	42,944	50,758	60,825	377,050
24,00	1,089	50,498	38,084	34,794	34,385	32,574	32,784	38,750	46,435	308,304
26,00	0,910	42,181	31,812	29,064	28,722	29,632	28,846	29,582	35,449	255,288
28,00	0,760	35,233	26,572	24,277	23,991	24,752	26,241	26,029	27,063	214,158
30,00	0,635	29,430	22,196	20,278	20,040	20,675	21,919	23,678	23,812	182,029
30,33	0,616	28,575	18,540	16,938	16,739	17,270	18,309	19,778	21,661	157,811
32,00	0,551	25,525	18,001	14,149	13,982	14,426	15,293	16,521	18,094	135,991
34,00	0,481	22,303	16,080	13,737	11,679	12,050	12,775	13,800	15,114	117,537
36,00	0,420	19,487	14,050	12,271	11,340	10,065	10,671	11,527	12,624	102,035
38,00	0,367	17,026	12,276	10,722	10,130	9,772	8,913	9,628	10,545	89,013
40,00	0,321	14,876	10,726	9,368	8,851	8,730	8,654	8,043	8,808	78,056
42,00	0,280	12,998	9,372	8,185	7,733	7,627	7,730	7,809	7,358	68,812
44,00	0,245	11,357	8,188	7,152	6,757	6,664	6,754	6,975	7,144	60,992
46,00	0,214	9,923	7,154	6,249	5,904	5,823	5,902	6,095	6,381	53,431
48,00	0,187	8,670	6,251	5,460	5,158	5,088	5,156	5,325	5,576	46,684
50,00	0,163	7,575	5,462	4,770	4,507	4,445	4,505	4,653	4,872	40,790

Debit puncak kala ulang 25 tahun (m³/dt)

691,727

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 2.16c Perhitungan debit banjir rencana dengan kala ulang 50 tahun

t	U	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7	t8	jumlah	
(t, 1)	51,271	32,299	24,649	20,347	17,535	15,528	14,011	12,818			
49 min	m ³ /dt	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m ³ /dt
0,00	0,000	0,000									0,000
2,00	0,244	12,499	0,000								12,499
4,00	1,287	65,972	7,874	0,000							73,846
6,00	3,405	174,574	41,560	6,009	0,000						222,143
8,00	6,791	348,204	109,975	31,716	4,960	0,000					494,855
8,03	6,849	351,136	219,354	83,927	26,181	4,275	0,000				684,872
10,00	5,248	269,078	221,202	167,399	69,280	22,562	3,785	0,000			753,306
12,00	4,007	205,419	169,509	168,808	138,185	59,704	19,980	3,416	0,000		765,020
14,00	3,059	156,821	129,406	129,359	139,348	119,084	52,870	18,029	3,125		748,042
16,00	2,335	119,720	98,791	98,755	106,784	120,087	105,455	47,707	16,493		713,791
16,95	2,055	105,341	75,419	75,392	81,521	92,024	106,343	95,156	43,644		674,837
18,00	1,869	95,826	66,360	57,555	62,234	70,252	81,491	95,957	87,051		616,728
20,00	1,561	80,044	60,367	50,643	47,511	53,632	62,212	73,533	87,784		515,724
22,00	1,304	66,860	50,424	46,068	41,804	40,944	47,494	56,136	67,270		417,001
24,00	1,089	55,848	42,119	38,481	38,029	36,026	36,258	42,855	51,355		340,971
26,00	0,910	46,650	35,182	32,143	31,765	32,772	31,903	32,717	39,205		282,337
28,00	0,760	38,967	29,388	26,849	26,534	27,375	29,021	28,787	29,930		236,850
30,00	0,635	32,549	24,547	22,427	22,163	22,866	24,241	26,187	26,335		201,316
30,33	0,616	31,602	20,504	18,733	18,513	19,100	20,249	21,874	23,957		174,532
32,00	0,551	28,230	19,908	15,648	15,464	15,954	16,914	18,271	20,011		150,400
34,00	0,481	24,666	17,784	15,193	12,917	13,326	14,128	15,262	16,715		129,991
36,00	0,420	21,551	15,538	13,572	12,541	11,132	11,801	12,748	13,962		112,846
38,00	0,367	18,830	13,577	11,858	11,203	10,808	9,858	10,649	11,663		98,444
40,00	0,321	16,453	11,862	10,361	9,789	9,655	9,571	8,895	9,742		86,326
42,00	0,280	14,375	10,365	9,053	8,553	8,436	8,550	8,636	8,137		76,104
44,00	0,245	12,560	9,056	7,910	7,473	7,370	7,470	7,715	7,901		67,454
46,00	0,214	10,974	7,912	6,911	6,529	6,440	6,527	6,741	7,058		59,092
48,00	0,187	9,589	6,913	6,038	5,705	5,627	5,703	5,889	6,166		51,631
50,00	0,163	8,378	6,041	5,276	4,985	4,916	4,983	5,146	5,388		45,112
Debit puncak kala ulang 50 tahun (m³/dt)										765,020	

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 2.16d Perhitungan debit banjir rencana dengan kala ulang 100 tahun

t	U	t1	t2	t3	t4	t5	t6	t7	t8	jumlah
(t, 1)	56,197	35,402	27,017	22,302	19,219	17,019	15,357	14,049		
49	m ³ /dt	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam
n	m ³ /dt	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam
0,00	0,000	0,000								0,000
2,00	0,244	13,700	0,000							13,700
4,00	1,287	72,310	8,631	0,000						80,940
6,00	3,405	191,344	45,552	6,586	0,000					243,483
8,00	6,791	381,653	120,539	34,763	5,437	0,000				542,392
8,03	6,849	384,866	240,426	91,989	28,696	4,685	0,000			750,663
10,00	5,248	294,927	242,451	183,479	75,935	24,730	4,149	0,000		825,670
12,00	4,007	225,152	185,792	185,024	151,459	65,439	21,899	3,744	0,000	838,510
14,00	3,059	171,885	141,837	141,786	152,734	130,523	57,949	19,760	3,425	819,901
16,00	2,335	131,220	108,281	108,242	117,042	131,622	115,585	52,290	18,077	782,360
16,95	2,055	115,460	82,664	82,634	89,352	100,863	116,558	104,296	47,836	739,663
18,00	1,869	105,032	72,735	63,084	68,213	77,001	89,320	105,175	95,413	675,972
20,00	1,561	87,733	66,166	55,507	52,075	58,784	68,188	80,596	96,217	565,266
22,00	1,304	73,283	55,268	50,494	45,820	44,877	52,056	61,529	73,732	457,059
24,00	1,089	61,213	46,165	42,177	41,682	39,487	39,741	46,972	56,288	373,725
26,00	0,910	51,131	38,562	35,231	34,817	35,920	34,967	35,859	42,971	309,459
28,00	0,760	42,710	32,211	29,428	29,082	30,004	31,809	31,552	32,805	259,602
30,00	0,635	35,676	26,906	24,581	24,292	25,062	26,570	28,703	28,865	220,655
30,33	0,616	34,638	22,474	20,533	20,291	20,935	22,194	23,975	26,258	191,298
32,00	0,551	30,942	21,821	17,151	16,949	17,487	18,539	20,026	21,933	164,848
34,00	0,481	27,035	19,492	16,652	14,158	14,607	15,485	16,728	18,321	142,478
36,00	0,420	23,622	17,031	14,875	13,746	12,201	12,935	13,973	15,303	123,686
38,00	0,367	20,639	14,881	12,997	12,279	11,846	10,804	11,672	12,783	107,901
40,00	0,321	18,033	13,002	11,356	10,729	10,582	10,490	9,749	10,677	94,619
42,00	0,280	15,756	11,360	9,922	9,374	9,246	9,371	9,466	8,919	83,414
44,00	0,245	13,767	9,926	8,669	8,191	8,078	8,188	8,456	8,659	73,934
46,00	0,214	12,029	8,673	7,575	7,156	7,058	7,154	7,388	7,735	64,768
48,00	0,187	10,510	7,578	6,618	6,253	6,167	6,251	6,455	6,759	56,591
50,00	0,163	9,183	6,621	5,783	5,463	5,389	5,461	5,640	5,905	49,445
Debit puncak kala ulang 100 tahun (m³/dt)										838,510

Sumber : hasil perhitungan

Dari hasil analisa metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu didapat debit puncak banjir sebagai berikut :

- kala ulang 10 tahun sebesar $590,685 \text{ m}^3/\text{dt}$ dengan jam puncak 8,03 jam
- kala ulang 25 tahun sebesar $691,727 \text{ m}^3/\text{dt}$ dengan jam puncak 8,03 jam
- kala ulang 50 tahun sebesar $765,020 \text{ m}^3/\text{dt}$ dengan jam puncak 8,03 jam
- kala ulang 100 tahun sebesar $838,510 \text{ m}^3/\text{dt}$ dengan jam puncak 8,03 jam

BAB III

PERENCANAAN BENDUNG

3.1. Umum

Lokasi bangunan bendung dan pemilihan tipe yang paling cocok dipengaruhi oleh beberapa faktor, diantaranya :

- a. Tipe, bentuk dan morfologi sungai
- b. Kondisi hidrolis antara lain elevasi yang diperlukan untuk irigasi
- c. Topografi pada lokasi yang direncanakan
- d. Kondisi geologi teknik pada lokasi
- e. Metode pelaksanaan
- f. Aksesibilitas dan tingkat pelayanan

Faktor-faktor yang disebutkan di atas akan dibicarakan dalam sub bab berikut ini.

3.2. Syarat syarat Penentuan Lokasi Bendung

Adapun aspek-aspek yang mempengaruhi dalam pemilihan lokasi bendung adalah :

- a. Kondisi topografi
- b. Kondisi geoteknik pondasi bendung
- c. Pengaruh hidraulik
- d. Pengaruh regime sungai
- e. Tingkat kesulitan saluran induk
- f. Ruang untuk bangunan pelengkap bendung
- g. Luas layanan irigasi
- h. Luas daerah tangkapan air
- i. Tingkat kemudahan pencapaian
- j. Biaya pembangunan
- k. Kesepakatan stakeholder

3.2.1. Kondisi Topografi

Lembah sungai yang sempit berbentuk huruf V dan tidak terlalu dalam adalah lokasi yang ideal untuk lokasi bendung, karena pada lokasi ini volume tubuh bendung dapat menjadi minimal. Lokasi seperti ini mudah didapatkan pada daerah pegunungan, tetapi di daerah datar dekat pantai tentu tidak mudah mendapatkan bentuk lembah seperti ini. Di daerah transisi (*middle reach*) kadang-kadang dapat ditemukan di sebelah hulu kaki bukit. Pada saat ditemukan lokasi yang secara topografis ideal untuk lokasi bendung, keadaan topografi di daerah tangkapan air juga perlu dicek. Apakah topografinya terjal sehingga mungkin terjadi longsoran atau tidak.

Topografi juga harus dikaitkan dengan karakter hidrograf banjir yang akan mempengaruhi kinerja bendung. Demikian pula topografi pada daerah calon sawah harus dicek, dan yang lebih penting lagi adalah pengamatan elevasi hamparan tertinggi yang harus diiri. Analisa ketersediaan selisih tinggi energi antara elevasi puncak bendung pada lokasi terpilih dan elevasi muka air pada sawah tertinggi dengan keperluan energi untuk membawa air ke sawah tersebut akan menentukan tinggi rendahnya bendung yang diperlukan. Jika memungkinkan, disarankan untuk perlu menggeser As bendung ke hulu atau ke hilir dari lokasi yang sementara terpilih. Hal ini dilakukan mengingat tinggi bendung sebaiknya dibatasi 6-7 m. Bendung yang lebih tinggi akan memerlukan kolam olak ganda (*double jump*) (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.2. Kondisi Geoteknik

Keadaan geoteknik pondasi bendung harus terdiri dari formasi batuan yang baik dan mantap. Pada tanah

aluvial kemantapan fondasi ditunjukkan dengan angka standar penetration test (SPT) > 40 . Bila angka SPT < 40 sedang batuan keras jauh dibawah permukaan, maka dalam batas-batas tertentu dapat dibangun bendung dengan tiang pancang. Namun kalau tiang pancang terlalu dalam dan mahal sebaiknya dipertimbangkan untuk pindah lokasi.

Stratigrafi batuan lebih disukai menunjukkan lapisan miring ke arah hulu. Kemiringan ke arah hilir akan mudah terjadinya kebocoran dan erosi buluh. Sesar tanah aktif harus secara mutlak dihindari, sesar tanah pasif masih dapat dipertimbangkan tergantung justifikasi ekonomis untuk melakukan perbaikan pondasi.

Geoteknik tebing kanan dan kiri bendung juga harus dipertimbangkan terhadap kemungkinan bocornya air melewati sisi kanan dan kiri bendung. Formasi batuan hilir kolam harus dicek ketahanan terhadap gerusan air akibat energi sisa air yang tidak bisa dihancurkan dalam kolam olak. Akhirnya muara dari pertimbangan geoteknik ini adalah daya dukung pondasi bendung dan kemungkinan terjadi erosi buluh dibawah dan samping tubuh bendung, serta ketahanan batuan terhadap gerusan (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.3. Pengaruh Hidraulik

Keadaan hidraulik yang paling ideal bila ditemukan lokasi bendung pada sungai yang lurus. Pada lokasi ini arah aliran sejajar, sedikit arus turbulen dan kecenderungan gerusan dan endapan tebing kiri kanan relatif sedikit. Dalam keadaan terpaksa, bila tidak ditemukan bagian yang lurus dapat ditolerir lokasi bendung tidak pada bagian sungai yang lurus betul. Perhatian khusus harus diberikan pada posisi bangunan

pengambilan yang harus terletak pada tikungan luar sungai. Hal ini dimaksudkan agar pengambilan air irigasi bisa lancar masuk ke *intake* dengan mencegah terjadinya sedimentasi didepan pintu pengambilan. Maksud ini akan lebih ditunjang apabila terdapat bagian sungai yang lurus pada hulu lokasi bendung.

Kadang-kadang dijumpai keadaan yang dilematis, semua syarat-syarat pemilihan lokasi bendung sudah terpenuhi, tetapi syarat hidraulik yang kurang menguntungkan. Dalam keadaan demikian dapat diambil jalan kompromi dengan membangun bendung pada kopur atau melakukan perbaikan hidraulik dengan cara perbaikan sungai (*river training*). Kalau alternatif kopur yang dipilih maka bagian hulu bendung pada kopur harus lurus dan cukup panjang untuk mendapatkan keadaan hidraulis yang cukup baik (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.4. Pengaruh regime sungai

Regime sungai mempunyai pengaruh yang cukup dominan dalam pemilihan lokasi bendung. Salah satu gambaran karakter regime sungai yaitu adanya perubahan geometri sungai baik secara horizontal ke kiri dan ke kanan atau secara vertikal akibat gerusan dan endapan sungai. Bendung di daerah pegunungan dimana kemiringan sungai cukup besar, akan terjadi kecenderungan gerusan akibat gaya seret aliran sungai yang cukup besar. Sebaliknya di daerah dataran dimana kemiringan sungai relatif kecil akan ada pelepasan sedimen yang dibawa air menjadi endapan tinggi di sekitar bendung. Jika sudah dipilih lokasi bendung tidak akan terlepas dari pengaruh endapan atau gerusan sungai, kecuali di pegunungan ditemukan lokasi bendung

dengan dasar sungai dari batuan yang cukup kuat, sehingga mempunyai daya tahan batuan terhadap gerusan air yang sangat besar, maka regime sungai hampir tidak mempunyai pengaruh terhadap lokasi bendung.

Yang perlu dihindari adalah lokasi dimana terjadi perubahan kemiringan sungai yang mendadak, karena ditempat ini akan terjadi endapan atau gerusan yang tinggi. Perubahan kemiringan dari besar menjadi kecil akan mengurangi gaya seret air dan akan terjadi pelepasan sedimen yang dibawa air dari hulu. Dan sebaliknya perubahan kemiringan dari kecil ke besar akan mengakibatkan gerusan pada hilir bendung. Meskipun keduanya dapat diatasi dengan rekayasa hidraulik, tetapi hal yang demikian tidak disukai mengingat memerlukan biaya yang tinggi. Berkaitan dengan hal tersebut, disarankan memilih lokasi yang relatif tidak ada perubahan kemiringan sungai (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.5. Tingkat kesulitan saluran induk

Lokasi bendung akan membawa akibat arah trase saluran induk. Pada saat lokasi bendung dipilih dikaki bukit, maka saluran induk biasanya berupa saluran kontur pada kaki bukit yang pelaksanaannya tidak terlalu sulit. Namun hal ini biasanya elevasi puncak bendung sangat terbatas, sehingga luas layanan irigasi juga terbatas. Hal ini disebabkan karena tinggi bendung dibatasi 6-7 m.

Untuk mengejar ketinggian dalam rangka mendapatkan luas layanan yang lebih luas, biasanya lokasi bendung digeser ke hulu. Dalam keadaan demikian saluran induk harus menyusuri tebing terjal dengan galian yang cukup tinggi. Sejauh galian lebih kecil 8 m dan timbunan lebih kecil 6 m, maka pembuatan saluran induk

tidak terlalu sulit. Namun yang harus diperhatikan adalah formasi batuan di lereng dimana saluran induk itu terletak. Batuan dalam volume besar dan digali dengan teknik peledakan akan mengakibatkan biaya yang sangat mahal, sehingga disarankan untuk dihindari. Kalau dijumpai hal yang demikian, lokasi bendung digeser sedikit ke hilir untuk mendapatkan solusi yang kompromistis antara luas area yang didapat dan kemudahan pembuatan saluran induk (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.6. Ruang untuk bangunan pelengkap bendung

Meskipun dijelaskan dalam butir 1 bahwa lembah sempit adalah pertimbangan topografis yang paling ideal, tetapi juga harus dipertimbangkan tentang perlunya ruangan untuk keperluan bangunan pelengkap bendung. Bangunan tersebut adalah kolam pengendap, bangunan kantor dan gudang, bangunan rumah penjaga pintu, saluran penguras lumpur dan komplek pintu penguras, serta bangunan pengukur debit. Kolam pengendap dan saluran penguras biasanya memerlukan panjang 300 - 500 m dengan lebar 40 - 60 m, diluar tubuh bendung. Lahan tambahan diperlukan untuk satu kantor, satu gudang dan 2-3 rumah penjaga bendung. Pengalaman selama ini sebuah rumah penjaga bendung tidak memadai, karena penghuni tunggal akan terasa jenuh dan cenderung meninggalkan lokasi (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.7. Luas layanan irigasi

Lokasi bendung harus dipilih sedemikian sehingga luas layanan irigasi agar pengembangan irigasi dapat layak. Lokasi bendung kearah hulu akan mendapatkan luas layanan lebih besar bendung cenderung dihilirnya.

Namun demikian justifikasi dilakukan untuk mengecek hubungan antara tinggi luas layanan irigasi. Beberapa bendung yang sudah definitif, kadang-kadang dijumpai penurunan 1 m yang dapat menghemat biaya pembangunan meskipun mengakibatkan pengurangan luas beberapa puluh Ha saja. Oleh karena itu kajian tentang kombinasi tinggi bendung dan luas layanan irigasi perlu dicermati sebelum diambil keputusan final (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.8. Luas daerah tangkapan air

Pada sungai bercabang lokasi bendung harus dipilih sebelah hulu atau hilir cabang anak sungai. Pemilihan sebelah hilir akan mendapatkan daerah tangkapan air yang lebih besar dan tentunya akan mendapatkan debit andalan lebih besar, yang muaranya akan mendapatkan potensi irigasi lebih besar. Namun pada saat banjir elevasi dekster harus tinggi untuk menampung banjir 100 tahunan ditambah tinggi jagaan (*free board*) atau menampung debit 1000 tahunan tanpa tinggi jagaan.

Lokasi di hulu anak cabang sungai akan mendapatkan debit andalan dan debit banjir relatif kecil, namun harus membuat bangunan silang sungai untuk membawa air di hilirnya. Kajian teknis, ekonomis dan sosial harus dilakukan dalam memilih lokasi bendung terkait dengan luas daerah tangkapan air (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.9. Tingkat kemudahan pencapaian

Setelah lokasi bendung ditetapkan secara definitif, akan dilanjutkan tahap perencanaan detail sebagian dokumen untuk pelaksanaan implementasinya. Dalam tahap pelaksanaan inilah dipertimbangkan tingkat

kemudahan pencapaian dalam rangka mobilisasi alat dan bahan serta demobilisasi setelah selesai pelaksanaan fisik.

11 Memasuki tahap operasi dan pemeliharaan bendung, tingkat kemudahan pencapaian juga amat penting. Kegiatan pemeliharaan, rehabilitasi dan inspeksi terhadap kerusakan bendung memerlukan jalan masuk yang memadai untuk kelancaran pekerjaan. Atas dasar pertimbangan tersebut maka dalam menetapkan lokasi bendung harus dipertimbangkan tingkat kemudahan pencapaian lokasi (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.10. Biaya pembangunan

Dalam pemilihan lokasi bendung, perlu adanya pertimbangan pemilihan beberapa alternatif, dengan memperhatikan adanya faktor dominan. Faktor dominan tersebut ada yang saling memperkuat dan ada yang saling melemahkan. Dari beberapa alternatif tersebut selanjutnya dipertimbangkan metode pelaksanaannya serta pertimbangan lainnya 11 antara lain dari segi O & P. Hal ini antara lain akan menentukan besarnya biaya pembangunan. Biasanya biaya pembangunan ini adalah pertimbangan terakhir untuk dapat memastikan lokasi bendung dan layak dilaksanakan (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.2.11. Kesepakatan pemangku kepentingan

Sesuai amanat dalam UU No. 7/2004 35 tentang Sumberdaya Air dan Peraturan Pemerintah No. 20/2006 35 tentang Irigasi bahwa keputusan penting dalam pengembangan sumberdaya air atau irigasi harus didasarkan kesepakatan pemangku kepentingan lewat konsultasi publik. Untuk itu keputusan mengenai lokasi

bandungpun harus dilakukan lewat konsultasi publik, dengan menyampaikan seluas-luasnya mengenai alternatif-alternatif lokasi, tinjauan dari aspek teknis, ekonomis, dan sosial. Keuntungan dan kerugiannya, dampak terhadap para pemakai air di hilir bendung, keterpaduan antar sektor, prospek pemakaian air di masa datang harus disampaikan pada pemangku kepentingan terutama masyarakat tani yang akan memanfaatkan air irigasi.

Rekomendasi syarat pemilihan lokasi bendung sebagai berikut (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*) :

1. Topografi : dipilih lembah sempit dan tidak terlalu dalam dengan mempertimbangkan topografi di daerah tangkapan air maupun daerah layanan irigasi
2. Geoteknik : dipilih dasar sungai yang mempunyai daya dukung kuat, stratigrafi lapisan batuan miring ke arah hulu, tidak ada sesar aktif, tidak ada erosi buluh dan dasar sungai hilir bendung tahan terhadap gerusan air. Disamping itu diusahakan keadaan batuan tebing kanan dan kiri bendung cukup kuat dan stabil serta relatif tidak terdapat bocoran samping.
3. Hidraulik : dipilih bagian sungai yang lurus. Jika bagian sungai lurus tidak didapatkan, lokasi bendung ditolerir pada belokan sungai, dengan syarat posisi bangunan intake harus terletak pada tikungan luar dan terdapat bagian sungai yang lurus di hulu bendung. Kalau yang terakhir inipun tidak terpenuhi perlu dipertimbangkan pembuatan bendung di kopur atau dilakukan rekayasa perbaikan sungai (*river training*).
4. Regime sungai : Hindari lokasi bendung pada

bagian sungai dimana terjadi perubahan kemiringan sungai secara mendadak dan hindari bagian sungai dengan belokan tajam. Pilih bagian sungai yang lurus mempunyai kemiringan relatif tetap sepanjang penggal tertentu.

5. Saluran induk : Pilih lokasi bendung sedemikian sehingga pembangunan saluran induk dekat bendung tidak terlalu sulit dan tidak terlalu mahal. Hindari trase saluran menyusuri tebing terjal apalagi berbatu. Usahakan ketinggian galian tebing pada saluran induk kurang dari 8 m dan ketinggian timbunan kurang dari 6 m.
6. Ruang untuk bangunan pelengkap : Lokasi bendung harus dapat menyediakan ruangan untuk bangunan pelengkap bendung, utamanya untuk kolam pengendap dan saluran penguras dengan panjang dan lebar masing-masing kurang lebih 300-500 m dan 40-60 m.
7. Luas layanan irigasi : Lokasi bendung harus sedemikian sehingga dapat memberikan luas layanan yang memadai terkait dengan kelayakan sistem irigasi. Elaborasi tinggi bendung (yang dibatasi sampai dengan 6-7 m), menggeser lokasi bendung ke hulu atau ke hilir, serta luas layanan irigasi harus dilakukan untuk menemukan kombinasi yang paling optimal.
8. Luas daerah tangkapan air : Lokasi bendung harus dipilih dengan mempertimbangkan luas daerah tangkapan, terkait dengan debit andalan yang didapat dan debit banjir yang mungkin terjadi menghantam bendung. Hal ini harus dikaitkan dengan luas layanan yang didapat dan ketinggian lantai layanan dan pembangunan

- bangunan melintang anak sungai (kalau ada).
9. Pencapaian mudah : Lokasi bendung harus refatif mudah dicapai untuk keperluan mobilisasi alat dan bahan saat pembangunan fisik maupun operasi dan pemeliharaan. Kemudahan melakukan inspeksi oleh aparat pemerintah juga harus dipertimbangkan masak-masak.
 10. Biaya pembangunan yang efisien : dari berbagai alternative lokasi bendung dengan mempertimbangkan faktor-faktor yang dominan, akhirnya dipilih lokasi bendung yang biaya konstruksinya minimal tetapi memberikan ouput yang optimal.
 11. Kesepakatan stakeholder : apapun keputusannya, yang penting adalah kesepakatan antar pemangku kepentingan lewat konsultasi publik. Untuk itu direkomendasikan melakukan sosialisasi pemilihan lokasi bendung.

Ada beberapa karakteristik sungai yang perlu dipertimbangkan agar dapat diperoleh perencanaan bangunan bendung yang baik. Beberapa di antaranya adalah : kemiringan dasar sungai, bahan-bahan dasar dan morfologi sungai dianggap bahwa jumlah air yang mengalir dan distribusinya dalam waktu bertahun-tahun telah dipelajari dan dianggap memadai untuk kebutuhan irigasi (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.3. Perencanaan Hidrolis

Perencanaan hidrolis bagian-bagian pokok bangunan utama akan dijelaskan dalam pasal-pasal berikut ini. Perencanaan tersebut mencakup tipe-tipe bangunan yang telah dibicarakan dalam sub bab terdahulu, yakni:

- a. bendung pelimpah
- b. bendung mekanis
- c. bendung karet
- d. pengambilan bebas
- e. pompa dan
- f. bendung saringan bawah

Di sini akan diberikan kriteria hidrolis untuk bagian-bagian dari tipe bangunan yang dipilih dan sebagai referensi tambahan dapat digunakan SNI 03-1724-1989, SNI 03-2401-1991 (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

3.3.1. Kemiringan Dasar Sungai

Untuk menentukan kemiringan dasar sungai rata-rata disekitar lokasi bendung diperlukan gambar situasi dengan skala tertentu. Kemiringan dasar sungai berpedoman pada elevasi dan jarak yang terdapat pada potongan memanjang sungai. Perhitungan kemiringan dasar sungai merupakan perbandingan antara beda tinggi dengan jarak pengukuran dua titik, rumus perhitungan (*Soenarno, 1972*)

$$i = \frac{\Delta H/L}{n-1} \dots \dots \dots (3.1)$$

dengan :

- i = kemiringan dasar sungai
- ΔH = beda tinggi antara dua titik (m)
- L = jarak antara dua titik (m)
- N = banyaknya titik yang ditinjau

Lebar sungai rata-rata dapat diperoleh dari pengukuran langsung di lapangan atau dari beberapa gambar potongan melintang sungai dilokasi bendung. Pada potongan melintang digambarkan tinggi air dan akan didapat luas penampang basah serta keliling basah

sungai. Harga ini dirata-ratakan sehingga hanya didapat satu angka untuk luas penampang basah dan satu harga keliling basah sungai (*Soenarno, 1972*).

3.3.2. Tinggi Air Banjir di Hilir Bendung

Yang dimaksud dengan tinggi air banjir rencana adalah tinggi air banjir sungai sebelum ada bendung. Ini akan sama dengan tingginya air banjir di hilir bendung setelah adanya bendung. Hal ini disebabkan karena penampang sungai di hilir bendung tidak akan berubah meskipun setelah adanya bendung. Dengan demikian maka elevasi muka air di hilir bendung sebelum ada bendung dapat dihitung. Persamaan yang digunakan dalam perhitungan (*Standart Perencanaan irigasi KP – 03, 1986*) :

Manning : $V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$ (3.2)

Chezy : $V = C \sqrt{R \cdot i}$ (3.3)

Dimensi saluran : $A = (b + m \cdot h) h$
 $P = b + 2 h \sqrt{1 + m^2}$
 $R = A / P$
 $Q = A \cdot V$

Dengan :

- 50 V = kecepatan aliran (m/dt)
- C = koefisien kecepatan pengaliran
- R = jari-jari hidrolis (m)
- i = kemiringan dasar sungai rata-rata
- 1 n = koefisien kekasaran Manning
- A = luas penampang basah (m²)
- P = keliling basah (m)
- b = lebar sungai (m)
- m = kemiringan talud
- h = kedalaman air (m)

Q = debit sungai m³/detik

3.3.3. Lebar Efektif Bendung ¹³

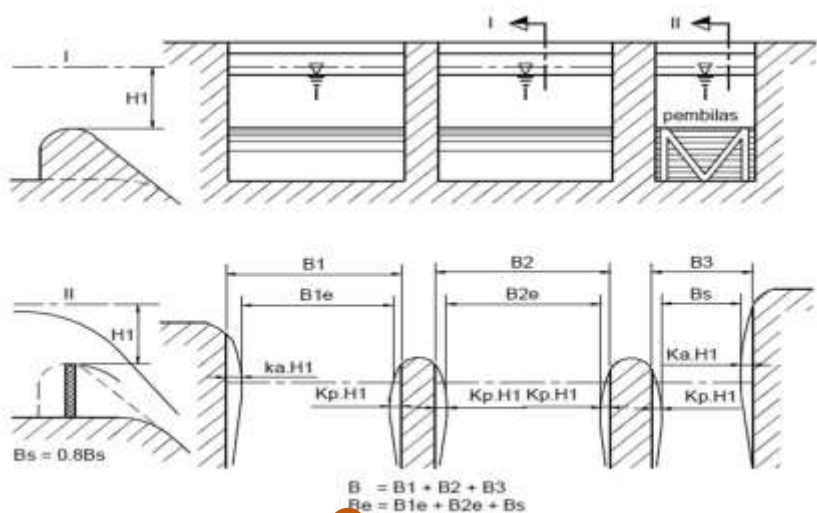
Lebar bendung, yaitu jarak antara pangkal-pangkalnya (*abutment*), sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Dibawah ruas bawah sungai, lebar rata-rata ini dapat diambil pada debit penuh (*bankful discharge*), dibagian ruas atas mungkin sulit untuk menentukan debit penuh. Dalam hal ini banjir rata-rata tahunan dapat diambil untuk menentukan lebar rata-rata bendung.

Lebar maksimum bendung hendaknya tidak lebih dari 1,2 kali rata-rata sungai pada ruas yang stabil. Untuk sungai-sungai yang mengangkut bahan-bahan sedimen kasar yang berat, lebar bendung tersebut harus lebih disesuaikan lagi terhadap lebar sungai rata-rata, yakni jangan diambil 1,2 kali lebar sungai tersebut. Agar pembuatan bangunan peredam energi tidak terlalu mahal, maka aliran per-satuan lebar hendaknya dibatasi sampai sekitar 12 - 14 m³/dt.m1, yang memberikan tinggi energi maksimum sebesar 3,5 - 4,5 m. Lebar efektif mercu (B_e) dihubungkan dengan lebar mercu yang sebenarnya (B), yakni jarak antara pangkal-pangkal bendung dan/atau tiang pancang, dengan persamaan berikut (*Standart Perencanaan irigasi KP - 02, 1986 : 38*)

$$B_e = B - 2 (n \cdot K_p + K_a) H_1 \dots \dots \dots (3.4)$$

dengan :

- B_e = lebar efektif bendung (m)
- B = lebar bendung (m)
- n = jumlah pilar
- K_a = koefisien kontraksi pangkal bendung
- K_p = koefisien kontraksi pilar
- H_1 = tinggi energi (m)



Gambar 3.1. Lebar efektif mercu

Harga-harga koefisien K_a dan K_p disajikan pada tabel 3.1.

Tabel 3.1 Harga-harga koefisien kontraksi

	K_p
<ul style="list-style-type: none"> • Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar • Untuk pilar yang berujung bulat • Untuk pilar yang berujung runcing 	0,02 0,1 0
	K_a
<ul style="list-style-type: none"> • Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90o ke arah aliran • Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90o ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$ • Untuk pangkal tembok bulat dimana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran 	0,20 0,10 0

Sumber : DPU KP - 02, 1986

3.3.4. Elevasi Mercu Bendung

Elevasi mercu bendung ditentukan oleh beberapa macam faktor, sebagai pedoman dalam penentuan

elevasi mercu bendung ditentukan oleh beberapa faktor sebagai berikut (*Erman : 2006 : 46*) :

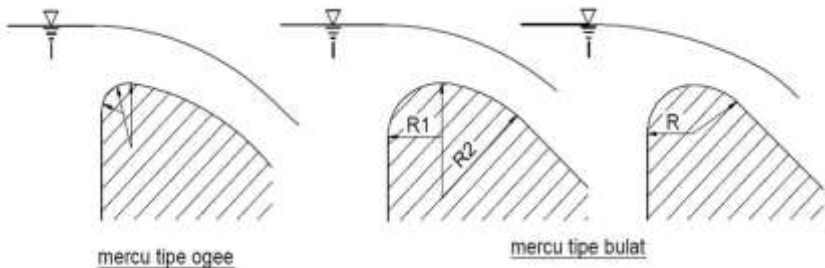
1. Elevasi sawah tertinggi	=	+ X	28	m
2. Tinggi air di sawah	=	0,10		m
3. Kehilangan tekanan dari tersier ke sawah	=	0,10		m
4. Kehilangan tekanan dari sekunder ke tersier	=	0,10		m
5. Kehilangan tekanan dari primer ke sekunder	=	0,10		m
6. Kehilangan tekanan dari sungai ke primer	=	0,20		m
7. Kehilangan tekanan karena miring saluran	=	0,15		m
8. Kehilangan tekanan pada alat-alat ukur	=	0,40		m
9. Persediaan tekanan karena eksploitasi	=	0,10		m
10. Persediaan untuk lain-lain bangunan	=	0,25		m
Elevasi mercu bendung	=	X + 1,50	111	

Perlu dijelaskan bahwa persediaan tekanan untuk eksploitasi sangat diperlukan, karena pada saat muka air sungai setinggi mercu bendung dan karena kemungkinan adanya gelombang maka sebagian airnya akan melimpas diatas mercu. Dalam hal ini berarti saat air normal sebenarnya muka air tidak setinggi mercu, tetapi ditaksir 10 cm dibawahnya. Oleh karena itu dalam perhitungan pintu pengambilan elevasi air normal sungai adalah 10 cm di bawah elevasi mercu bendung.

3.3.5. Perencanaan Mercu

Di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe mercu untuk bendung pelimpah, yaitu tipe Bulat dan tipe Ogee. Kedua bentuk mercu tersebut dapat dipakai baik untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya. Kemiringan maksimum muka bendung bagian hilir yang disajikan adalah berkemiringan 1 : 1 batas bendung dengan muka hilir vertikal yang menguntungkan jika bahan pondasinya dibuat dari batu keras dan tidak diperlukan kolam olak.

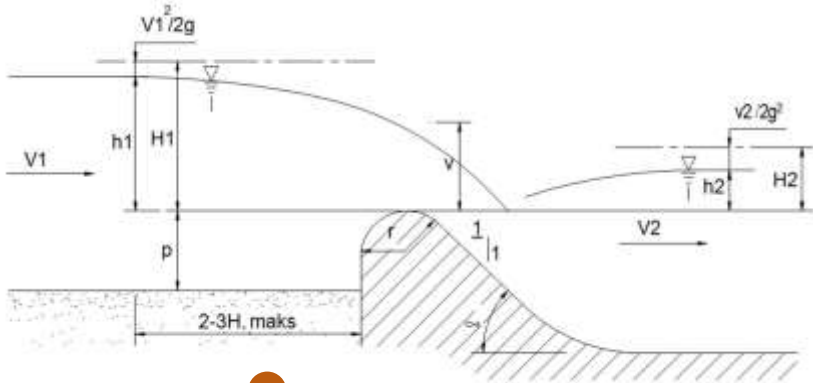
Dalam hal ini kavitasi dan aerasi tirai luapan harus diperhitungkan dengan baik. (DPU KP-02, 1986 : 40)



Gambar 3.2. Bentuk-bentuk mercu

3.3.5.1. Mercu Bulat

6 Bendung dengan mercu bulat (lihat Gambar 3.2) memiliki harga koefisiensi debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisiensi bendung ambang lebar. Hal ini akan banyak memberikan keuntungan pada sungai, karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisiensi debit menjadi lebih tinggi karena lengkung *streamline* dan tekanan negatif pada mercu. Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara H_1 dan r (H_1 / r) (lihat Gambar 3.4). Untuk bendung dengan dua jari-jari (R_2) (lihat Gambar 3.2), jari-jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit. Untuk menghindari bahaya kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai - 4 m tekanan air jika mercu terbuat dari beton; untuk pasangan batu tekanan subatmosfir sebaiknya dibatasi sampai -1 m tekanan air (Standart Perencanaan irigasi KP - 02, 1986).



60
Gambar 3.3. Bendung dengan mercu bulat

Dari Gambar 3.4 tampak bahwa jari-jari mercu bendung pasangan batu akan berkisar antara 0,3 sampai 0,7 kali H_{1maks} dan untuk mercu bendung beton dari 0,1 sampai 0,7 kali H_{1maks}

Persamaan tinggi energi-debit untuk bendung ambang pendek dengan pengontrol segi empat adalah:

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}g} \cdot Be \cdot H_1^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (3.5)$$

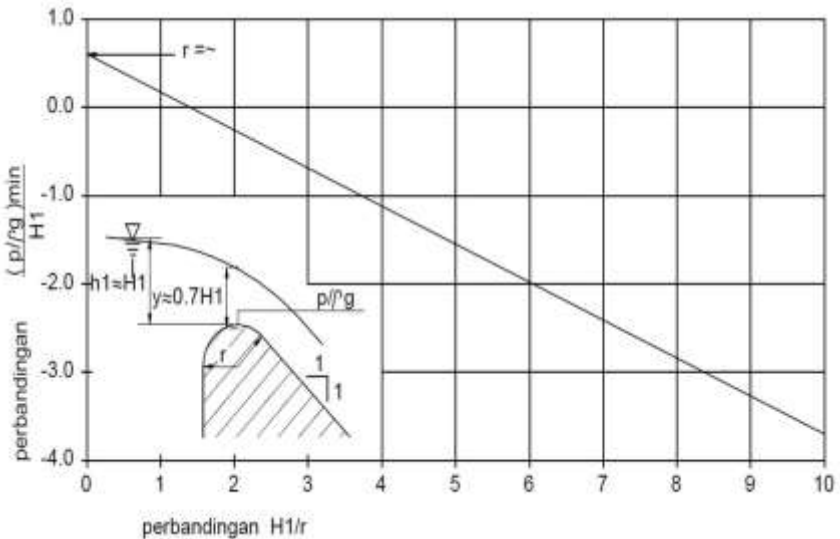
dengan :

- Q = debit rencana (m^3/dt)
- C_d = koefisien debit ($C_d = C_0 \times C_1 \times C_2$)
- g = percepatan gravitasi ($9,80 m/dt^2$)
- Be = lebar efektif bendung (m)
- H_1 = tinggi energi diatas mercu (m)

Koefisien debit C_d adalah hasil dari:

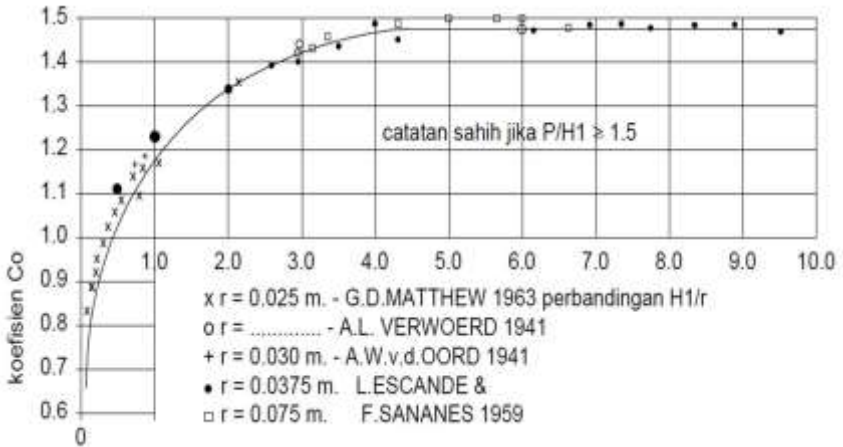
- C_0 yang merupakan fungsi H_1/r (lihat Gambar 3.5)
- C_1 yang merupakan fungsi p/H_1 (lihat Gambar 3.6), dan
- C_2 yang merupakan fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung (lihat Gambar 3.7)

C_0 mempunyai harga maksimum 1,49 jika H_1/r lebih dari 5,0 seperti diperlihatkan pada Gambar 3.5.

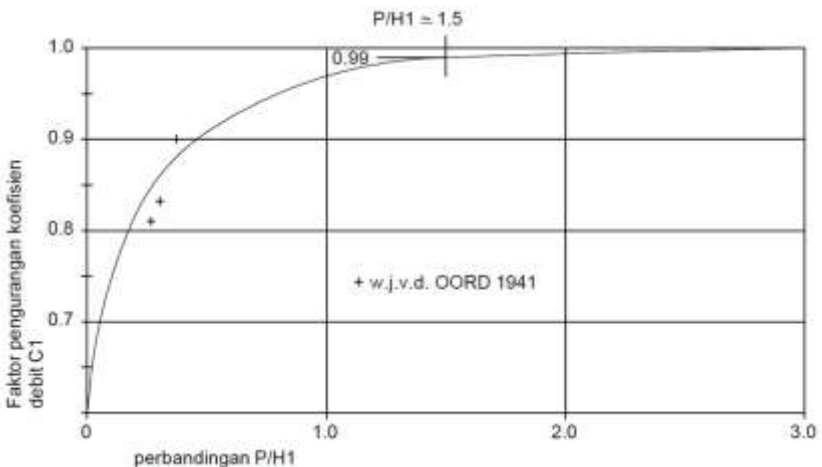


Gambar 3.4. Tekanan pada mercu bendung bulat sebagai fungsi perbandingan H_1/r

Harga-harga C_0 pada Gambar 3.5 sahih (valid) apabila mercu bendung cukup tinggi di atas rata-rata alur pengarah ($p/H_1 \geq$ sekitar 1,5). Dalam tahap perencanaan p dapat diambil setengah jarak dari mercu sampai dasar rata-rata sungai sebelum bendung tersebut dibuat. Untuk harga-harga p/h_1 yang kurang dari 1,5, maka Gambar 3.6 dapat dipakai untuk menemukan faktor pengurangan C_1

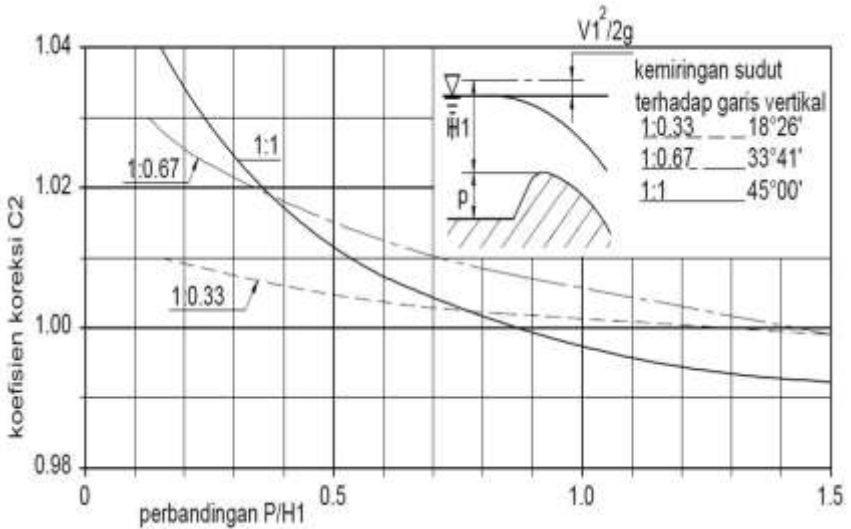


Gambar 3.5 Harga-harga koefisien C_0 untuk bendung ambang bulat Sebagai fungsi perbandingan H_1/r



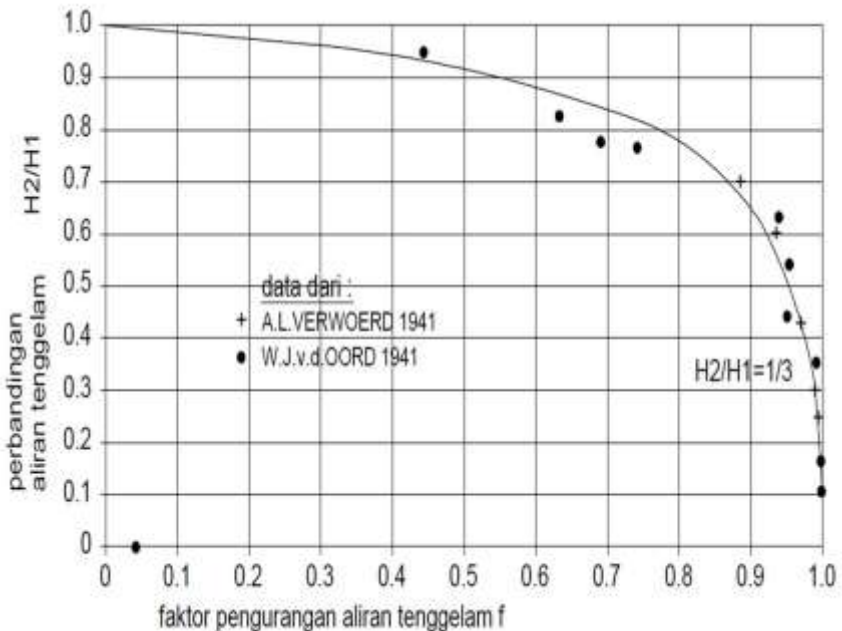
Gambar 3.6. Koefisien C_1 sebagai fungsi perbandingan P/H_1

Harga-harga koefisien koreksi untuk pengaruh kemiringan muka bendung bagian hulu terhadap debit diberikan pada Gambar 3.7. Harga koefisien koreksi, C_2 , diandaikan kurang lebih sama dengan harga faktor koreksi untuk bentuk-bentuk mercu tipe Ogee.



Gambar 3.7. Harga-harga koefisien C_2 untuk bendung mercu tipe Ogee dengan muka hulu melengkung (menurut USBR, 1960)

Harga-harga faktor pengurangan aliran tenggelam f sebagai fungsi perbandingan tenggelam dapat diperoleh dari Gambar 3.8. Faktor pengurangan aliran tenggelam mengurangi debit dalam keadaan tenggelam.



Gambar 3.8. Faktor pengurangan aliran tenggelam sebagai fungsi H_2/H_1

34 3.3.5.2. Mercu Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Untuk merencanakan permukaan Ogee bagian hilir, *U.S Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut : (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986 : 46*).

$$\frac{Y}{h_d} = \frac{1}{K} \left[\frac{X}{h_d} \right]^n \dots\dots\dots (3.6)$$

Dengan :

- X dan Y = koordinat-koordinat permukaan hilir
- H_d = tinggi energi rencana di atas mercu
- K dan n = parameter yang bergantung kecepatan dan kemiringan permukaan belakang.

Tabel 3.2. menyajikan harga-harga K dan n berbagai kemiringan hilir dan kecepatan pendekatan yang rendah.

Tabel 3.2 Harga-harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	N
Vertikal	2,000	1,850
3 : 1	1,936	1,836
3 : 2	1,939	1,810
1 : 1	1,873	1,776

Gambar 3.9 menjelaskan bentuk-bentuk mercu Ogee sesuai dengan kemiringan hilir.

3.3.6. Tingg Air Banjir Diatas Mercu

Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung mercu Ogee adalah (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986 : 47*) :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}g} \cdot B_e \cdot H_1^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (3.7)$$

dengan :

- Q = debit rencana (m³/dt)
- C_d = koefisien debit (C_d = C₀ x C₁x C₂)

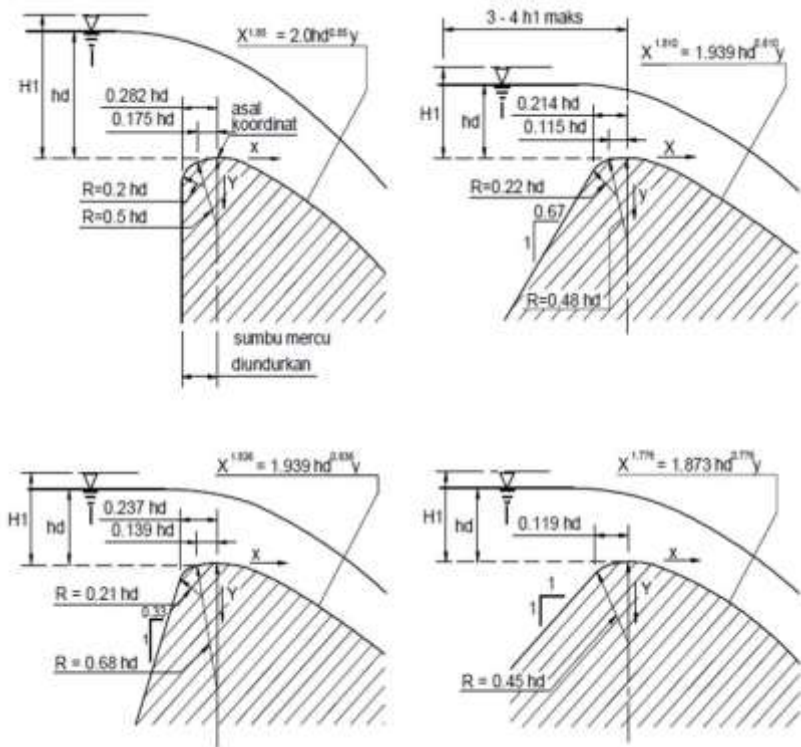
- g = gravitasi (9,80 m/dt²)
- Be = lebar efektif bendung (m)
- H₁ = tinggi energi diatas mercu (m)

Koefisien debit efektif Cd adalah hasil C₀, C₁ dan C₂ (Cd = C₀ . C₁ . C₂)

C₀ adalah konstanta = 1,30

C₁ adalah fungsi p/h_d dan H₁/h_d

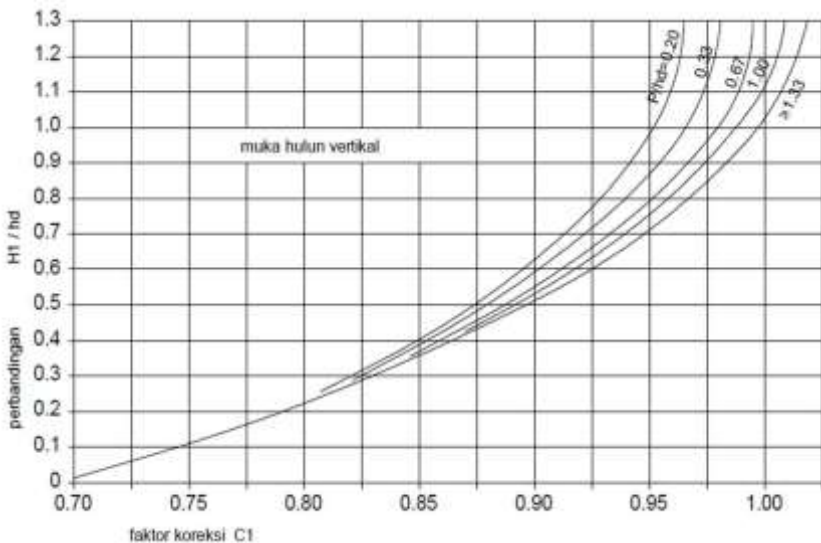
C₂ adalah faktor koreksi untuk permukaan hulu



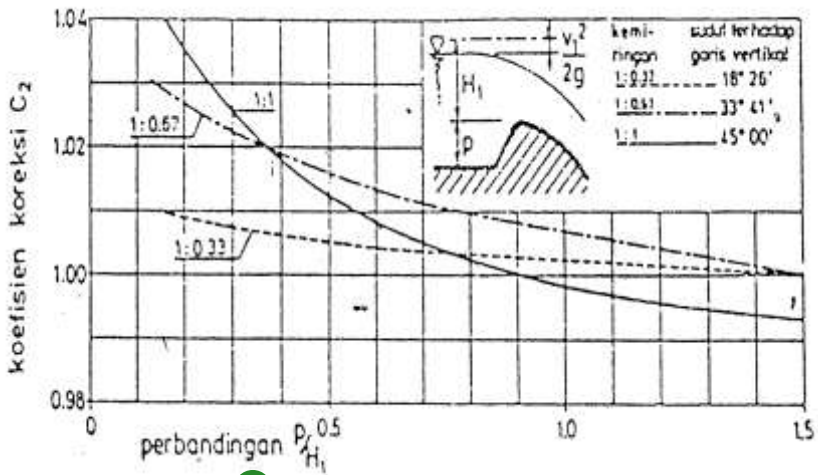
Gambar 3.9. Bentuk-bentuk bendung mercu Ogee (U.S Army Corps of Engineers)

34

Faktor koreksi C_1 disajikan pada gambar 2.11 dan sebaiknya dipakai untuk berbagai tinggi bendung di atas dasar sungai. Harga-harga C_1 pada gambar 2.11 berlaku untuk bendung mercu Ogee dengan permukaan hulu vertikal. Apabila permukaan bendung bagian hulu miring, koefisien koreksi tanpa dimensi C_2 harus dipakai. Ini adalah fungsi baik kemiringan permukaan bendung maupun perbandingan p/H_1 . Harga-harga C_2 dapat diperoleh dari gambar 3.7 (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986 : 50*).



Gambar 3.10. Faktor koreksi untuk selain tinggi energi rencana pada bendung mercu Ogee (*menurut Ven te chow, 1959, berdasarkan data USBR dan WES*)



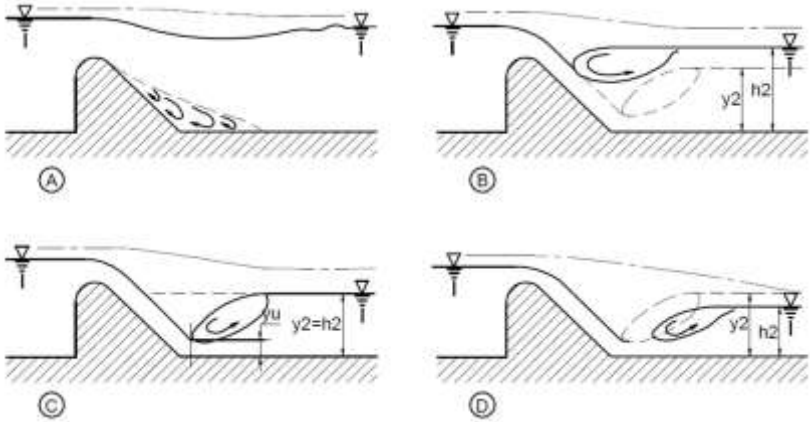
Gambar 3.11. ¹⁴ Harga-harga koefisien C_2 untuk bendung mercu Ogee dengan hulu melengkung (menurut USBR, 1960)

³⁷ 3.3.7. Peredam Energi

Aliran di atas bendung di sungai dapat menunjukkan berbagai perilaku disebelah bendung akibat kedalaman air yang ada (h_2). Gambar 3.12 menyajikan kemungkinan-kemungkinan yang terjadi dari pola aliran di atas bendung.

Kasus A menunjukkan aliran tenggelam yang menimbulkan sedikit saja gangguan dipermukaan berupa timbulnya gelombang. Kasus B menunjukkan loncatan tenggelam yang lebih diakibatkan oleh kedalaman air hilir yang lebih besar daripada kedalaman konjugasi. Kasus C adalah keadaan loncat air dimana kedalaman air hilir sama dengan kedalaman konjugasi loncat air tersebut. Kasus D terjadi apabila kedalaman air hilir kurang dari

kedalaman konjugasi, dalam hal ini loncatan akan bergerak ke hilir. (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).



Gambar 3.12. Peredam Energy

36

Semua tahap ini bisa terjadi dibagian hilir bendung yang dibangun di sungai. Kasus D adalah keadaan yang tidak boleh terjadi, karena loncatan air akan menghempas bagian sungai yang tak terlindungi dan umumnya menyebabkan penggerusan luas.

68

3.3.8. Kolam Loncat Air

Gambar 3.13. memberikan penjelasan mengenai metode perencanaan kolam loncat air. Dari grafik q versus H_1 dan tinggi jatuh 2, kecepatan (V_1) awal loncatan dapat ditemukan dari :

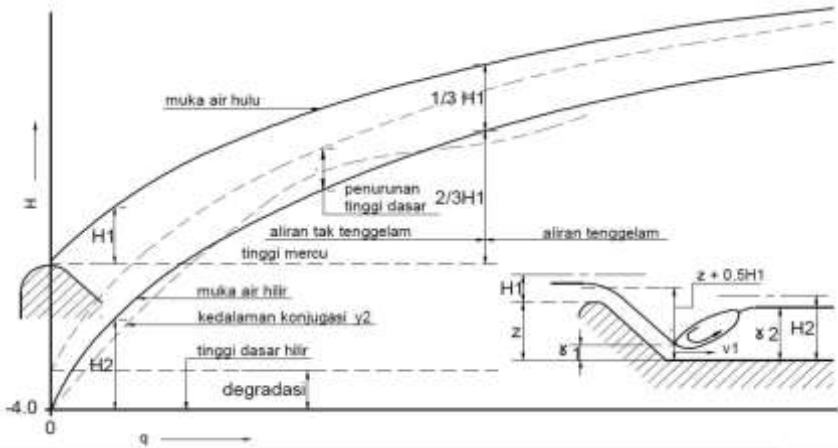
$$V_1 = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} H_1 + Z \right)} \dots\dots\dots (3.8)$$

Dengan :

12

- V_1 = kecepatan awal loncatan, m/dt
- g = percepatan gravitasi, m/dt²

H_1 = tinggi energi di atas ambang, m
 Z = tinggi jatuh, m



Gambar 3.13. Metode perencanaan kolam loncat air

Dengan $q = V_1 \cdot Y_1$, dan rumus untuk kedalaman konjugasi dalam loncat air adalah :

$$\frac{Y_2}{Y_u} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_r^2} - 1 \right) \dots \dots \dots (3.9)$$

Dengan :

$$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{g Y_u}} \dots \dots \dots (3.10)$$

- Y_2 = kedalaman air di atas ambang ujung, m
- Y_u = kedalaman air diawal loncat air, m
- F_r = bilangan froude
- V_1 = kecepatan awal loncatan, m/dt
- g = gravitasi bumi, m/dt²

Kedalaman konjugasi untuk setiap q dapat ditemukan dan diplot. Untuk menjaga agar loncatan tetap dekat dengan muka miring bendung dan di atas lantai,

maka lantai harus diturunkan hingga kedalaman air hilir sekurang-kurangnya sama dengan kedalaman konjugasi. Untuk aliran tengelam, yakni jika muka air hilir lebih tinggi dari $2/3 H_1$ di atas mercu, tidak diperlukan peredam energi (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

Untuk mengetahui faktor-faktor lain sehubungan dengan tinggi air banjir di atas mercu, maka dilakukan perhitungan sebagai berikut :

a. Debit persatuan lebar (q)

$$q = Q/B_e \dots\dots\dots (3.11)$$

dengan :

q = debit persatuan lebar (m³/dt.m')

a = debit banjir rencana (m³/dt)

Be = lebar efektif bendung (m)

b. Kecepatan aliran di hulu bendung(V)

$$V = q/P + H_1 \dots\dots\dots (3.12)$$

dengan :

V = kecepatan air di hulu bendung (m/dt)

q = debit persatuan lebar (m³/dt.m')

P = tinggi mercu (m)

Hr = tinggi energi di atas mercu (m)

c. Tinggi kecepatan energi (H_a)

$$H_a = V^2/2g \dots\dots\dots (3.13)$$

dengan :

H_a = tinggi kecepatan energi (m)

V = kecepatan air di hulu bendung (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,80 m/dt²)

d. Tinggi muka air dihilu bendung (Hd)

$$Hd = H_1 - H_a \dots\dots\dots(3.14)$$

dengan :

- Hd = tinggi muka air dihilu bendung (m)
- H₁ = tinggi energi di atas mercu (m)
- H_a = tinggi kecepatan energi (m)

e. Kedalaman air kritis (Hc)

$$Hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(3.15)$$

dengan :

- Hc = kedalaman air kritis (m)
- q = debit persatuan lebar (m³/dt.m')
- g = percepatan gravitasi (9,80 m/dt²)

f. Kedalaman air di atas ambang ujung (Y₁)

$$Y_1 = \frac{q}{V_1} \dots\dots\dots(3.16)$$

Dengan :

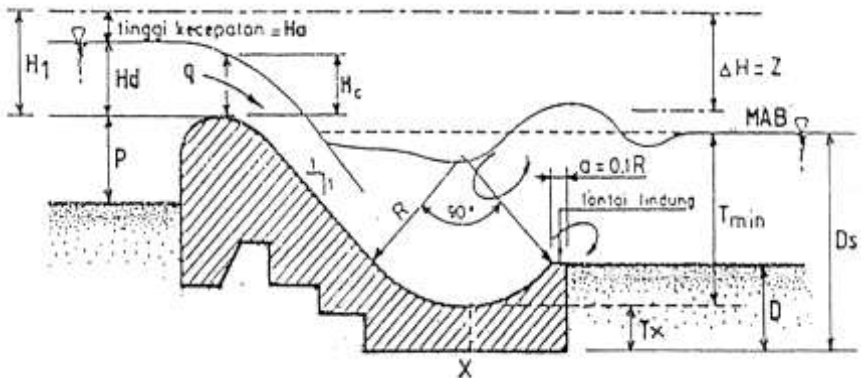
- Y₁ = kedalaman air di atas ambang ujung (m)
- q = debit persatuan lebar (m³/dt.m')
- V = kecepatan awal loncatan (m/dt)

3.3.9. Ruang Olakan

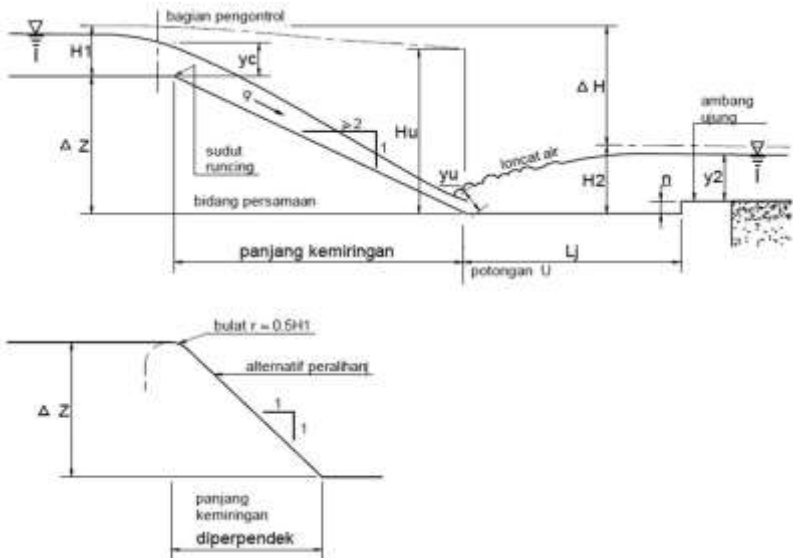
Ruang olakan adalah kolam air yang terletak disebelah hilir bendung yang berfungsi sebagai peredam energi atau mengurangi kecepatan aliran masuk dengan adanya pengurangan tersebut diharapkan air yang mengalir meninggalkan ruang olakan sudah tenang kembali ketika masuk ke sungai dibagian hilir mercu. Terlepas dari kondisi hidrolis, yang dapat dijelaskan dengan bilangan Froude dan kedalaman air hilir, kondisi

dasar sungai dan tipe sedimen yang diangkut memainkan peranan penting dalam pemilihan tipe kolam olak. Secara garis besar kolam olak terdiri dari tiga tipe (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986 : 60*) :

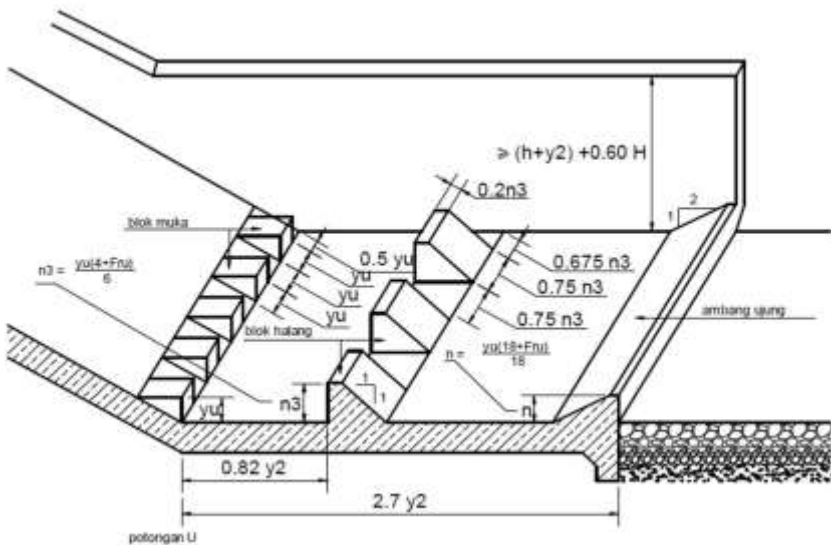
- 12 a. Bendung sungai yang mengangkut bongkah atau batu-batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam olak tipe bak tenggelam/**submerged bucket** (Gambar 3.14)
- b. Bendung disungai yang mengangkut batu-batu besar, tetapi sungai itu mengandung bahan aluvial, dengan dasar tahan gerusan, akan menggunakan kolam loncat air tanpa blok-blok halang (Gambar 3.15) atau tipe bak tenggelam/peredam energi yang disebut dengan **tipe vluhter**.
- 12 c. Bendung sungai yang hanya mengangkut bahan-bahan sedimen halus dapat direncanakan dengan kolam olak loncat air yang diperpendek dengan menggunakan blok-blok penghalang yang disebut **tipe USBR** (gambar 3.16)



Gambar 3.14. Peredam energi tipe bak tenggelam

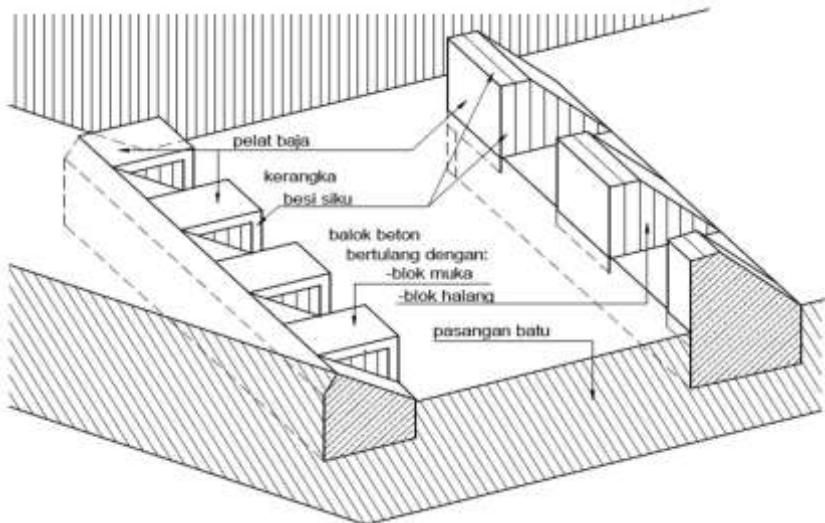


Gambar 3.15. Peredam energi tipe Vlughter



Gambar 3.16. Peredam energi tipe USBR III

Jika kolam itu dibuat dari pasangan batu, blok halang dan blok muka dapat dibuat seperti ditunjukkan pada Gambar 3.17.



Gambar 3.17. Blok-blok halang dan blok–blok muka

3.3.10. Lengkung Air Balik

Perhitungan lengkung air balik dimaksudkan untuk mengetahui sampai sejauh mana pengaruh kenaikan muka air setelah adanya pengempangan oleh bendung. Karena dengan adanya bendung maka permukaan air disebelah hulu akan naik dari keadaan normal, dengan jarak yang terpanjang ke sebelah hulu dan membentuk suatu lengkungan atau disebut *back water curve*. Untuk menanggulangi hal tersebut maka diperlukan pengamanan dengan cara membuka tanggul atau tembok penahan lainnya. Dengan demikian maka dapat ditentukan tinggi tanggul di hulu bendung dan panjang

tanggul yang harus dibuat. Dalam perencanaan bendung ini digunakan metode praktis untuk menentukan lengkung air balik sebagai berikut (*Soenarno, 1972 : 20*).

$$L = 2h/i \dots\dots\dots (3.17)$$

dengan :

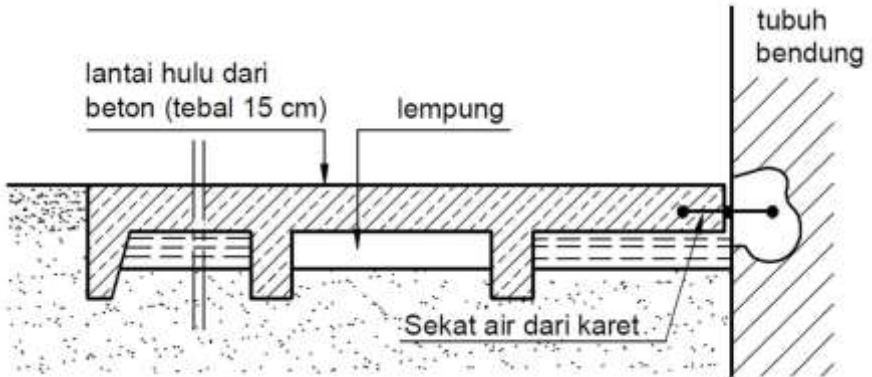
- 65 L = panjang pengaruh pengempangan kearah hulu dihitung dari titik as bendung (m)
- h = tinggi kenaikan muka air pada as bendung akibat pengempangan (m)
- i = miring sungai rata-rata di sekitar lokasi bendung

3.3.11. Panjang Lantai Muka

66 Dengan adanya bendung maka akan terjadi perbedaan tinggi air di hulu dan di hilir bendung serta akan menimbulkan perbedaan tekanan. Perbedaan tekanan ini akan mengakibatkan adanya aliran dibawah bendung, lebih-lebih apabila tanah dasar bendung bersifat tiris (porous). Bila tekanan air cukup besar dan mendesak butir-butir tanah maka lama kelamaan akan terjadi penggerusan, terutama di ujung belakang bendung. Selama pengalirannya air tersebut akan mendapatkan tekanan atau hambatan-hambatan yang kemudian air mencari jalan keluar dengan hambatan yang paling kecil yaitu pada bidang kontak antara bangunan bendung dengan tanah yang disebut sebagai *creep line*.

89 12 Lantai hulu akan memperpanjang jalur rembesan. Karena gaya tekan keatas di bawah lantai diimbangi oleh tekanan air di atasnya, maka lantai dapat dibuat tipis. Persyaratan terpenting adalah bahwa lantai ini kedap air, demikian pula sambungan dengan tubuh bendung. Sifat

kedap air ini dapat dicapai dengan foil plastik atau lempung kedap air di bawah lantai dan sekat karet yang menghubungkan lantai dan tubuh bendung. Contoh sambungan yang dianjurkan lantai dan tubuh bendung diberikan pada gambar 3.18 (DPU Kp-02,1986 : 131).



Gambar 3.18. Sambungan lantai hulu dengan tubuh bendung

89 Semakin pendek *creep line*, semakin pendek pula nambatannya dan semakin besar tekanan yang ditimbulkan diujung belakang bendung, demikian pula sebaliknya. Untuk memperpanjang hambatannya, maka *creep line* perlu diperpanjang pula, antara lain dengan membuat lantai muka atau membuat suatu dinding vertikal. Untuk menentukan panjang lantai muka dapat digunakan beberapa teori, seperti teori Bligh, teori Lane dan Net Flow Analysis (Soenarno, 1972).

3.3.11.1. Teori Bligh

Perbedaan tekanan dijalur pengaliran adalah sebanding dengan panjang jalan air (*creep line*) dan dinyatakan sebagai berikut :

$$\Delta H = \frac{L}{C} \text{ atau } L = \Delta H \cdot C \dots\dots\dots (3.18)$$

dengan :

ΔH = perbedaan tekanan (m)

L = panjang *creep line* (m)

C = *creep ratio*

Harga *creep ratio* (C) tergantung dari material yang dibawa oleh sungai yang bersangkutan (Lampiran 9). Besarnya ΔH diambil dari harga yang terbesar pada saat air banjir dan air normal.

3.3.11.2. Teori Lane

Teori Lane memberikan koreksi terhadap teori Bligh, yang menyatakan bahwa energi yang dibutuhkan oleh air untuk melewati jalan yang vertikal lebih besar dari jalan horisontal dengan perbandingan 3 : 1. Jadi anggapannya adalah $L_V = 3 L_H$, untuk suatu panjang yang sama maka rumus dari Bligh dirubah menjadi :

$$\Delta H = \frac{L_V + 1/3 L_H}{C} \dots\dots\dots (3.19)$$

dengan :

ΔH = perbedaan tekanan (m)

L_V = panjang *creep line* vertikal (m)

L_H = panjang *creep line* horisontal (m)

C = *creep ratio* dari Lane (lampiran 9)

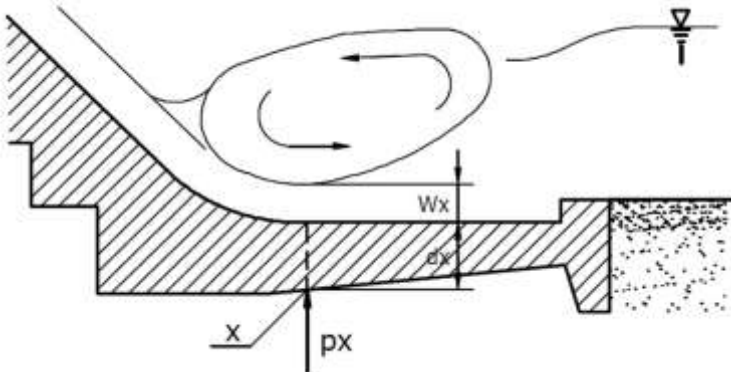
Harga C untuk Bligh dan Lane tidak sama, sebagai catatan untuk bidang yang bersudut 45° atau lebih terhadap bidang horisontal dianggap sebagai bidang vertikal, sedangkan bidang yang bersudut kurang dari 45°

terhadap bidang horisontal dianggap sebagai bidang horisontal. Jadi syarat dari teori Lane adalah :

$$L = LV + 1/3 LH \geq C \cdot \Delta H \dots\dots\dots ($$

3.3.12. Perhitungan Tebal Lantai Olakan

Agar bangunan aman terhadap guling, maka resultan semua gaya yang bekerja pada bagian bangunan di atas bidang horisontal, termasuk gaya angkat, harus memotong bidang ini pada teras. Tidak boleh ada tarikan pada bidang irisan manapun.



Gambar 3.19. Tebal lantai kolam olakan

4 Tiap bagian bangunan diandaikan berdiri sendiri dan tidak mungkin ada distribusi gaya-gaya melalui momen lentur (bidang momen). Oleh sebab itu, tebal lantai kolam olakan dihitung sebagai berikut (lihat Gambar 3.19) 18 (DPU Kp-02,1986 : 123).

$$d_x \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma} \dots\dots\dots (3.21)$$

dengan :

4 d_x = tebal lantai pada titik x, m

- P_x = gaya angkat pada titik x, kg/m²
- W_x = kedalaman air pada titik x, m
- γ = berat jenis bahan, kg/m³
- S = faktor keamanan (1,5 untuk kondoso normal, 1,25 untuk kondidi ekstrim)

3.3.13. Bangunan Pengambilan

Kapasitas pengambilan ≥ 120 % dari kebutuhan pengambilan (di musim deგრამენტ) untuk menambah fleksibilitas dan memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek. (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).

Persamaan :

$$V^2 > 32 (h/d) 1/3 \cdot d \dots\dots\dots (3.22)$$

dengan :

- V = kecepatan (rata-rata (m/dt)
- h = kedalaman air (m)
- d = diameter butir

Dengan kecepatan masuk sebesar 1,0 - 2,0 m/dt merupakan besaran perencanaan normal, diharapkan butir-butir berdiameter 0,01 sampai 0,04 m dapat masuk. persamaannya adalah :

$$Q = \mu b a \sqrt{ (\alpha g Z) } \dots\dots\dots(3.23)$$

dengan :

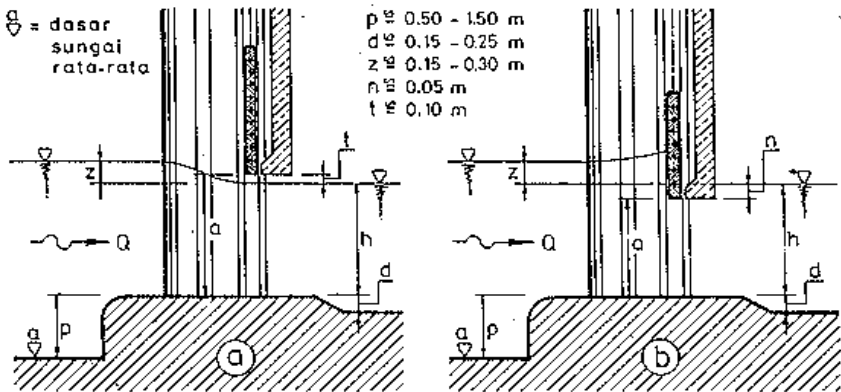
- Q = debit (m³/dt)
- μ = 0,80 koefisien debit (bukaan di bawah permukaan air/kehilangan tinggi energi kecil)
- b = Lebar bukaan (m)
- a = tinggi bukaan (m)
- g = grafitasi (9,8 m/dt²)
- Z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m).

Elevasi mercu bendung 0,10 m di atas elevasi pengambilan, untuk mencegah kehilangan air akibat gelombang.

Ambang direncanakan berdasarkan ketentuan bila digabung dengan pengambilan terbuka sebagai berikut :

- a. 0,50 m jika sungai hanya mengangkut lanau
- b. 1,00 m bila juga mengangkut pasir dan kerikil
- c. 1,50 m kalau sungai mengangkut batu-batu bongkah.

Umumnya $0 < P < 20$ cm di atas penutup saluran pembilas bawah, bila lebih dari satu, maka pilar sebaiknya diundurkan agar kondisi aliran masuk lebih mulus.



Gambar 3.20. Tipe pintu pengambilan

Untuk mencegah masuknya benda-benda hanyut, maka puncak bukaan berada di bawah muka air hulu. Jika bukaan berada di atas muka air, maka dibuat kisi penyaring dengan persamaan kisi penyaring sebagai berikut :

$$hf = C \cdot V^2 / 2g \dots\dots\dots ($$

$$C = \beta (S / b)^{4/3} \cdot \sin \delta \dots \dots \dots (3.25)$$

dengan :

- 66 hf = kehilangan tinggi energi (m)
- v = kecepatan datang (m/det)
- g = percepatan gravitasi (m/det²)
- C = koefisien yang besarnya tergantung pada :
- β = bentuk
- S = tebal jeruji (m)
- L = panjang jeruji (m)
- b = jarak bersih antar jeruji (b > 50 mm)
- δ = sudut dari horizontal (derajat)

3.3.14. Pembilas

36 Pedoman dalam penentuan lebar pembilas sebagai berikut :

- a. Lebar pembilas ditambah tebal pilar pembagi sebaiknya sama dengan 1/6 - 1/10 dari lebar bersih bendung, untuk sungai yang lebarnya kurang dari 100 m.
- b. Lebar pembilas sebaiknya 60 % dari lebar total pengambilan termasuk pilar - pilarnya.
- c. Panjang dinding pemisah, dalam hal ini sudutnya diambil 60 % - 70 % pintu pembilas direncanakan dengan bagian depan terbuka, memiliki keuntungan sebagai berikut :
 - 81 • Mengatur kapasitas debit, sebab air dapat mengalir melalui pintu-pintu yang tertutup selama banjir
 - 6 • Pembuangan benda-benda terapung lebih mudah, bila pintu dibuat dua bagian dan bagian atas dapat ditemukan.

Kelemahan - kelemahannya :

- a. Sedimen akan terangkut ke pembilas selama banjir, bila sungai mengangkut banyak bongkah dan dapat menumpuk di dapat pembilas dan sulit disingkirkan
- b. Benda-benda hanyut bisa merusak pintu
- c. debit sungai lebih besar debit pengambilan, maka air akan mengalir melalui pintu pembilas akibatnya kecepatan jadi lebih tinggi dan membawa lebih banyak sedimen.

3.3.15. Kantong Lumpur

3.3.15.1. Umum

Walaupun telah ada usaha untuk merencanakan sebuah bangunan pengambilan dan pengelak sedimen yang dapat mencegah masuknya sedimen ke dalam jaringan saluran irigasi, masih ada banyak partikel-partikel halus yang masuk ke jaringan tersebut. Untuk mencegah agar sedimen ini tidak mengendap di seluruh saluran irigasi, bagian awal dari saluran primer persis di belakang pengambilan direncanakan untuk berfungsi sebagai kantong lumpur.

Kantong lumpur itu merupakan pembesaran potongan melintang saluran sampai panjang tertentu untuk mengurangi kecepatan aliran dan memberi kesempatan kepada sedimen untuk mengendap. Untuk menampung endapan sedimen ini, dasar bagian saluran tersebut diperdalam atau diperlebar. Tampungan ini dibersihkan tiap jangka waktu tertentu (kurang lebih sekali seminggu atau setengah bulan) dengan cara membilas sedimennya kembali ke sungai dengan aliran terkonsentrasi yang berkecepatan tinggi.

50

Untuk mencegah sedimen tidak mengendap diseluruh saluran irigasi, pada awal saluran primer atau belakang pengambilan di buat kantong lumpur.

Biasanya panjang kantong lumpur adalah 200 - 500 m tergantung pada diameter sedimen yang mengendap (200 m, untuk sedimen kasar) dan (500 m untuk partikel yang lebih halus).

- Topografi
- Kemungkinan dilakukan pembilasan

6

Kantong lumpur tidak akan digunakan bila volume sedimen yang masuk ke jaringan irigasi tidak sampai ke bawah.

Persamaan perkiraan awal dimensi sebagai berikut :

$$H / W = L / V$$

$$V = Q / H . B \dots\dots\dots (3.26)$$

10

dengan :

- H = kedalaman aliran saluran (m)
- w = kecepatan endap partikel sedimen (m/dt)
- L = panjang kantong lumpur (m)
- V = kecepatan aliran air (m/dt)
- Q = debit saluran (m³/dt)
- B = lebar kantong lumpur (m)

Persamaan tersebut di atas menghasilkan :

$$LB = Q / W \dots\dots\dots (3.27)$$

6

Detail persamaan dipakai faktor koreksi, dengan faktor-faktor yang mengganggu seperti :

- turbulensi air
- pengendapan yang terhalang
- bahan lanjarang sangat banyak

Persamaan faktor koreksi (Velikanov) sebagai berikut :

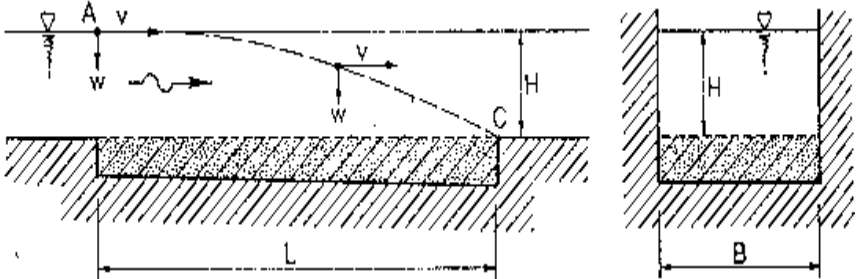
$$LB = \frac{Q \cdot \lambda^2 \cdot U \cdot (H0,5 - 0,2)^2}{W \cdot 7,51 \cdot W \cdot H} \quad (3.28)$$

dengan :

- L = panjang kantong lumpur (m)
- B = lebar kantong lumpur (m)
- Q = debit saluran (m³/dt)
- W = kecepatan endap partikel sedimen (m/dt)
- λ = koefisien pembagian D/T dengan : D = jumlah sedimen yang diendapkan
- T = jumlah sedimen yang diangkut
- maka λ = 0 , bila D/T = 0,5
- λ = 1,2 , bila D/T = 0,95
- λ = 1,55 , bila D/T = 0,98
- V = kecepatan rata-rata aliran (m/dt)
- H = kedalaman aliran air di saluran (m)

Penentuan kecepatan endap sangat mempengaruhi terhadap dimensi kantong lumpur. Metode yang dipakai untuk menentukan kecepatan endap antara lain :

- pengukuran ditempat
- dengan rumus / grafik



Gambar 3.21. Skema kantong lumpur

Pengecekan terhadap efisiensi pengendapan dan pembilasan pada kantong lumpur dipakai grafik pembuangan sedimen camp sebagai fungsi dua parameter, yaitu : **W/W_0 dan W/V_0**

dengan :

W = kecepatan endap partikel - partikel yang ukurannya diluar ukuran partikel yang direncanakan (m/dt)

W_0 = kecepatan endap rencana (m/dt)

V_0 = kecepatan rata-rata aliran dalam kantong lumpur (m/dt)

Suspensi sedimen dicek dengan menggunakan kriteria Shinokara Tsubaki. Bahkan tetap berada dalam suspensi penuh jika :

$$V^* / W > 1.6667 \dots\dots\dots (3.29)$$

dengan :

V^* = kecepatan geser
 = $(g \cdot h \cdot I)^{0,5}$ (m / dt)

g = grafitasi (9,8 m/dt²)

h = kedalaman air 9 m)

I = kemiringan energi

W = kecepatan endap sedimen (m/dt)

menurut Vlugter, untuk :

$$V > W / 1,6 \cdot I \dots\dots\dots (3.30)$$

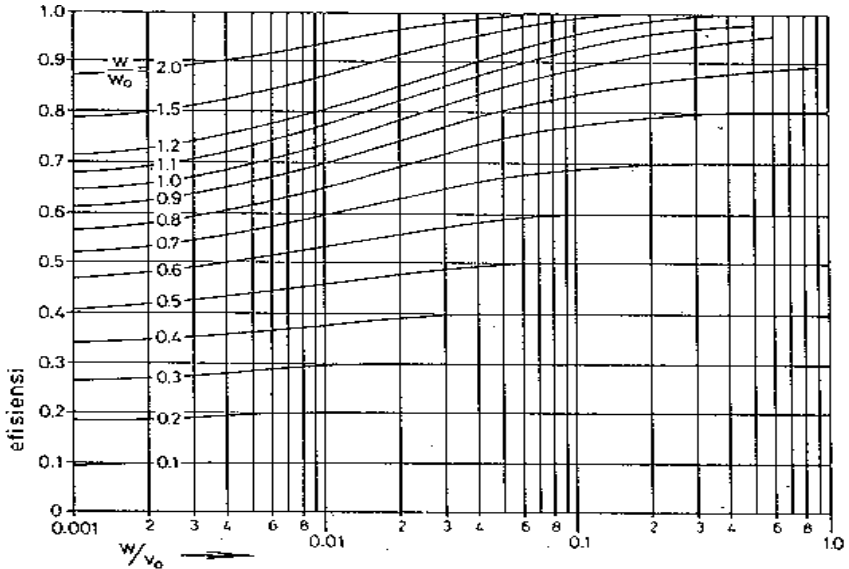
dengan :

V = kecepatan rata-rata (m/dt)

W = kecepatan endapan sedimen (m/dt)

I = kemiringan energi

Efisiensi pengendapan sebaiknya dicek dalam keadaan :
kantong kosong dan kantong penuh.



Gambar 3.22. Grafik pembuangan sedimen Camp untuk aliran turbulensi (Camp, 1945)

Tanggul Banjir

Panjang dan Elevasi tanggul menggunakan kurva pengempangan yang akurat dan aman dengan persamaan sebagai berikut :

$$L = h \cdot (1 - x / L)^2 \dots\dots\dots (3.31)$$

$$h / a > 1, \text{ maka } L = 2 \cdot h / I \dots\dots\dots (3.32)$$

$$h / a < 1, L = (a + h) / I \dots\dots\dots (3.33)$$

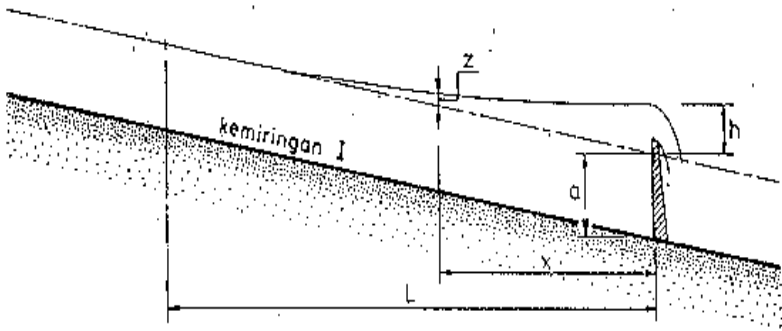
dengan :

a = kedalaman air di sungai tanpa bendung (m)

h = tinggi air dimuka bendung (m)

- L = panjang total kurva pengempangan terlihat (m)
- Z = kedalaman air pada jarak x dari bendung (m)
- X = Jarak dari bendung (m)
- I = kemiringan sungai.

Agar keamanan terjamin sebaiknya tanggul / banjir direncanakan 0,25 m di atas elevasi pangkal bendung (*abutment*) (*Standart Perencanaan irigasi KP – 02, 1986*).



Gambar 3.23. Kurva pengempangan

3.4. Contoh Perencanaan Bendung

Data-data yang dibutuhkan untuk perencanaan :

- Peta topografi (skala 1 : 25000, 1 : 1 : 2000 dan skala 1 : 100), untuk menentukan tata letak bendung.
- Data geologi teknik lokasi tapak bendung, untuk menentukan karakteristik pondasi bendung.
- Data hidrologi, untuk menentukan besaran debit banjir rencana.
- Data morfologi sungai, untuk menentukan besaran angkutan sedimen.

- Data karakteristik sungai, untuk menentukan hubungan antara besaran debit sungai dengan elevasi muka air banjir.
- Keadaan batas pada jaringan irigasi, untuk menentukan dimensi bendung dan bangunan intake.
- Bangunan-bangunan yang sudah ada (*existing structure*) atau bangunan yang sedang direncanakan pada sungai tersebut, baik di hulu maupun hilir calon bendung.

a) Perhitungan Kemiringan Dasar Sungai Rata-Rata Soenarno, 1972 untuk menentukan kemiringan dasar sungai rata-rata disekitar lokasi bendung berpedoman pada data potongan memanjang sungai sepanjang 965 m. Hasil perhitungan kemiringan sungai disajikan pada **Tabel 3.17**.

Data :

$$\text{elv P0} = 105,310 \text{ m}$$

$$\text{elv P1} = 105,100 \text{ m}$$

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

$$\Delta H = \text{elv. P1} - \text{elv. P0}$$

$$= 105,310 - 105,100 = 0,210 \text{ m}$$

$$\Delta H / L = 0,210 / 50$$

$$= 0,0042$$

$$i = \Sigma(\Delta H / L) / (n - 1)$$

$$= (0,1525 / 50) / (22 - 1)$$

$$i = \mathbf{0,00726}$$

Tabel 3.3 Perhitungan kemiringan dasar sungai

No.	No. Patok	L (m)	Elevasi	ΔH (m)	$\Delta H/L$
1	P0	50	+ 105.310	0.210	0.0042
2	P1	50	+ 105.100	-0.050	-0.0010
3	P2	50	+ 105.150	0.210	0.0042
4	P3	50	+ 104.940	0.330	0.0066
5	P4	50	+ 104.610	-0.120	-0.0024
6	P5	50	+ 104.730	-0.050	-0.0010
7	P6	50	+ 104.780	0.150	0.0030
8	P7	50	+ 104.630	-0.160	-0.0032
9	P8	50	+ 104.790	-0.770	-0.0154
10	P9	50	+ 105.560	0.020	0.0004
11	P10	50	+ 105.540	0.770	0.0154
12	P11	50	+ 104.770	-0.110	-0.0022
13	P12	50	+ 104.880	-0.100	-0.0020
14	P13	50	+ 104.980	0.150	0.0030
15	P14	50	+ 104.830	-0.020	-0.0004
16	P15	50	+ 104.850	-0.130	-0.0026
17	P16	50	+ 104.980	0.503	0.0101
18	P17	50	+ 104.477	0.447	0.0089

No.	No. Patok	L (m)	Elevasi	ΔH (m)	$\Delta H/L$
19	P18	25	+ 104.030	0.580	0.0232
20	P18,25	25	+ 103.450	0.010	0.0004
21	P19	15	+ 103.440	1.550	0.1033
22	P19,15		+ 101.890		
Jumlah		965			0.1525

Sumber : hasil perhitungan

Dari perhitungan diatas didapat kemiringan sungai sebesar $(i) = 0,00726$

b) ¹³ Perhitungan Tinggi Air Banjir Di Hilir Bendung
 Perhitungan tinggi air banjir di hilir bendung dilakukan dengan cara coba-coba sampai diperoleh debit banjir hitung yang mendekati debit banjir rencana sebesar 838,510 m³/dt. Contoh perhitungan dengan ketinggian air hilir 0,25 m :

Kolom 2 (h) = ketinggian air banjir dihilir bendung dengan coba-coba, **0,25 m**

Kolom 3 (b) = lebar sungai = **50 m**

Kolom 4 (m) = kemiringan talud saluran = ⁷⁹ **0,68**

Kolom 5 (A) = luas permukaan basah = $(b + m \times h) \times h$

$$= (50 + 0,68 \times 0,25) \times 0,25 =$$

$$\mathbf{12,543 \text{ m}^2}$$

Kolom 6 (P) = keliling basah = ⁵⁶ $b + 2 \times h (m^2 + 1)^{0,5}$

$$= 50 + 2 \times 0,25 (0,68^2 + 1)^{0,5} =$$

$$\mathbf{650,605 \text{ m}}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 7 (R)} &= \text{jari-jari hidroulis} = A / P \\ &= 12,543 / 650,605 = \mathbf{0,248 \text{ m}} \end{aligned}$$

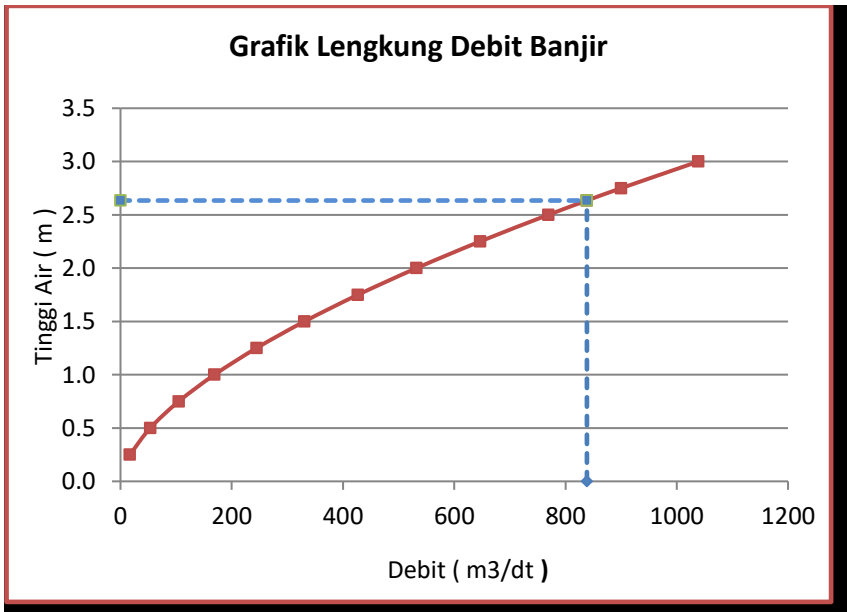
$$\begin{aligned} \text{Kolom 8 (n)} &= \text{koefisien kekasaran manning,} \\ &0,025 \end{aligned}$$

$$\text{Kolom 9 (i)} = \text{kemiringan saluran} = \mathbf{0,00726}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 10 (V)} &= \text{kecepatan aliran} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \\ &= \frac{1}{0,025} \times 0,248^{2/3} \times 0,00726^{1/2} = \\ &\mathbf{1,345 \text{ m/dt}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom 11 (Q)} &= \text{debit banjir} = A \times V \\ &= 12,543 \times 1,345 = \mathbf{16,871} \\ &\mathbf{\text{m}^3/\text{dt}^3} \end{aligned}$$

hasilnya dapat dilihat pada Tabel 3.4 Untuk lebih jelas hasil perhitungan tersebut dibuat grafik lengkung debit yang disajikan pada Gambar 3.24.



Gambar 3.24. Grafik lengkung debit banjir di atas hilir bendung

Tabel 3.4 Hasil perhitungan tinggi air banjir di hilir bendung

No.	b (m)	m (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	n	I	V (m/dt)	Q (m ³ /dt)	
1	0.25	50	0.68	12.543	50.605	0.248	0.025	0.007	1.345	16.871
2	0.50	50	0.68	25.170	51.209	0.492	0.025	0.007	2.123	53.441
3	0.75	50	0.68	37.883	51.814	0.731	0.025	0.007	2.767	104.809
4	1.00	50	0.68	50.680	52.419	0.967	0.025	0.007	3.333	168.929
5	1.25	50	0.68	63.563	53.023	1.199	0.025	0.007	3.847	244.525
6	1.50	50	0.68	76.530	53.628	1.427	0.025	0.007	4.321	330.693
7	1.75	50	0.68	89.583	54.233	1.652	0.025	0.007	4.764	426.741
8	2.00	50	0.68	102.720	54.837	1.873	0.025	0.007	5.180	532.118
9	2.25	50	0.68	115.943	55.442	2.091	0.025	0.007	5.575	646.366
10	2.50	50	0.68	129.250	56.046	2.306	0.025	0.007	5.951	769.103
11	2.63	50	0.68	136.442	56.372	2.420	0.025	0.007	6.146	838.509
12	2.75	50	0.68	142.643	56.651	2.518	0.025	0.007	6.309	899.999
13	3.00	50	0.68	156.120	57.256	2.727	0.025	0.007	6.654	1038.765

Sumber : hasil perhitungan

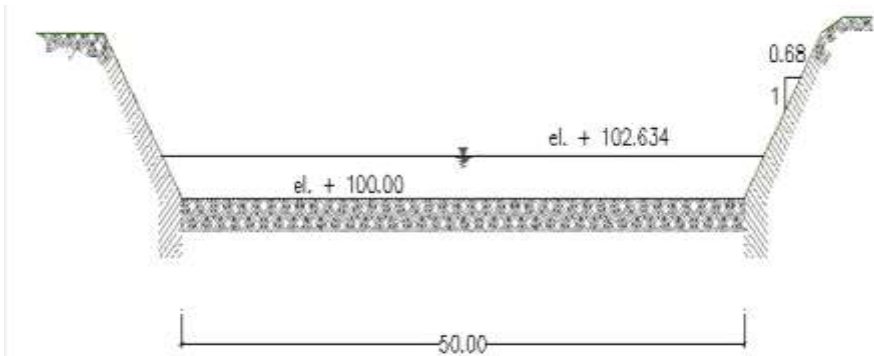
Dari perhitungan di atas didapat tinggi air di hilir bendung (h) = 2,634 m, sehingga tinggi elevasi muka air hilir bendung (diambil dari elevasi dasar saluran setelah bendung) adalah : +100 + 2,634 = +102,634 m.

c) Perhitungan Lebar Efektif Bendung

Perhitungan lebar efektif bendung disesuaikan dengan data existing, data-data tersebut sebagai berikut

- Lebar bendung (B) = 50 m

- 2 pintu pembilas lebar (B_p) = 2,1 m
- 2 pilar pintu pembilas @ tebal = 1,4 m
- 2 pilar mercu (T_p) @ tebal = 0,50 m
- K_p = 0,01
- K_a = 0,01
- B_p total = $2 \times 2,1$ = 4,2 m
- T_p total = $2 \times 1,4 + 2 \times 0,5$ = 3,8 m

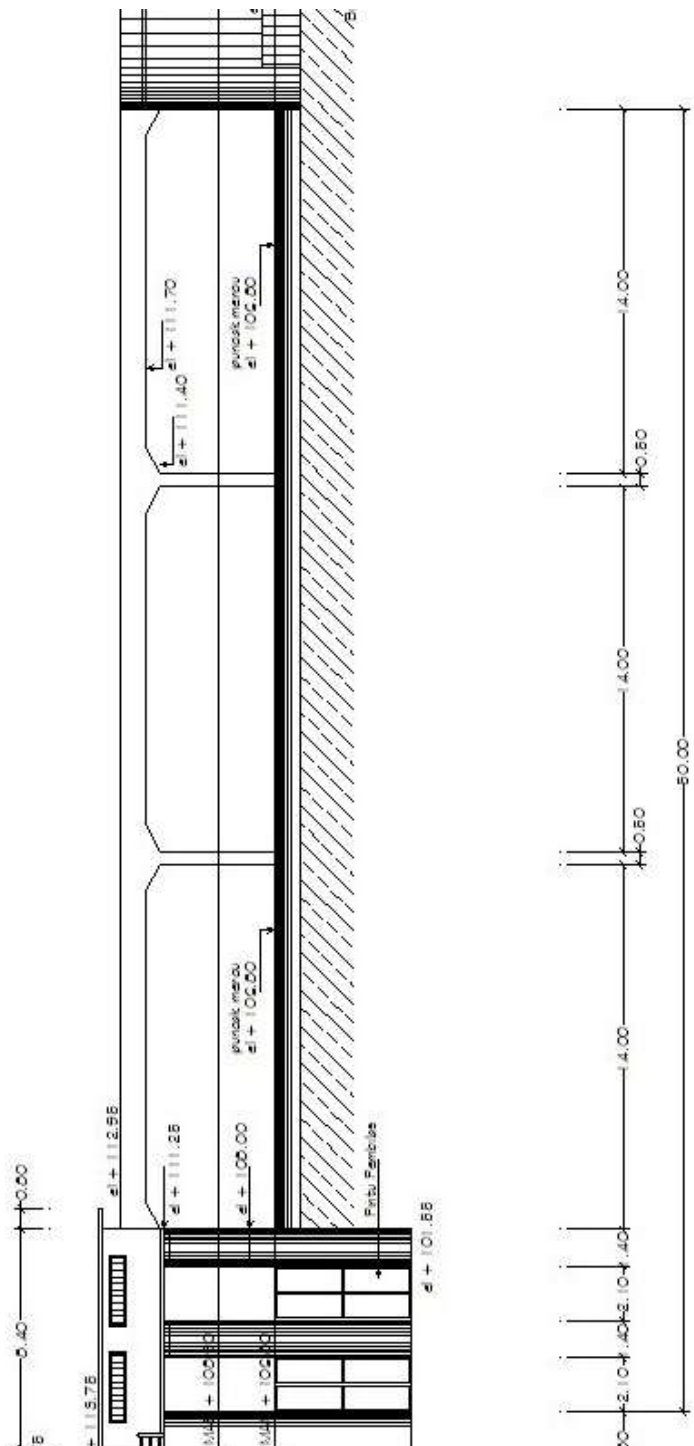


Gambar 3.25. Potongan melintang sungai di hilir bendung

Karena elevasi pintu pembilas sama dengan mercu, maka lebar pintu pembilas dianggap lebar mercu (Gambar 3.26). Untuk mencari lebar mercu (B_m) digunakan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Lebar mercu } (B_m) &= B - (B_p \text{ total} + T_p \text{ total}) \\ &= 50 - (2 \times 2,1 + (2 \times 1,4 + 2 \times 0,5)) \\ &= \mathbf{46,2 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar efektif bendung } (B_e) &= B_m - (2(n * k_p + k_a) * H_1) \\ &= 46,2 - (2(4 * 0,01 + 0,01) * H_1) \\ &= \mathbf{46,2 - 0,1H_1 \text{ m}} \end{aligned}$$



Gambar 3.26
Lebar efektif bending (Be)

d) Perhitungan Elevasi Mercu Bendung

Perhitungan elevasi mercu sebagai berikut :

1.	Elevasi sawah tertinggi	= 105,25	m
2.	Tinggi air di sawah	= 0,10	m
3.	Kehilangan tekanan dari tersier ke sawah	= 0,10	m
4.	Kehilangan tekanan dari sekunder ke tersier	= 0,10	m
5.	Kehilangan tekanan dari primer ke sekunder	= 0,10	m
6.	Kehilangan tekanan dari sungai ke primer	= 0,20	m
7.	Kehilangan tekanan karena miring saluran	= 0,15	m
8.	Kehilangan tekanan pada alat-alat ukur	= 0,40	m
9.	Persediaan tekanan karena eksploitasi	= 0,10	m
10.	Persediaan untuk lain-lain bangunan	= 0,25	m
	Elevasi mercu bendung	<u> </u>	= +106,75m⁺

e) Perhitungan Tinggi Air Banjir Di Atas Mercu

Tinggi air di atas mercu dihitung dengan persamaan (3.57) yaitu :

$$Q = Cd \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot Be \cdot H_1^{\frac{2}{3}}$$

dengan :

Q = debit banjir rencana, (838,510 m³/dt)

Cd = koefisien debit, (Cd = C₀ × C₁ × C₂)

G = gaya grafitasi bumi, (9,81 m/dt²)

Be = lebar efektif bendung, (46,2 – 0,1H₁)

H₁ = tinggi energi/ air banjir di atas mercu, (m)

Perhitungan tinggi air di atas mercu dilakukan dengan cara coba-coba memasukan nilai H₁ dan Cd sampai didapat nilai Cd coba-coba sama dengan Cd hitung serta debit rencana sama dengan debit hitung.

Dicoba :

H₁ = 4,1188

Cd = 1,285

$$838,510 = 1,285 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot 9,81 \cdot (46,2 - 0,1 \cdot 4,1188)} \cdot 4,1188^{\frac{3}{2}}$$

$$\mathbf{838,510 = 838,510 \text{ m}^3/\text{dt}}$$

Faktor-faktor lain yang mempengaruhi tinggi air banjir di atas mercu perhitungannya sebagai berikut :

- Debit persatuan lebar (q) :

$$q = Q / B_e$$

$$= 838,510 / 46,2 - 0,1 \times 4,1188$$

$$= \mathbf{18,313 \text{ m}^3/\text{dt}'\cdot\text{m}}$$
- Kecepatan air di hulu bendung (V) :

$$V = q / (P + H_1)$$

$$= 18,313 / (0,7 + 4,118)$$

$$= \mathbf{3,800 \text{ m}/\text{dt}}$$
- Tinggi kecepatan energy (Ha₁) :

$$Ha_1 = V^2 / 2g$$

$$= 3,8^2 / (2 \times 9,81)$$

$$= \mathbf{0,736 \text{ m}}$$
- Tinggi muka air di hulu bendung (Hd) :

$$Hd = H_1 - Ha_1$$

$$= 4,1188 - 0,736$$

$$= \mathbf{3,383 \text{ m}}$$

Cek''

$$H_1 / Hd = 4,1188 / 3,383 = \mathbf{1,218}$$

$$P / Hd = 0,7 / 3,383 = \mathbf{0,207}$$

$$P / H_1 = 0,7 / 4,1188 = \mathbf{0,170}$$

$$C_0 = 1,3 \text{ (konstanta)}$$

$$C_1 = 0,9625 \text{ (grafik } C_1 \text{ Gambar 3.6)}$$

$$C_3 = 1,027 \text{ (grafik } C_2 \text{ Gambar 3.7)}$$

Dari nilai di atas didapat :

$$Cd \text{ (coba2)} = Cd \text{ hitung}$$

$$1,2850 = C_0 \times C_1 \times C_2$$

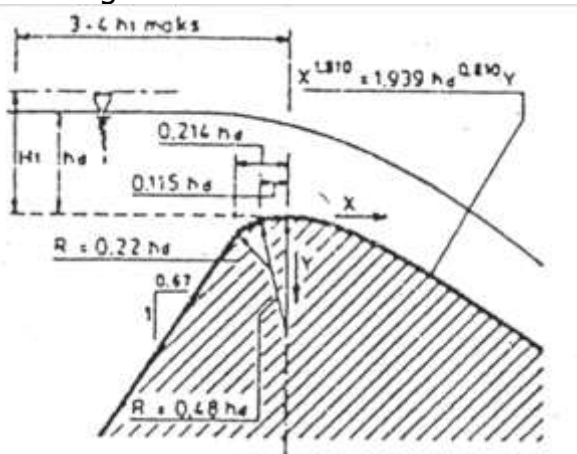
$$1,2850 = 1,3 \times 0,9625 \times 1,027$$

$$\mathbf{1,2850 = 1,2850}$$

Karena Cd coba-coba sama dengan Cd hitung, maka nilai Cd coba-coba dapat diterima.

f) Perhitungan Jari-Jari Mercu

Perencanaan dimensi bendung bagian hilir dengan kemiringan permukaan hulu bendung 1 : 80. Oleh karena itu yang mendekati kondisi existing tipe mercu no 2 dengan nilai $K = 1,939$ dan $n = 1,810$. Perhitungan dimensi mercu mercu bendung dihitung dengan persamaan sebagai berikut :



Gambar 3.27. Perencanaan Mercu Ogee dengan permukaan hulu 3 : 2

$$\begin{aligned} R_1 &= 0,48 \times H_d \\ &= 0,48 \times 3,383 \\ &= \mathbf{1,6237 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_2 &= 0,22 \times H_d \\ &= 0,22 \times 3,383 \\ &= \mathbf{0,744 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak } R_1 &= 0,115 \times H_d \\ &= 0,115 \times 3,383 \\ &= \mathbf{0,4702 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak } R_2 &= 0,214 \times H_d \\ &= 0,214 \times 3,383 \\ &= \mathbf{0,7239 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$X^{1,81} = 1,939 \times Hd^{0,81} \times Y$$

$$X^{1,81} = 1,939 \times 3,383^{0,81} \times Y$$

$$X^{1,81} = 5,203 \times Y$$

$$Y = 1 / 5,203 \times X^{1,81}$$

$$Y = 1,81 / 5,203 \times X^{0,81}$$

Kemiringan dihilir bendung direncanakan 1 : 0,7

Dengan $Y' = \tan \theta$, maka $Y' = 1 / 0,7 = 1,4285$

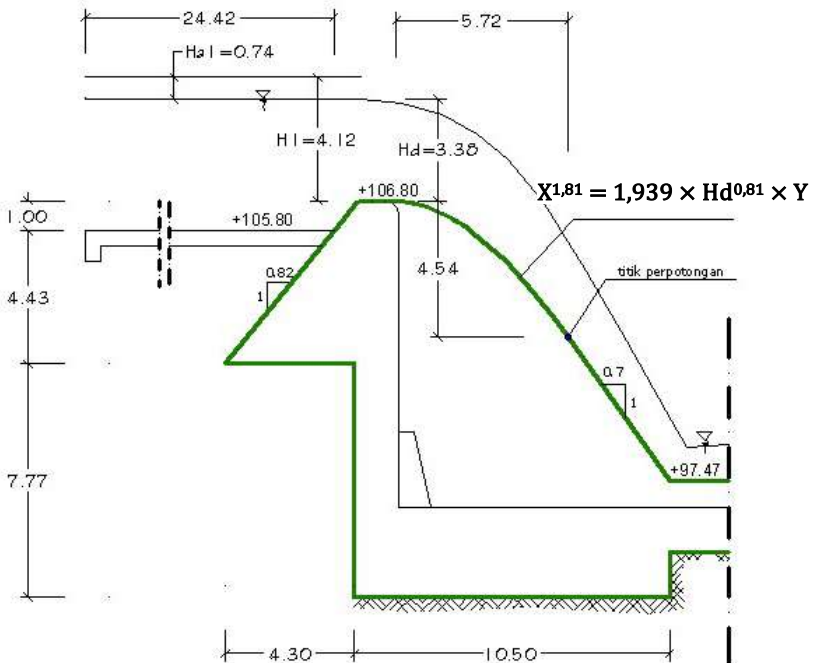
$$1,428 = 1,81 / 5,203 \times X^{0,81}$$

$$X = {}^{1/0,81}\sqrt{(1,428 \times 5,203 / 1,81)}$$

$$X = 5,72 \text{ m}$$

$$Y = 1 / 5,203 \times 5,720^{1,81}$$

$$Y = \mathbf{4,5147 \text{ m}}$$



Gambar 3.28. Jari-jari mercu Ogee type 3 dengan kemiringan hilir 1 : 0,7

g) Perhitungan Kolam Loncat Air

Elevasi kolam loncat air direncanakan +97,47 m.
Perhitungan kecepatan awal loncatan dihitung dengan data-data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}H_1 &= 4,1188 \text{ m} \\Z &= \text{elv. mercu} - \text{elv. kolam loncat air} \\&= +106,8 - +97,47 \\&= 9,33 \text{ m} \\g &= 9,81 \text{ m/dt}\end{aligned}$$

• **Kecepatan awal loncatan (V_1) :**

$$\begin{aligned}V_1 &= \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} H_1 + Z \right)} \\&= \sqrt{2 \cdot 9,81 \left(\frac{1}{2} \cdot 4,1188 + 9,33 \right)} \\&= \mathbf{14,941 \text{ m/dt}}\end{aligned}$$

• **Tinggi air pada titik V_1 (Y_u) :**

$$\begin{aligned}Q &= A \times V_1 \\&= b \times h \times V_1 \\h (Y_u) &= Q / (b \times V_1) \\&= 838,510 / (50 \times 14,941) \\&= \mathbf{1,122 \text{ m}}\end{aligned}$$

• **Kedalaman konjugasi dalam loncat air Y_2**

$$Y_2/Y_u = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_r^2} - 1 \right)$$

$$\begin{aligned}\text{Dengan } Fr &= V_1 / \sqrt{g Y_u} \\&= 14,941 / \sqrt{9,81 \times 1,122} \\&= \mathbf{4,5049}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Y_2/Y_u &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 4,5049^2} - 1 \right) \\&= 5,8905\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_2 &= 5,8905 \times 1,122 \\
 &= \mathbf{6,6117 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

h) Perencanaan Kolam Olakan

Berdasarkan hasil perhitungan bilangan froude sebesar 4,5049 dan tipe sedimen yang diangkut yaitu sedimen halus, maka dalam perencanaan kolam olakan dipilih kolam olak tipe USBR III. Gambar 3.16 menjelaskan tentang cara perencanaan ruang kolam olak, antara lain :

- Perhitungan panjang lantai olakan (L_j)

$$\begin{aligned}
 L_j &= 2,7 \times Y_2 \\
 &= 2,7 \times 6,6117 = \mathbf{17,8515 \text{ m}}
 \end{aligned}$$
- Perhitungan blok-blok penghalang (n_j)

$$\begin{aligned}
 n_j &= Y_u \times (4 + Fr) / 6 \\
 &= 1,122 \times (4 + 4,5049) / 6 = \mathbf{1,591 \text{ m}}
 \end{aligned}$$
- Perhitungan endsill (n)

$$\begin{aligned}
 n &= Y_u \times (18 + Fr) / 10 \\
 &= 1,122 \times (4 + 4,5049) / 10 = \mathbf{2,5260 \text{ m}}
 \end{aligned}$$
- Jarak blok muka dengan blok tengah ($L_{j\text{blok}}$)

$$\begin{aligned}
 L_{j\text{blok}} &= 0,82 \times Y_2 \\
 &= 0,82 \times 6,6117 = \mathbf{5,4216 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

i) Perhitungan Panjang Lantai Muka

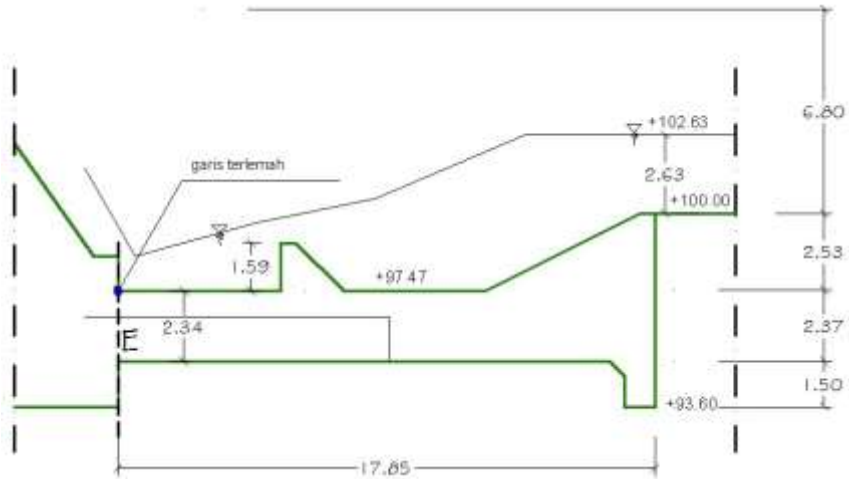
a) Teori Bligh

Material bawaan berupa boulder,
dari tabel harga $C = 5$

Data :

elv. mercu	=	106,8 m
elv. dasar sal.	=	100 m
elv. air hilir	=	102,634 m
hd	=	3,3819 m
elv. Dasar olakan	=	97,47 m

$$\begin{aligned} \text{elv. MAB di hulu} &= \text{elv. mercu} + \text{hd} \\ &= 106,8 + 3,381 = 110,182 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 3.29. Hasil perencanaan kolam olakan type USBR III

Perbedaan tekanan (ΔH) :

Keadaan air banjir

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{elv. MAB di hulu} - \text{elv. MAB di hilir} \\ &= 110,182 - 102,634 \\ &= 7,547 \text{ m} \end{aligned}$$

Keadaan air normal

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{elv. Mercu} - \text{elv. Dasar saluran} \\ &= 106,80 - 100,00 \\ &= 6,80 \text{ m} \end{aligned}$$

dari keadaan di atas diambil yang paling besar

$$\Delta H = 7,547 \text{ m}$$

Panjang creep line yang diperlukan menggunakan teori Bligh :

$$\begin{aligned}L_{\text{perlu}} &= \Delta H \times C \\ &= 7,547 \times 5 \\ &= \mathbf{37,7374 \text{ m}}\end{aligned}$$

Dari dimensi rencana bendung diperoleh panjang creep line sebagai berikut :

Terhadap sumbu horisontal

$$\begin{aligned}LH &= 0,5 + 23,51 + 4,3 + 10,5 + 16,35 + 1 \\ &= \mathbf{56,16 \text{ m}}\end{aligned}$$

Terhadap sumbu vertikal

$$\begin{aligned}LV &= 1 + 0,5 + 5,08 + 7,77 + 1,5 + 0,7 + 1 + 6,4 \\ &= \mathbf{23,95 \text{ m}}\end{aligned}$$

Panjang creep line total :

$$\begin{aligned}L &= LH + LV \\ &= 56,16 + 23,95 \\ &= \mathbf{80,11 \text{ m}}\end{aligned}$$

Dari hasil analisa diatas didapat $L_{\text{perlu}} \mathbf{37,73 \text{ m}} < \mathbf{L \ 80,11 \text{ m}}$, maka dimensi lantai muka menurut teori *Bligh* **aman**,

b) Teori Lane

Material bawaan berupa boulder,

dari tabel harga $C = 2,5$

dari perhitungan teori bligh didapat harga LH dan LV sebagai berikut :

$$\begin{aligned}LH &= 56,16 \text{ m} \\ LV &= 23,95 \text{ m} \\ \Delta H &= 7,547 \text{ m}\end{aligned}$$

Panjang creep line yang diperlukan menggunakan teori Lane :

$$\begin{aligned}L_{\text{perlu}} &= LV + 1/3 LH \\ &= 23,95 + 1/3 \ 56,16\end{aligned}$$

$$= \mathbf{42,67 \text{ m}}$$

Syarat teori Lane :

$$LV + 1/3 LH \geq C \times \Delta H$$

$$42,67 \text{ m} \geq 2,5 \times 7,547$$

$$\mathbf{42,67 \text{ m} \geq 8,8687 \text{ m}}$$

Dari hasil analisa diatas maka menurut teori *Lane* dimensi lantai muka **aman**

- j) Perhitungan Tebal Lantai Ruang Olakan
Sesuai dengan standart perencanaan irigasi KP 02, perhitungan tebal lantai olak dihitung dengan persamaan di bawah ini.

$$d_x \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma}$$

Dengan :

d_x = tebal lantai kolam olak pada titik x,
(direncanakan **2,374 m**)

P_x = gaya angkat pada titik x, (**1421 kg/m³**)

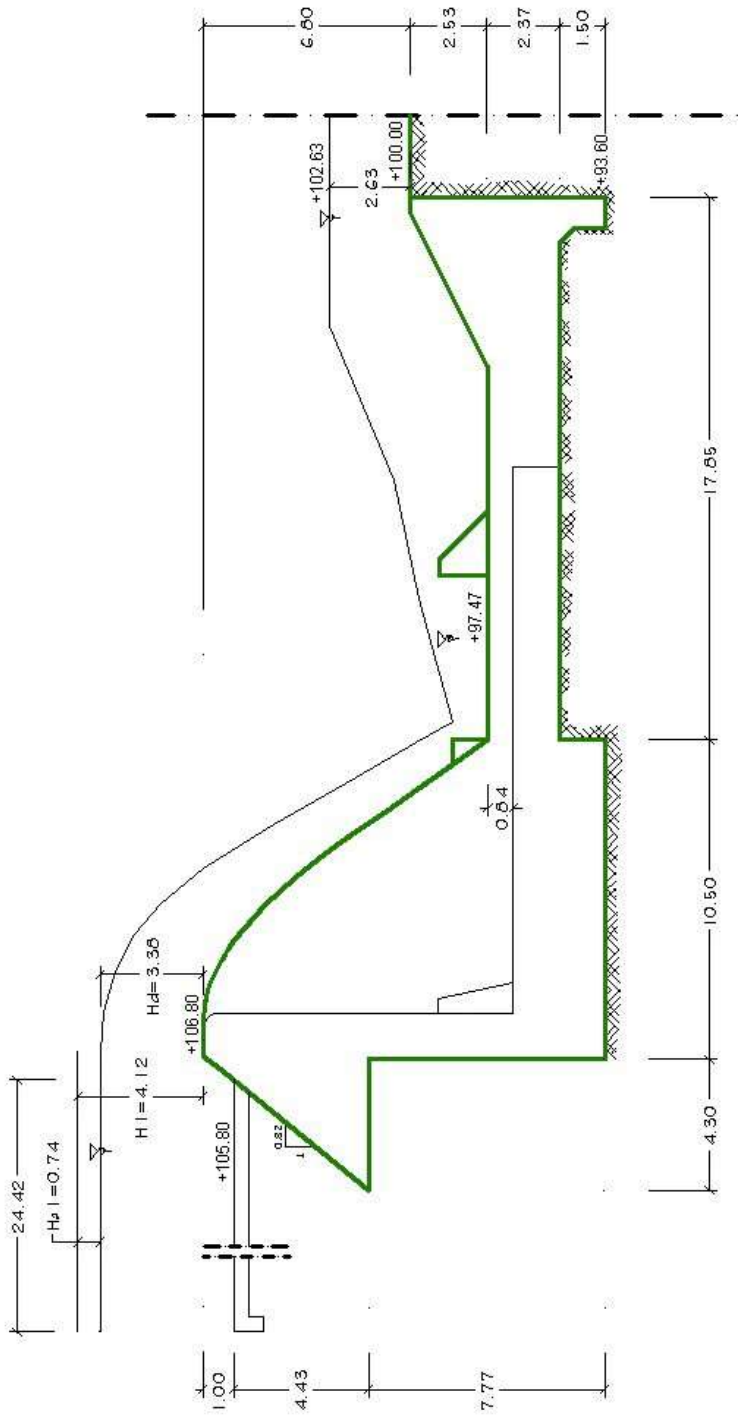
W_x (Y_u) = kedalaman air pada titik x (**1,122 m**)

γ = berat jenis bahan, (**2200 kg/m³**)

S = faktor keamanan, (**1,5**)

$$2,374 \geq 1,5 \frac{1421 - 1,122}{2200}$$

$$\mathbf{2,374 \geq 1,7389 \dots \text{aman!!!!}}$$



Gambar 3.30. Profil muka air diatas bendung

BAB IV

STABILITAS BENDUNG

4.1. Umum

83 Bendung adalah suatu bangunan yang dibuat dari pasangan batu kali, bronjong atau beton yang terletak melintang pada sebuah sungai. Bendung berfungsi menaikkan elevasi muka air sungai agar dapat dialirkan secara gravitasi ke areal pertanian melalui saluran irigasi. Disamping untuk keperluan irigasi, dapat juga untuk penyediaan air baku minum, pembangkit listrik atau untuk penggelontoran air pada suatu kota.

Stabilitas bendung adalah kekuatan atau kestabilan konstruksi bendung akibat gaya-gaya yang bekerja pada tubuh bendung. Analisa stabilitas diperlukan agar bangunan selalu dalam kedudukan kokoh, kuat dan aman terhadap gaya-gaya yang bekerja pada tubuh bendung dalam kondisi apapun. Analisa stabilitas pada bendung dilaksanakan dalam keadaan air normal dan keadaan air banjir.

4.2. Gaya-gaya yang bekerja

Dalam perencanaan bendung perlu diketahui besarnya gaya-gaya yang berusaha mengangkat dan mendorong tubuh bendung dari kedudukannya. Gaya-gaya yang perlu diperhitungkan dalam stabilitas tubuh bendung adalah (*Soenarno, 1972*) :

- a. Gaya Akibat Berat Bendung (G)
- b. Gaya Akibat Gempa (K)
- c. Gaya Akibat Tekanan Lumpur (S)
- d. Gaya Akibat Tekanan Air (W)

- e. Gaya Akibat Tekanan Tanah (P)
- f. Gaya Akibat Uplift Pressure (U)

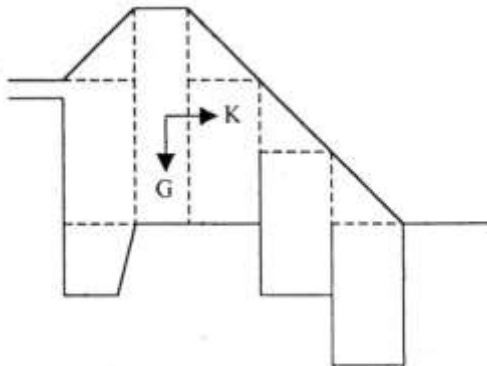
4.2.1. Gaya Akibat Berat Bendung (G)

Gaya akibat bendung adalah berat sendiri tubuh bendung yang kearah vertikal ke bawah dan garis kerjanya melalui titik berat konstruksi. Untuk mempermudah perhitungan, dari gambar rencana konstruksi tubuh bendung yang telah ada dibagi menjadi bagian-bagian yang berbentuk segitiga dan segi empat atau trapesium. Dalam perhitungan lebar pias diambil tiap 1.00 m, maka gaya yang diperhitungkan adalah luas bidang kali berat jenis konstruksi bendung. Berat bendung bisa dihitung dengan persamaan sebagai berikut (*Soenarno,1972*) :

$$G = F \cdot \gamma p \dots\dots\dots (4.1)$$

dengan :

- G = berat sendiri tubuh bendung (ton)
- F = luas bidang (m²)
- γp = berat jenis pasangan t/m³



Gambar 4.1. Gaya akibat berat bendung dan akibat gempa

4.2.2. Gaya Akibat Gempa (K)

Gaya gempa pada suatu konstruksi akan menimbulkan gaya yang besarnya adalah berat sendiri dikalikan dengan koefisien gempa. Besaran gaya gempa (Soenarno, 1972) adalah :

$$K = k \cdot G \dots\dots\dots (4.2)$$

dengan :

K = Gaya akibat gempa (ton)

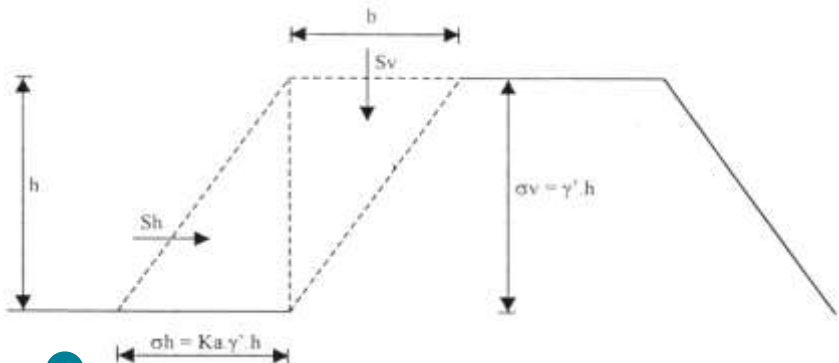
k = Koefisien gempa

G = Berat sendiri konstruksi (ton)

Gaya gempa bekerja kesemua arah, akan tetapi yang dianggap paling berbahaya dalam perhitungan adalah kearah horizontal, karena mengakibatkan gaya guling. Gaya gempa bekerjanya melewati titik berat konstruksi.

4.2.3. Gaya Akibat Tekanan Lumpur (S)

Apabila bendung sudah dioperasikan maka akan terjadi pengendapan di hulu bendung. Akibat adanya pengendapan maka akan terjadi gaya tekanan yang berusaha untuk menggeser tubuh bendung. Tekanan lumpur mempunyai arah horisontal dan vertikal. Tinggi lumpur diperhitungkan setinggi mercu.



62 Gambar 4.2. Gaya akibat tekanan lumpur

Besarnya gaya akibat tekanan lumpur (Soenarno, 1972) :

$$Sh = 1/2 \cdot Ka \cdot \gamma' \cdot h^2 \dots\dots\dots (4.3)$$

$$Sv = 1/2 \cdot \gamma' \cdot h \cdot b \dots\dots\dots (4.4)$$

dengan :

Sh = gaya tekanan lumpur horizontal (ton/m²)

Sv = gaya tekanan lumpur vertikal (ton/m²)

Ka = koefisien tekanan tanah aktif,

$$Ka = \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)$$

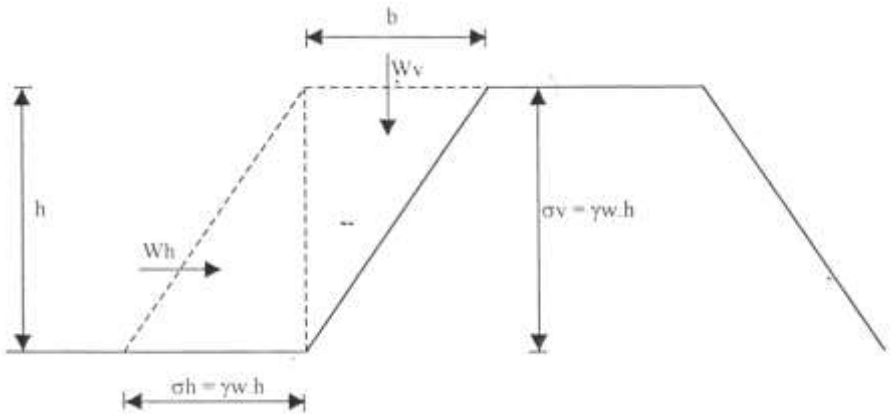
γ' = berat volume tanah efektif (ton/m³)

h = tinggi lumpur (m)

b = lebar permukaan lumpur (m)

4.2.4. Gaya Akibat Tekanan Air (Pw)

Menurut Anonim, 1986c : 25, Gaya akibat tekanan air ada 2 (dua) yaitu, tekanan air statis dan tekanan air dinamis. Tekanan air tersebut harus ditinjau pada dua kondisi, yaitu pada keadaan saat air normal dan keadaan saat air banjir.



Gambar 4.3. Gaya akibat tekanan air normal

- Tekanan air statis digunakan persamaan berikut :

$$P_{wh} = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \dots\dots\dots (4.5)$$

$$P_{wv} = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h \cdot b \dots\dots\dots (4.6)$$

dengan :

P_{wh} = gaya tekanan air horizontal (ton)

P_{wv} = gaya tekanan air vertikal (ton)

γ_w = berat jenis air = 1,00 ton/m³

h = tinggi air (m)

b = lebar permukaan air (m)

- Tekanan air dinamis persamaannya sebagai berikut :

$$P_d = 7/12 \cdot \gamma_w \cdot K_H \cdot H^2 \cdot (1 - Z^{1,5}) \dots\dots\dots (4.7)$$

dengan :

P_d = gaya tekanan air dinamis (ton)

γ_w = berat jenis air = 1,00 ton/m³

H = tinggi air di atas crest (m)

K_H = Koef gempa

Z = H_d / H

4.2.5 Gaya Akibat Tekanan Tanah (P)

Gaya akibat tekanan tanah ada dua macam, yaitu tekanan tanah aktif dan tekanan pasif. Besarnya gaya akibat tekanan tanah (*Soenarno, 1972*) :

$$P_p = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma' \cdot h^2 \dots\dots\dots (4.8)$$

$$K_a = \text{Tan}^2 (45 - \phi/2) \text{ dan } K_p = \text{Tan}^2 (45 + \phi/2) \dots\dots\dots (4.9)$$

dengan :

P_a = tekanan tanah aktif (ton)

P_p = tekanan tanah pasif (ton)

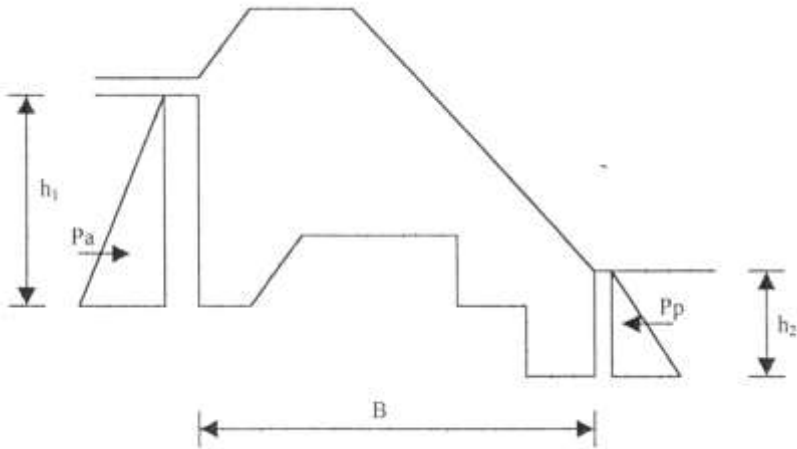
K_a = koefisien tekana tanah aktif

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

γ' = berat volume efektif tanah (ton/m³)

h = tinggi tanah yang menekan pondasi (m)

ϕ = sudut lereng dalam



Gambar 4.4. Gaya akibat tekanan tanah

4.2.6. Gaya Akibat Uplift Pressure (U)

Uplift pressure adalah tekanan keatas yang diakibatkan oleh air terhadap bidang bawah bendung, yang pada prinsipnya berusaha mengangkat keatas kosntruksi tubuh bendung.

Untuk menghitung besarnya uplift pressure lebih dulu harus dihitung besarnya tekanan pada setiap titik sudut bawah bendung, selanjutnya dihitung gaya-gaya yang bekerja pada tiap-tiap titik bidang. Dagram besarnya gaya tekanan akibat *uplift pressure* disajikan pada gambar 4.5 (Soenarno, 1972) :

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{\sum L} \cdot \Delta H \dots\dots\dots (4.10)$$

Dengan :

P_x = uplift pressure di titik x (m)

H_x = tinggi titik X terhadap air dimuka bendung (m)

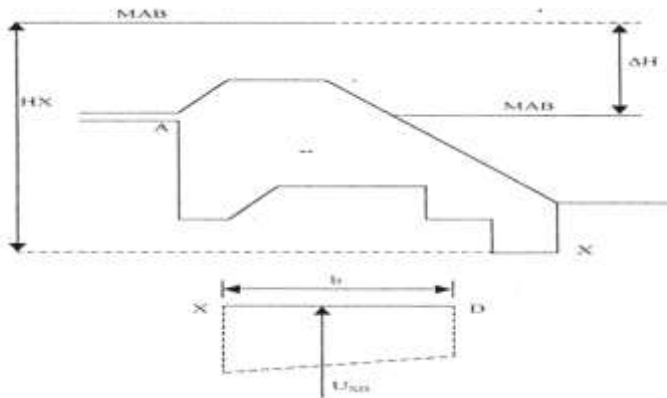
- L_x = panjang bidang kontak sampai titik x (m)
- ΣL = panjang total bidang kontak (m)
- ΔH = perbedaan tekanan (m)

Dengan demikian maka besarnya tekanan tiap-tiap titik dapat dihitung. Dilihat dari rumus tersebut diatas maka secara teoritis *uplift pressure* kemungkinan dapat bernilai negatif maupun positif, dalam hal ini tekanan nilai negatif kenyataannya tidak akan terjadi karena adanya lubang-lubang renik diantara butir-butir tanah sehingga akan berhubungan dengan atmosfer, jadi tekanan negatif besarnya dianggap nol. Gaya uplift yang bekerja pada bidang XD adalah :

$$U_{XD} = 1/2 \cdot b \cdot (U_x + U_D) \dots\dots\dots (4.11)$$

Dengan :

- U_{XD} = gaya uplift yang bekerja pada bidang XD, bekerjanya pada titik berat trapesium (ton)
- b = panjang bidang kontak (m)
- U_x = uplift pressure pada titik X
- U_D = uplift pressure pada titik D



Gambar 4.5. Gaya akibat uplift pressure

4.3. Daya Dukung Tanah

Besarnya daya dukung tanah yang diijinkan dihitung dengan rumus Terzaghi (*Hardiyatmo, Hary Christady, 1994*)

$$q_u = \alpha C N_c + \gamma_t D N_q + \gamma_t \beta B N_\gamma \dots\dots (4.12)$$

dengan :

q_u = daya dukung tanah keseimbangan (ton/m²)

C = kohesi tanah (ton/m²)

D = dalamnya pondasi (m)

B = lebar dasar pondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = faktor bentuk tergantung dari ϕ (lampiran 10)

γ' = berat volume tanah efektif = $\gamma_{sat} - \gamma_w$ (t/m³)

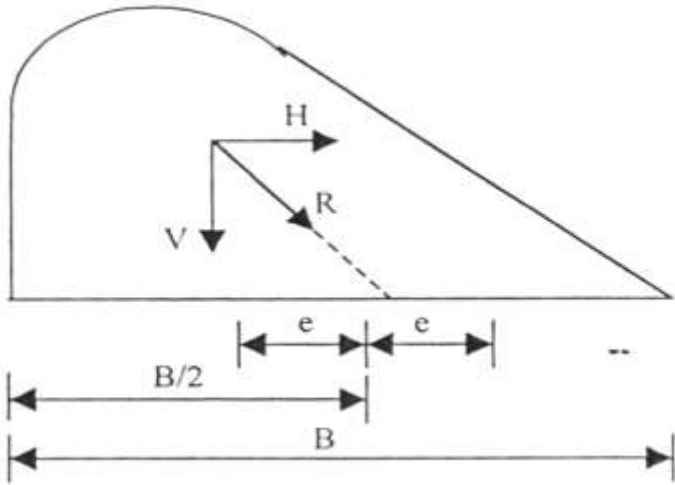
Jadi tegangan tanah yang diijinkan ($\bar{\sigma}_t$) adalah :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{q_u}{\text{Faktor keamanan}} > \bar{\sigma}_t \dots\dots\dots (4.13)$$

4.4. Syarat-syarat Stabilitas Bangunan

Dalam perencanaan bendung maka harus memenuhi beberapa syarat stabilitas. Adapun syarat-syarat stabilitas tubuh bendung adalah sebagai berikut (*Soenarno, 1972 dan DPU KP-02, 1986*) :

- a. Pada konstruksi dengan pasangan batu kali, maka tidak boleh terjadi tegangan tarik. Ini berarti bahwa resultante gaya-gaya yang bekerja pada tiap-tiap potongan harus masuk inti (kern).



Gambar 4.6. Gaya persamaan eksentrisitas

$$e < 1/6 B \dots\dots\dots (4.14)$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} \dots\dots\dots (4.15)$$

dengan :

- e = eksentrisitas (m)
- B = lebar dasar pondasi (m)
- $\sum MV$ = jumlah momen vertical (t.m)
- $\sum MH$ = jumlah momen horizontal (t.m)
- $\sum V$ = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

- 91 b. Momen tahanan harus lebih besar dari momen guling, faktor keamanan diambil antara 1,50 – 2,00

$$\frac{Mt}{Mg} > FK \dots\dots\dots (4.16)$$

dengan :

- 66 Mt = momen tahanan (t.m)
- Mg = momen guling (t.m)
- FK = faktor keamanan

c. Konstruksi tidak boleh menggeser, faktor keamanan diambil antara 1,50 – 2,00

$$\frac{\sum^V \cdot f}{\sum^H} > FK \dots\dots\dots (4.17)$$

dengan :

- 28 \sum^V = jumlah gaya vertikal
- \sum^H = jumlah gaya horizontal
- f = koefisien geser (lampiran 16)
- FK = faktor keamanan

d. tegangan tanah yang terjadi (σt) tidak boleh melebihi tegangan tanah yang diijinkan ($\bar{\sigma} t$)

$$\bar{\sigma} t = \frac{\sum^V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \bar{\sigma} t \dots\dots\dots (4.18)$$

dengan :

- σt = tegangan tanah yang terjadi (t/m³)
- $\bar{\sigma} t$ = tegangan tanah yang diijinkan (t/m³)
- \sum^V = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)
- B= lebar dasar pondasi (m)
- e = eksentrisitas (m)

4.5. Contoh Perhitungan Stabilitas Bendung

Dalam peninjauan stabilitas bendung ditinjau pada bagian-bagian tubuh bendung yang terlemah seperti pada Gambar 4.7. Untuk menyederhanakan perhitungan, maka

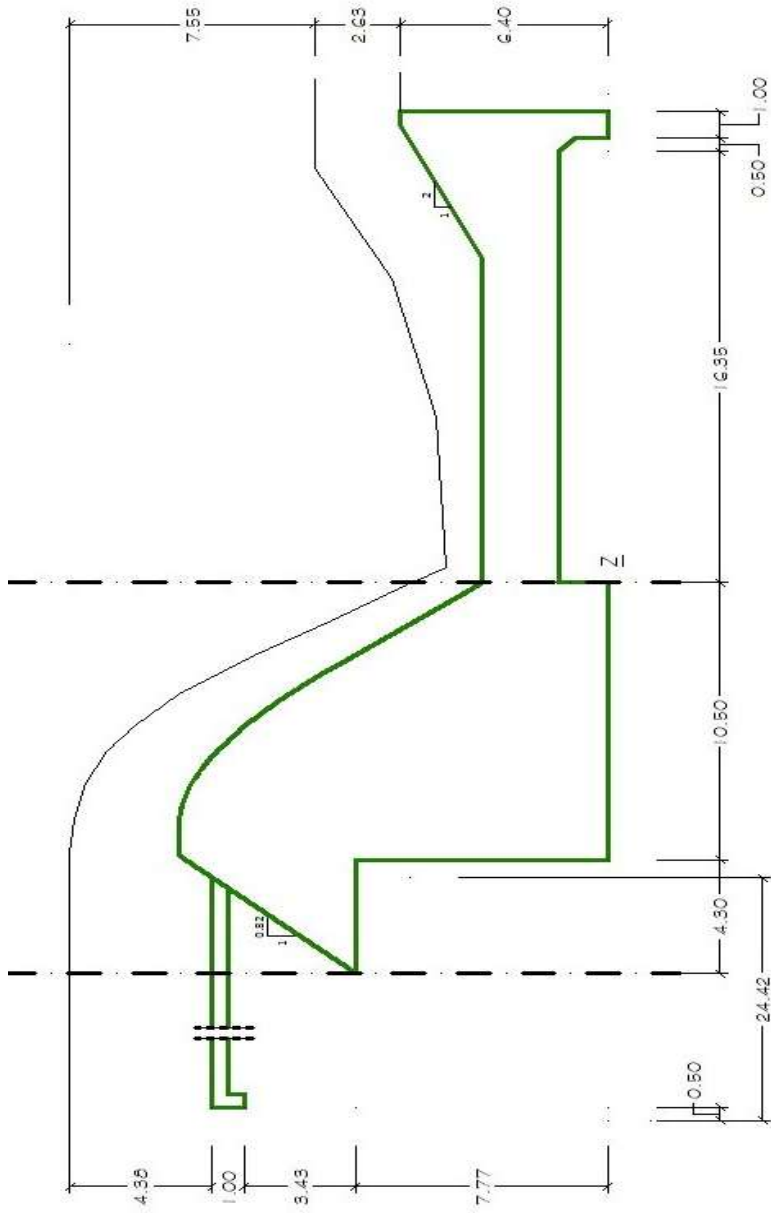
diadakan anggapan-anggapan sebagai berikut (soenarno, 1972 : 38) :

- a. Peninjauan potongan vertikal adalah pada potongan yang paling lemah (dalam perencanaan bendung ini potongan pada titik A-A).
- b. Titik guling pada peninjauan vertikal adalah titik Z.
- c. Konstruksi bagian depan bendung dianggap penuh lumpur setinggi mercu.
- d. Harus diperhitungkan sekurang-kurangnya 2 (dua) keadaan.

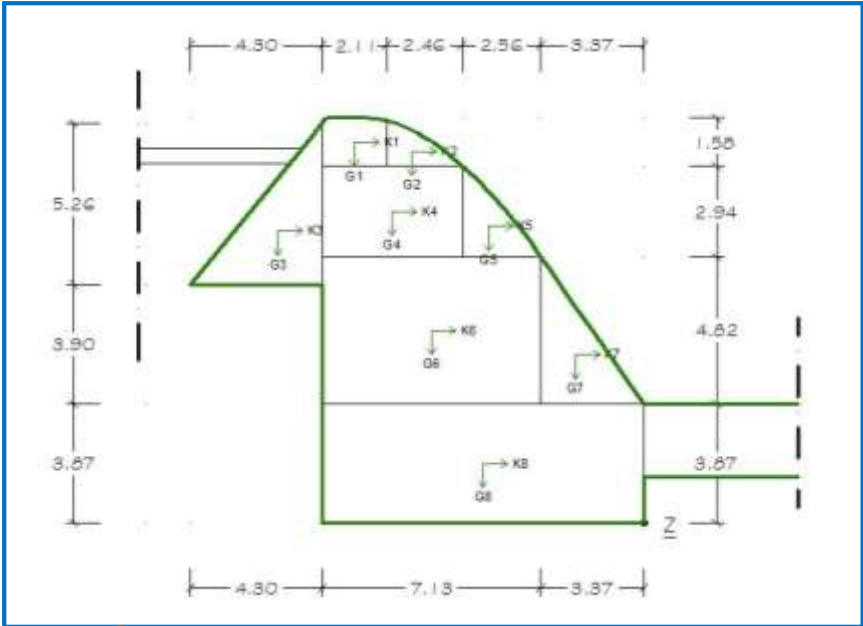
a) Perhitungan Gaya-Gaya Yang Bekerja

Dalam peninjauan pembebanan yang bekerja pada bendung, gaya-gaya yang bekerja antara lain :

- o Gaya Akibat Berat Bendung (G)
- o Gaya Akibat Gempa (K)
- o Gaya Akibat Tekanan Lumpur (Ps)
- o Gaya Akibat Tekanan Air (W)
- o Gaya Akibat Tekanan Tanah (P)
- o Gaya Akibat Uplift Pressure (Px)



Gambar 4.7. Potongan bending yang terlemah



65 **Gambar 4.8. Gaya akibat berat sendiri**

1. Gaya Akibat Berat Bendung (G)

Untuk mencari titik pusat gaya berat sendiri bendung, maka harus dicari momen statis terhadap titik Z secara vertikal dan horisontal. Untuk mempermudah perhitungan mencari titik pusat dilakukan dengan membagi tiap-tiap bagian bendung seperti pada Gambar 4.8. Contoh perhitungan berat sendiri tubuh bendung pada bagian G8 sebagai berikut :

Data :

$$\text{lebar} = 7,13 + 3,37 = 10,50 \text{ m}$$

$$\text{tinggi} = 3,87 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak titik berat G8 ke titik Z secara horisontal (X)} \\ = 5,25 \text{ m, } \gamma = 2.200 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

- Perhitungan berat tiap tubuh bendung, pada bagian G8 :

$$\begin{aligned}
 G8 &= \text{luas} \times \gamma \\
 &= (10,5 \times 3,87) \times 2200 \\
 &= 89.397 \text{ kg} \\
 &= \mathbf{89,397 \text{ ton}}
 \end{aligned}$$
- Perhitungan gaya akibat berat sendiri, pada bagian G8 :

$$\begin{aligned}
 \text{Moment } G8 &= \text{berat } G \times X \\
 &= 89,397 \times 5,25 \\
 &= \mathbf{469,33 \text{ t.m}}
 \end{aligned}$$

Perhitungan berat sendiri tubuh bendung selengkapnya disajikan pada Tabel 4.1. Tabel 4.2 merupakan hasil perhitungan gaya akibat berat sendiri.

Tabel 4.1. Perhitungan berat tiap bagian tubuh bendung

Bagian G	Luas bagian (m2)					Berat bagian G = F . γ . P (ton)
G1	2.11	x	1.58	=	3.334	7.334
G2	0.5	x	2.46	x	1.58 = 1.943	4.275
G3	0.5	x	4.30	x	5.26 = 11.309	24.880
G4	4.56	x	2.94	=	13.406	29.494
G5	0.5	X	2.56	x	2.94 = 3.763	8.279
G6	7.13	X	4.82	=	34.367	75.607

Bagian G	Luas bagian (m²)					Berat bagian G = F . γ . P (ton)
G7	0.5	X	3.37	x	4.82 = 8.122	17.868
G8	10.50	X	3.87		= 40.635	89.397
Jumlah (Σ G)						257.13402

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 4.2 Hasil perhitungan gaya akibat berat sendiri

Bagian (G)	Berat (ton)	Jarak titik berat terhadap potongan (m)		Moment (t . m)	
		Z (X)	Z (Y)	Mv = G . X	Mh = G . Y
G1	7.334	9.45	12.41	69.31	91.02
G2	4.275	7.57	12.12	32.37	51.82
G3	24.880	11.93	9.52	296.82	236.86
G4	29.494	8.22	10.15	242.44	299.36
G5	8.279	5.08	9.66	42.06	79.98
G6	75.607	6.94	6.28	524.71	474.81
G7	17.868	2.25	5.48	40.20	97.92
G8	89.397	5.25	1.94	469.33	173.43
Σ	257.13402	-	-	1717.24	1505.19

Sumber : hasil perhitungan

Jarak titik pusat gaya berat sendiri bendung pada titik Z ditinjau secara horisontal dan vertikal sebagai berikut :

$$\begin{aligned} X &= \Sigma Mx / \Sigma G \\ &= 1717,24 / 257,134 \\ &= \mathbf{6,678 \text{ m}} \\ Y &= \Sigma Mh / \Sigma G \\ &= 1505,19 / 257,134 \\ &= \mathbf{5,854 \text{ m}} \end{aligned}$$

2. Gaya Akibat Gempa (K)

Data :

$$\text{lebar} = 7,13 + 3,37 = 10,50 \text{ m}$$

$$\text{tinggi} = 3,87 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak titik berat G ke titik Z secara horisontal (Y)} \\ &= 1,94 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\gamma = 2.200 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Koef gempa} = \mathbf{0,125}$$

Perhitungan gaya akibat gempa sebagai berikut :

$$\begin{aligned} K8 &= \text{Koef gempa} \times \text{berat tubuh bendung} \times Y \\ &= 0,125 \times 89,397 \times 1,940 \\ &= \mathbf{21,679 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan gaya akibat gempa ditunjukkan pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Hasil perhitungan gaya akibat gempa

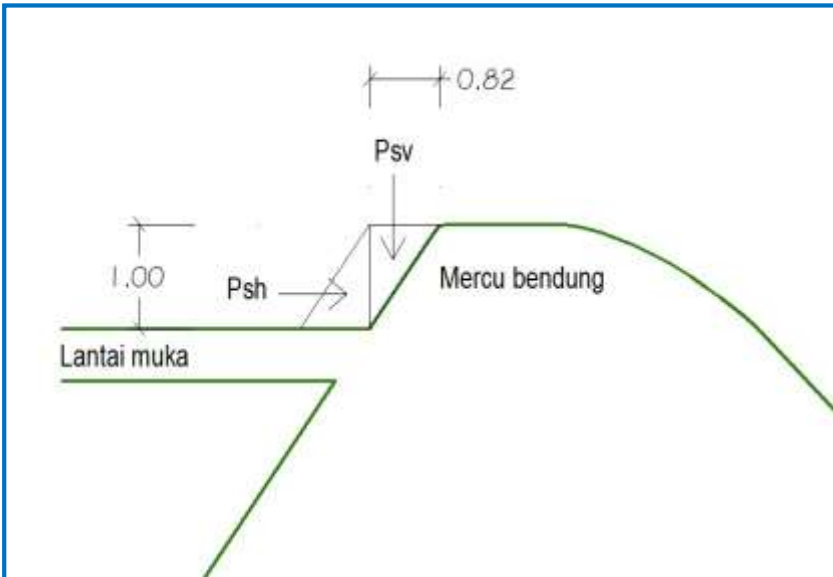
Bagian (K)	Berat (ton)	Jarak titik berat terhadap potongan (m) Z (Y)	Moment (t . m) Mk = W . Y
K1	0.125 X 7.334 = 0.917	12.410	11.377
K2	0.125 X 4.275 = 0.534	12.120	6.477
K3	0.125 X 24.880 = 3.110	9.520	29.607
K4	0.125 X 29.494 = 3.687	10.150	37.421
K5	0.125 X 8.279 = 1.035	9.660	9.997
K6	0.125 X 75.607 = 9.451	6.280	59.351
K7	0.125 X 17.868 = 2.233	5.480	12.239
K8	0.125 X 89.397 = 11.175	1.940	21.679
ΣK = 32.142		ΣMK = 188.149	

Sumber : hasil perhitungan

Jarak pusat gempa terhadap titik Z secara horisontal adalah

$$\begin{aligned}
 Y &= \Sigma MK / \Sigma K \\
 &= 188,148 / 32,142 \\
 &= \mathbf{5,854 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

3. Gaya Akibat Tekanan Lumpur (Ps)



Gambar 4.9. Gaya akibat tekanan lumpur

Dalam KP-02 perhitungan stabilitas bendung parameternya ditetapkan sebagai berikut :

Data :

Sudut geser dalam lumpur (γ) = **30°**

Berat volume lumpur (γ_s) = **1,00 t/m³**

Jarak terhadap titik Z secara vertikal (Y) = **12,53 m**

$$\begin{aligned} K_a &= \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) \\ &= \left(\frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} \right) \\ &= \mathbf{0,333} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{sh} &= \frac{\gamma_s h^2}{2} \times K_a \times Y \\ &= \frac{1,00 \times 1^2}{2} \times 0,333 \times 12,53 = \mathbf{2,088 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

Tekanan lumpur yang terjadi pada bendung selengkapnya ditunjukkan pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Hasil perhitungan gaya akibat tekanan lumpur

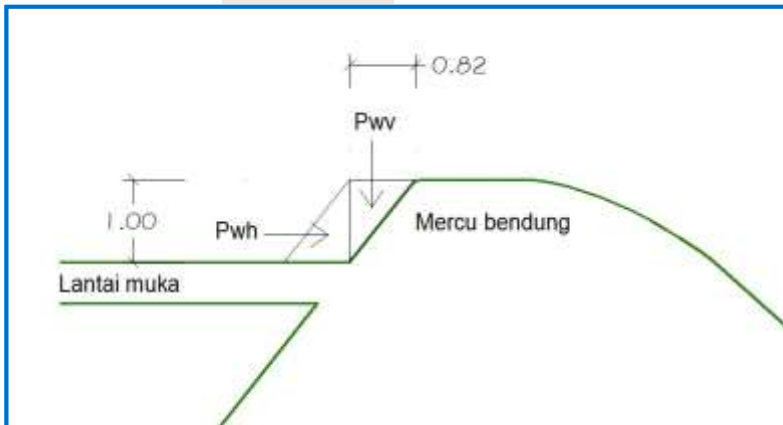
Gaya (Ps)	Besar Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen (t.m)
Psh	$= \frac{\gamma_s h^2}{2} \left(\frac{1-\sin \phi}{1+\sin \phi} \right)$ $= \frac{1,00 \times 1^2}{2} \left(\frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} \right)$ $= 0,167$	12,53	2,088
Psv	$= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times h \times b$ $= \frac{1}{2} \times 1,00 \times 1 \times 0,82$ $= 0,410$	10,90	4,469

Sumber : Hasil perhitungan

4. Gaya Akibat Tekanan Air (Pw)

Perhitungan gaya akibat tekanan air ditinjau 2 (dua) kondisi yaitu kondisi air normal dan air banjir.

- Keadaan Air Normal



Gambar 4.10. Gaya akibat tekanan air kondisi normal

Analisa dalam kondisi air normal dianggap air setinggi mercu. Gambar 4.10 menjelaskan gaya yang terjadi pada bendung saat keadaan air normal.

Data :

$$\text{Berat volume air } (\gamma_w) = 1,00 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Jarak terhadap titik Z secara vertikal (Y)} = 12,53 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{wh} &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1,00 \times 1^2 \\ &= \mathbf{0,5} \end{aligned}$$

Tabel 4.5 Perhitungan gaya tekanan air kondisi air normal

Gaya (W)	Besar Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen (t.m)
P _{wh}	$= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2$ $= \frac{1}{2} \times 1,00 \times 1^2$ $= 0,5$	12,53	6,265
P _{wv}	$= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h \times b$ $= \frac{1}{2} \times 1,00 \times 1 \times 0,82$ $= 0,410$	10,90	4,469

Sumber : Hasil perhitungan

- **Keadaan Air Banjir**

12 Pada saat air banjir, di atas mercu ada lapisan air mengalir dan menutup mercu, beban air tersebut akan mempengaruhi stabilitas bendung. Gambar 4.11 memberi gambaran tentang gaya yang terjadi pada bendung saat keadaan air banjir.

Data :

Berat volume air (γ_w) = 1,00 t/m³

Jarak pusat bagian Wv4 terhadap titik Z secara vertikal (Y) = 8,26 m

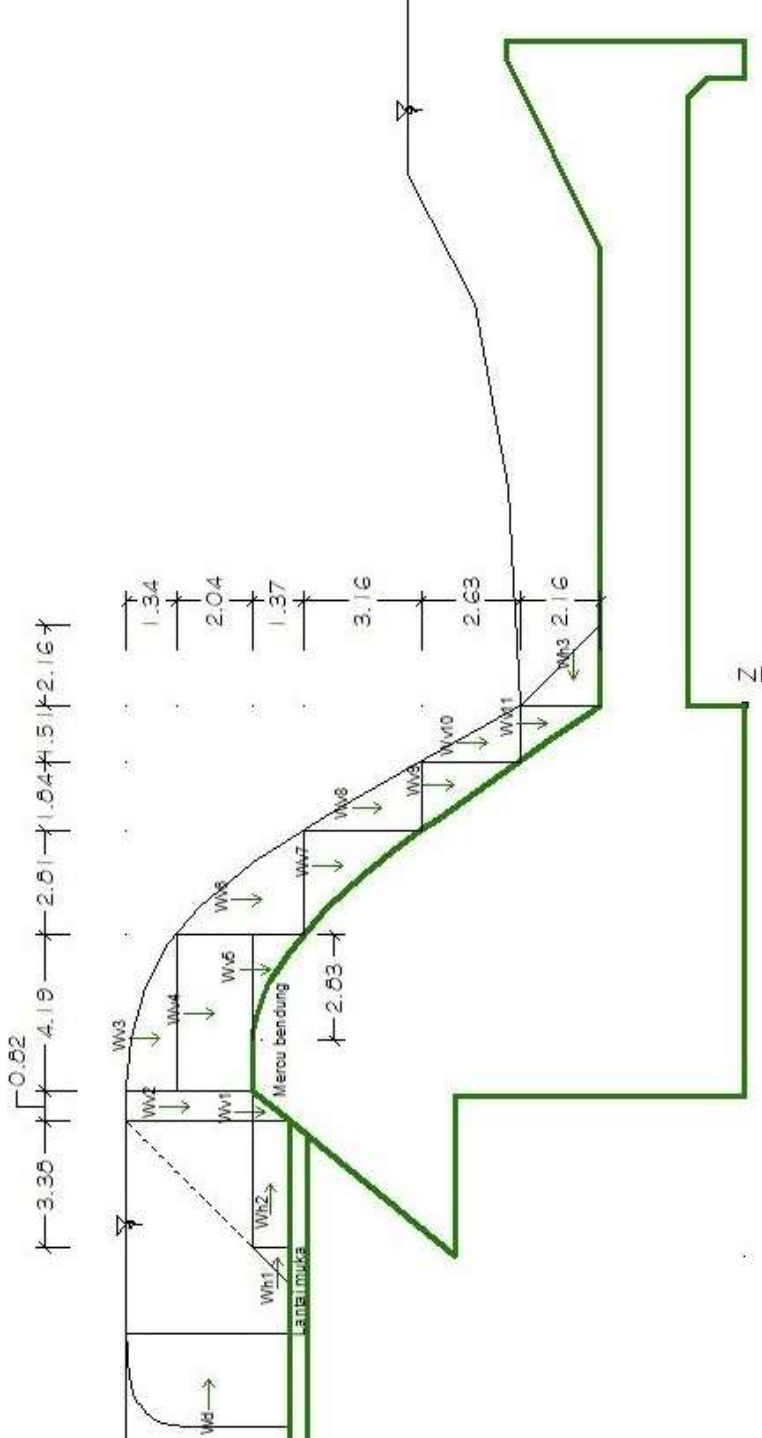
$$\begin{aligned} Wv4 &= \gamma_w \times b \times h \times Y \\ &= 1,00 \times 4,19 \times 2,04 \times 8,26 \\ &= \mathbf{70,603 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan gaya akibat tekanan air kondisi banjir dapat dilihat pada Tabel 4.6 dan 4.7.

Tabel 4.6 Perhitungan gaya tekanan air kondisi air banjir secara horizontal

Gaya (w)	Besar Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen (t.m)
Wh1	$0.5 \times 1.00 \times 1 \times 1 = 0.500$	12.53	6.265
Wh2	$1.00 \times 3.38 \times 1 = 3.380$	12.70	42.926
Wh3	$0.5 \times 1.00 \times 2.16 \times 2.16 = 2.333$	-4.59	-10.708
Wd	$7/12 \times 1.00 \times 0.13 \times 4.38^2 \times (1 - 0.821^{1,5}) = 0.3581$	12.70	4.547
$\Sigma Wh = 6.571$		$\Sigma MWh = 43.031$	

Sumber : Hasil perhitungan



Gambar 4.11. Gaya akibat tekanan air keadaan banjir

Jarak garis yang bekerja terhadap titik Z (Y) :

$$\begin{aligned} Y &= \Sigma MWh / \Sigma Wh \\ &= 43.031 / 6.571 \\ &= \mathbf{6,548 \text{ m}} \end{aligned}$$

Tabel 4.7 Perhitungan gaya tekanan air kondisi air banjir secara vertikal

Gaya (w)	Besar Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen (t.m)
Wv1	0.5 x 1.00 x 0.82 x 1 = 0.410	10.90	4.469
Wv2	1.00 x 0.82 x 3.38 = 2.772	10.77	29.850
Wv3	0.5 x 1.00 x 4.19 x 1.34 = 2.807	8.96	25.153
Wv4	1.00 x 4.19 x 2.04 = 8.548	8.26	70.603
Wv5	0.5 x 1.00 x 2.83 x 1.37 = 1.939	7.11	13.783
Wv6	0.5 x 1.00 x 2.81 x 3.42 = 4.805	5.23	25.131
Wv7	0.5 x 1.00 x 2.81 x 3.16 = 4.440	4.30	19.091
Wv8	0.5 x 1.00 x 1.84 x 3.16 = 2.907	2.74	7.966
Wv9	0.5 x 1.00 x 1.84 x 2.63 = 2.420	2.13	5.154
Wv10	0.5 x 1.00 x 1.51 x 2.63 = 1.986	1.01	2.006
Wv11	0.5 x 1.00 x 1.51 x 2.16 = 1.631	0.50	0.815
ΣWv		= 34.663	$\Sigma MWv = 204.021$

Sumber : Hasil perhitungan

Jarak garis yang bekerja terhadap titik Z (X) :

$$\begin{aligned} X &= \Sigma MW_v / \Sigma W_v \\ &= 204.021 / 34.663 = \mathbf{5,8858 \text{ m}} \end{aligned}$$

- **Tekanan Air Dinamis**

Perhitungan air dinamis menggunakan di bawah ini dan hasilnya sebagai berikut :

$$\mathbf{Pd = 7/12 \times \gamma_w \times K_H \times H^2 \times (1 - Z^{1,5})}$$

dengan :

Pd = gaya tekanan air dinamis (ton)

γ_w = berat jenis air (1,00 ton/m³)

H = tinggi air di atas crest (4,38 m)

K_H = Koef gempa (0,125)

Z = H_d / H

$$= 3,3819 / 4,118 = 0,821$$

Jarak pusat tekanan dinamis terhadap titik Z=12,53 m

$$\begin{aligned} Pd &= 7/12 \times 1,00 \times 0,125 \times 4,38^2 \\ &\quad \times (1 - 0,821^{1,5}) \times 12,53 = \mathbf{6,265 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

5. **Gaya Akibat Tekanan Tanah (P)**

Gaya akibat tekanan tanah ada dua macam yaitu tekanan tanah aktif dan tekanan pasif. Adapun data-data tanah yang diperoleh dalam analisis stabilitas bendung adalah sebagai berikut :

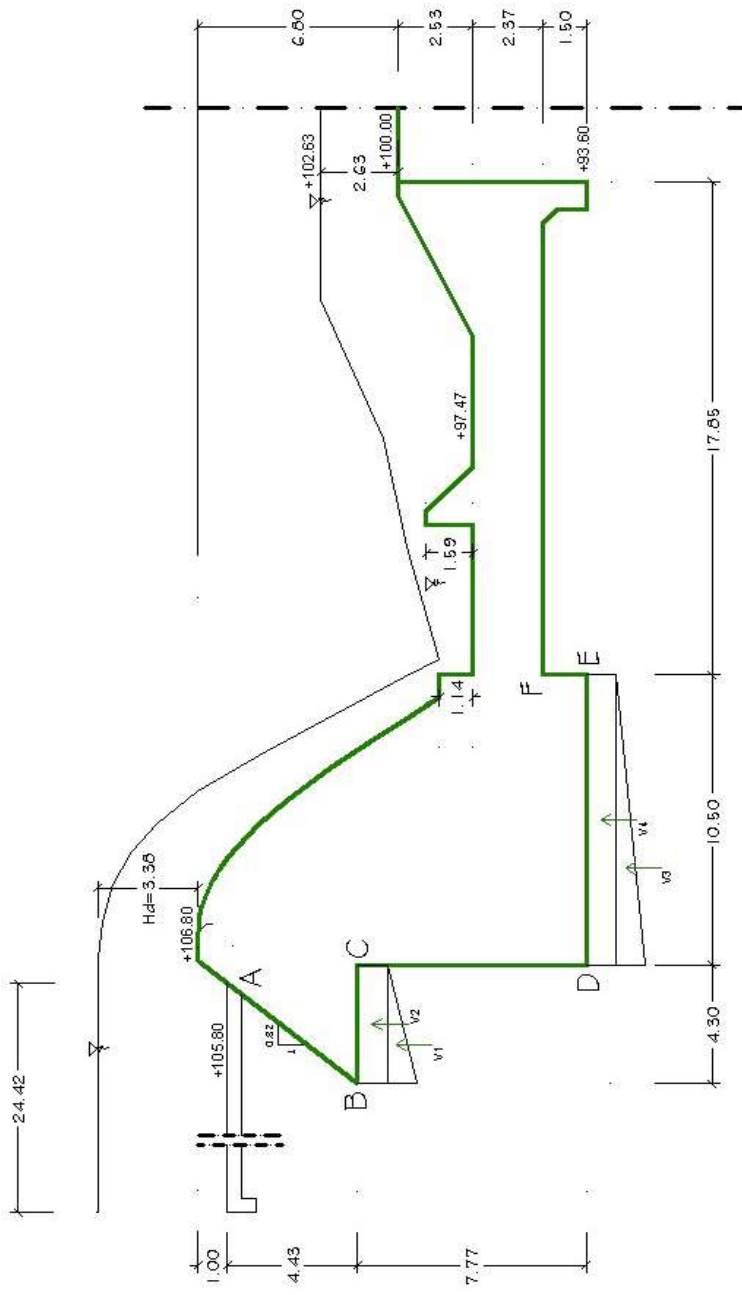
- Kadar air (w) = 48,56 %
- Berat jenis tanah = 1,844 Kg/cm³
- Specific gravity = 2,625
- Angka pori (e) = 0,751
- Porositas tanah efektif (n) = 42,89
- Berat jenis tanah kering (γ_d) = 1,053
- Berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) = 1,928
- Sudut geser dalam = 35⁰

Berdasarkan data-data yang diperoleh di atas, dapat dihitung tekanan aktif dan tekanan pasif tanah yang diperlukan untuk analisa stabilitas bendung :

$$\begin{aligned}
 Y_{\text{sub}} &= Y_{\text{sat}} - Y_w \\
 &= 1,928 - 1,00 = \mathbf{0,928} \\
 K_a &= \text{Tan}^2 (45 - \phi/2) \\
 &= \text{Tan}^2 (45 - 35/2) = \mathbf{0,271} \\
 K_p &= \text{Tan}^2 (45 + \phi/2) \\
 &= \text{Tan}^2 (45 + 35/2) = \mathbf{3,690} \\
 P_a &= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_{\text{sub}} \times h_1^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,271 \times 0,928 \times 11,7^2 = \mathbf{17,212 \text{ ton}} \\
 P_p &= - \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma_{\text{sub}} \times h_2^2 \\
 &= - \frac{1}{2} \times 3,690 \times 0,928 \times 1,5^2 = \mathbf{- 3,8525 \text{ ton}}
 \end{aligned}$$

6. Gaya Akibat Uplift Pressure (Px)

Gaya tekanan akibat uplift pressure ditinjau dua keadaan, yaitu keadaan air normal dan keadaan air banjir. Untuk menghitung besarnya *uplift pressure*, terlebih dahulu harus dihitung besarnya tekanan pada setiap titik sudut bawah bendung, selanjutnya dihitung gaya-gaya yang bekerja pada tiap-tiap titik. Gambar 4.12 menjelaskan gaya-gaya yang terjadi akibat tekanan uplift pressure.



Gambar 4.12. Gaya akibat Uplift

- **Keadaan Air Normal**

Rumus besarnya tekanan *uplift pressure* pada setiap titik sudut bawah bendung sebagai berikut :

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{\sum L} \cdot \Delta H$$

Dengan :

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{elv. mercu} - \text{elv. dasar saluran} \\ &= 106,8 - 100 = \mathbf{6,8 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\sum L = 19,28 \text{ m}$$

$$H_B = 5,43$$

$$L_{XB} = 5,079$$

Perhitungan besar tekanan tiap titik keadaan air normal :

$$P_B = H_B - \frac{L_{XB}}{\sum L} \cdot \Delta H$$

$$P_B = 5,43 - \frac{5,079}{19,28} \times 6,8 = 3,639$$

perhitungan gaya tekan vertikal di bawah bendung keadaan air normal pada daerah B-C adalah :

data-data :

$$P_B = 3,639$$

$$P_C = 2,122$$

$$\text{Lebar sisi B-C} = 4,3 \text{ m}$$

Jarak pusat tekanan V_1 terhadap titik Z secara horisontal = 13,37 m

$$\gamma_w = \text{berat jenis air, } (1,00 \text{ ton/m}^3)$$

$$\begin{aligned} P_{V1} &= -\frac{1}{2} \times (3,638 - 2,122) \times 4,3 \times 1,00 \times 13,37 \\ &= \mathbf{-43,605 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapat :

$$\sum P_v = -68,048 \text{ ton}$$

$$\sum M_v = -485,274 \text{ t.m}$$

Tabel 4.8 Hasil perhitungan besar tekanan tiap titik kondisi air normal

Titik	Tinggi titik (Hx)	Panjang bidang kontak (Lx)	Uplift Pressure (Px)
A	1,50	0,0000	1,5000
B	5,43	5,0790	3,6390
C	5,43	9,3807	2,1220
D	13,20	17,1496	7,1524
E	13,20	27,6496	3,4498
F	11,70	29,1496	1,4208

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.9 Hasil perhitungan gaya akibat uplift pressure kondisi air normal

Gaya	Besar Gaya Px = F . γ_w (ton)	Jarak (Y) (m)	Moment (t.m)
Pv ₁	- 1/2 x (3.638 - 2.1220) x 4.3 x 1 = -3,261	13,37	-43,605
Pv ₂	- 2.122 x 4.3 x 1 = -9,125	12,65	-115,428
Pv ₃	- 1/2 x (7.152 - 3.4497) x 10.5 x 1 = -19,439	7,00	-136,073
Pv ₄	- 3.449 x 10.5 x 1 = -36,222	5,25	-190,168
	ΣPx = -68,048	ΣMV =	-485,274

Sumber : Hasil perhitungan

Jarak pusat gaya akibat tekanan bawah bendung (uplift pressure) keadaan air normal yang bekerja terhadap titik Z secara horisontal (X) sebesar :

$$\begin{aligned} X &= \sum M_v / \sum P_v \\ &= -485,274 / -68,048 = \mathbf{7,131 \text{ m}} \end{aligned}$$

- **Keadaan Air Banjir**

Dengan :

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{elv. air hulu} - \text{elv. air hilir} \\ &= 110,181 - 102,634 \\ &= 7,547 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L = 19,28 \text{ m}$$

$$H_B = 8,81 \text{ m}$$

$$L_{XB} = 5,079$$

Perhitungan besar tekanan tiap titik keadaan air banjir :

$$P_B = H_B - \frac{L_{XB}}{\sum L} \cdot \Delta H$$

$$P_B = 8,81 - \frac{5,079}{19,28} \times 7,547 = 6,824$$

Perhitungan gaya tekan vertikal di bawah bendung keadaan air banjir pada daerah B-C sebagai berikut :
data :

$$P_B = 6,824$$

$$P_C = 5,1403$$

$$\text{Lebar sisi B-C} = 4,3 \text{ m}$$

Jarak pusat tekanan V_1 terhadap titik Z secara horisontal = 13,37 m

$$\gamma_w = \text{berat jenis air, } (1,00 \text{ ton/m}^3)$$

$$\begin{aligned} P_{V1} &= -\frac{1}{2} \times (6,824 - 5,1403) \times 4,3 \times 1,00 \times 13,37 \\ &= \mathbf{-48,398 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapat :

$$\Sigma P_v = -107,778 \text{ ton}$$

$$\Sigma M_v = -796,553 \text{ t.m}$$

Tabel 4.10 Hasil perhitungan besar tekanan tiap titik kondisi air banjir

Titik	Tinggi titik (Hx)	Panjang bidang kontak (Lx)	Uplift Pressure (Px)
A	4.88	0.0000	4.8819
B	8.81	5.0790	6.8240
C	8.81	9.3807	5.1403
D	16.58	17.1496	9.8696
E	16.58	27.6496	5.7599
F	15.08	29.1496	3.6728

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.11 Hasil perhitungan gaya akibat uplift pressure kondisi air banjir

Gaya	Besar Gaya $P_x = F \cdot \gamma_w$ (ton)	Jarak (Y) (m)	Moment (t.m)
Pv ₁	$-1/2 \times (6.824 - 5.1403) \times 4.3 \times 1 = -3.620$	13.37	-48.398
Pv ₂	$-5.140 \times 4.3 \times 1 = -22.103$	12.65	-279.609
Pv ₃	$-1/2 \times (9.869 - 5.759) \times 10.5 \times 1 = -21.576$	7.00	-151.031
Pv ₄	$-5.759 \times 10.5 \times 1 = -60.479$	5.25	-317.515
	$\Sigma P_x = -107.778$	$\Sigma M_v =$	-796.553

Sumber : Hasil perhitungan

Jarak pusat gaya akibat tekanan bawah bendung (uplift pressure) keadaan air normal yang bekerja terhadap titik Z secara horisontal (X) sebesar :

$$\begin{aligned}
 X &= \Sigma MV / \Sigma UV \\
 &= -796.553 / -107.778 \\
 &= \mathbf{7,391 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

7. Rekapitulasi Gaya-Gaya Yang Bekerja

Semua gaya-gaya yang bekerja pada bendung direkapitulasi secara horisontal dan vertikal dalam keadaan air normal dan keadaan air banjir. Rekapitulasi gaya-gaya yang bekerja dapat dilihat pada tabel-tabel di bawah ini.

Tabel 4.12 Rekapitulasi gaya-gaya horisontal keadaan air normal

Gaya yang bekerja	Besar gaya	Jarak	Momen
	Ton	m	t.m
Gempa (K)	32.142	5.854	188.149
Lumpur (Ps)	0.167	12.53	2.088
Air (Wh)	0.500	12.53	6.265
Tanah (Pa)	17.212	4.000	68.850
Tanah (Pp)	-3.853	0.370	-1.425
Jumlah	46.526	-	263.926

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.12 Rekapitulasi gaya-gaya vertikal keadaan air normal

Gaya yang bekerja	Besar gaya	Jarak	Momen
	ton	m	t.m
Berat bendung (G)	257.134	6.678	1717.236
Lumpur (Ps)	0.410	10.900	4.469
Air (Wv)	0.410	10.900	4.469
Uplift (Px)	-68.048	7.131	-485.274
Jumlah	189.906	-	1240.900

Sumber : Hasil perhitungan

65

Tabel 4.13 Rekapitulasi gaya-gaya horisontal kondisi air banjir

Gaya yang bekerja	Besar gaya	Jarak	Momen
	ton	m	t.m
Gempa (K)	32.142	5.854	188.149
Lumpur (Ps)	0.167	12.53	2.088
Air (Wh)	6.571	6.549	43.031
Air Dinamis (Pd)	0.358	14.390	5.152
Tanah (Pa)	17.212	4.000	68.850
Tanah (Pp)	-3.853	0.370	-1.425
Jumlah	52.597	-	305.845

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.14 Rekapitulasi gaya-gaya vertikal

Gaya yang bekerja	Besar gaya	Jarak	Momen
	Ton	M	t.m
Berat bendung (G)	257.134	6.678	1717.236
Lumpur (Sv)	0.410	10.900	4.469
Air (Wv)	34.663	5.886	204.021
Uplift (Uv)	-107.778	7.391	-796.553
Jumlah	292.207	-	1129.172
Σ Dengan Uh	184.429	-	1129.172

Sumber : Hasil perhitungan

1) Daya Dukung Tanah

Besarnya daya dukung tanah yang diijinkan dihitung dengan rumus Terzaghi persamaan (2.81), hasilnya sebagai berikut :

$$q_u = \alpha C N_c + \gamma_t D N_q + \gamma_t \beta B N_\gamma$$

Dengan :

q_u = daya dukung tanah keseimbangan, (ton/m²)

C = kohesi tanah, (0 ton/m²)

D = dalamnya pondasi, (6,4 m)

B = lebar dasar pondasi, (10,5 m)

L = lebar sungai, (50 m)

faktor bentuk tergantung dari ϕ (lampiran 11)

N_c = 36,9

N_q = 25,5

$$\begin{aligned}
N_\gamma &= 27,2 \\
\gamma_t &= 0,928 \text{ t/m}^3 \\
\alpha &= 1 + (0.3 \times B / L) \\
&= 1 + (0.3 \times 10,5 / 50) = \mathbf{1,06} \\
\beta &= 0.5 - 0.1 \times B / L \\
&= 0.5 - 0.1 \times 10,5 / 50 = \mathbf{0,48} \\
F_s &= \text{faktor keamanan, 3} \\
q_u &= (1,06 \times 0 \times 36,9) + (0,928 \times 6,4 \times 25,5) + \\
&(0,928 \times 0,48 \times 10,5 \times 27,2) \\
q_u &= \mathbf{278,6674 \text{ t/m}^2}
\end{aligned}$$

Jadi tegangan tanah yang diijinkan ($\bar{\sigma}_t$) adalah :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{q_u}{\text{faktor keamanan}}$$

$$\bar{\sigma}_t = \frac{278,667}{3}$$

$$\bar{\sigma}_t = 92,89 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_t = 9,289 \text{ kg/cm}^2$$

2) Perhitungan Kontrol Stabilitas Kondisi Air Normal

a. Stabilitas terhadap guling

$$F_g = \frac{\sum M_t}{\sum M_g} \geq 1,5$$

$$F_g = \frac{1240,90}{263,926} \geq 1,5$$

$$F_g = 4,7017 \geq 1,5 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

b. Stabilitas terhadap geser

$$F_s = \frac{\sum V \times f}{\sum H} \geq 1,5$$

$$F_s = \frac{189,906 \times 0,7}{46,168} \geq 1,5$$

$$F_s = 2,879 \geq 1,5 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

c. Stabilitas terhadap eksentrisitas (retak)

$$e = \left(\frac{B}{2} - \frac{\sum M_t - \sum M_g}{\sum V} \right) < \frac{1}{6} B$$

$$e = \left(\frac{10,5}{2} - \frac{1240,90 - 263,926}{189,906} \right) < \frac{1}{6} 10,5$$

$$e = 0,1055 < 1,75 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

d. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$\sigma = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma = \frac{198,906}{10,5} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0,1055}{10,5} \right) < 92,889 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 19,1767 < 92,889 \text{ t/m}^2 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

e. Stabilitas terhadap erosi bawah tanah (pipings)

$$C_L = \frac{\sum L_V + \frac{1}{3} \sum L_H}{\Delta H}$$

Dimana :

$$L_V = 23,95 \text{ m}$$

$$L_H = 56,16 \text{ m}$$

$$\Delta H = 6,80 \text{ m}$$

$$CL \text{ min} = 4,0$$

$$4,0 \leq \frac{23,95 + \frac{1}{3} \times 56,16}{6,80}$$

$$4,0 \leq 6,275 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

3) Kontrol Stabilitas Kondisi Air Banjir

a. Stabilitas terhadap guling

$$F_g = \frac{\sum M_t}{\sum M_g} \geq 1,5$$

$$F_g = \frac{1129,172}{305,844} \geq 1,5$$

$$F_g = 3,692 \geq 1,5 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

b. Stabilitas terhadap geser

$$F_s = \frac{\sum V x f}{\sum H} \geq 1,5$$

$$F_s = \frac{184,428 x 0,7}{52,597} \geq 1,5$$

$$F_s = 2,455 \geq 1,5 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

c. Stabilitas terhadap eksentrisitas (retak)

$$e = \left(\frac{B}{2} - \frac{\sum M_t - \sum M_g}{\sum V} \right) < \frac{1}{6} B$$

$$e = \left(\frac{10,5}{2} - \frac{1127,384 - 323,135}{184,428} \right) < \frac{1}{6} 10,5$$

$$e = 0,8892 < 1,75 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

d. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$\sigma = \frac{\sum V}{B} x \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma = \frac{184,428}{10,5} x \left(1 \pm \frac{6 x 0,889}{10,5} \right) < 92,889 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 26,4899 < 92,889 \text{ t/m}^2 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

e. Stabilitas terhadap erosi bawah tanah (piping)

$$C_L = \frac{\sum L_V + \frac{1}{3} \sum L_H}{\Delta H}$$

Dimana :

$$L_V = 23,95 \text{ m}$$

$$L_H = 56,16 \text{ m}$$

$$\Delta H = 7,547 \text{ m}$$

$$C_L \text{ min} = 4,0$$

$$4,0 \leq \frac{23,95 + \frac{1}{3} x 56,16}{7,547}$$

$$4,0 \leq 5,654 \quad \dots \text{ aman !!!}$$

BAB V

BANGUNAN PELENGKAP

5.1. Umum

Dalam sebuah sistem irigasi, terdapat jaringan irigasi yang terdiri dari saluran dan bangunan yang diperlukan untuk pengaturan air irigasi, mulai dari penyediaan, pengambilan, pembagian, pemberian dan penggunaannya. Secara hirarki jaringan irigasi dibagi menjadi jaringan utama dan jaringan tersier. Jaringan utama meliputi bangunan, saluran primer dan saluran sekunder. Sedangkan jaringan tersier terdiri dari bangunan dan saluran yang berada dalam petak tersier.

Dalam proses pengaliran air irigasi, pada jaringan utama saluran dibagi ke beberapa saluran sehingga perlu direncanakan bangunan bagi sadap, terkadang pula bersilangan dengan sungai, parit atau saluran irigasi sehingga perlu direncanakan talang dan siphon. Pada topografi wilayah daerah irigasi yang miring perlu juga direncanakan bangunan terjun. Demikian pula pada petak tersier perlu dilengkapi pula dengan boks-boks tersier, kuarter, saluran pembawa tersier, kuarter, saluran pembuang, serta bangunan silang seperti yang ada di jaringan utama. Petak sekunder, terdiri dari kumpulan petak-petak tersier yang mengambil air dari satu pintu di bangunan bagi. Luas petak sekunder ini tidak terbatas tergantung dari topografi lahan yang ada. Salurannya sering terletak di punggung medan, sehingga air tersebut dapat dialirkan ke dua sisi saluran. Petak primer, terdiri dari beberapa petak sekunder yang airnya mengambil dari sumber air (sungai) berupa bendung, bendungan,

rumah pompa, dll. Bila satu bendung terdapat dua pintu (intake) kiri dan kanan, maka terdapat dua petak primer. Saluran primer diusahakan sejajar dengan kontur atau garis tinggi. Bangunan pelengkap/tambahan seperti yang diuraikan diatas perlu direncanakan dengan baik sesuai dengan kriteria perencanaan yang ada.

5.2. ⁶¹ Bangunan Bagi dan Sadap

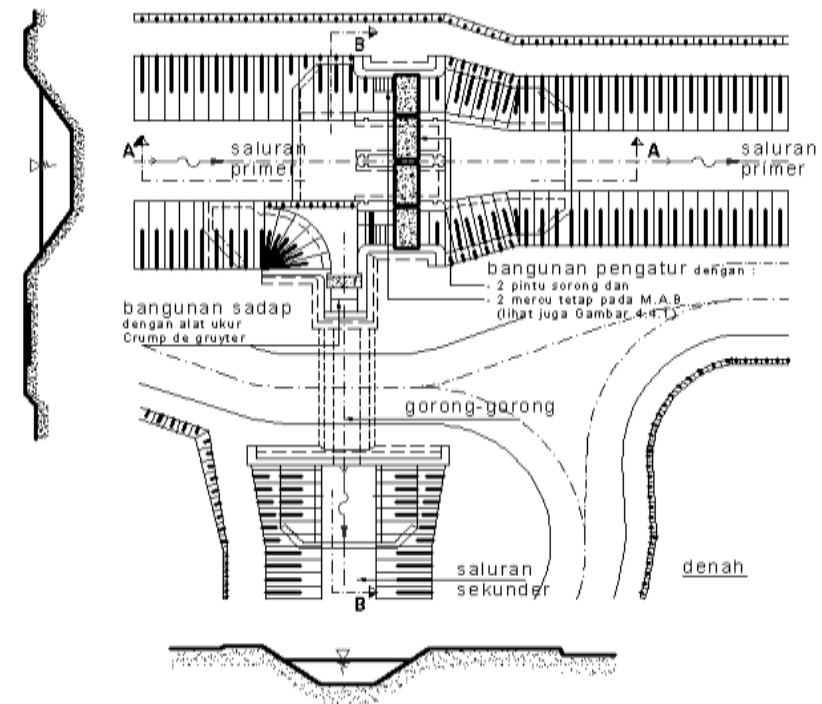
Bangunan bagi dan sadap pada irigasi teknis dilengkapi dengan pintu dan alat pengukur debit untuk memenuhi kebutuhan air irigasi sesuai jumlah dan pada waktu tertentu. Namun dalam keadaan tertentu sering dijumpai kesulitan-kesulitan dalam operasi dan pemeliharaan sehingga muncul usulan sistem proporsional. Yaitu bangunan bagi dan sadap tanpa pintu dan alat ukur tetapi dengan syarat-syarat sebagai berikut (*Standart Perencanaan irigasi KP – 04, 1986*).

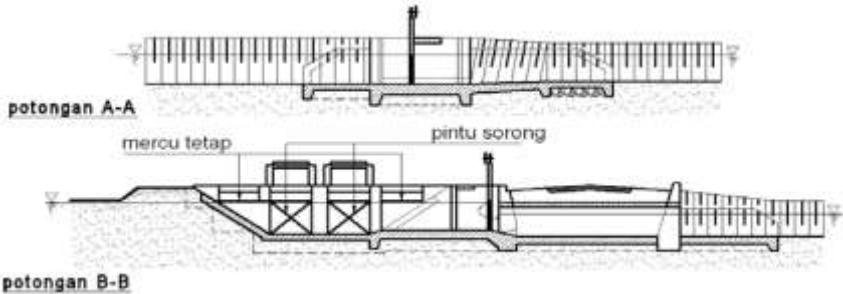
1. Elevasi ambang ke semua arah harus sama
2. Bentuk ambang harus sama agar koefisien debit sama.
3. Lebar bukaan proporsional dengan luas sawah yang diairi.

Tetapi disadari bahwa sistem proporsional tidak bisa diterapkan dalam irigasi yang melayani lebih dari satu jenis tanaman dari penerapan sistem golongan. Untuk itu kriteria ini menetapkan agar diterapkan tetap memakai pintu dan alat ukur debit dengan memenuhi tiga syarat proporsional.

- a. ²⁵ Bangunan bagi terletak di saluran primer dan sekunder pada suatu titik cabang dan berfungsi untuk membagi aliran antara dua saluran atau lebih.

- b. Bangunan sadap tersier mengalirkan air dari saluran primer atau sekunder ke saluran tersier penerima.
- c. Bangunan bagi dan sadap mungkin digabung menjadi satu rangkaian bangunan.
- d. Boks-boks bagi di saluran tersier membagi aliran untuk dua saluran atau lebih (tersier, subtersier dan/atau kuartier). (KP : 01).





Gambar 5.1. Saluran dengan bangunan pengatur dan sadap ke saluran sekunder

5.2.1. Bangunan Sadap Sekunder

Bangunan sadap sekunder akan memberi air ke saluran sekunder dan oleh sebab itu, melayani lebih dari satu petak tersier. Kapasitas bangunan-bangunan sadap ini secara umum lebih besar daripada $0,250 \text{ m}^3/\text{dt}$. Ada empat tipe bangunan yang dapat dipakai untuk bangunan sadap sekunder, yakni :

- Alat ukur Romijn
- Alat ukur Crump-de Gruyter
- Pintu aliran bawah dengan alat ukur ambang lebar
- Pintu aliran bawah dengan alat ukur Flume

Tipe mana yang akan dipilih bergantung pada ukuran saluran sekunder yang akan diberi air serta besarnya kehilangan tinggi energi yang di-izinkan. Untuk kehilangan tinggi energi kecil, alat ukur Romijn dipakai hingga debit sebesar $2 \text{ m}^3/\text{dt}$; dalam hal ini dua atau tiga pintu Romijn dipasang bersebelahan. Untuk debit-debit yang lebih besar, harus dipilih pintu sorong yang dilengkapi dengan alat ukur yang terpisah, yakni alat ukur ambang lebar.

Bila tersedia kehilangan tinggi energi yang memadai, maka alat ukur Crump-de Gruyter merupakan bangunan yang bagus. Bangunan ini dapat direncana dengan pintu tunggal atau banyak pintu dengan debit sampai sebesar $0,9 \text{ m}^3/\text{dt}$ setiap pintu (*Standart Perencanaan irigasi KP – 04, 1986*).

5.2.2. Bangunan Sadap Tersier

Bangunan sadap tersier akan memberi air kepada petak-petak tersier. Kapasitas bangunan sadap ini berkisar antara 50 l/dt sampai 250 l/dt. Bangunan sadap yang paling cocok adalah alat ukur Romijn, jika muka air hulu diatur dengan bangunan pengatur dan jika kehilangan tinggi energi merupakan masalah.

Bila kehilangan tinggi energi tidak begitu menjadi masalah dan muka air banyak mengalami fluktuasi, maka dapat dipilih alat ukur Crump-de Gruyter. Harga antara debit $Q_{\text{maks}}/Q_{\text{min}}$ untuk alat ukur Crump-de Gruyter lebih kecil daripada harga antara debit untuk pintu Romijn.

Di saluran irigasi yang harus tetap memberikan air selama debit sangat rendah, alat ukur Crump-de Gruyter lebih cocok karena elevasi pengambilannya lebih rendah daripada elevasi pengambilan pintu Romijn. Sebagai aturan umum, pemakaian beberapa tipe bangunan sadap tersier sekaligus di satu daerah irigasi tidak disarankan. Penggunaan satu tipe bangunan akan lebih mempermudah pengoperasiannya.

Untuk bangunan sadap tersier yang mengambil air dari saluran primer yang besar, di mana pembuatan bangunan pengatur akan sangat mahal dan muka air yang diperlukan di petak tersier rendah dibanding elevasi air selama debit rendah disaluran, akan menguntungkan

untuk memakai bangunan sadap pipa sederhana dengan pintu sorong sebagai bangunan penutup. Debit maksimum melalui pipa sebaiknya didasarkan pada muka air rencana di saluran primer dan petak tersier. Hal ini berarti bahwa walaupun mungkin debit terbatas sekali, petak tersier tetap bisa diairi bila tersedia air di saluran primer pada elevasi yang cukup tinggi untuk mengairi petak tersebut (*Standart Perencanaan irigasi KP – 04, 1986*).

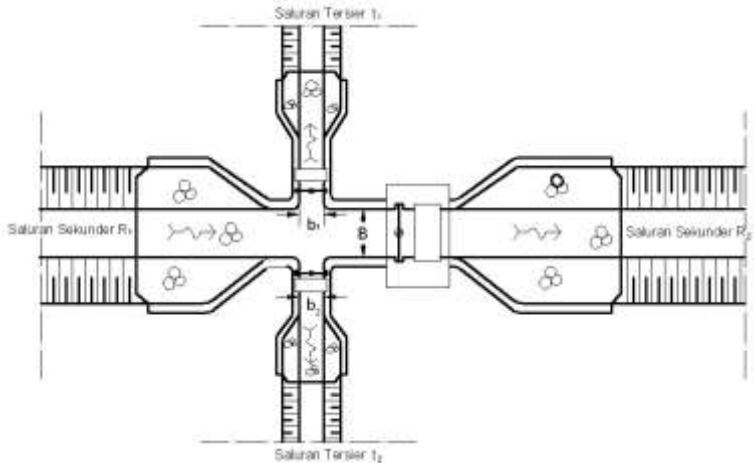
5.2.3. Tata Letak Bangunan Bagi dan Sadap

Bangunan bagi sadap seperti diuraikan sub bab di atas terdiri dari bangunan sadap tersier; bangunan/pintu sadap ke saluran sekunder dengan kelengkapan pintu sadap dan alat ukur; serta bangunan/pintu pengatur muka air. Tata letak dari bangunan bagi sadap ini bisa dibuat 2 alternatif, yaitu :

- Bentuk Menyamping
- Bentuk Numbak

a. Bentuk Menyamping

Posisi bangunan/pintu sadap tersier atau sekunder berada disamping kiri atau kanan saluran dengan arah aliran ke petak tersier atau sekunder mempunyai sudut tegak lurus (pada umumnya) sampai 45° . Bentuk ini mempunyai kelemahan kecepatan datang kearah lurus menjadi lebih besar dari pada yang kearah menyamping, sehingga jika diterapkan sistem proporsional kurang akurat. Sedangkan kelebihanannya peletakan bangunan ini tidak memerlukan tempat yang luas, karena dapat langsung diletakkan pada saluran tersier/saluran sekunder yang bersangkutan.



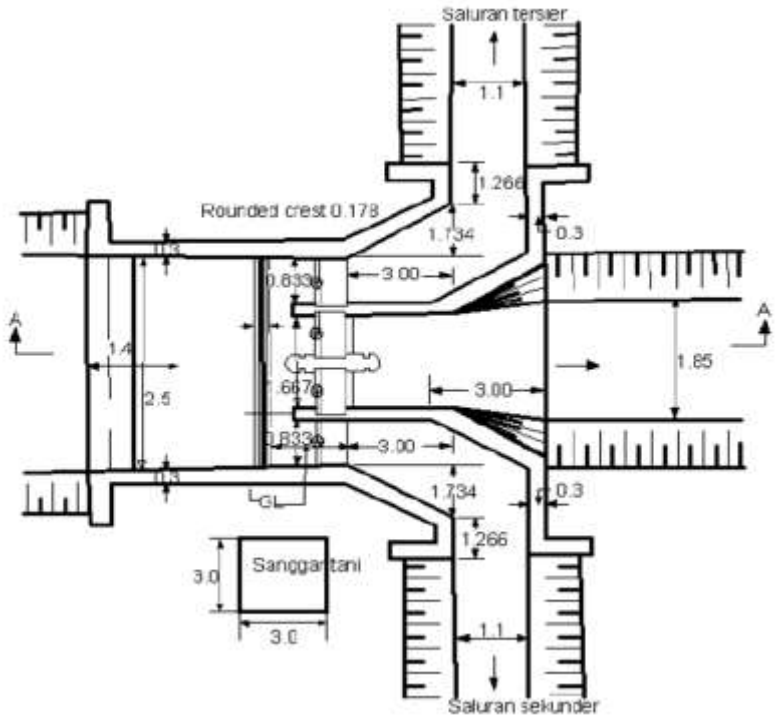
Gambar 5.2. Tata letak bangunan bagi sadap bentuk menyamping

23

d. Bentuk Numbak

Bentuk Numbak meletakkan bangunan bagi sekunder, sadap tersier dan bangunan pengatur pada posisi sejajar, sehingga arah alirannya searah.

Bentuk seperti ini mempunyai kelebihan kecepatan datang aliran untuk setiap bangunan adalah sama. Sehingga bentuk ini sangat cocok diterapkan untuk sistem proporsional. Tetapi bentuk ini mempunyai kelemahan memerlukan areal yang luas, semakin banyak bangunan sadapnya semakin luas areal yang diperlukan (*Standart Perencanaan irigasi KP – 04, 1986*).



Gambar 5.3. Tata letak bangunan bagi sadap bentuk numbak

5.3. Boks Bagi

5.3.1. Umum

Boks bagi dibangun di antara saluran-saluran tersier dan kuarter guna membagi-bagi air irigasi ke seluruh petak tersier dan kuarter. Perencanaan boks bagi harus sesuai dengan kebiasaan petani setempat dan memenuhi kebutuhan kegiatan operasi di daerah yang bersangkutan pada saat ini maupun kemungkinan pengembangan di masa mendatang. Tergantung pada air yang tersedia, boks bagi harus membagi air secara terus-menerus (proporsional) dan secara rotasi; Pembagian air secara proporsional dapat dicapai jika lebar bukaan

proporsional dengan luas daerah yang akan diberi air oleh saluran. Elevasi ambang dan muka air di atas ambang harus sama untuk semua bukaan pada boks.

Untuk pemberian air secara rotasi, boks dilengkapi dengan pintu yang dapat menutup bukaan jika diperlukan. Pintu itu hendaknya diberi gembok agar tidak dioperasikan oleh orang yang tak berwenang membagi air.

Bagi daerah-daerah yang rawan pencurian pintu baja, diusulkan untuk lebih meningkatkan peran dan partisipasi petani dengan maksud untuk meningkatkan rasa tanggung jawab dan rasa memiliki, sehingga pintu terhindar dari pencurian.

Jika mungkin, aliran di atas ambang moduler, yakni debitnya tidak dipengaruhi oleh muka air hilir pada saluran. Untuk kondisi aliran moduler, air irigasi dapat dengan mudah dibagi dengan pemberian air secara terus-menerus. Di jaringan irigasi ini mana keadaan medan hampir rata, perbedaan antara muka air maksimum di hulu bangunan sadap tersier dan elevasi sawah yang akan diairi sangat kecil. Ada sebagian sawah yang tidak bisa diairi dengan jaringan irigasi tersier bila boks bagi direncana untuk aliran moduler dan saluran direncana dengan kemiringan memanjang yang diperlukan.

Untuk mengatasi kelemahan-kelemahan ini, cara-cara berikut dapat ditempuh:

- menaikkan muka air di saluran primer atau sekunder (misalnya dengan membuat ambang atau pengatur melalui bangunan pengatur);
- merencana dan membuat bangunan sadap tersier baru di hulu bangunan sadap yang sudah ada agar daerah-daerah tinggi dapat diberi air;

- mengurangi kemiringan di saluran tersier dan kuarter;
- merencana boks bagi tersier dan kuarter untuk aliran nonmoduler.
- pemilihan alat pengukur/pengatur yang memerlukan kehilangan tinggi energi yang lebih kecil.

Pembagian air secara terus-menerus sulit dilakukan jika aliran nonmoduler. Para petani pemakai air dapat menambah atau mengurangi air yang diperlukan dengan cara menurunkan atau menaikkan muka air di saluran bagian hilir. Muka air di seluruh saluran bagian hilir sebaiknya sama untuk debit rencana dan debit lebih kecil agar pembagian air yang dilakukan terus menerus. tetap seimbang. Tidak ada cara pemecahan praktis untuk memenuhi persyaratan ini; jadi untuk aliran nonmoduler, air sebaiknya dibagi secara rotasi.

Untuk memperkecil kehilangan tinggi energi di boks bagi, dianjurkan untuk merencana boks aliran non moduler dengan kehilangan tinggi energi sebesar 0,05 - 0,10 m. Juga untuk aliran nonmoduler lebar bukaan hendaknya proporsional dan ambang bukaan sama elevasinya (*Standart Perencanaan irigasi KP – 05, 1986*).

5.3.2. Fleksibilitas

Kriteria pokok dalam perencanaan boks bagi adalah bahwa pembagian air irigasi yang diperlukan tidak terpengaruh oleh muka air di dalam boks. Distribusi aliran sebaiknya tetap konstan jika tinggi energi di hulu berubah. ini berarti bahwa harga fleksibilitas bangunan sebaiknya satu. Persamaan fleksibilitas, yaitu perbandingan antara besarnya perubahan debit satu

bukaan dengan besarnya perubahan debit bukaan lainnya, adalah :

$$F = \frac{dQ_1 / Q_1}{dQ_2 / Q_2} \dots\dots\dots (5.1)$$

Dengan :

F = fleksibilitas

Q_1 = debit melalui bukaan 1, m^3/dt

Q_2 = debit melalui bukaan 2, m^3/dt .

Rumus umum untuk menghitung debit (*head discharge*) melalui ambang adalah :

$$Q = Cbh^n \dots\dots\dots (5.2)$$

Dengan :

135

Q = debit, m^3/dt

b = lebar mercu, m

h = kedalaman air di atas mercu, m

n = koefisien.

Koefisien debit C bergantung pada tipe dan bentuk sisi ambang. Dalam batas-batas penerapan, koefisien ini dipakai untuk ambang lebar yang tidak dipengaruhi oleh kedalaman air di atas ambang, tapi untuk ambang tajam dan pendek, koefisien tersebut merupakan fungsi kedalaman air h. Umumnya rumus tersebut dapat juga dinyatakan sebagai $Q = c.b.h^n$. Dan rumus ini diturunkan $dQ/dh = n.C.b.h^{n-1}$; dan pembagian dengan Q dan Cbh^n menghasilkan:

$$dQ/Q = n dh/h \dots\dots\dots (5.3)$$

Substitusi persamaan ini menjadi persamaan fleksibilitas untuk Q_1 dan Q_2 menghasilkan:

$$F = \frac{n_1 \cdot dh_1 \cdot h_2}{n_1 \cdot dh_2 \cdot h_2} \dots\dots\dots (5.4)$$

Karena perubahan muka air di hulu ambang menghasilkan perubahan yang sama untuk h_1 dan h_2 , maka hasil bagi dh_1/dh_2 adalah 1n xh

$$F = \frac{n_1 \cdot xh_2}{n_2 \cdot xh_1} \dots\dots\dots (5.5)$$

Agar pembagian air tidak terpengaruh oleh muka air hulu, atau untuk memperoleh harga fleksibilitas satu, maka n_1/h_1 hendaknya sama dengan n_2/h_2 . Supaya persyaratan ini terpenuhi untuk semua kedalaman air, maka ambang di kedua bukaan sebaiknya sama tipenya ($n_1 = n_2$) dan elevasi ambang harus sama ($h_1 = h_2$).

Berhubung ambang boks bagi sama tipenya (ambang tajam, lebar atau pendek) dan semua ambang sama elevasinya, maka pembagian air yang diperlukan hanya dapat diperoleh jika lebar masing-masing bukaan sesuai (proporsional) dengan debit. Ini berarti bahwa lebar ambang harus sebanding dengan luas daerah yang akan diberi air.

Lebar minimum bukaan yang dipakai untuk memberi air ke daerah-daerah terkecil (petak-petak kuarter) sebaiknya diambil 0,20 m. Lebar bukaan yang memberi air lebih dan satu petak kuarter harus sebanding dengan luas daerah tersebut. Dimensi bukaan diambil dengan kenaikan setiap 5 cm agar dapat distandardisasi (*Standart Perencanaan irigasi KP – 05, 1986*).

5.3.3. Ambang

Boks bagi dan pasangan batu direncana dengan rumus untuk ambang lebar atau (Gambar 5.4):

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g \cdot b \cdot h_1^{1,5} \dots\dots\dots (5.6)$$

atau disederhanakan menjadi :

$$Q = C_d \mathbf{1.7 b h_1^{3/2}} \dots\dots\dots (5.7)$$

Dengan :

Q = debit, m³/dt

C_d = koefisien debit = 0,85

(untuk 0,08 ≤ H₁/L 0,33)

C_v = koefisien kecepatan, - 1,0

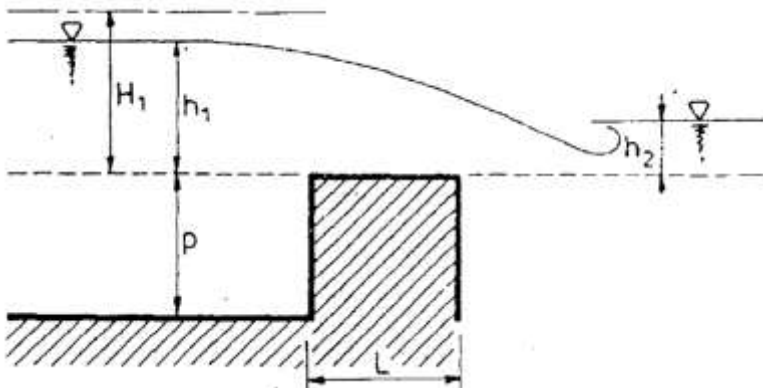
b = lebar ambang, m

h₁ = kedalaman air di hulu ambang, m

60 g = percepatan gravitasi m/dt², - 9,8

L = panjang ambang, m

H₁ = tinggi energi di hulu ambang, m

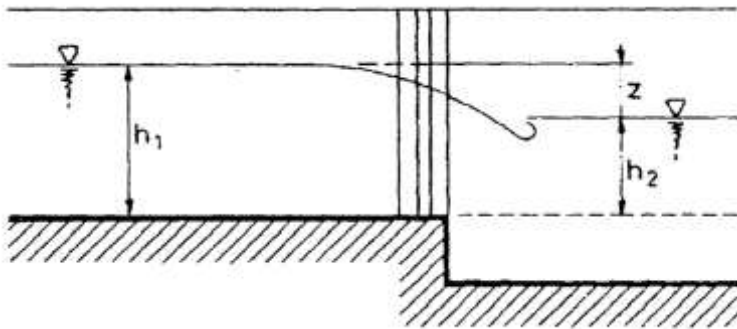


Gambar 5.4. Boks dengan ambang lebar

Untuk daerah-daerah datar di mana kehilangan tinggi energi harus diambil serendah mungkin, boks bisa

dibuat tanpa ambang karena alasan nonteknis: para petani merasa bahwa debit akan berkurang dengan adanya ambang, dan mereka akan membuang ambang itu. Dalam hal ini boks sebaiknya dibuat seperti pada Gambar 5.5.

Untuk debit yang melewati bukaan tipe ini, cara pendekatan dengan rumus 5.7 dapat dipakai untuk ambang lebar. Pada aliran nonmoduler, dapat dipakai Gambar 5.4 untuk menghitung pengurangan debit moduler serta variasi h_1/L akibat keadaan tenggelam.



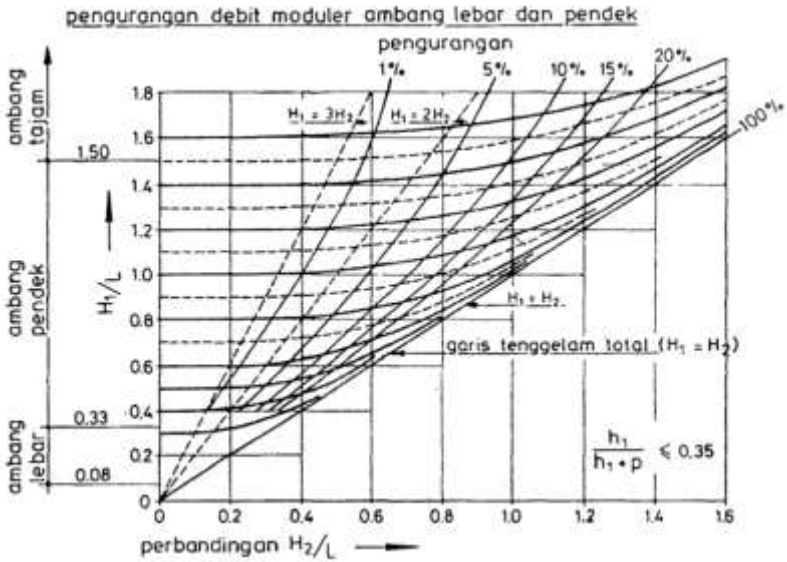
Gambar 5.5. Boks tanpa ambang

Lebar dan tinggi ambang boks dan beton ditentukan dengan rumus Francis, yang sah (valid) untuk ambang tajam:

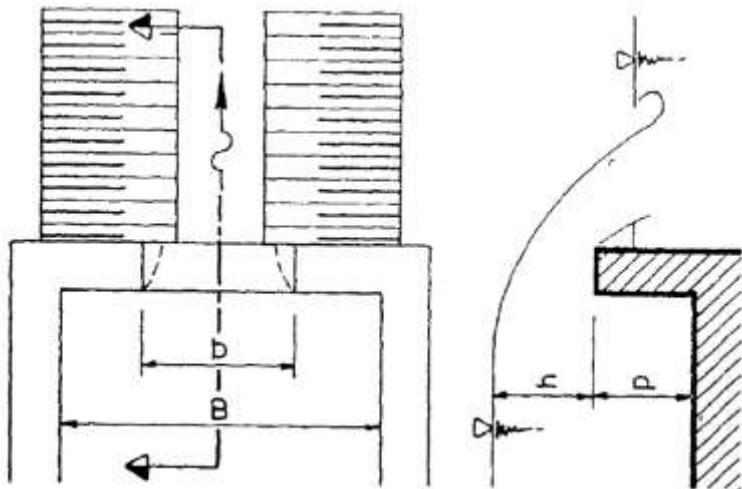
$$Q = 1,836 (b - 0,2 h_1) h_1^{3/2} \text{ (aliran dengan kontraksi) } \dots\dots\dots ($$

dengan :

- Q = debit di atas ambang, m^3/dt
- b = lebar ambang, m
- h_1 = kedalaman air di atas ambang

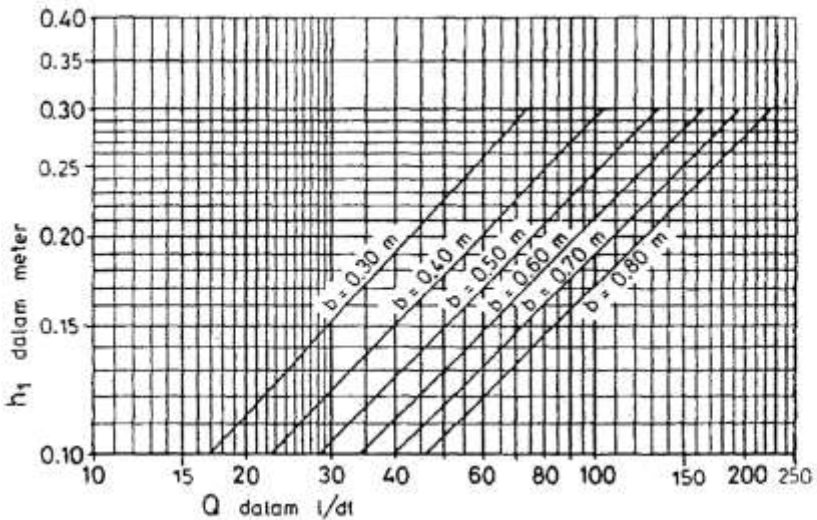


Gambar 5.6. Pengurangan debit modular



Gambar 5.7. Boks dengan ambang tajam kontraksi

Agar dapat dikembangkan sepenuhnya, kontraksi samping B-b sebaiknya lebih besar dan 4 kali kedalaman air di atas ambang (Gambar 5.7), di mana B adalah lebar total boks dan b lebar ambang. Tinggi ambang bermercu tajam p di atas dasar boks sebaiknya tidak kurang dari dua kali kedalaman air h di atas mercu dengan harga minimum 0,30 m. Bila persyaratan ini tidak bisa dipenuhi, maka kedalaman air untuk lebar tertentu dan ambang akan lebih tinggi dan yang direncanakan. Pada Gambar 5.8 diberikan lengkung/kurve debit (*rating curve*) untuk berbagai lebar ambang (*Standart Perencanaan irigasi KP - 05, 1986*).



aliran m

$$h_2/h_1 \leq$$

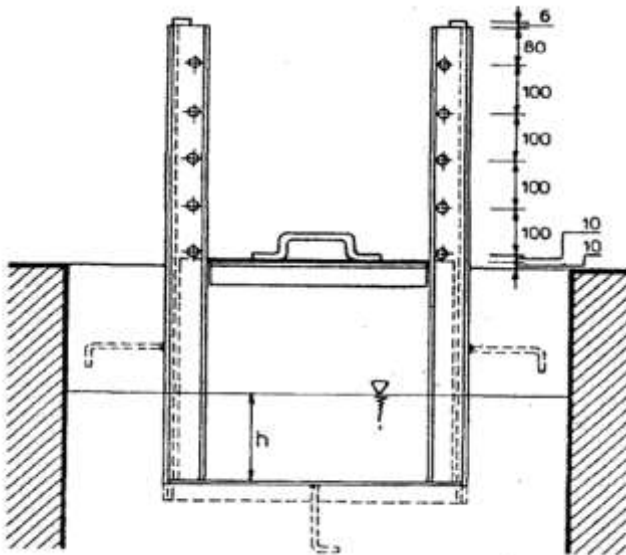
Gambar 5.8. Lengkung debit ambang tajam menurut Francis

5.3.4. Pintu

Perencanaan boks bagi harus memenuhi persyaratan berikut guna membatasi pembagian air di petak tersier:

- pemberian air terus-menerus
- pemberian air secara rotasi
- debit moduler
- fleksibilitas 1

Untuk pemberian air secara terus-menerus, pembagian air yang proporsional dapat dicapai dengan cara membuat lebar bukaan proporsional dengan luas daerah yang akan diberi air oleh saluran bagian hilir. Tinggi ambang harus sama untuk semua bukaan dalam boks. Untuk pemberian air secara rotasi, boks diberi pintu yang dapat menutup seluruh atau sebagian bukaan secara bergantian.



Gambar 5.9. Pintu sorong atau pembilas

Untuk memenuhi persyaratan fleksibilitas 1, diperlukan pintu katup. Karena tampakan (*feature*) bangunannya serta biaya pembuatnya yang mahal, standar bangunan itu kurang umum dipakai.

Agar dapat dilakukan rotasi, bukaan dilengkapi dengan pintu pembilas. Dengan membuka atau menutup satu pintu atau lebih, air dapat dibagi-bagi secara rotasi ke seluruh petak kuarter sesuai dengan jadwal yang ditentukan sebelumnya. Untuk alasan operasi, lebar pintu maksimum dibatasi sampai 0,60 m. Jika bukaan totalnya melampaui 0,60 m maka harus dibuat dua pintu pembilas (*Standart Perencanaan irigasi KP – 05, 1986*).

5.4. ¹⁹ Alat Ukur Ambang Lebar

Alat ini adalah bangunan aliran atas, untuk ini tinggi energi hulu lebih kecil dari panjang mercu. ¹⁰ Persamaan debit alat ukur ambang lebar (pengontrol segi empat) :

$$Q = C_d C_v \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{2}{3} g \right) bc \cdot h_1^{1,50}} \dots \quad (5.9)$$

dengan :

q = debit (m³/dt)

C_d = koefisien debit -----> **cd = 0,93 + 0,10**

H₁/L

untuk 0,1 < H₁/L < 1,0

H₁ = tinggi energi hulu (m)

L = panjang mercu (m)

C_v = koefisien kecepatan

g = gravitasi (9,8 m/dt²)

bc = lebar mercu (m)

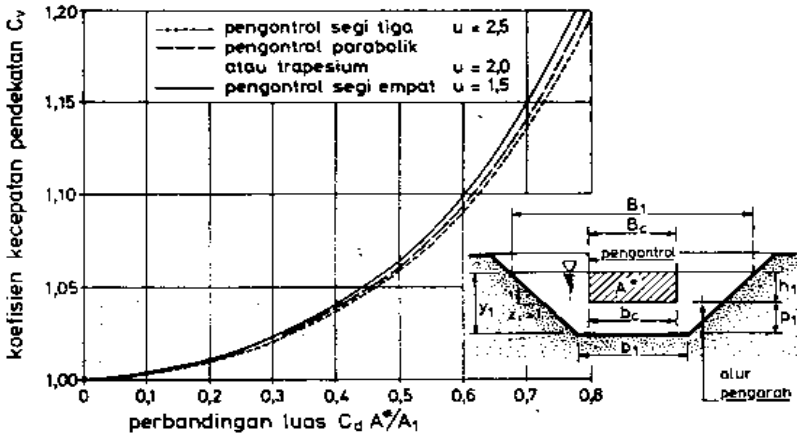
h₁ = kedalaman air hulu terhadap ambang bangunan lebar (m)

Persamaan untuk alat ukur ambang lebar berbentuk trapesium adalah :

$$Q = C_d (b_c Y_c + M_c^2) X (2g (H_1 - Y_c)^{0,5}) \dots\dots\dots (5.10)$$

dengan :

- b_c = lebar mercu pada bagian pengontrol (m)
- Y_c = kedalaman air pada bagian pengontrol
- m = kemiringan samping pada bagian pengontrol (1 : m)



Gambar 5.10. 2,0 C_v sebagai fungsi perbandingan $C_d A^*/A_1$

Besaran debit dapat diklasifikasikan dengan perbandingan debit :

$$\gamma = Q_{maks} / Q_{min} \dots\dots\dots (5.11)$$

- Dengan :- alat ukur segi empat $\gamma = 35$
- alat ukur trapesium $\gamma = 55$

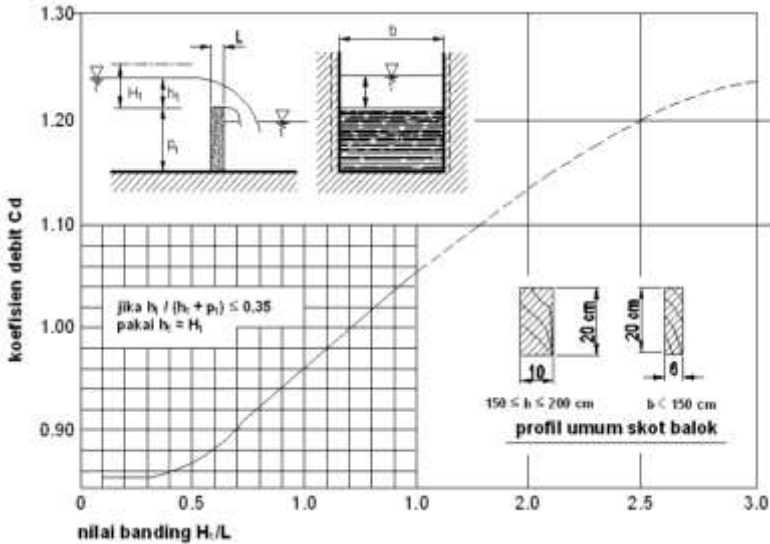
Pada saluran irigasi nilai banding γ , jurang melebihi 35. Kelebihan yang dimiliki alat ukur ambang lebar adalah :

- bentuk hidrolis lurus dan sederhana
- konstruksi kuat, dan tidak mahal

- benda-benda hanyut bisa dilewatkan dengan mudah
 - eksploitasi mudah.
- Sedangkan kelemahan yang antara lain :
- hanya dapat dipakai sebagai bangunan pengukur saja.
 - agar pengukuran teliti, asram tidak boleh tenggelam.

5.5. Pintu Skot Balok

Dilihat dari segi konstruksi, pintu skot balok merupakan peralatan yang sederhana. Balok-balok profil segi empat itu ditempatkan tegak lurus terhadap potongan segi empat saluran. Balok-balok tersebut disangga di dalam sponeng/ alur yang lebih besar 0,03 m sampai 0,05 m dari tebal balok-balok itu sendiri. Dalam bangunan-bangunan saluran irigasi, dengan lebar bukaan pengontrol 2,0 m atau lebih kecil lagi.



Gambar 5.11. Koefisien debit untuk aliran diatas skot balok potongan segi empat ($C_v \approx 1,0$)

Aliran pada skot balok dapat diperkirakan dengan menggunakan persamaan tinggi debit berikut :

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g \cdot b \cdot h_1}^{1,5} \dots\dots\dots (5.12)$$

Dengan :

Q = debit, m³/dt

C_d = koefisien debit

C_v = koefisien kecepatan datang

g = percepatan gravitasi, m/dt² (≈ 9,8)

b = lebar normal, m

h₁ = kedalaman air di atas skot balok, m

Koefisien debit C_d untuk potongan segi empat dengan tepi hulu yang tajamnya 90 derajat, sudah diketahui untuk nilai banding H_1/L kurang dari 1,5 (lihat gambar 5.11).

Untuk harga – harga H_1/L yang lebih tinggi, pancaran air yang melimpah bisa sama sekali terpisah dari mercu skot balok. Bila H_1/L menjadi lebih besar dari sekitar 1,5 maka pola alirannya akan menjadi tidak mantap dan sangat sensitif terhadap “ketajaman” tepi skot balok bagian hulu. Juga, besarnya airasi dalam kantong udara di bawah pancaran, dan tenggelamnya pancaran sangat mempengaruhi debit pada skot balok.

Karena kecepatan datang yang menuju ke pelimpah skot balok biasanya rendah, $h_1/(h_1 + P_1) < 0,35$ kesalahan yang timbul akibat tidak memperhatikan harga tinggi kecepatan rendah berkenaan dengan kesalahan dalam C_d . Dengan menggunakan persamaan 5.12 dikombinasi dengan Gambar 5.11 aliran pada skot balok dapat diperkirakan dengan baik.

Jelaslah bahwa tinggi muka air hulu dapat diatur dengan cara menempatkan/mengambil satu atau lebih skot balok. Pengaturan langkah demi langkah ini dipengaruhi oleh tinggi sebuah skot balok. Seperti yang sudah disebutkan dalam Gambar 3.4, ketinggian yang cocok untuk balok dalam bangunan saluran irigasi adalah 0,20 m.

Seorang operator yang berpengalaman akan mengatur tinggi muka air di antara papan balok 0,20 m dengan tetap membiarkan aliran sebagian di bawah balok atas.

Kelebihan – kelebihan yang dimiliki pintu skot balok

- Kontribusi ini sederhana dan kuat
- Biaya pelaksanaannya kecil

Kelemahan – kelemahan yang dimiliki pintu skot balok

- Pemasangan dan pemindahan balok memerlukan sedikit–dikitnya dua orang dan memerlukan banyak waktu .
- Tinggi muka air bisa diatur selangkah demi selangkah saja; setiap langkah sama dengan tinggi sebuah balok.
- Ada kemungkinan dicuri orang
- Skot balok bisa dioperasikan oleh orang yang tidak berwenang
- Karakteristik tinggi–debit aliran pada balok belum diketahui secara pasti (*Standart Perencanaan irigasi KP – 04, 1986*).

5.6. Pintu Sorong

87

Rumus debit yang dapat dipakai untuk pintu sorong adalah : kp 4

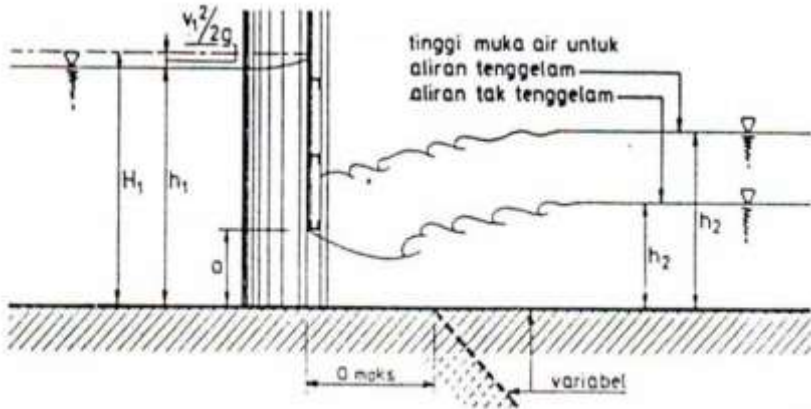
$$Q = K \cdot \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2g \cdot h_1} \dots\dots\dots ($$

dengan :

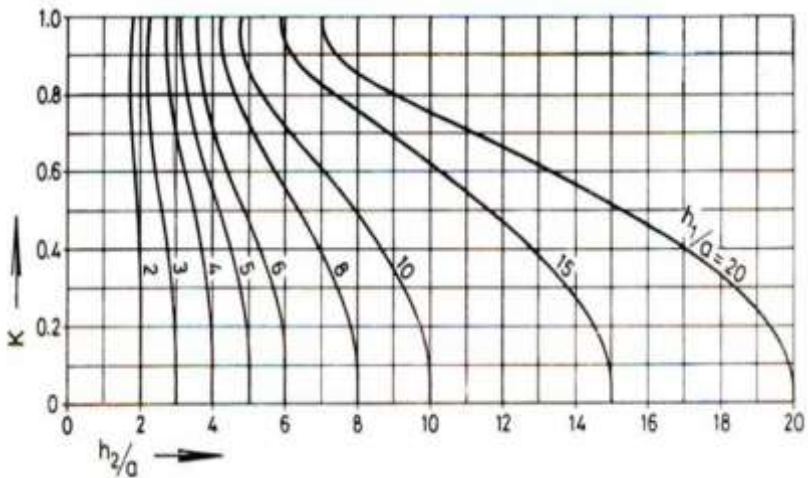
- Q = debit, (m³/dt)
- K = faktor aliran tenggelam (lihat Gambar 3.3)
- μ = koefisien debit (lihat Gambar 3.4)
- a = bukaan pintu, m
- b = lebar pintu, rn
- g = percepatan gravitasi, m/dt² ($\approx 9,8$)
- h₁ = kedalaman air di depan pintu di atas ambang, m.

67

Lebar standar untuk pintu pembilas bawah (undersluice) adalah 0,50 ; 0,75 ; 1,00 ; 1,25 dan 1,50 m. Kedua ukuran yang terakhir memerlukan dua stang pengangkat.



Gambar 5.12. Aliran di bawah pintu sorong dengan dasar horizontal



Gambar 5.13. Koefisien K untuk debit tenggelam (dari Schmidt)

Kelebihan – kelebihan yang dimiliki pintu pembilas bawah

- Tinggi muka air hulu dapat dikontrol dengan tepat.
- Pintu bilas kuat dan sederhana.
- Sedimen yang diangkut oleh saluran hulu dapat melewati pintu bilas

Kelemahan–kelemahannya

- Kebanyakan benda – benda hanyut bisa tersangkut di pintu
- Kecepatan aliran dan muka air hulu dapat dikontrol dengan baik jika aliran modular (*Standart Perencanaan irigasi KP – 04, 1986*).

5.7. Gorong - Gorong

Gorong-gorong berupa saluran tertutup, dengan peralihan pada bagian masuk dan keluar. Gorong-gorong akan sebanyak mungkin mengikuti kemiringan saluran. Gorong-gorong berfungsi sebagai saluran terbuka selama bangunan tidak tenggelam. Gorong-gorong mengalir penuh bila lubang keluar tenggelam atau jika air di hulu tinggi dan gorong-gorong panjang. Kehilangan tinggi energi total untuk gorong-gorong tenggelam adalah jumlah kehilangan pada bagian masuk, kehilangan akibat gesekan ditambah lagi kehilangan pada tikungan gorong-gorong.

Karena umumnya dimensi saluran di petak tersier sangat kecil, maka dianjurkan untuk merencanakan bangunan-bangunan yang sederhana saja, dengan kehilangan tinggi energi kecil serta permukaan air bebas. Gorong-gorong tersebut mempunyai dinding vertikal dan pasangan dan di puncak dinding terdapat pelat kecil dari

beton. Lebar minimum antara dinding harus diambil 0,40 m. Tinggi dasarnya sama dengan tinggi dasar potongan saluran hulu. Jika perlu gorong-gorong bisa digabung dengan bangunan terjun yang terletak di sisi hilir.

Pemakaian gorong-gorong pipa di dalam petak tersier membutuhkan kecermatan, karena akan memerlukan tanah penutup sekurang-kurangnya 1,5 kali diameter pipa guna menghindari kerusakan pipa, padahal diameter pipa harus paling tidak 0,40 m agar tidak tersumbat oleh benda-benda yang hanyut seperti rerumputan, kayu dan sebagainya. Persyaratan ini membutuhkan pondasi yang dalam untuk gorong-gorong dan umumnya juga tinggi dasar bangunan yang lebih rendah daripada tinggi dasar potongan saluran. Karena pondasinya yang dalam, gorong-gorong berfungsi sebagai sipon. Jika dipakai gorong-gorong pipa hal-hal berikut harus mendapat perhatian khusus:

- sambungan
- tulangan
- penutup tanah
- kebocoran pada sambungan di tempat perlintasan dengan saluran

Kecepatan aliran diambil : 1,5 m/dt untuk saluran irigasi dan 3 m/dt untuk gorong-gorong di saluran pembuang.

Gorong-gorong dibuat dari beton bertulang atau pasangan batu berbentuk segi empat atau bulat. Gorong-gorong segi empat dan dari pasangan batu plat beton bertulang sangat kuat dan pembuatnya mudah, khususnya untuk tempat-tempat terpencil dan sangat ideal.

Gorong-gorong pendek $L < 20$ m, harga m dapat dianggap sebagai mendahului kekar untuk rumus :

$$Q = \mu f \sqrt{(2gz)} \dots\dots\dots (5.14)$$

dengan :

- 19 Q = debit (m^3/dt)
- μ = koefisien debit
- A = luas penampang (m^2)
- g = percepatan gravitasi ($9,8 m/dt^2$)
- z = kehilangan tinggi energi pada gorong-gorong (m)

Tabel 5.1 Koefisien debit untuk dimensi gorong-gorong

Tinggi dasar dibangun sama dengan di saluran	Tinggi dasar di bangunan lebih tinggi dari pada di saluran
Segi Empat $\mu = 0,80$	Ambang Segi Empat Sisi Segi Empat $\mu = 0,72$
Bulat $\mu = 0,90$	Ambang Bulat Sisi Segi Empat $\mu = 0,76$
	Ambang Bulat Sisi Bulat $\mu = 0,85$

Untuk gorong-gorong > 20 m diambil persamaan sebagai berikut :

- Kehilangan masuk
 $(\Delta H \text{ masuk}) = \Sigma \text{ masuk}$
 $(V_a - V)^2 / 2g \dots \dots \dots (5.15)$
- Kehilangan gesekan
 $(\Delta H_f) = C_f \cdot V^2 / 2g$
 $= V^2 \cdot L / C^2 \cdot R \dots \dots \dots (5.16)$

dengan :

- $C = KR^{1/6} \dots \dots \dots \rightarrow k = 1/n = 70$
 untuk pipa ketam
- $R =$ Jari-jari hidrolis pipa dengan diameter
 $D : R = 1/4 D$
- $L =$ Panjang pipa
- $V =$ Kecepatan aliran dalam pipa (m/dt)

V_a = Kecepatan aliran dalam saluran (m/dt)
 Kehilangan keluar (ΔH keluar)
 $= \sum_{keluar} \cdot (V^2 - V)^2 / 2g$
 (Standart Perencanaan irigasi KP – 04, 1986).

5.8. Talang

5.8.1. Potongan Melintang

Potongan melintang bangunan tersebut ditentukan oleh nilai banding b/h , dimana b adalah lebar bangunan dan h adalah kedalaman air. Nilai-nilai banding berkisar antara 1 sampai 3 yang menghasilkan potongan melintang hidrolis yang lebih ekonomis (Standart Perencanaan irigasi KP – 04, 1986).

5.8.2. Kemiringan dan Kecepatan

Kecepatan di dalam bangunan lebih tinggi daripada kecepatan dipotongan saluran biasa. Tetapi, kemiringan dan kecepatan dipilih sedemikian rupa sehingga tidak akan terjadi kecepatan superkritis atau mendekati kritis, karena aliran cenderung sangat tidak stabil. Untuk nilai banding potongan melintang pada pasal 5.6.1, ini memberikan kemiringan maksimum $I = 0,002$.

5.8.3. Kehilangan energi pada peralihan

Untuk peralihan dalam saluran terbuka di mana bilangan Froude aliran yang dipercepat tidak melebihi 0,5, kehilangan energi pada peralihan masuk dan peralihan keluar ΔH_{masuk} atau ΔH_{keluar} dinyatakan memakai Rumus Borda :

$$\Delta H_{masuk} = \xi_{masuk} \frac{(v_a - v_1)^2}{2g} \dots\dots\dots (5.17)$$

$$\Delta H_{keluar} = \xi_{keluar} \frac{(v_a - v_1)^2}{2g} \dots\dots\dots (5.18)$$

dengan :

$\xi_{\text{masuk' keluar}}$: faktor kehilangan energi yang bergantung kepada bentuk hidrolis peralihan dan apakah kehilangan itu pada peralihan masuk atau keluar

v_a : kecepatan rata – rata yang dipercepat dalam bangunan pembawa, m/dt


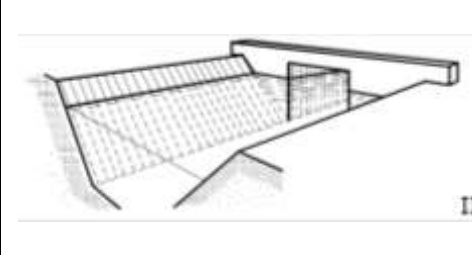

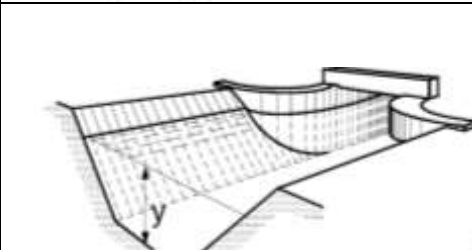

$v_1' v_2$: kecepatan rata – rata di saluran hulu (v_1) atau hilir (v_2), m/dt

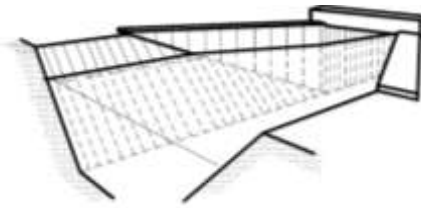

Harga-harga faktor kehilangan energi untuk peralihan yang biasa dipakai dengan permukaan air bebas diperlihatkan pada Gambar 5.1. Faktor-faktor yang diberikan untuk perencanaan-perencanaan ini tidak hanya berlaku untuk gorong-gorong, tetapi juga untuk peralihan talang dan saluran flum pembawa.

Dalam hal ini ada tiga tipe peralihan yang dianjurkan. Anjuran ini didasarkan pada kekuatan peralihan, jika bangunan dibuat dari pasangan batu. Jika peralihan itu dibuat dari beton bertulang, maka akan lebih leluasa dalam memilih tipe yang dikehendaki dan pertimbangan–pertimbangan hidrolis mungkin memainkan peranan penting.

Bila permukaan air di sebelah hulu gorong-gorong sedemikian sehingga pipa gorong–gorong itu mengalirkan air secara penuh, maka bangunan ini biasa disebut siphon. Aliran penuh demikian sering diperoleh karena pipa sipon condong ke bawah di belakang peralihan masuk dan condong ke atas lagi menjelang sampai di peralihan keluar. Kehilangan peralihan masuk dan keluar untuk sipon seperti ini, atau saluran pipa pada umumnya, lain dengan kehilangan untuk peralihan aliran bebas.

Tabel 5.2 Koefisien kehilangan tinggi energi untuk peralihan–peralihan dari bentuk trapesium ke segi empat dengan permukaan air bebas (dan sebaliknya) (dari Bos dan Reinink, 1981 ; dan Idel’cik, 1960)

			Persamaan	
			5.3	5.4
pipa gorong-gorong sampai ke peralihan samping saluran			ξ_{masuk} 0,50	ξ_{keluar} 1,00
Dianjurkan	pipa gorong-gorong sampai di dinding hulu melalui saluran		0,50	1,00
peralihan punggung patah dengan sudut pelebaran 1:1 atau 1:2			0,30	0,60
Dianjurkan	dinding hulu dengan peralihan yang dibulatkan dengan jari-jari lebih dari 0,1 y		0,25	0,50

Dianjurkan	peralihan punggung patah dengan sudut pelebaran sekitar 1:5		0,20	0,40
	peralihan berangsur antara potongan melintang segiempat dan trapezium		0,10	0,20

5.8.4. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan untuk air yang mengalir dalam talang atau flum didasarkan pada debit, kecepatan dan faktor-faktor lain. Harga-harga tinggi jagaan dapat diambil dari KP - 03 Saluran, pasal 4.3.6 Saluran Pasangan.

Untuk talang yang melintas sungai atau pembuang, harus dipakai harga-harga ruang bebas berikut

- pembuang intern $Q_5 + 0,50$ m
- pembuang ekstern $Q_{25} + 1,00$ m
- sungai: $Q_{25} +$ ruang bebas bergantung kepada keputusan perencana, tapi tidak kurang dari 1,50 m. Perencana akan mendasarkan pilihannya pada karakteristik sungai yang akan dilintasi, seperti kemiringan, benda-benda hanyut, agradasi atau degradasi.

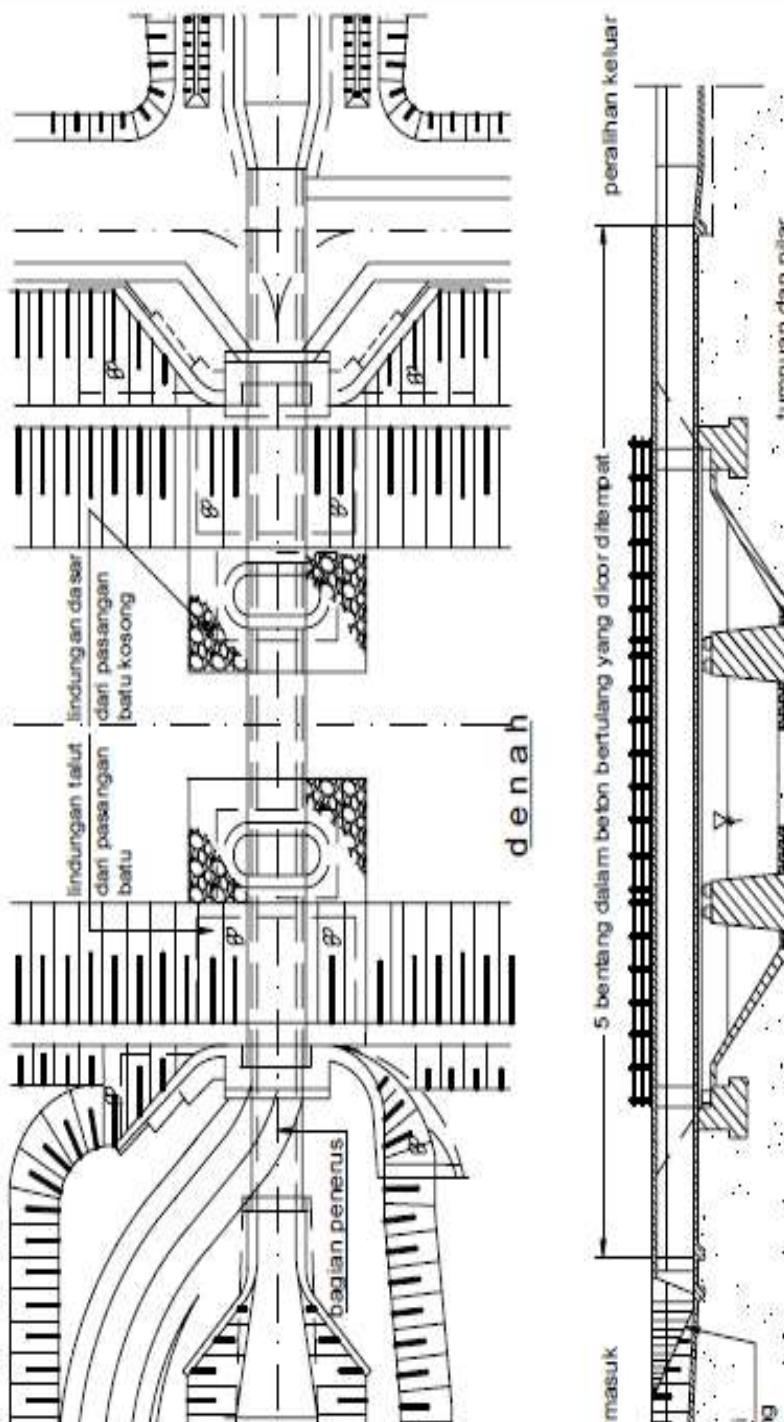
5.8.5. Bahan

Pipa-pipa baja sering digunakan untuk talang kecil karena mudah dipasang dan sangat kuat. Untuk debit kecil, pipa-pipa ini lebih ekonomis daripada tipe-tipe bangunan atau bahan lainnya. Tetapi baja memiliki satu ciri khas yang harus mendapat perhatian khusus baja mengembang (ekspansi) jika kena panas. Ekspansi baja lebih besar dari bahan-bahan lainnya.

Oleh sebab itu harus dibuat sambungan ekspansi. Sambungan ekspansi hanya dapat dibuat di satu sisi saja atau di tengah pipa, bergantung kepada bentang dan jumlah titik dukung (*bearing point*).

Pipa-pipa terpendam tidak begitu memerlukan sarana-sarana semacam ini karena variasi temperatur lebih kecil dibanding untuk pipa-pipa di udara terbuka.

Flum dibuat dari kayu, baja atau beton. Untuk menyeberangkan air lewat saluran pembuang atau irigasi yang lain, petani sering menggunakan flum kayu. Flum baja atau beton dipakai sebagai talang. Untuk debit-debit yang besar, lebih disukai flum beton. Kedua tipe bangunan tersebut dapat berfungsi ganda jika dipakai sebagai jembatan orang (baja) atau kendaraan (beton). Flum merupakan saluran tertutup jika dipakai sebagai jembatan jalan.



Gambar 5.14. Contoh talang

5.8.6. Standar Ukuran

- Kapasitas Talang (*Aqueduct*)
Kapasitas box talang dalam mengalirkan debit saluran irigasi dan kemiringan dasar talang dirinci dalam Tabel 5.3.
- Klasifikasi
Semua jembatan diatas box talang digolongkan sebagai jalan kelas III atau lebih rendah menurut standar Bina Marga sesuai RSNI . T02- 2005 dan merupakan jembatan satu jalur.
Untuk jembatan diatas box talang dimanfaatkan juga untuk keperluan jalan inspeksi. Jalan inspeksi tersebut direncanakan dengan mengikuti standar Bina Marga.

Tabel 5.3 Perhitungan Dimensi Dan Hidrolik Talang

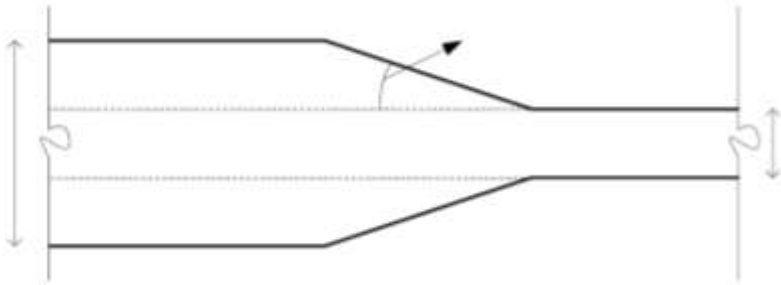
Klasifikasi Beban	B x H	d	A	P	R	I = 0,004		I = 0,00333		I = 0,00286		I = 0,00250		I = 0,002	
						V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
Kelas V	0.5 x 0.5	0.35	0.18	1.20	0.15	1.12	0.20	1.04	0.18	0.97	0.17	0.87	0.15	0.87	0.15
		0.30	0.15	1.40	0.11	1.07	0.16	0.89	0.15	0.93	0.14	0.83	0.12	0.83	
	0.6 x 0.6	0.45	0.27	1.50	0.18	1.29	0.35	1.19	0.32	1.12	0.30	1.00	0.27	1.00	
		0.40	0.24	1.40	0.17	1.25	0.30	1.15	0.28	1.08	0.26	0.97	0.23	0.97	
		0.35	0.21	1.30	0.16	1.20	0.25	1.11	0.23	1.04	0.22	0.89	0.20	0.89	
0.8 x 0.8	0.60	0.48	2.00	0.24	1.56	0.75	1.44	0.69	1.35	0.65	1.21	0.58	1.21		
	0.55	0.44	1.10	0.40	2.19	0.96	2.03	0.89	1.90	0.84	1.70	0.75	1.70		
	0.50	0.40	1.00	0.40	2.40	0.88	2.03	0.81	1.90	0.76	1.70	0.68	1.70		
1 x 1	0.80	0.80	2.60	0.31	1.84	1.47	1.70	1.36	1.59	1.27	1.43	1.14	1.43		
	0.75	0.75	2.80	0.30	1.91	1.36	1.68	1.26	1.57	1.18	1.40	1.05	1.40		
	0.70	0.70	2.40	0.29	1.78	1.25	1.64	1.15	1.54	1.08	1.38	0.97	1.38		
Kelas IV	1.5 x 1.5	1.20	1.95	4.10	0.48	2.70	5.27	4.80	4.80	2.28	4.45	2.13	4.15	1.91	3.72
		1.25	1.88	4.00	0.47	2.67	5.01	4.58	4.24	2.11	4.26	1.89	3.96	1.89	3.54
	1.20	1.80	3.90	0.46	2.64	4.75	2.41	4.34	2.23	4.01	2.09	3.76	1.87	3.37	
	2.0 x 2.0	1.80	3.60	5.60	0.64	3.30	11.87	3.01	10.84	2.79	10.03	2.61	9.39	2.33	8.39
		1.75	3.50	5.50	0.64	3.28	11.46	2.99	10.47	2.77	9.89	2.59	9.06	2.32	8.11
1.70		3.40	5.40	0.63	3.25	11.06	2.97	10.09	2.75	9.34	2.57	8.74	2.30	7.82	
Kelas III	2.5 x 2.5	1.65	3.30	5.30	0.62	3.23	10.65	2.95	9.72	2.73	9.00	2.55	8.42	2.28	7.53
		2.25	5.63	7.00	0.80	3.83	21.54	3.49	19.67	3.23	18.21	3.03	17.03	2.71	15.23
3 x 3	2.0 x 2.0	2.10	5.50	6.90	0.80	3.81	20.93	3.47	19.11	3.22	17.69	3.01	16.55	2.69	14.80
		2.10	5.25	6.70	0.78	3.76	19.76	3.44	18.03	3.18	16.70	2.98	15.62	2.65	13.87
	2.00	5.00	6.50	0.77	3.72	18.58	3.39	16.97	3.14	15.71	2.94	14.69	2.63	13.14	
	3.5 x 2	2.80	8.40	8.60	0.98	4.36	36.62	3.98	33.43	3.68	30.91	3.45	28.48	3.08	25.87
		2.75	8.25	8.50	0.97	4.34	35.81	3.96	32.67	3.67	30.28	3.43	28.30	3.07	25.33
2.70		8.10	8.40	0.96	4.32	34.99	3.94	31.91	3.65	29.57	3.42	27.70	3.06	24.79	
4 x 2.5	1.80	6.30	7.10	0.89	4.09	25.75	3.73	23.51	3.46	21.77	3.23	20.36	2.89	18.21	
	1.75	6.13	7.00	0.88	4.05	24.81	3.70	22.66	3.42	20.98	3.20	19.63	2.86	17.56	
	1.70	5.95	6.90	0.86	4.01	23.86	3.66	21.78	3.39	20.17	3.17	18.87	2.84	16.90	
4 x 2.5	1.65	5.78	6.80	0.85	3.97	22.83	3.62	20.95	3.36	19.39	3.14	18.14	2.81	16.24	
	2.25	9.00	8.50	1.06	4.60	41.39	4.20	37.79	3.89	34.98	3.64	32.72	3.25	29.27	
	2.20	8.80	8.40	1.05	4.57	40.59	4.17	36.69	3.86	33.97	3.61	31.77	3.23	28.42	
2.00	2.10	8.40	8.20	1.02	4.50	37.79	4.11	34.50	3.80	31.94	3.56	29.88	3.18	26.72	
	2.00	8.00	8.00	1.00	4.43	35.42	4.04	32.33	3.74	29.94	3.50	28.00	3.13	25.04	

Lebar jembatan diatas talang untuk jalan-jalan kelas III, IV dan V disajikan dalam Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Lebar Standar Jembatan Diatas Talang

Klasifikasi Jalan	Lebar Jembatan diatas Talang
Kelas III	3 m
Kelas IV	3 m
Kelas V	1,5 m

- Pembebanan Jembatan Diatas Talang Pembebanan jembatan diatas talang disesuaikan pembebanan jembatan diatas talang disesuaikan pembebanan jembatan dalam bagian KP-06 parameter bangunan.
- Panjang Talang dan Panjang Transisi
 1. Panjang Talang
Panjang talang atau panjang box talang satu ruas untuk membuat standarisasi penulangan beton maka dibuat konstruksi maksimum 10 m dan minimum 3 m.
 2. Panjang Peralihan (L1)
Panjang peralihan adalah panjang transisi antara saluran dengan box talang. Panjang saluran transisi ditentukan oleh sudut antara $12^{\circ}30'$ – 25° garis as.



Panjang peralihan atau transisi dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$L_1 = \frac{B - b}{2} \cos \alpha \dots\dots\dots (5.19)$$

dengan :

B = lebar permukaan air di saluran

b = lebar permukaan air di bagian talang

L = panjang peralihan atau transisi antara talang dengan saluran

α = sudut antara garis as talang dengan garis pertemuan permukaan air

- Kehilangan Tinggi Muka Air di Talang

Total kehilangan tinggi muka air di talang (Δh) dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\Delta h = h_1 + h_2 + h_3 \dots\dots\dots (5.20)$$

dengan :

h_1 = kehilangan tinggi muka air di bagian masuk (m)

h_2 = kehilangan tinggi muka air di sepanjang talang (m)

$$= L_2 \times S_2$$

h_3 = kehilangan tinggi muka air di bagian keluar (m)

S_2 = kemiringan memanjang talang

$$h_1 = f_o \cdot (hv_2 - hv_1) \dots\dots\dots (5.21)$$

dengan :

f_o = koefisien kehilangan tinggi muka air dibagian masuk

$$hv_2 = L_1 \cdot (S_1 - S_2) \dots\dots\dots (5.22)$$

dengan :

S_1 = kemiringan memanjang saluran di hulu

S_2 = kemiringan dasar talang

$$hv_1 = V_1^2 / 2g \dots\dots\dots (5.23)$$

V_1 = kecepatan aliran di saluran bagian hulu

g = kecepatan gravitasi (= 9,8 m/dt)

Kehilangan tinggi muka air di sepanjang talang :

$$h_2 = L_{talang} \times S_2 \dots\dots\dots (5.24)$$

Kehilangan tinggi muka air dibagian keluar :

$$h_3 = f_1 \cdot (hv_2 - hv_3) \dots\dots\dots (5.25)$$

$$hv_2 = L_3 \times \frac{(S_2 + S_3)}{2} \dots\dots\dots (5.26)$$

Dengan :

S_3 = kemiringan dasar saluran dibagian hilir

$$Hv_3 = V_1^2 / 2g \dots\dots\dots (5.27)$$

f_o/f_1 = koefisien tinggi energi untuk peralihan dari bentuk trapesium ke bentuk segi empat dengan permukaan bebas.

Tabel 5.5 Parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan struktur

Parameter		Nilai	
Berat jenis	Air	γ_w	1 tf/m ³
	Beton bertulang	γ_c	2.4 tf/m ³
	Aspal	γ_{as}	2.3 tf/m ³
Kelas Jembatan	Klasifikasi beban kendaraan	Class	3 (3, 5)
Beban guna	Beban garis P0	P_0	6 tf/rane
	Beban Garis P	P	2.2 tf/m
	Beban merata Ld Distribution Load	L_d	0.4 tf/m
	Beban roda Pt	P_t	5 t
	Koef. Kejut $im = 1 + 20\sqrt{(\$/Ln)}$	im	1.36
	Perataan beban (500kg/m ²)	L_d	0 tf/m ²
	Beton	Tegangan Karakteristik sck (K225)	s_{ck}
Tegangan ijin tekan sca		s_{ca}	75 kgf/cm ²
Tegangan ijin geser tm		t_m	6.5 kgf/cm ²
Penulangan	Tegangantarik ijin baja ssa (U32, ulir)	s_{sa}	1400 kgf/cm ²
	Tegangan leleh baja tulangan	s_{yy}	3000 kgf/cm ²
Young's Modulus Ratio		n	21

5.9. Siphon

5.9.1. Umum

Siphon (Gambar 5.9) adalah bangunan yang membawa air melewati bawah saluran lain (biasanya pembuang) atau jalan. Pada siphon air mengalir karena tekanan. Perencanaan hidrolis siphon harus mempertimbangkan kecepatan aliran, kehilangan pada peralihan masuk, kehilangan akibat gesekan, kehilangan pada bagian siku siphon serta kehilangan pada peralihan keluar.

Dimensi siphon dibuat dengan mempertimbangkan aspek kemudahan dalam pembersihan dan inspeksi (minimal diameter 60 cm). Karena siphon hanya memiliki

sedikit fleksibilitas dalam mengangkut lebih banyak air daripada yang direncana, bangunan ini tidak akan dipakai dalam pembuang. Walaupun debit tidak diatur, ada kemungkinan bahwa pembuang mengangkut lebih banyak benda-benda hanyut. Agar pipa siphon tidak tersumbat dan tidak ada orang atau binatang yang masuk secara kebetulan, maka bagian hulu dipasang kisi-kisi penyaring (trashrack). Biasanya pipa siphon dikombinasi dengan pelimpah tepat di sebelah hulu agar air tidak meluap di atas tanggul saluran hulu.

Pada saluran irigasi dengan penampang yang besar, siphon dibuat dengan pipa rangkap (*double barrels*) guna menghindari kehilangan yang lebih besar di dalam siphon jika bangunan itu tidak mengalirkan air pada debit rencana. Pipa rangkap juga menguntungkan dari segi pemeliharaan dan mengurangi biaya pelaksanaan bangunan. Pada siphon yang panjangnya lebih dari 100 m harus dipasang dengan lubang periksa (*manhole*) dan pintu pembuang. Pemasangan siphon (yang panjangnya lebih dari 100 m) memerlukan seorang ahli mekanik dan hidrolis.

5.9.2.Kecepatan aliran

Untuk mencegah terjadinya sedimentasi, kecepatan aliran dalam siphon harus tinggi dari kecepatan di saluran. Namun kecepatan yang tinggi dapat menyebabkan kehilangan tinggi energi meningkat. Oleh sebab itu, perlu ada keseimbangan antara kecepatan aliran yang tinggi dan kehilangan tinggi energi yang diizinkan harus tetap dikontrol. Kecepatan aliran dalam siphon direncanakan dua kali lebih tinggi dari kecepatan normal aliran dalam saluran dan tidak boleh kurang dari 1 m/dt, lebih disukai lagi kalau tidak kurang

dari 1,5 m/d.t Kecepatan maksimum sebaiknya tidak melebihi 3 m/dt.

5.9.3. Perapat pada lubang masuk pipa

Bagian atas lubang pipa berada sedikit di bawah permukaan air normal ini akan mengurangi kemungkinan berkurangnya kapasitas siphon akibat masuknya udara ke dalam siphon. Kedalaman tenggelamnya bagian atas lubang siphon disebut air perapat (*water seal*).

Tinggi air perapat bergantung kepada kemiringan dan ukuran siphon, pada umumnya:

$$1,1 \Delta h_v < \text{air perapat} < 1,5 \Delta h_v \dots\dots\dots (\text{sekitar } 0,45 \text{ m, minimum } 0,15 \text{ m})$$

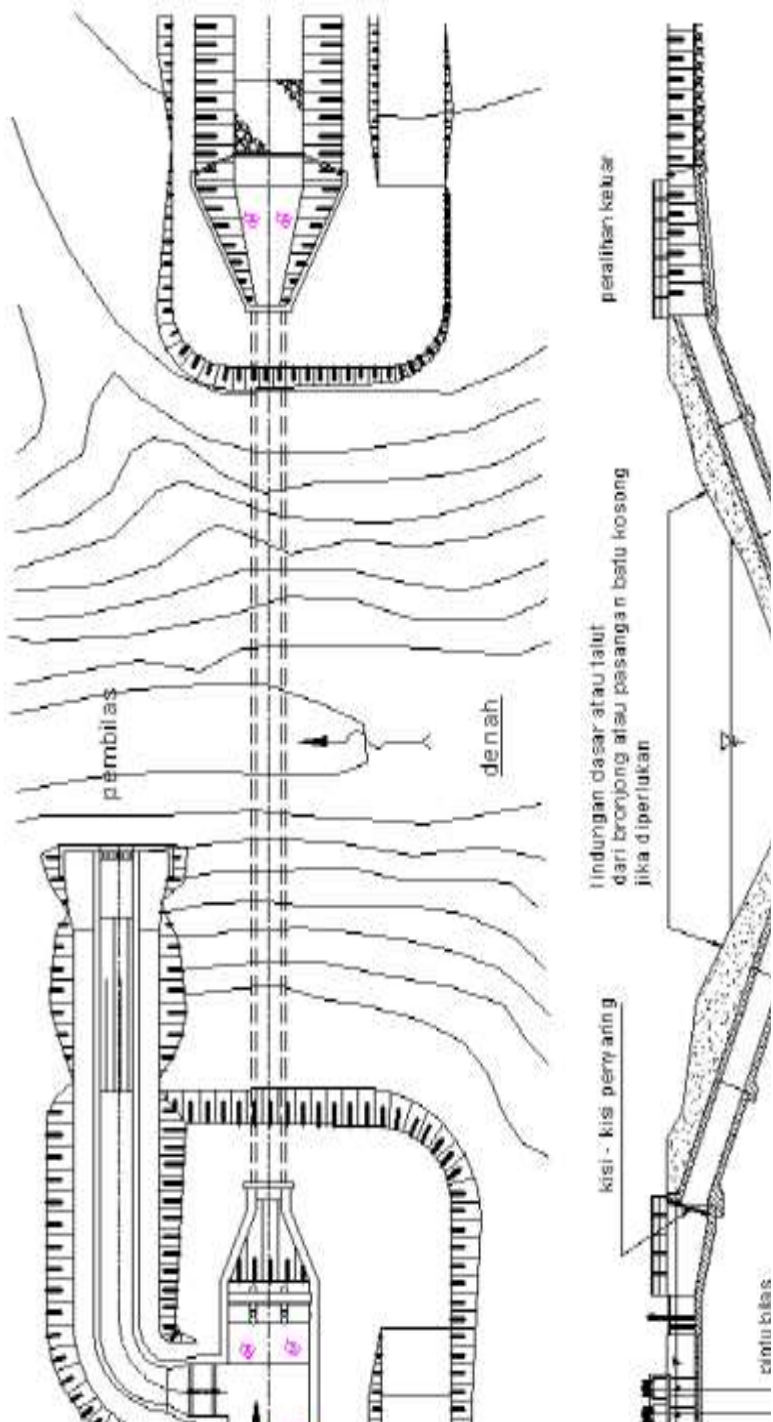
dengan :

Δh_v = beda tinggi kecepatan pada pemasukan.

5.9.4. Kisi – Kisi Penyaring

Kisi-kisi penyaring (lihat Gambar 5.16) harus dipasang pada bukaan/ lubang masuk bangunan di mana benda-benda yang menyumbat menimbulkan akibat-akibat yang serius, misalnya pada siphon dan gorong-gorong yang panjang. Kisi-kisi penyaring dibuat dari jeruji-jeruji baja dan mencakup seluruh bukaan. Jeruji tegak dipilih agar bisa dibersihkan dengan penggaruk (*rake*). Kehilangan tinggi energi pada kisi-kisi penyaring dihitung dengan :

$$\Delta H_r = \phi \cdot \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (5.29)$$



Gambar 5.15
Contoh siphon

dengan :

ΔH_r = kehilangan tinggi energi, m

v = kecepatan aliran melalui kisi – kisi, m/dt

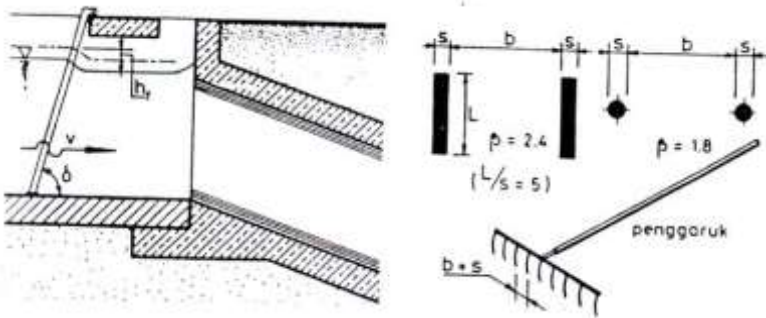
g = percepatan gravitasi, m/dt² ($\approx 9,81$ m/det²)

ϕ = faktor bentuk (2,4 untuk segi empat, dan 1.8 untuk jeruji bulat)

s = tebal jeruji, m

b = jarak bersih antar jeruji, m

α = sudut kemiringan siphon dari bidang horizontal



Gambar 5.16. Kisi-kisi Penyaring

5.9.5. Pelimpah

Siphon ada yang dikombinasi dengan pelimpah tepat di hulu bangunan itu (lihat Gambar 5.15). Dalam kondisi penempatan bangunan pengeluaran sedimen direncanakan pada ruas ini, serta ketersediaan lahan/ruang mencukupi, maka disarankan dilakukan penggabungan bangunan pelimpah dengan bangunan pengeluar sedimen (*sediment excluder*). Pelimpah samping adalah tipe paling murah dan sangat cocok

untuk pengaman terhadap kondisi kelebihan air akibat bertambahnya air dari luar saluran. Debit rencana pelimpah sebaiknya diambil 60% atau 120% dari $Q_{rencana}$. Penggabungan peluap dan bangunan pengeluar sedimen (*sediment excluder*) dalam satu kompleks perlu mempertimbangkan debit dan keleluasaan ruang yang ada.

5.9.6. Siphon Jembatan

Kadang-kadang akan sangat menguntungkan untuk membuat apa yang disebut jembatan-siphon. Bangunan ini membentang di atas lembah yang lebar dan dalam. Mungkin juga (dan ekonomi) untuk membuat "talang bertekanan".

5.10. Bangunan Terjun

5.10.1. Umum

Bangunan terjun atau got miring diperlukan jika kemiringan permukaan tanah lebih curam daripada kemiringan maksimum saluran yang diizinkan. Bangunan semacam ini mempunyai empat bagian fungsional, masing-masing memiliki sifat-sifat perencanaan yang khas (lihat Gambar 5.17).

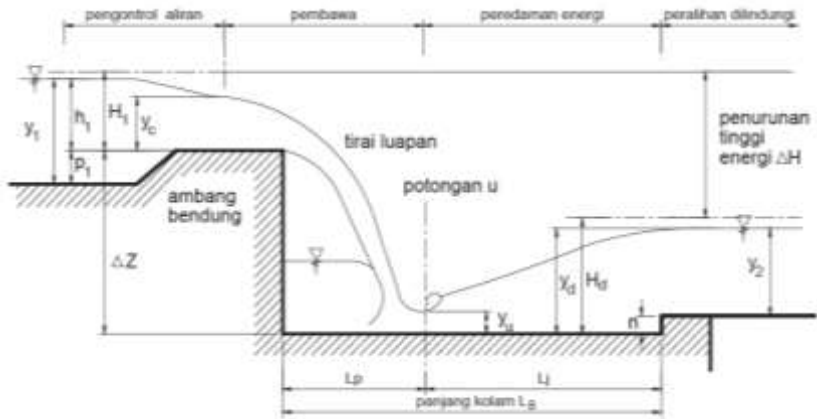
1. Bagian hulu pengontrol, yaitu bagian yang direncanakan untuk aliran menjadi superkritis.
2. bagian pembawa, yaitu bagian yang berfungsi mengalirkan air ke elevasi yang lebih rendah.
3. bagian peredam, yaitu bagian di sebelah hilir potongan U dalam Gambar 5.17 sebagai tempat peredaman energi.
4. bagian peralihan, yaitu bagian yang bersambung dengan saluran untuk melindungi saluran dari erosi.

5.10.2. Bagian Pengontrol

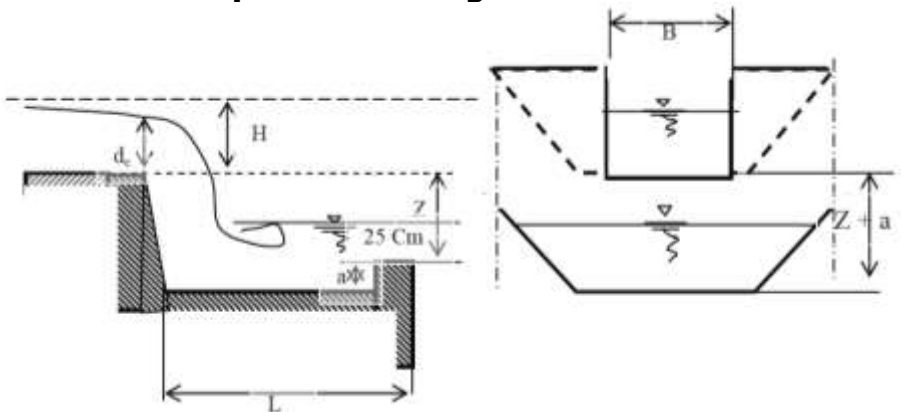
Pada bagian pertama dari bangunan ini, aliran di atas ambang dikontrol. Hubungan tinggi energi yang memakai ambang sebagai acuan (h_1) dengan debit (Q) pada pengontrol ini bergantung pada ketinggian ambang (p_1), potongan memanjang mercu bangunan, kedalaman bagian pengontrol yang tegak lurus terhadap aliran, dan lebar bagian pengontrol ini.

Bangunan-bangunan pengontrol yang mungkin adalah alat ukur ambang lebar atau flum leher panjang, bangunan pengatur mercu bulat dan bangunan celah pengontrol trapesium.

Pada waktu menentukan bagian pengontrol, kurva $Q-h_1$ dapat diplot pada grafik. Pada grafik yang sama harus diberikan plot debit versus kedalaman air saluran hulu, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.18. Dengan cara menganekaragamkan harga-harga pengontrol, kedua kurva dapat dibuat untuk bisa digabung dengan harga-antara umum aliran di saluran tersebut. Keuntungan dari penggabungan semacam ini adalah bahwa bangunan pengontrol tidak menyebabkan kurva pengempangan (dan sedimentasi) atau menurunnya muka air (dan erosi) di saluran hulu.



Gambar 5.17. Ilustrasi peristilahan yang berhubungan dengan bangunan peredam energi



Gambar 5.18. Ilustrasi peristilahan yang berhubungan dengan lebar efektif dan ruang olak di Bangunan terjun tegak

5.10.3. Perhitungan Hidrolis (Gambar 5.18 a)

a) Lebar bukaan efektif B

$$B = \frac{Q}{1,71 \cdot m \cdot H^2} \dots\dots\dots (5.30)$$

$$H = h_1 + V_1 / 2g \dots\dots\dots (5.31)$$

Dengan :

B = Lebar bukaan efektif (m)

Q = Debit (m³ / dt)

m = Koefisien aliran = 1

H = Tinggi garis energi di udik (m)

h₁ = Tinggi muka air di udik (m)

V₁ = Kecepatan aliran saluran di hulu (m/dt)

b) Tinggi ambang dihilir a

$$a = 1/2 d_c \dots\dots\dots (5.32)$$

$$d_c = Q^2 / (g \cdot B^2)^{1/3} \dots\dots\dots (5.33)$$

Dengan :

a = Tinggi ambang hilir (m)

d_c = Kedalaman air kritis (m)

Q = Koefisien aliran = 1

B = Lebar bukaan efektif (m)

91

c) Panjang olakan L

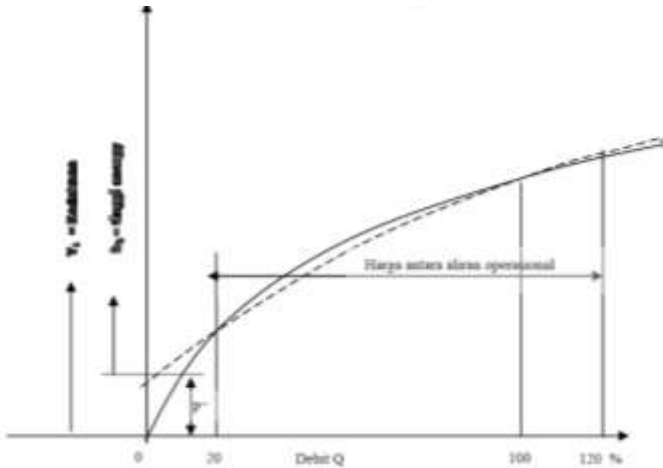
$$L = C_1 Z \cdot d_c + 0,25 \dots\dots\dots (5.34)$$

$$C_1 = 2,5 + 1,1 (d_c / Z) + 0,7 (d_c / Z)^3 \dots\dots\dots (5.35)$$

Dengan :

L = Panjang kolam olakan (m)

Z = Tinggi terjun (m)



Gambar 5.19. Penggabungan kurva $Q - y_1$ dan $Q - h_1$ sebuah bangunan

5.10.4. Bangunan Terjun Tegak

Bangunan terjun tegak menjadi lebih besar apabila ketinggiannya ditambah. Juga kemampuan hidrolisnya dapat berkurang akibat variasi di tempat jatuhnya pancaran di lantai kolam jika terjadi perubahan debit. Bangunan terjun sebaiknya tidak dipakai apabila perubahan tinggi energi diatas bangunan melebihi 1,50 m.

Dengan bangunan terjun tegak, luapan yang jatuh bebas akan mengenai lantai kolam dan bergerak ke hilir pada potongan U (lihat Gambar 5.18). Akibat luapan dan turbulensi (pusaran air) di dalam kolam di bawah tirai luapan, sebagian dari energi diredam di depan potongan U. Energi selebihnya akan diredam di belakang potongan U. Sisa tinggi energi hilir yang memakai dasar kolam sebagai bidang persamaan, H_d , tidak berbeda jauh dari perbandingan $\Delta Z/H_1$, dan kurang lebih sama dengan

$1,67H_1$ (lihat Persamaan 5.37). Harga H_d ini dapat dipakai untuk menentukan ΔZ sebuah bangunan terjun tegak dan Persamaan 5.38.

Bangunan terjun dengan bidang tegak sering dipakai pada saluran induk dan sekunder, bila tinggi terjun tidak terlalu besar.

Menurut Perencanaan Teknis Direktorat Irigasi (1980) tinggi terjun tegak dibatasi sebagai berikut :

1. Tinggi terjun maksimum 1,50 meter untuk $Q < 2,50 \text{ m}^3 / \text{dt}$.
2. Tinggi terjun maksimum 0,75 meter untuk $Q > 2,50 \text{ m}^3 / \text{dt}$

Perencanaan hidrolis bangunan dipengaruhi oleh besaran-besaran berikut :

H_1 = tinggi energi di muka ambang, m

ΔH = perubahan tinggi energi pada bangunan, m

H_d = tinggi energi hilir pada kolam olak, m

q = debit per satuan lebar ambang, m^2/dt

g = percepatan gravitasi, m/dt^2 ($\approx 9,81 \text{ m}/\text{det}^2$)

n = tinggi ambang pada ujung kolam olak, m

Besaran – besaran ini dapat digabungkan untuk membuat perkiraan awal tinggi bangunan terjun :

$$\Delta Z = (\Delta H + H_d) - H_1 \quad (5.36)$$

Untuk perkiraan awal H_d , boleh diandaikan, bahwa

$$H_d \approx 1,67 H_1 \quad (5.37)$$

Kemudian kecepatan aliran pada potongan U dapat diperkirakan dengan

$$V_u = \sqrt{2g\Delta Z} \quad (5.38)$$

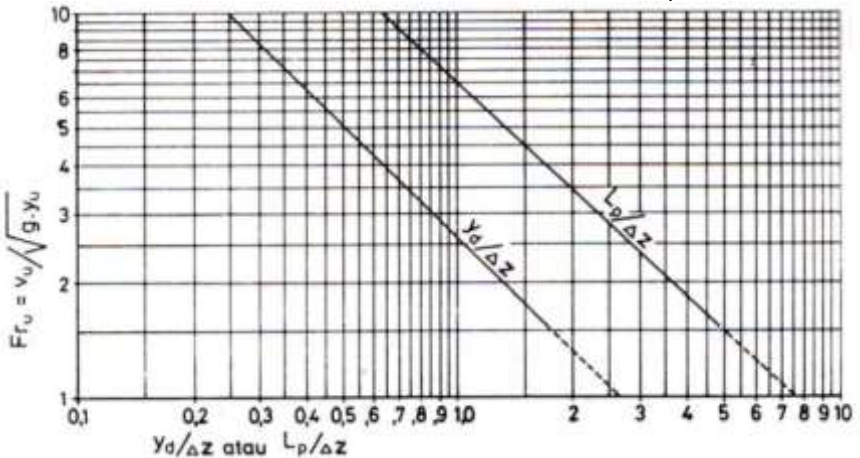
dan selanjutnya,

$$y_u = q/V_u \quad (5.39)$$

Aliran pada potongan U kemudian dapat dibedakan sifatnya dengan bilangan Froude tak berdimensi :

$$F_{ru} = \frac{v_1}{\sqrt{g Y_u}} \dots\dots\dots (5.40)$$

Geometri bangunan terjun tegak dengan perbandingan panjang $y_d / \Delta z$ dan $L_p / \Delta z$ kini dapat dihitung dari Gambar 5.20. Pada Gambar 5.20. ditunjukkan y_d dan L_p

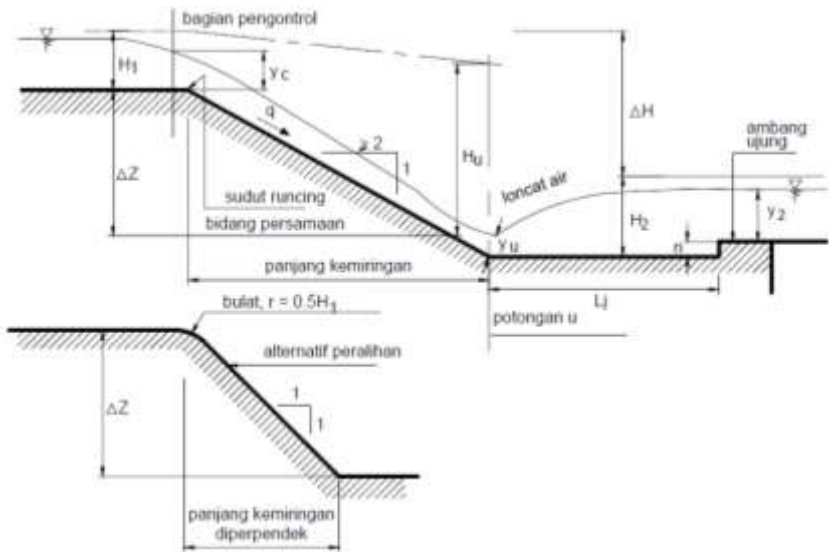


Gambar 5.20. Grafik tak berdimensi dari geometri bangunan terjun tegak (Bos, Replogle and Clemmens, 1984).

5.10.5. Bangunan Terjun Miring

Jika tinggi energi jatuh melebihi 1,5 m maka dapat direncanakan bangunan terjunan miring. Pada bangunan terjun miring, kemiringan permukaan belakang dibuat securam mungkin dan relatif pendek. Apabila peralihan ujung runcing dipakai diantara permukaan pengontrol dan permukaan belakang (hilir), disarankan untuk

menggunakan kemiringan yang tidak lebih curam dari 1: 2 (lihat Gambar 5.21).



Gambar 5.21. Sketsa dimensi bangunan terjun miring

Diperlukan kemiringan yang lebih curam, sudut runcing harus diganti dengan kurva peralihan dengan jari-jari $r \approx 0,5 H_{\text{maks}}$ (lihat Gambar 5.22). Tinggi energi H_u pada luapan yang masuk kolam pada potongan U mempunyai harga yang jauh lebih tinggi jika digunakan permukaan hilir yang miring dibandingkan apabila luapan jatuh bebas seperti pada bangunan terjun tegak. Adapun faktor penyebabnya adalah pada bangunan terjun tegak, energi diredam karena terjadinya benturan luapan dengan lantai kolam dan karena pusaran turbulensi air di dalam kolam di bawah tirai luapan. Dengan bangunan terjun miring, peredaman energi menjadi jauh berkurang

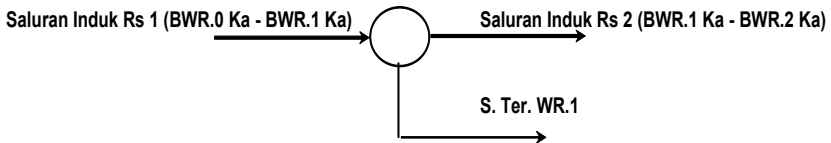
akibat gesekan dan aliran turbulensi di atas permukaan yang miring.

5.11. Contoh Perhitungan

5.11.1. Perencanaan Bangunan Bagi dan Sadap

Bangunan Sadap BWR.1 Ka

BWR.1 Ka



Tabel 5.6 Dimensi saluran :

No	NAMA SALURAN	A (ha)	Q (m ³ /dt)	V (m/dt)	b (m)	h (m)	i	m	n	K	W (m)	Ket
1	Saluran Induk Rs 1 (BWR.0 Ka - BWR.1 Ka)	426,00	0,801	0,641	1,0	1,25	0,000450	0	0,80	60	0,20	S.Pasangan
2	Saluran Induk Rs 2 (BWR.1 Ka - BWR.2 Ka)	417,50	0,801	0,641	1,0	1,25	0,000450	0	0,80	60	0,20	S.Pasangan
3	S. Ter. WR.1	8,50	0,011	0,203	0,3	0,13	0,001249	1	2,31	30	0,20	-

Menghitung variance (v) :

$$Q \text{ 100\%} = 0,801 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H \text{ 100\%} = 1,250 \text{ m}$$

$$Q \text{ 70\%} = 0,561 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H \text{ 70\%} = 1,025 \text{ m}$$

$$\text{Variance (V)} = 0,225 \text{ m}$$

1. Hubungan saluran induk Rs 1 (BWR.0 Ka – BWR.1 Ka) – Saluran induk Rs 2 (BWR.1 Ka – BWR.2 Ka) :

$$\text{Elevasi muka air udik} = + 597,88$$

$$\text{Elevasi muka air hilir} = + 597,88$$

$$\text{Elevasi dasar udik} = + 596,63$$

$$\text{Elevasi ambang dibawah pintu} = + 596,63$$

Perhitungan Pintu Sorong :

Rumus yang dipakai :

$$Q = k \mu a b \sqrt{(2 g h_2)}$$

dengan :

67 $Q = 0,801 \text{ m}^3/\text{dt}$

K = faktor aliran tenggelam

μ = koefisien debit

a = tinggi bukaan pintu (m)

b = lebar pintu (m)

g = percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m} / \text{dt}^2$

h_1 = kedalaman air didepan pintu = $1,25 \text{ m}$

$V = 0,641 \text{ m}/\text{dt}$

$$H_1 = h_1 + \frac{V^2}{2 \times g} = 1,25 + \frac{0,641^2}{2 \times 9,81} = 1,271 \text{ m}$$

$$h_2 = \text{elv. muka air hilir} - \text{elv. dasar ambang} \\ = 597,88 - 596,63 = 1,25 \text{ m}$$

Dicoba :

$$a = 0,6 \text{ m}$$

$$h_1/a = 1,25 / 0,6 = \mathbf{2,08 \text{ m}}$$

dari grafikdidapat koefisien debit untuk pintu tegak

$$\beta = 90^\circ \text{ nilai } \mu = \mathbf{0,56}$$

$$h_2/a = 1,25 / 0,6 = \mathbf{2,08 \text{ m}}$$

dari grafikdidapat koefisien untuk debit tenggelam

$$K = \mathbf{0,56}$$

$$b = \frac{Q}{k \mu a \sqrt{2 g h^2}}$$

$$b = \frac{0,801}{0,56 \cdot 0,56 \cdot 0,60 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,25}}$$

$$b = 0,86 \sim 0,90 \text{ m}$$

- b ditetapkan = 0,90 m (lebih kecil dari b maksimum =1,50 m)
- Jadi lebar pintu dibuat 1 bukaan pintu a' 0,90 m
- karena b < 1,25 m, maka pintu memerlukan 1 stang ulir

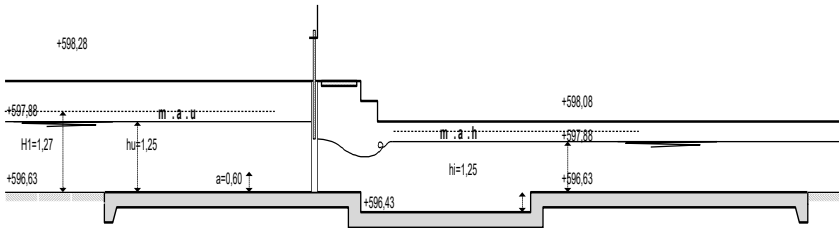
Kontrol Froude :

Kontrol bilangan Froude :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times h}}$$

$$F_r = \frac{0,641}{\sqrt{9,81 \times 1,25}}$$

$$Fr = 0,183 < 0,55 \text{ (Aliran subkritis)}$$



Gambar 5.22. Sketsa profil muka air di saluran induk Rs 1 (BWR.0 Ka – BWR.1 Ka) – Saluran induk Rs 2 (BWR.1 Ka – BWR.2 Ka)

5.11.2. Perencanaan Talang

Data Saluran :

$$A = 153,50 \text{ ha}$$

$$Q = 0,290 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V = 0,397 \text{ m}/\text{dt}$$

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

$$h = 0,73 \text{ m}$$

Diasumsikan kecepatan aliran pada talang (Vt)

$$= 0,5 \text{ m/dt}$$

$$\text{Panjang rencana talang (L)} = 100,0 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang basah (A)} = Q / V$$

$$= 0,290 / 0,5 = \mathbf{0,579 \text{ m}^2}$$

Untuk mengurangi efek pengempangan di ruas saluran hulu, kedalaman air rencana didalam talang diambil sama dengan kedalaman air pada saluran sekunder hulu.

Talang direncanakan dengan bentuk persegi sehingga :

$$A = b \times h$$

$$0,579 = b \times 0,73$$

$$b = 0,579 / 0,73$$

$$b = \mathbf{0,80 \text{ m}}$$

Kemiringan yang dibutuhkan (I), dicari menggunakan rumus strickler :

$$k = 70$$

$$V = 0,50 \text{ m/dt}$$

$$R = A / P$$

$$= 0,579 / (2 \times 0,73 + 0,8)$$

$$= 0,26$$

$$I = [V / (k \cdot R^{2/3})]^2$$

$$= [0,50 / (70 \cdot 0,26^{2/3})]^2$$

$$= 0,00031$$

$$Fr = V / \sqrt{(g \cdot h)}$$

$$= 0,5 / \sqrt{(9,81 \cdot 0,73)}$$

$$= 0,187 < 0,7 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

Kehilangan tinggi energi pada bagian inlet dan outlet dihitung sebagai berikut :

$$DH_{\text{masuk}} = X_{\text{masuk}} (V_a - V_1)^2 / 2g$$

$$= 0,2 \times (0,5 - 0,397)^2 / (2 \times 9,81)$$

$$= \mathbf{0,0001 \text{ m}}$$

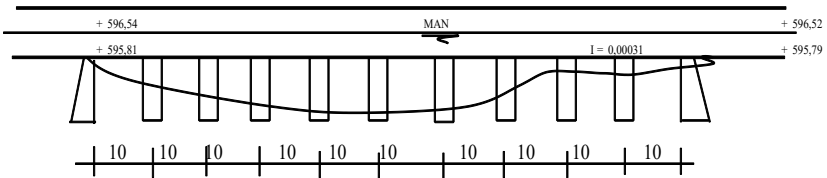
$$\begin{aligned}
 DH_{\text{keluar}} &= X_{\text{keluar}} (V_2 - V_a)^2 / 2g \\
 &= 0.4 \times (0.397-5)^2 / (2 \times 9.81) \\
 &= \mathbf{0,000217 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

Kehilangan tinggi energi total adalah :

$$\begin{aligned}
 DH &= i \times L + DH_{\text{masuk}} + DH_{\text{keluar}} \\
 &= (0.00052 \times 60) + 0.0001 + 0.000217 \\
 &= \mathbf{0,032 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

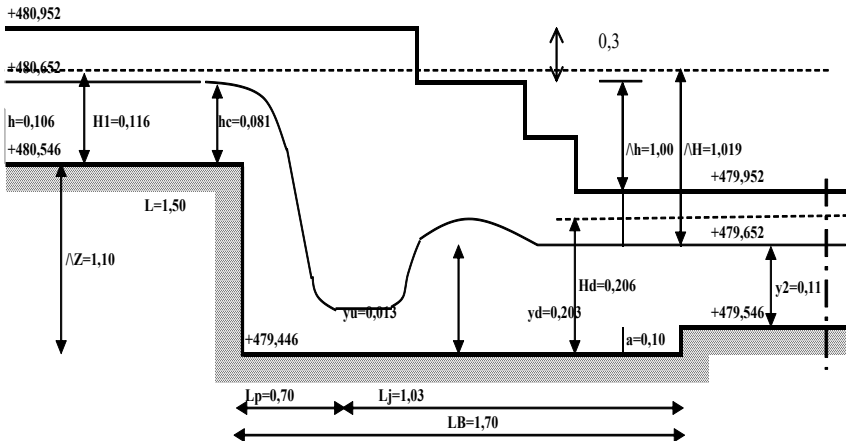
Elevasi muka air di hulu = + 596,54 m

Elevasi muka air di hilir = + 596,52 m



Gambar 5.23. Potongan Memanjang Talang - 1 Ki

5.11.3. Perencanaan Terjunan Tegak



Gambar 5.24. Gambar model aliran pada terjunan tegak

a. Dimensi Saluran : Saluran Sekunder Kiri Ruas 3 (saluran pasangan)

Data :

$$A = 9,00 \text{ ha}$$

$$Q \text{ 100\%} = 0,018 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V \text{ 100\%} = 0,428 \text{ m/dt}$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$h \text{ 100\%} = 0,11 \text{ m}$$

$$i = 0,005$$

$$m = 1$$

$$n = 3$$

$$k = 35$$

$$W = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air hulu} = + 480,65 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air hilir} = + 479,65 \text{ m}$$

$$\text{Beda tinggi } (\Delta h) = 1,00 \text{ m}$$

Beda tinggi energi terjun, (Δh)

$$\Delta H = \Delta h + \frac{V_{100\%}^2}{2 \cdot g}$$

$$\Delta H = 1,00 + \frac{0,428^2}{2 \times 9,81} = 1,019 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar udik} = + 480,55$$

$$\text{Elevasi dasar hilir} = + 479,55$$

$$\text{Tinggi muka air udik } (h) = 0,11 \text{ m (pada } Q_{100\%})$$

$$\text{Tinggi muka air udik } (h) = 0,07 \text{ m (pada } Q_{70\%})$$

b. Lebar bukaan

Rumus :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot B \cdot H_1^{1,5} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g}$$

Dengan :

$$Q = \text{debit, m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{100\%} = 0,018 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{70\%} = 0,013 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = \text{lebar bukaan, m}$$

$$g = \text{gravitasi, } 9,81 \text{ m/dt}^2$$

$$H_1 = \text{tinggi energi} = h_1 + \frac{V^2}{2g}, \text{ m}$$

$$H_{100\%} = h_{100\%} + \frac{V_{100\%}^2}{2g}$$

$$H_{100\%} = 0,11 + \frac{0,428^2}{2 \cdot 9,81} = 0,116 \text{ m}$$

$$H_{70\%} = h_{70\%} + \frac{V_{70\%}^2}{2g}$$

$$H_{70\%} = 0,07 + \frac{0,30^2}{2 \cdot 9,81} = 0,079 \text{ m}$$

$$L = \text{panjang lebar bukaan diambil} = 1,50 \text{ m}$$

$$C_d = \text{koefisien debit} = 0,93 + 0,1 H_1/L, \text{ m}$$

$$C_{d 100\%} = 0,93 + 0,1 \times H_{100\%} / L = 0,938 \text{ m}$$

$$C_{d 70\%} = 0,93 + 0,1 \times H_{70\%} / L = 0,935 \text{ m}$$

Lebar bukaan disamakan dengan lebar dasar saluran.

$$\text{Lebar dasar saluran } b = 0,3 \text{ m}$$

$$Q_{100\%} = C_{d 100\%} \times \frac{2}{3} B \times H_{c 100\%}^{1,5} \sqrt{\frac{2}{3} g}$$

$$0,018 = 0,938 \times \frac{2}{3} \times 0,30 \times H_{c 100\%}^{1,5} \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,81}$$

$$H_{c 100\%} = 0,09$$

$$h_c = H_c 100\% - \frac{V 100\%^2}{2g}$$

$$h_c = 0,116 + \frac{0,428^2}{2 \cdot 9,81} = 0,081 \text{ m}$$

c. Ruang olak

$$\frac{\Delta H}{H_c 100\%} = \frac{1,019}{0,090} = 11,2625$$

(dari)

Untuk $\Delta H / H_c 100\% = 11,2625$ didapat :

$$\begin{aligned} y_d/y_u &= 20,00 \\ y_u/H_c &= 0,1122 \\ v_u^2/2 \cdot g \cdot H_c &= 11,7765 \\ H_u/H_c &= 11,8887 \\ y_d/H_c &= 2,2432 \\ v_d^2/2 \cdot g \cdot H_c &= 0,0295 \\ H_d/H_c &= 2,2727 \end{aligned}$$

$$H_u = H_c \times 11,8887 = 0,090 \times 11,8887 = 1,0753 \text{ m}$$

$$Y_d = H_c \times 2,2432 = 0,090 \times 2,2432 = 0,2029 \text{ m}$$

$$H_d = H_c \times 2,2727 = 0,090 \times 2,2727 = 0,2056 \text{ m}$$

$$y_2 = 0,11 \text{ m}$$

$$\Delta Z = \Delta H + H_d - H_c 100\% = 1,019 + 0,2056 - 0,090 = 1,1338 \text{ m}$$

$$n = y_d - y_2 = 0,2029 - 0,11 = 0,10 \text{ m}$$

Untuk amannya End Sill, n diambil = 0,10 m

$$\text{Tinggi dasar olak} = \text{tinggi dasar hilir} - n = 479,55 - 0,10 = + 479,45$$

$$\begin{aligned} \Delta Z_{\text{rencana}} &= \text{Tinggi dasar udik} - \text{Tinggi dasar olak} \\ &= 480,55 - 479,45 = 1,10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Delta Z_{\text{rencana}} > Z' \text{ ---> } 1,10 < 1,13 \text{ (tidak aman)}$$

$$L_j = 5 (n + y_2) = 5 (0,10 + 0,11) = 1,03 \text{ m}$$

B olak diambil = b hilir = 0,30 m

$$q = \frac{Q_{100\%}}{B_{\text{olak}}} = \frac{0,018}{0,30} = 0,062 \text{ m}^3/\text{d}/\text{m}'$$

$$v_u = \sqrt{(2 \times g \times \Delta Z)} = \sqrt{(2 \times 9,81 \times 1,10)} = 4,646 \text{ m/d}$$

$$y_u = \frac{q}{v_u} = \frac{0,062}{4,646} = 0,013 \text{ m}$$

$$Fru = \frac{v_u}{\sqrt{g \cdot y_u}} = \frac{4,646}{\sqrt{9,81 \cdot 0,013}} = 12,898 \text{ m}$$

Untuk $Fr_u = 12,898$, dari grafik $L_p/\Delta Z$ (.....)

didapat $L_p / \Delta Z = 0,640$

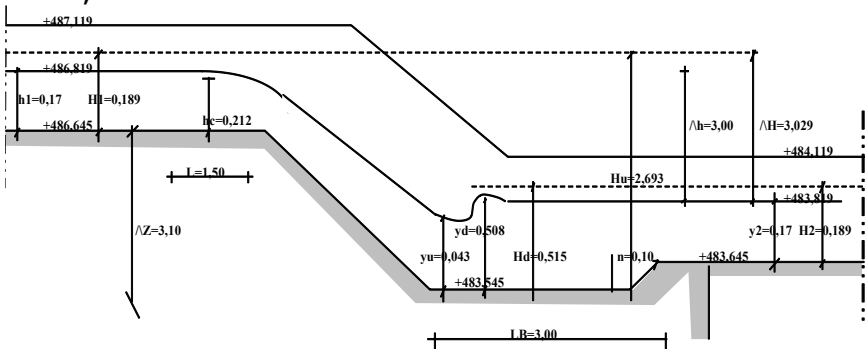
$$L_p = \Delta Z \times 0,640 = 1,10 \times 0,640 = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{Panjang olak total, } LB = L_p + L_j = 0,70 + 1,03 = 1,74 \text{ m}$$

Panjang olak total, LB diambil = 1,70 m

5.11.4. Perencanaan Terjunan Miring

Terjunan tegak untuk $Z < 1,00 \text{ m}$, Terjunan miring untuk $Z > 1,00 \text{ m}$



Gambar 5.25. Gambar model terjunan miring

a. Dimensi Saluran Saluran Tersier petak D T6-K (saluran pasangan)

Data :

$$A = 16,00 \text{ ha}$$

$$Q \text{ 100\%} = 0,035 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V \text{ 100\%} = 0,530 \text{ m/dt}$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$h \text{ 100\%} = 0,175 \text{ m}$$

$$i = 0,005$$

$$m = 1$$

$$n = 1$$

$$k = 35$$

$$W = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air udik} = + 486,82 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air hilir} = + 483,82 \text{ m}$$

$$\text{Beda tinggi } (\Delta h) = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{Beda tinggi energi terjun, } (\Delta h)$$

$$\Delta H = \Delta h + \frac{V100\%^2}{2 \cdot g}$$

$$\Delta H = 3,00 + \frac{0,530^2}{2 \times 9,81} = 3,029 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar udik} = + 486,64$$

$$\text{Elevasi dasar hilir} = + 483,64$$

$$\text{Tinggi muka air udik } (h) = 0,17 \text{ m (pada } Q100\%)$$

$$\text{Tinggi muka air udik } (h) = 0,12 \text{ m (pada } Q70\%)$$

b. Lebar bukaan

Rumus :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot B \cdot H_1^{1,5} \sqrt{2/3 \cdot g}$$

Dengan :

$$Q = \text{debit, m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{100\%} = 0,035 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{70\%} = 0,024 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B = \text{lebar bukaan, m}$$

$$g = \text{gravitasi, } 9,81 \text{ m}/\text{dt}^2$$

$$H_1 = \text{tinggi energi} = h_1 + V^2 / 2g, \text{ m}$$

$$H_{100\%} = h_{100\%} + \frac{V_{100\%}^2}{2g}$$

$$H_{100\%} = 0,17 + \frac{0,530^2}{2 \cdot 9,81} = 0,189 \text{ m}$$

$$H_{70\%} = h_{70\%} + \frac{V_{70\%}^2}{2g}$$

$$H_{70\%} = 0,76 + \frac{0,332^2}{2 \cdot 9,81} = 0,766 \text{ m}$$

$$L = \text{panjang lebar bukaan diambil} = 1,50 \text{ m}$$

$$C_d = \text{koefisien debit} = 0,93 + 0,1 H_1/L, \text{ m}$$

$$C_{d100\%} = 0,93 + 0,1 \times H_{100\%} / L = 0,943 \text{ m}$$

$$C_{d70\%} = 0,93 + 0,1 \times H_{70\%} / L = 0,981 \text{ m}$$

Lebar bukaan disamakan dengan lebar dasar saluran.

$$\text{Lebar dasar saluran } b = 0,2 \text{ m}$$

$$Q_{100\%} = C_{d100\%} \times \frac{2}{3} B \times H_c_{100\%}^{1,5} \sqrt{\frac{2}{3} g}$$

$$0,035 = 0,943 \times \frac{2}{3} \times 0,20 \times H_c_{100\%}^{1,5} \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,81}$$

$$H_c_{100\%} = 0,226$$

$$h_c = H_{c100\%} - \frac{V_{100\%}^2}{2g}$$

$$h_c = 0,189 + \frac{0,530^2}{2 \cdot 9,81} = 0,212 \text{ m}$$

c. Ruang olak

$$\frac{\Delta H}{H_c 100\%} = \frac{3,029}{0,226} = 13,3717$$

(Dari)

Untuk $\Delta H / H_c 100\% = 13,3717$ didapat :

$$y_d/y_u = 20,00$$

$$y_u/H_c = 0,1122$$

$$v_u^2/2 \cdot g \cdot H_c = 11,7765$$

$$H_u/H_c = 11,8887$$

$$y_d/H_c = 2,2432$$

$$v_d^2/2 \cdot g \cdot H_c = 0,0295$$

$$H_d/H_c = 2,2727$$

$$H_u = H_c \times 11,8887 = 0,226 \times 11,8887 = 2,6927 \text{ m}$$

$$Y_d = H_c \times 2,2432 = 0,226 \times 2,2432 = 0,5081 \text{ m}$$

$$H_d = H_c \times 2,2727 = 0,226 \times 2,2727 = 0,5148 \text{ m}$$

y_u dicoba-coba sehingga H_u yang terjadi = H_u dari Tabel

$$B_{\text{olak}} = b_{\text{bukaan}} = 0,20 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q_{100\%}}{B_{\text{olak}}} = \frac{0,035}{0,20} = 0,173 \text{ m}^3/\text{dt}$$

yu	Vu = q / yu	Vu ² Hu = yu + ----- 2 x g
0,0430	4,0285	0,8702
0,0435	3,9822	0,8517
0,043200	4,0098	0,8627
0,0432	4,0108	0,8631

Didapat :

$$Y_u = 0,043200$$

$$V_u = 4,009838$$

$$H_u = 0,8627107$$

$$F_r u = \frac{v_u}{\sqrt{g \cdot y_u}} = \frac{4,010}{\sqrt{9,81 \times 0,043}} = 6,163$$

Fr u = 6,163 > 4,5, maka dipakai ruang olak USBR Type III

Ruang Olak USBR Type III

Ambang Ujung :

$$\text{tinggi } n = \frac{y_u (18 + F_r u)}{18} = \frac{0,04 (18 + 6,163)}{18} = 0,058 \text{ m}$$

$$\text{diambil} = 0,10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi dasar olak} &= \text{tinggi dasar hilir} - n \\ &= +483,64 - 0,10 = +483,54 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang kolam olak, LB} &= 2,7 \times h_2 = 2,7 \times 0,17 \\ &= 0,47 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang kolam olak, LB diambil} = 3,00 \text{ m}$$

Blok Muka :

Lebar = $y_u = 0,04$ m diambil = 0,10 m

Tinggi = $2 y_u = 2 \times 0,04 = 0,09$ m diambil = 0,10 m

Panjang = $2 y_u = 2 \times 0,04 = 0,09$ m diambil = 0,10 m

Jarak antara blok = $2,5 \times \text{lebar} = 2,5 \times 0,1 = 0,25$ m

Jumlah blok muka = $B \text{ olak} / (\text{lebar} + \text{jarak}) = 0,20 / (0,1 + 0,25) = 1$ buah

Tidak perlu memakai blok muka

Blok Halang :

tinggi = $\frac{y_u (4 + F_{ru})}{6} = \frac{0,04 (4 + 6,163)}{6} = 0,117$ m

diambil = 0,18 m

Lebar = $0,75 \times \text{tinggi} = 0,75 \times 0,18 = 0,14$ m
diambil = 0,14 m

Lebar atas = $0,2 \times \text{tinggi} = 0,2 \times 0,18 = 0,04$ m
diambil = 0,04 m

Jarak antara blok = $0,75 \times \text{tinggi} = 0,75 \times 0,18 = 0,14$ m
diambil = 0,14 m

Jumlah blok halang = $B \text{ olak} / (\text{lebar} + \text{jarak})$

= $0,20 / (0,14 + 0,14) = 1$ buah

Tidak perlu memakai blok halang

Bangunan Terjun yang lain dihitung seperti diatas, dan dibuat dalam suatu daftar, yaitu Tabel 5.7 Daftar Bangunan Terjun

Tabel 5.7 Daftar dimensi bangunan terjun miring

No	NAMA BANGUNAN	ELEVASI DASAR		ELEVASI TANGGUL HILIR		ELEVASI DASAR SALURAN HILIR		ELEVASI DASAR OLAK		ELEVASI MUKA AIR UDIK		ELEVASI MUKA AIR HILIR		ELEVASI SI MUKA TANAH	KET
		ASI TANGGUL UDIK (m)	EL.1 (m)	EL.2 (m)	EL.3 (m)	EL.4 (m)	EL.5 (m)	EL.6 (m)	EL.7 (m)	EL.8 (m)	EL.9 (m)	EL.10 (m)	EL.11 (m)		
1	Tr6 Petak D Ruang T6-K	487,119		486,645	484,12	483,64	483,54	486,82	483,82	483,82	56,30				
2	Tr6	487,12		486,64	484,12	483,64	483,54	486,81926	483,82	483,82	54,25				
3	Tr6	487,12		486,64	484,12	483,64	483,54	486,81926	483,82	483,82	54,25				
4	Tr6	487,12		486,64	484,12	483,64	483,54	486,81926	483,82	483,82	54,25				
5	Tr6	487,12		486,64	484,12	483,64	483,54	486,81926	483,82	483,82	54,25				
6	Tr6	487,12		486,64	484,12	483,64	483,54	486,81926	483,82	483,82	54,25				
7	Tr6	487,12		486,64	484,12	483,64	483,54	486,81926	483,82	483,82	54,25				
8	Tr6	487,12		486,64	484,12	483,64	483,54	486,81926	483,82	483,82	54,25				

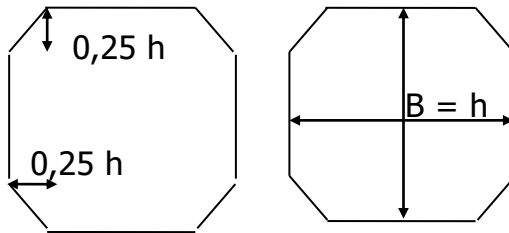
5.11.5. Contoh Perencanaan Siphon

Dalam perencanaan bangunan siphon, diperlukan data-data saluran sebagai berikut :

- a. Debit saluran (Q_{maksimum}) = 3,15 m³/dt
- b. Lebar dasar saluran (B) = 5,50 m
- c. Kedalaman aliran (H) = 1.25 m
- d. Kecepatan aliran di saluran (V) = 0.50 m/dt
- e. Elevasi dasar saluran hilir = +22.30
- f. Elevasi muka air di saluran hilir = +23.55

Berdasarkan kondisi penampang sungai, ditetapkan rencana konstruksi siphon sebagai berikut :

- a. Panjang siphon = 62,50 m
- b. Penampang siphon = segi empat
- c. Siphon direncanakan mempunyai 2 jalur (*double barrel*)



- d. Kecepatan aliran di dalam siphon direncanakan 2 m/dt agar sedimen di dalam siphon bisa terangkut keluar siphon.

- Maka luas penampang basah siphon adalah :

$$A = Q/v = 3,10/2 = 1.58 \text{ m}^2$$

$$A = 2.[(B.h) - 4(0.5 \times 0.25h \times 0.25h)]$$

$$A = 2.(h^2 - 0.125h^2)$$

$$1.58 = 1.75h^2$$

$$h = 0.95 \text{ m}$$

- Kehilangan energi akibat gesekan dihitung dengan rumus :

$$\Delta H_f = \frac{V^2 \cdot L}{K^2 \cdot R^{2/3}}$$

Dengan :

- ΔH_f = Kehilangan energi akibat gesekan (m)
- V = kecepatan aliran, (V = 2 m/dt)
- L = Panjang siphon, (L = 62,5 m)
- K = Koefisien kekasaran strickler (k = 70)
- R = Jari-jari hidraulik (m)

Jari-jari hidrolik (R) dihitung sebagai berikut :

- Luas penampang basah untuk tiap barrel A
= 1.58 / 2 = 0.79 m²
- Keliling basah P = (4 x 0.5h) + (4 x 0.354h)
= 2h + 1.41h
= 3.41h
= 3.41 x 0.95 = 3.24 m
- Jari-jari hidraulik R = A/p
= 0.79 / 3.24
= 0.24 m
- Maka kehilangan energi akibat gesekan adalah :

$$\Delta H_f = \frac{2^2 \cdot 62.5}{70^2 \cdot 0.24^{2/3}}$$

$$= 0.13 \text{ m}$$

- Kehilangan energi akibat belokan :

$$\Delta H_b = K_b \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Dengan :

ΔH_b = Kehilangan energi di bagian belokan (m)

V = Kecepatan aliran, ($v = 2$ m/dt)

K_b = Koefisien akibat belokan

$K_b = 0.040$, untuk belokan 15°
(1 kali belokan)

$\Delta H_b = (0.040+0.040) \cdot 2^2 / (2 \times 9.81)$
 $= 0.016$ m

- Kehilangan energi akibat peralihan :

$$\Delta H = \xi (v - v_a)^2 / 2g$$

Dengan :

ΔH_{masuk} = Kehilangan energi di bagian inlet (m)

V = Kecepatan aliran di dalam siphon,
($v = 2$ m/dt)

V_a = Kecepatan aliran di saluran,
($v = 0.50$ m/dt)

ξ = Koefisien akibat peralihan

$\xi_{\text{masuk}} = 0.20$

$\xi_{\text{keluar}} = 0.40$

$$\Delta H_{\text{masuk}} = 0.20 \cdot (2-0.50)^2 / 2g$$

$$\Delta H_{\text{masuk}} = 0.022$$
 m

$$\Delta H_{\text{keluar}} = 0.40 \cdot (2-0.50)^2 / 2g$$

$$\Delta H_{\text{keluar}} = 0.046$$
 m

- Kehilangan energi akibat saringan (screen) :

$$\Delta H_r = \phi \cdot \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \cdot \sin \alpha$$

Dengan :

ΔH_r = Kehilangan energi akibat saringan (m)

V = Kecepatan aliran di siphon,
($v = 2 \text{ m/dt}$)

ϕ = Koefisien berdasarkan bentuk profil
batang jeruji saringan
($\phi = 1.8$, untuk jeruji bulat)

S = Tebal batang jeruji saringan
($s = 10 \text{ mm}$)

B = Jarak antar batang jeruji ($b = 100 \text{ mm}$)

α = Kemiringan batang jeruji terdapat
horizontal ($\alpha = 75^\circ$)

$$\Delta H_r = 1,8 \cdot \left(\frac{0,01}{0,1} \right)^{4/3} \frac{2^2}{2,9,81} \cdot \sin 75^\circ$$
$$\Delta H_r = 0.016 \text{ m}$$

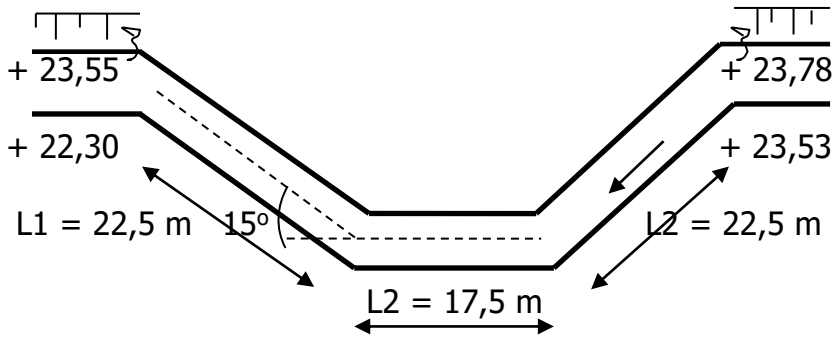
Jadi total kehilangan energi dalam siphon adalah :

$$\begin{aligned} \Delta H_{\text{total}} &= \Delta H_f + \Delta H_b + \Delta H_{\text{masuk}} + \Delta H_{\text{keluar}} + \Delta H_r \\ &= 0.13 + 0.016 + 0.022 + 0.046 + 0.016 \\ &= 0.23 \text{ m} \end{aligned}$$

- Sehingga muka air di saluran yang terletak di bagian hulu siphon

adalah :

$$\begin{aligned} &= \text{Elevasi muka air hilir} + \Delta H_{\text{total}} \\ &= + 23.55 + 0.23 \\ &= + 23.78 \end{aligned}$$



Gambar 5.26. Skema memanjang aliran dalam siphon

BAB VI

PEMODELAN BANGUNAN AIR

6.1. Uji Model Fisik

6.1.1. Umum

Pemanfaatan dan eksploitasi sumberdaya air (seperti : sungai, airtanah, pantai) yang tidak terencana dengan baik dapat mengakibatkan dampak yang sangat merugikan baik pada bangunan air maupun lingkungan disekitarnya. Sedangkan perencanaan dan perancangan yang baik terhadap sarana sumber daya air akan menghasilkan sistem pengelolaan dan pengendalian yang optimal. Namun demikian, upaya pengelolaan yang tidak didukung oleh data lapangan yang memadai dan tidak dirancang dengan baik dapat mengakibatkan kondisi yang lebih buruk.

Dalam usaha memantapkan suatu perencanaan yang sudah dilakukan agar lebih optimal, perlu dikembangkan suatu model hidraulik yang mampu memprediksi (besaran, tingkat dan variasi waktu) serta dampak pembangunan bangunan air terhadap perubahan morfologi sungai atau dampak perubahan iklim global. Dengan uji model fisik diharapkan akan mendapatkan bentuk/desain hidraulik bangunan air berikut bangunan pelengkap lainnya yang mendukung ditinjau dari kinerja, keamanan, biaya dan dapat meminimalkan dampak negatif dari bangunan air (bendung atau pelimpah bendungan) dan bagian-bagiannya terhadap lingkungan.

Uji model fisik bangunan air sangat diperlukan dalam rangka menunjang kegiatan detail desain yang sudah dilakukan untuk mempelajari kinerja bangunan air serta

pengaruhnya terhadap sistem sungai di sekitar bangunan air. Model hidraulik fisik ini dibuat apabila fenomena fisik dari permasalahan yang ada di prototipe dapat dibuat dengan skala yang lebih kecil dengan keserupaan yang memadai. Selain itu, model fisik juga perlu dibuat ketika kondisi suatu bangunan yang ada berbeda dari standar hidrolik bangunan yang ada seperti : bentuk kolam olakan yang melengkung, kolam olakan yang menyempit, terdapat terjunan di bawah end sill dan dinding bendung yang tegak pada bagian hilir.

6.1.2. Tujuan

Tujuan dilaksanakan uji model fisik antara lain :

- a. Memeriksa dan memantapkan desain hidraulik suatu bangunan air yang sudah dibuat.
- b. Melakukan optimasi hidrolis, sehingga mendapatkan dimensi dan tata letak bangunan yang relatif paling baik.
- c. Mendapatkan beberapa alternatif desain bangunan air yang mudah dalam pelaksanaan
- d. Mendapatkan desain bangunan air yang ekonomis
- e. Memprediksi kemungkinan-kemungkinan yang akan terjadi saat dan setelah bangunan dibuat
- f. Mengurangi / meminimalkan dampak negatif terhadap bangunan lain dan lingkungan di sekitarnya
- g. Mendapatkan panduan operasi dan pemeliharaan bangunan air

Uji model fisik dapat dilakukan pada beberapa bangunan air, diantaranya Bendung Tetap, Bendung Gerak atau Bendung Karet, Bangunan Pelimpah, Bangunan Pembilas dan Penangkap Sedimen, Bangunan Pengendali

Dasar Sungai, Bangunan Pelindung Tebing Tak Langsung (Krib), Bangunan Pelindung Pantai (<http://www.pusair-pu.go.id>).

6.1.3. Keunggulan dan Kelemahan

Kelebihan dari pembuatan uji model fisik ini, cukup baik digunakan untuk mempelajari masalah detil dan lokal, antara lain :

- a. Gerusan lokal
- b. Longsoran tebing
- c. Kinerja bangunan air

Kelemahan model hidraulik fisik sulit dan mahal diterapkan pada kondisi antara lain:

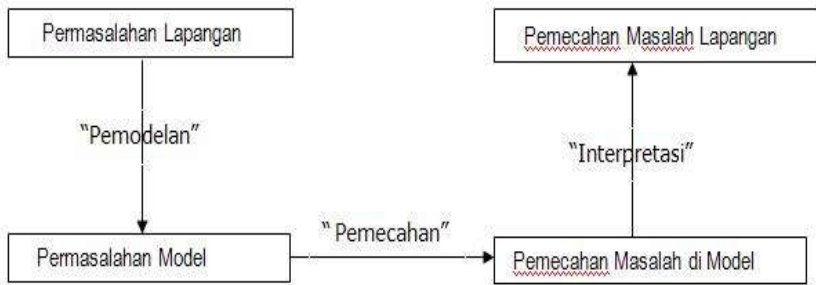
- a. Persamaan yang harus dipecahkan dengan model sangat kompleks dan sulit dijabarkan
- b. Pembuat model salah dalam menjabarkan arti fisik dari proses hidraulik dan struktur
- c. Model terlalu komprehensif, sehingga pengujian dan modifikasi menimbulkan banyak kesulitan baik tenaga maupun material
- d. Model salah dalam mensimulasikan kondisi lapangan yang sangat penting.

6.1.4. Prinsip Kerja

Prinsip dasar uji model fisik adalah analisis dimensi, bilangan tak berdimensi, model fisik. Analisis dimensi yaitu cara untuk membentuk bilangan tak berdimensi yang diperlukan dalam pembuatan model hidraulik/fisik. Model fisik biasanya dipakai untuk mensimulasi perilaku hidraulik pada prototip bangunan air seperti : bendung, pelimpah bendungan, pelindung sungai tak langsung/krib, penangkap sedimen yang direncanakan dengan skala lebih kecil. Uji model hidraulik dilakukan untuk menyelidiki perilaku

hidraulik dari seluruh bangunan atau masing-masing komponennya.

Permasalahan yang ada dalam bidang mekanika fluida dan hidraulika seringkali diselesaikan dengan uji model hidraulik fisik. Prinsip penggunaan model merupakan suatu kondisi yang memungkinkan untuk menirukan masalah nyata di lapangan pada skala yang lebih kecil, pada kondisi tersebut fenomena pada pemodelan similar antara kondisi di model dan di lapangan.



Gambar 6.1. Ilustrasi Prinsip/Logika Dasar Pemodelan

Untuk melaksanakan uji model hidraulik fisik perlu dibuat model fisik dua dimensi atau tiga dimensi di Laboratorium Hidraulika dengan peralatan dan fasilitas yang memadai. Pembuatan model fisik juga meliputi pembuatan saluran/pipa pemasukan air ke model. Pembuatan dan pemasangan alat-alat ukur debit, pembuatan bak penenang di udik model, pembuatan dan pemasangan alat-alat duga tinggi muka air, pembuatan bak pembuang air di hilir model.

Peralatan yang dipergunakan dalam pelaksanaan pekerjaan antara lain alat ukur Theodolit, alat survei dan

penyelidikan hidraulik lapangan, peralatan pemasok dan pengukur debit, pengukur tinggi muka air, alat pengukur kecepatan aliran, alat pemasok sedimen (sedimen supplier), komputer dan kelengkapannya, piranti-piranti lunak pemodelan.

Dalam pengujian dengan menggunakan model fisik dilaksanakan penyelidikan-penyelidikan dengan tujuan untuk menyelidiki kesempurnaan pra desain bangunan ditinjau dari segi lokasi tata letak dan dimensi hidraulik, mempelajari arah, kecepatan dan distribusi aliran menuju bangunan, pada bangunan dan di hilir peredam energi, mempelajari gejala pergerakan angkutan sedimen, antara lain: penggerusan setempat, degradasi dan lain-lain, mempelajari perubahan morfologi sungai dan pengaruhnya terhadap bangunan yang dirancang dan morfologi sungai, mempelajari pengaruh degradasi terhadap keamanan bangunan air dan bangunan pelengkap lainnya.

Aspek Pengujian Model yaitu aliran menuju bangunan (*Approach Flow*), profil muka air (*Water Profile*), pusaran air (*Vortex*), aliran silang (*Cross waves*), kecepatan, kavitasi, penggerusan, pengaruh degradasi dasar Sungai. Macam/ bagian bangunan air yang diselidiki adalah Bendung, lengkap dengan bangunan pengambil, pembilas, tembok-tembok sayap, tembok pangkal dan peredam energi, Bangunan penangkap sedimen, tembok pengarah, kompartemen pengendapan, saluran bilas, Bangunan pelimpah, lengkap dengan tembok-tembok pengiring udik, tembok pangkal, saluran peluncur dan peredam energi, Saluran pengelak, lengkap dengan intake, *offtake* dan saluran penghubung terbuka/ tertutup, Pipa pesat (penstock) lengkap dengan surge-tank dan sistem peredam energi, Simulasi metode pelaksanaan konstruksi (<http://www.pusair-pu.go.id>).

6.2. Pemodelan Matematik

Model matematik ini dibuat apabila permasalahan yang akan diteliti dapat dirumuskan dengan persamaan matematik secara detail. Model ini unggul untuk mempelajari permasalahan fisik sungai yang panjang dengan perioda waktu yang lama. Dalam pemodelan numerik diterapkan beberapa persamaan dasar, antara lain Persamaan kontinuitas air, Persamaan momentum untuk sedimen dan air, Persamaan keseimbangan massa sedimen. Untuk melengkapi persamaan, perlu beberapa hubungan/pemisalan asumsi kekasaran dasar saluran/sungai, Persamaan untuk menentukan angkutan sedimen dasar dan Persamaan untuk menentukan konsentrasi angkutan sedimen layang. Merupakan usaha pemanfaatan sumber daya air–bangunan keairan. Setiap upaya pemanfaatan sumber daya sungai, harus dilakukan dengan dasar pengertian yang mendalam mengenai respon morfologi sungai terhadap upaya pengelolaan sungai. Sehingga perlu dikembangkan suatu model yang mampu memprediksi perubahan morfologi sungai, mencakup besaran, tingkat, dan variasi waktu.

Keunggulan persamaan ini untuk mempelajari permasalahan fisik sungai yang panjang dengan periode waktu yang lama dengan menerapkan beberapa persamaan dasar Persamaan kontinuitas air, Persamaan momentum untuk sedimen-air, Persamaan keseimbangan massa sedimen. Untuk melengkapi persamaan, perlu beberapa hubungan/pemisalan antara lain asumsi kekasaran dasar saluran/sungai, Persamaan untuk menentukan angkutan sedimen dasar dan Persamaan untuk menentukan konsentrasi angkutan sedimen layang. Selain itu produk ini memiliki keunggulan untuk mempelajari masalah detil dan

lokal, antara lain: gerusan lokal, longsoran tebing, kinerja bangunan air, untuk dapat menirukan kondisi nyata di lapangan pada model, perlu pengetahuan yang mendasar terhadap fenomena alam terkait, serta untuk dapat mengintrepetasikan permasalahan di model terhadap kondisi nyata di lapangan, perlu kemampuan dan pengalaman khusus.

6.3. Perencanaan Uji Model Fisik

6.3.1. Desain Hidrolik Bendung

Menurut KP 02 untuk menghitung tinggi energi dan debit untuk bendung dengan rumus aliran sebagai berikut :

$$Q = C_d \cdot 2/3 \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot B_e \cdot H^{1.5} \dots\dots\dots (6.1)$$

dengan :

- Q = debit rencana (m³/dt)
- Cd = koefisien debit (C_d = C₀ x C₁ x C₂)
- g = gravitasi (9,80 m/dt²)
- Be = lebar efektif bendung (m)
- H₁ = tinggi energi diatas mercu (m)

Harga koefisien debit 1.4 ditetapkan berdasarkan perkiraan. Dalam pekerjaan model ini, profil penampang bendung dibuat menurut teori (*Desain of Small Dams*) dengan skala 1 : 30. Koefisien C (model) akan diperoleh dari kalibrasi dengan alat ukur yang berada di hilir bendung.

6.3.2. Skala Model

Untuk pembuatan model fisik diperlukan skala model, yaitu perbandingan parameter antara prototip (keadaan sebenarnya di lapangan) dengan model (di laboratorium), dalam hal ini skala yang diperlukan meliputi skala panjang, kecepatan, waktu dan debit. Uji model yang hendak dibuat adalah undistorted yaitu skala panjang arah vertikal dan

horizontal adalah sama. Skala model mengikuti kesamaan dinamik aliran antara prototip dengan model.

a. Skala Panjang, n_L

Skala panjang yang digunakan dalam pembuatan model dalam studi ini adalah 1 : 30. Untuk skala panjang ini diberi notasi, n_L

$$n_L = \frac{L_p}{L_m} = 30 \text{ atau } L_p = n_L \times L_m = 30 \times L_m \quad (6.2)$$

dengan :

L_p = panjang di prototip

L_m = panjang model

n_L = skala model

b. Skala kecepatan, n_v

Skala kecepatan dapat diperoleh dengan menganggap adanya kesamaan dinamik aliran yang terjadi antara di model dan di prototip. Pendekatan kesamaan ini dilakukan melalui angka Froude menunjukkan pada pola aliran yang terjadi terhadap efek gravitasi. Angka Froude dalam bentuk persamaan :

$$F_R = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L}} \dots\dots\dots (6.3)$$

dengan :

14

F_r = Angka Froude

v = kecepatan aliran (m/dt)

g = gravitasi (m/dt²)

L = panjang karakteristik (m)

Untuk kesamaan angka Froud antara model dan prototip diperoleh :

$$\frac{v_m}{\sqrt{g \cdot L_m}} = \frac{v_p}{\sqrt{g \cdot L_p}} \text{ atau } v_p = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}} \cdot v_m \quad \dots\dots (6.4)$$

$$\frac{v_p}{v_m} = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}} \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

dengan :

n_v = skala kecepatan

n_L = skala panjang

v_p = kecepatan aliran (m/dt)

v_m = kecepatan aliran di model (m/dt)

L_p = panjang karakteristik di prototip (m)

L_m = panjang karakteristik di model (m)

Dari persamaan diatas maka dapat diketahui bahwa besarnya skala kecepatan adalah: $n_v = \sqrt{30} = 5.48$

Dengan demikian untuk kecepatan aliran dalam model sebesar 10 cm/dt maka di prototip adalah sebesar 0.548 m/dt

c. Skala waktu, n_T

Skala waktu dapat diperoleh dari skala kecepatan sebagai berikut :

$$t_p = \frac{L_p}{v_p} \qquad t_m = \frac{L_m}{v_m} \quad (6.6)$$

$$n_T = \frac{t_p}{t_m} = \frac{L_p}{v_p} \cdot \frac{v_m}{L_m} = \frac{L_p}{L_m} \cdot \frac{v_m}{v_p} = n_L \cdot \frac{1}{\sqrt{n_L}} = n_L^{1/2} \quad (6.7)$$

$$n_v = \frac{L_p \cdot x t_m}{L_m \cdot x t_p} \text{ atau } \sqrt{n_L} = n_v \cdot \frac{1}{n_t} \text{ dann } n_t = \sqrt{n_L} \quad (6.8)$$

Tampak bahwa skala waktu adalah sama dengan skala kecepatan, sehingga untuk waktu 1jam dalam uji model sama dengan 5.48 jam di prototipe.

d. Skala Debit, n_Q

Dari skala panjang dan kecepatan dapat dihitung skala debit. Sedang besarnya debit sendiri adalah :

$$Q = A \times V \dots\dots\dots ($$

dengan :

12

- Q = debit aliran (m^3/dt)
- A = luas penampang aliran (m^2)
- V = kecepatan aliran (m/dt)

Skala debit adalah sebagai berikut :

$$n_Q = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{L_p^2}{L_m^2} \times \frac{v_p}{v_m} \text{ atau } n_Q = n_L^2 \times \sqrt{n_L} \tag{6.10}$$

$$n_Q = n_L^{2.5}$$

sehingga :

$$Q_p = N_Q \times Q_m \dots\dots\dots (6.11)$$

dengan :

- $n_Q = (n_L)^{2.5}$
- n_Q = skala debit
- n_L = skala panjang
- Q_p = debit pada prototipe (m^3/dt)
- Q_m = debit pada model (m^3/dt)

Dari persamaan diatas diketahui bahwa besarnya skala debit :

$$n_Q = (30)^{2.5} = 4929,5$$

Tabel 6.1 Hubungan debit prototip dan model

T	Debit Prototipe (m ³ /dt)	Debit Model (l/dt)
10	654.98	132.87
25	692.78	140.54
50	715.74	145.20
100	735.33	149.17

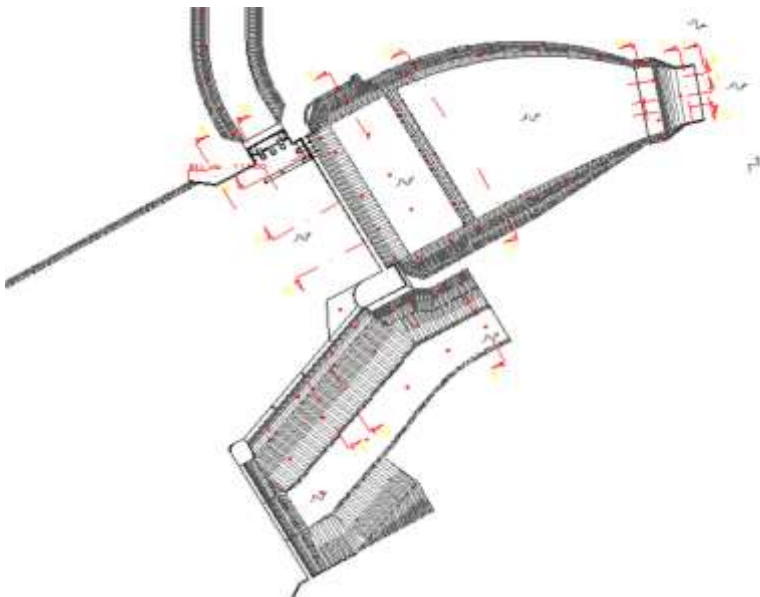
6.3.3. Denah dan Peralatan

Denah model fisik dibuat sedemikian sehingga dapat menggambarkan keadaan sesuai dengan prototipenya, Gambar 6.1 menyajikan denah model dalam denah tersebut nampak bagian-bagian yang penting untuk mengoperasikan model. Dalam model tersebut perlu diperhitungkan waktu yang diperlukan untuk sirkulasi air dari reservoir hilir - reservoir hulu - saluran penghantar hulu - model - saluran pembuang hilir. Selama pengaliran diperhitungkan agar air tersedia di semua bagian saluran dan elevasi muka air yang dibutuhkan dapat dipenuhi.

Alat ukur yang ditempatkan tepat di hilir reservoir hulu diperlukan untuk mengukur debit yang akan melalui pelimpah. Denah bendung dan potongan melintangnya masing-masing dapat dilihat pada Gambar 6.3. dan Gambar 6.4.



Gambar 6.2. Denah uji model fisik



Gambar 6.3. Denah eksisting bendung



Gambar 6.4. Potongan melintang bendung

Selain bangunan pelimpah, sungai di hilir pelimpah dan sungai dengan batu yang ada di hulu bangunan spillway juga dimodelkan. Dalam studi ini pengujian difokuskan pada uji hidrolis bangunan pelimpah dan perubahan dasar sungai pada bagian hilir pelimpah.

Peralatan yang digunakan untuk percobaan model fisik terdiri dari :

1. Model bangunan bendung suplesi dan bangunan pelengkapya dengan skala 1:30. Denah model seperti pada Gambar 6.2.
2. Reservoir hilir (*ground reservoir*) dengan kapasitas 45 m³ dan reservoir hulu dengan kapasitas 70 m³.
3. Ada 2 pompa yang dioperasikan, yaitu kapasitas 35 l/dt dan 80 l/dt. Disamping itu juga dilakukan kontrol pada pintu reservoir hulu untuk mengalirkan debit besar.
4. Alat ukur pelimpah Ambang Tajam (segi empat) di hulu pelimpah untuk mengukur debit percobaan saat masuk model.
5. Point gauge untuk mengukur taraf muka air pada aliran model
6. Larutan cairan KmnO₄, untuk mendeteksi arah aliran

7. Current meter tipe AOTT untuk mengukur kecepatan aliran
8. Alat ukur Waterpass untuk mengukur taraf muka air dan elevasi dasar sungai.
9. Struktur bendung dan kolam olak dibuat dari beton yang permukaannya dihaluskan, sungai bagian hilir dibuat dari pasangan dengan permukaan yang dihaluskan.

6.3.3. Hubungan debit dan koefisien debit.

Pada awal percobaan, akan dilakukan pekerjaan kalibrasi pelimpah terhadap alat ukur segiempat. Debit yang dialirkan mulai 8.8 l/dt di model atau sama dengan 34 lt/dt di prototipe. Setiap besaran debit dikaitkan dengan tinggi air H di atas pelimpah, sehingga menghasilkan kurva debit. Apabila harga koefisien debit **Cd** dapat dihitung dengan rumus :

$$Cd = \frac{3Q}{2\sqrt{\frac{2}{3}} gBe.H^{1.5}} \dots\dots\dots (6.12)$$

6.3.4. Parameter-parameter yang diukur

Parameter-parameter yang diukur meliputi besarnya debit, tinggi air, kecepatan aliran dan bentuk serta kedalaman gerusan lokal hilir kolam olak. Tinggi air atau kedalaman air diukur di tempat-tempat yang dinilai penting untuk diamati, yaitu di hulu pelimpah, di kolam olak dan di sungai bagian hilir. Kecepatan aliran diukur di kolam olak, sedang pengamatan kedalaman gerusan di hilir kolam olak.

a. Muka air

Level muka air diukur di beberapa titik yang dianggap penting, sedang kedalaman air dihitung dari selisih elevasi muka air dan elevasi bangunan.

$$H = E_A - E_B \dots\dots\dots (6.13)$$

Dengan :

H = Kedalaman air (m)

E_A = Elevasi muka air

E_B = Elevasi bangunan

Untuk mendapatkan kedalaman prototip:

$$H \text{ prototip} = H \text{ model} * 30$$

Yang penting dalam penelitian ini adalah mengamati muka air

- a) di atas pelimpah bendung untuk dibandingkan dengan muka tanah di hulu bendung
- b) di kolam olak atas (kiri dan kanan) untuk mengetahui efektivitas *end sill*
- c) di tebing (kiri dan kanan) untuk mengetahui keamanan tebing terhadap debit-debit banjir.

b. Kecepatan Aliran Muka air

Kecepatan aliran di beberapa titik terutama di bagian sungai yang tidak dilindungi dengan plengsengan, dapat menunjukkan kemungkinan terjadi gerusan di bagian tersebut. Alat bantu untuk mengukur kecepatan adalah curen meter yang pada ujungnya dilengkapi dengan pasang propeler. Pengukuran hanya dilakukan di tempat-tempat di mana pada kedalaman air di model, propeler masih dapat bergerak bebas. Propeler tersebut berputar sebanding kecepatan aliran dan untuk mendapatkan hasil kecepatan perlu adanya kalibrasi sesuai

spesifikasi alat tersebut. Bentuk persamaan untuk menghitung kecepatan aliran adalah :

$$\mathbf{V = a . n + b} \dots\dots\dots (6.14)$$

Dengan :

V = kecepatan (m/det)

a, b = koefisien alat

n = (f / t) , f (frekuensi putaran) , t (waktu)

Untuk mendapatkan kecepatan prototip (Vprot)

$$V_{prot} = V_{model} * 5,48.$$

c. Debit aliran

Debit aliran pada model diukur dengan alat ukur Rechbok. Debit dihitung berdasarkan pengukuran tinggi air di atas pelimpah alat ukur rechbok. Persamaan untuk perhitungan debit alat ukur adalah:

$$Q_{au} = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} \times B \times H^{1,5} \dots\dots\dots (6.15)$$

$$C_e = (0.602 + (0.075 * (h_1/P))) \dots (6.16)$$

Dengan :

Q_{au} = debit alat ukur (m3/dt)

B = lebar alat ukur (m) = 1.95 m

He = tinggi energi di depan alat ukur (m)

Ce = Koefisien debit alat ukur

g = percepatan grafitasi

6.4. Pembuatan Model Fisik

6.4.1. Komponen Model Fisik

Untuk pembuatan model fisik diperlukan beberapa peralatan dan bangunan-bangunan dengan rincian sebagai berikut :

1. Tandon/reservoir hulu
2. Tandon/reservoir hilir
3. Pompa air

4. Saluran Pengarah
5. Bangunan model
6. Saluran Akhir
7. Alat ukur

a. Tandon reservoir hulu

Tandon reservoir hulu digunakan untuk menampung air dan mengalirkan ke model bendung. Tandon ini berada di luar Laboratorium karena dimensinya besar. Kapasitas dari tandon hulu ini 45 m³. Tandon ini memiliki 2 buah pintu air yang dapat dioperasikan untuk menampung debit dalam tandon lalu mengalirkannya ke dalam model sehingga memungkinkan untuk mengalirkan debit lebih besar dari kapasitas pompa.

b. Tandon reservoir hilir

Tandon reservoir hilir digunakan untuk menampung air dari model dan kemudian dialirkan ke tandon hulu dengan menggunakan pompa ke tandon hulu. Tandon ini berada di hilir model dan berada di bawah lantai. Kapasitas dari tandon hulu ini 15 m³.

c. Pompa Air

Pompa air digunakan untuk memompa air dari tandon hilir ke tandon hulu. Ada 2 buah pompa air yang di gunakan yaitu berkapasitas 35 l/dt dan 80 l/dt.

d. Saluran Pengarah

Saluran Pengarah dibuat untuk mengalirkan air dari tandon ke model. Saluran ini memiliki lebar sama dengan lebar sungai pada model. Pada saluran

pengarah dipasang screen/saringan untuk mereduksi kecepatan air dari tandon.

e. Model Fisik

Model fisik terdiri dari pelimpah, pintu intake dan pintu pembilas, kolam olak dan saluran pelimpah samping serta terjunan.

f. Saluran Akhir

Saluran ini digunakan untuk mengalirkan air dari model kembali ke tandon hilir agar dapat dipompa lagi ke tandon hulu (sirkulasi). Saluran ini dibuat berbentuk segi empat untuk mempermudah penempatan alat ukur dan pengukuran penampang basah aliran.

g. Alat Ukur

Pada saluran akhir ditempatkan alat ukur Rechbok untuk mengukur debit aliran pada model.

6.4.2. Pembuatan Model Fisik

a. Bahan

Model fisik bendung di buat dari beberapa bahan utama dari pasangan bata, Selain pasangan bata, bahan bahan lain sebagai pendukung adalah kayu, acrilik, kertas, cat dll.

b. Peralatan

Peralatan yang digunakan dalam pembuatan bendung adalah peralatan pertukangan batu dan kayu seperti sekop, cetok, selang timbang, gergaji, bor, gerinda. Selain itu diperlukan peralatan untuk pengukuran elevasi yaitu waterpass, bak ukur dan meteran.

c. Proses Pembuatan

Model Fisik di buat dimulai dengan perhitungan skala. Kemudian setelah skala ditetapkan digunakan

untuk merubah gambar prototip menjadi gambar model. Pada model ini ditetapkan dengan skala 1 : 30 dengan mempertimbangkan fasilitas model yang ada dan ketelitian yang diharapkan. Gambar model kemudian dicetak dan ditempel pada kertas karton. Gambar yang telah ditempel pada kertas karton digunting untuk dijadikan cetakan (mal) pada model. Pembuatan model dengan bahan pasangan bata didasarkan pada cetakan yang telah dibuat. Setelah pasangan bata jadi kemudian permukaan model dilapisi dengan acian semen sesuai dengan kekasaran yang ditentukan. Model yang telah jadi dicek kembali ukuran dan elevasinya agar sesuai dengan rencana desain. Proses pembuatan beberapa bagian dari model dapat dilihat pada gambar-gambar 6.5 sampai dengan gambar 6.8.



Gambar 6.5. Model dilihat dari hilir



Gambar 6.6. Model dilihat dari hulu



Gambar 6.7. Pengecekan Elevasi



Gambar 6.8. Kolam olak dan daerah pengamatan gerusan lokal

6.5. Pelaksanaan Uji Model Fisik

6.5.1. Tahapan Uji Model Fisik

Tahapan uji aliran pada model fisik bendung suplesi dilakukan sebagai berikut :

1. Menjalankan pompa untuk mengalirkan aliran kedalam model
2. Mengatur dan mengukur debit aliran yang masuk kedalam model sesuai dengan debit percobaan. Debit model dibaca melalui alat ukur (I) dan alat ukur (II).
3. Mengatur muka air di model dengan bantuan pintu air (I) sampai dicapai elevasi yang muka air di hilir sesuai dengan rencana.

4. Membuat kondisi debit konstan selama uji aliran dengan mengontrol debit yang masuk dan keluar dari model adalah sama
5. Melakukan pengukuran taraf muka pada lokasi-lokasi yang ditentukan dan pada lokasi lainnya yang dinilai perlu diukur.
6. Melakukan pengukuran kecepatan pada penampang-penampang aliran yang ditentukan dan pada lokasi lainnya yang dinilai perlu diukur.
7. Mengamati pola aliran dengan pembubuhan zat warna KmO_4 pada penampang- penampang yang ditinjau.
8. Melakukan pengukuran elevasi perubahan dasar sungai (*scouring*) setelah selesai percobaan aliran.
9. Membuat dokumentasi foto saat uji aliran untuk mengetahui taraf muka air dan setelah aliran untuk mengetahui perubahan elevasi dasar sungai
10. Mengumpulkan semua hasil percobaan dan menyusun laporan penelitian.

6.5.2. Macam Uji Aliran

Macam uji model fisik ini dilakukan sesuai dengan lingkup studi yaitu sebagai berikut :

1. Uji hidrolis pada sungai berupa pengukuran elevasi muka air dan elevasi dasar sungai sesuai dengan debit rencana dalam desain, dan debit-debit yang dinilai perlu untuk diamati efeknya pada aliran dan perubahan dasar sungai.
2. Melakukan analisa perubahan morfologi sungai bagian hilir *spillway* setelah dilakukan uji hidrolis bangunan pelimpah dengan debit rencana Q_{100} dan debit-debit lainnya.

6.6. CONTOH PEMODELAN BANGUNAN AIR

Contoh pemodelan bangunan air diambil Studi kasus pemodelan Bendung Karangdoro Kecamatan Gambiran Kabupaten Banyuwangi.

6.6.1. Gambaran Umum Wilayah Studi

a) Deskripsi Bendung Karangdoro

Bendung Karangdoro dibangun pada zaman penjajahan Belanda di Indonesia tahun 1936. Bendung ini dibuat dengan membendung Sungai Kalibaru dengan menggunakan konstruksi pasangan batu kali. Fungsi Bendung Karangdoro adalah menaikkan muka air sungai untuk mengalir areal irigasi seluas 16.442 Ha. Luas daerah irigasi ini pada tahun 2007 berkurang tinggal menjadi 15.910 Ha.

Kondisi bendung Karangdoro saat ini mengalami kerusakan akibat terjadinya gerusan/scouring yang dalam di hilir bangunan pelimpah utama. Souring ini terjadi akibat aliran debit banjir dan konstruksi melemah akibat usia. Gerusan yang terjadi sudah sangat parah dan membahayakan stabilitas tubuh bendung, oleh sebab itu perlu adanya langkah-langkah pengamanan dan perbaikan agar kerusakan yang terjadi tidak semakin parah.

Dalam rangka perencanaan rehabilitasi Bendung Karangdoro di Kabupaten Banyuwangi dan untuk mengetahui pola aliran pada spillway/pelimpah dan hilir bendung maka diperlukan perencanaan detail desain dan kegiatan uji model fisik untuk menentukan bentuk dan konstruksi yang sesuai dengan kondisi yang ada.

b) Kondisi Topografi

Dari gambar site bendung menurut hasil studi PT. Ghaniyyu Engineering, Surabaya (2008), diperoleh bahwa bendung yang dimodelkan terletak pada aliran Kali baru di Desa Bangorejo dengan elevasi dasar sungai +100.00. Elevasi tebing kiri +110.64 dan kanan tebing kanan +111.50, sedangkan elevasi tubuh bendung adalah +106.8.

Tebing sungai hulu bendung bagian kiri mempunyai kemiringan lebih terjal mulai dari elevasi +101 sampai +110, Sedangkan tebing kanan mempunyai kemiringan agak terjal dari elevasi +103 sampai +108, landai pada kemiringan +108 sampai +111.

Tebing sungai hilir bendung bagian kiri mempunyai kemiringan yang cukup terjal mulai dari elevasi +91 sampai +110. Demikian pula dengan bagian kanan kemiringan tebingnya cukup terjal mulai dari elevasi +91 sampai +111.

c) Kondisi aliran

Bendung Karangdoro terdapat 3 pelimpah, pelimpah utama, pelimpah samping dan pelimpah pada bantaran. Pelimpah utama berada di palung sungai, pelimpah bantaran berada pada bantaran kanan sungai sedangkan pelimpah samping berada diantara pelimpah utama dan pelimpah bantaran. Aliran air pada kondisi normal hanya pada palung sungai sehingga bila muka air lebih tinggi dari elevasi pelimpah maka air akan melimpah ke pelimpah utama. Pelimpah samping dan pelimpah bantaran memiliki elevasi mercu 1.5 meter diatas elevasi mercu pelimpah utama. Sehingga air akan melimpah ke pelimpah samping dan pelimpah bantaran hanya pada saat banjir saja dimana muka air lebih dari 1.50 m diatas mercu pelimpah utama. Air yang melimpah dari pelimpah utama, pelimpah samping

dan pelimpah bantaran akan bertemu di hilir bendung dan mengalir ke sungai Kalibaru.

d) Kondisi Bangunan

Rencana bangunan bendung Karangdoro terdiri dari bangunan :

- a. Pelimpah utama merupakan bangunan baru dengan memodifikasi pelimpah lama yang rusak. Pelimpah ini di buat dari Beton siklop dengan elevasi mercu +106.8 m
- b. Pelimpah samping dan pelimpah bantaran adalah bangunan eksisting yang dibangun dari pasangan batu.
- c. Lantai muka yaitu lantai di hulu pelimpah untuk
- d. Bangunan pelimpah atau (spillway) dibuat dari beton dengan bentuk bagian puncak tipe *Ogee* dan elevasi puncaknya + 106.8 m. Lebar bagian puncak adalah 1,00 m dan dilanjutkan dengan saluran peluncur dengan lebar 45,00 m sampai mencapai elevasi + 98,30 m.
- e. Bangunan peredam energi / kolam olak (*stilling basin*) dibuat dari beton dengan model USBR Tipe IV. Elevasi lantai kolam olak adalah + 98.30 m dengan panjang total 20.0 m.

Saluran penerus yaitu saluran dibelakang kolam olak yang meneruskan aliran kembali ke alur Sungai Kali Baru di bagian hilir bendung suplesi. Bentuk saluran tersebut adalah trapesium dengan lebar dasar dari 50,00 m mengecil menjadi 22.0 m dan elevasinya + 100,00 m. Tebing atas bagian kanan mempunyai elevasi + 110 m dan pada bagian kirinya mengikuti elevasi tanah asli disekitarnya , mulai + 111 m. Tebing bagian kanan tersebut merupakan tanah timbunan pada bagian alur sungai di hilir tubuh bendung

utama. Pada bagian kiri dan kanan tebing saluran diberi perkuatan pasangan batu kali.

e) **Permasalahan Bendung Karangdoro**

Permasalahan-permasalahan yang terjadi pada bendung karangdoro meliputi :

- Seiring dengan perubahan tata guna lahan mengakibatkan debit banjir yang meningkat.
- Kondisi pelimpah utama dengan model terjunan tidak sesuai dengan standar perencanaan irigasi mengakibatkan terjadinya gerusan pada dasar kolam olak.
- Kondisi peredam energi tidak sesuai dengan standar perencanaan irigasi.
- Pada bagian hilir bendung terjadi penyempitan serta pembelokan sungai yang mengakibatkan terjadinya *scouring* pada dasar dan dinding saluran.

6.6.2. Hasil Uji dan analisa Model Fisik

a) **Pengujian awal Model**



Gambar 6.9. Tampak atas model pada pengujian awal

Gambar 6.9 memperlihatkan mulainya pengaliran air yang dialirkan mengisi palung sungai yang ada di hulu bendung. Setelah elevasi air melewati lantai di hulu bendung maka bila pintu pembilas dalam kondisi dibuka maka air akan mengalir melalui pintu pembilas ke hilir. Namun bila pintu dalam kondisi tertutup maka air akan melimpah di atas mercu seperti terlihat pada Gambar 6.10.



Gambar 6.10. Aliran Pada pelimpah utama saat pengujian awal

Gambar 6.10. memperlihatkan aliran air yang melimpah diatas mercu dan diatas pintu air. Setelah melimpah air mengalir dalam kolam olak menuju ke hilir. Pada debit kecil energi yang timbul akibat limpahan air dapat teredam oleh kolam olak yang ada sehingga setelah mengalir ke hilir dalam kondisi tenang. Namun pada saat

debit diperbesar maka energi dari air yang melimpah menjadi besar pula sehingga kolam olak yang ada tidak dapat meredam energi sampai air yang mengalir ke hilir menjadi tenang.



Gambar 6.11. Aliran pada terjunan saat pengujian awal

Pada Gambar 6.11. terlihat bahwa setelah air melewati kolam olak dan saluran dihilir kolam olak maka air sungai terjun akibat elevasi penampang sungai yang ada lebih rendah. Terjunan ini secara alami dengan energinya yang besar membentuk suatu kolam yang dalam dan memecah energi sehingga air yang mengalir ke sungai kecepatannya berkurang.

b) Hasil uji hidraulis debit normal

Berdasarkan hasil perencanaan Bendung Karangdoro, besarnya debit yang melalui pada pelimpah direncanakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g} \times C \times b \times H^{1,5}$$

dengan :

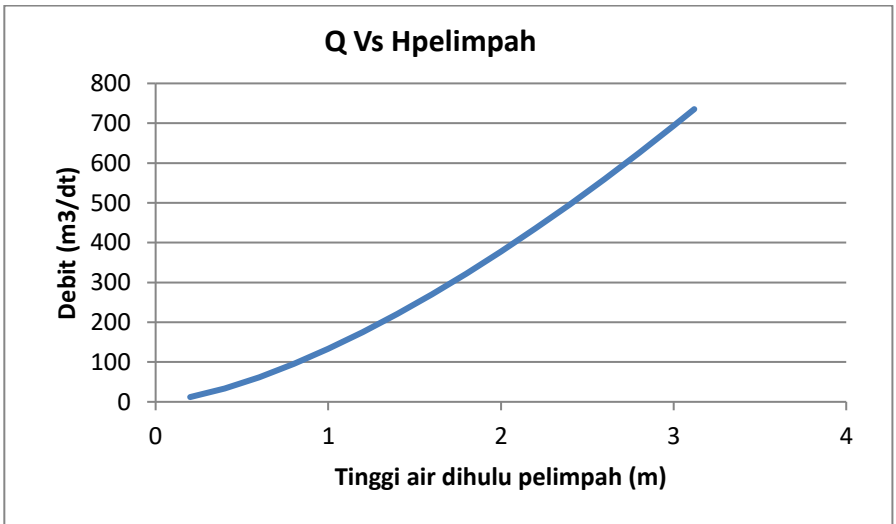
C = koefisien debit

b = panjang pelimpah (m)

H = tinggi muka air di depan ambang (m)

g = percepatan gravitasi (9.81 m/dt²)

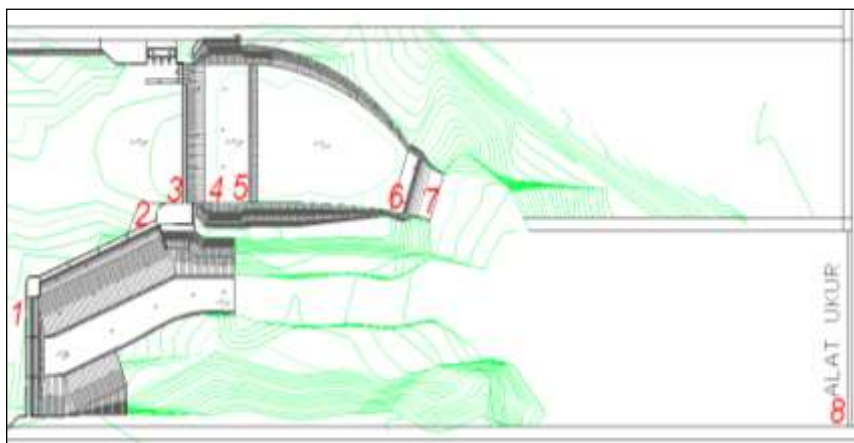
dengan menggunakan koefisien C = 0.90 dari hasil perencanaan, maka dapat diperoleh hubungan antara tinggi air di hulu pelimpah dengan debit yang mengalir pada pelimpah seperti pada gambar 6.12.



Gambar 6.12. Grafik Hubungan antara debit dan tinggi air di hulu pelimpah

Untuk memperoleh harga koefisien debit C pada model yang selanjutnya akan di konversi ke dalam prototipe, maka diperlukan beberapa kali percobaan dengan mengamati tinggi air di berbagai titik pengamatan dengan

debit berbeda-beda. Telah ditentukan titik-titik pengamatan yaitu di hulu pelimpah bantaran (no.1), di hulu pelimpah samping (no 2) di hulu pelimpah utama (no. 3), pada kolam olak (no. 4), di dekat endsill (no.5), di hulu terjunan (no. 6), pada terjunan (no. 7) dan pada alat ukur rechbok (no. 8). Masing-masing titik pengukuran telah diberi mistar skala sehingga memudahkan pengamat mengamati tinggi muka air. Selain pengamatan muka air dilakukan juga pengukuran kecepatan/ arus dengan menggunakan alat ukur current meter. Pada penampang lokasi pengukuran arus juga dilakukan pengukuran penampang basah aliran.



Gambar 6.13. Lokasi Pengamatan muka air pada model

Debit alat ukur Rechbok dihitung berdasarkan persamaan :

$$Q_{au} = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} \times B \times H^{1,5}$$

$$C_e = (0.602 + (0.075 * (h_1/P)))$$

Dengan :

Q_{au} = debit alat ukur (m³/dt)

B = lebar alat ukur (m) = 1.95 m

He = tinggi energi di depan alat ukur (m)

Ce = Koefisien debit alat ukur

g = percepatan gravitasi

Koefisien debit bendung diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$C_d = \frac{Q_{au}}{\frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot Be \cdot He^{1.5}}$$

Dengan :

Q_{au} = debit alat ukur (m³/dt)

Be = lebar pelimpah (m)

Cd = koefisien debit pelimpah

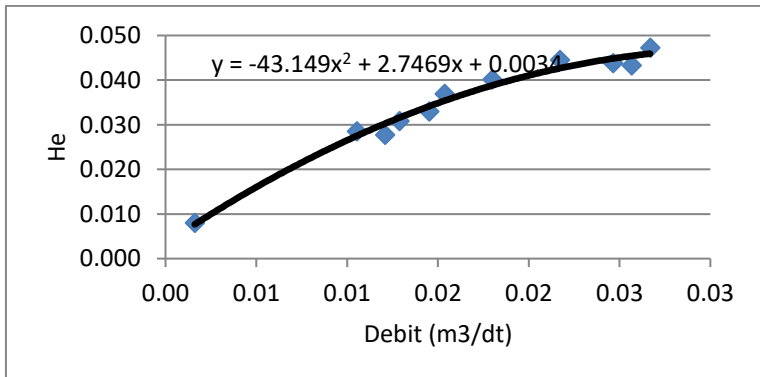
- **Percobaan Koefisien debit pada pelimpah dengan kemiringan hilir 1:1**

Untuk memperoleh koefisien Cd dilakukan beberapa kali percobaan dengan melakukan pengukuran tinggi muka air di masing-masing lokasi pengukuran yang telah ditentukan dan mengukur kecepatan aliran di salah satu penampang. Hasil perhitungan koefisien Cd disajikan dalam tabel 6.2.

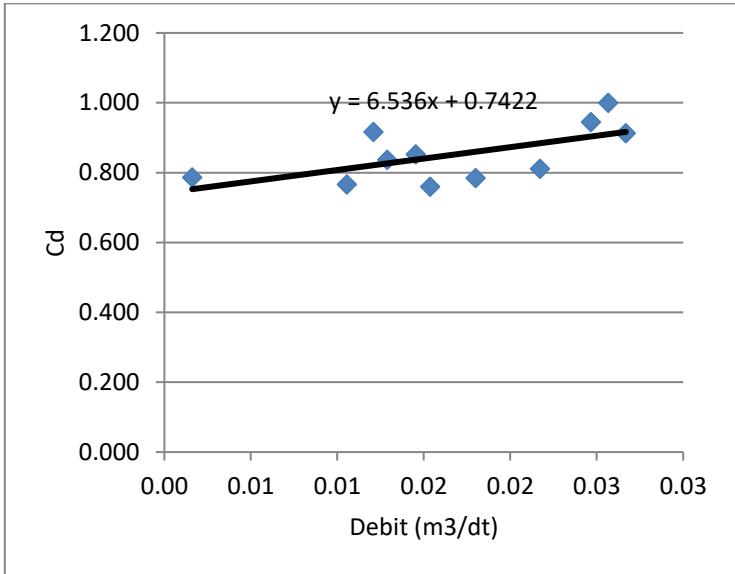
Tabel 6.2 Hasil perhitungan koefisien Cd

No	H _d	H _{au}	Q _d = Q _{au}	A	V	V ² /2g	He	Cd
	(m)	(m)	(m ³ / dt)	(m ²)	(m ³ /dt)	(m)	(m)	
1	0.028	0.020	0.011	0.099	0.106	0.001	0.029	0.766
2	0.030	0.023	0.013	0.102	0.126	0.001	0.031	0.836
3	0.032	0.025	0.015	0.106	0.138	0.001	0.033	0.852
4	0.039	0.029	0.018	0.117	0.154	0.001	0.040	0.784
5	0.041	0.037	0.026	0.120	0.213	0.002	0.043	0.999
6	0.043	0.033	0.022	0.124	0.176	0.002	0.045	0.810
7	0.008	0.005	0.002	0.066	0.024	0.000	0.008	0.786
8	0.027	0.022	0.012	0.097	0.124	0.001	0.028	0.916
9	0.036	0.026	0.015	0.112	0.137	0.001	0.037	0.760
10	0.042	0.036	0.025	0.122	0.203	0.002	0.044	0.944
11	0.045	0.038	0.027	0.127	0.210	0.002	0.047	0.912

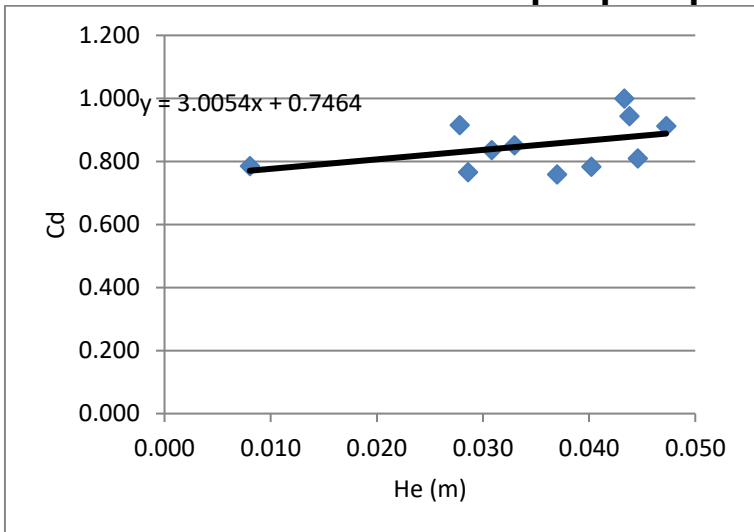
Dari tabel diatas diperoleh bahwa nilai rata-rata Cd adalah 0.851.



Gambar 6.14. Hubungan debit aliran dan tinggi energi di depan pelimpah



Gambar 6.15. Hubungan debit aliran dan koefisien Cd di depan pelimpah



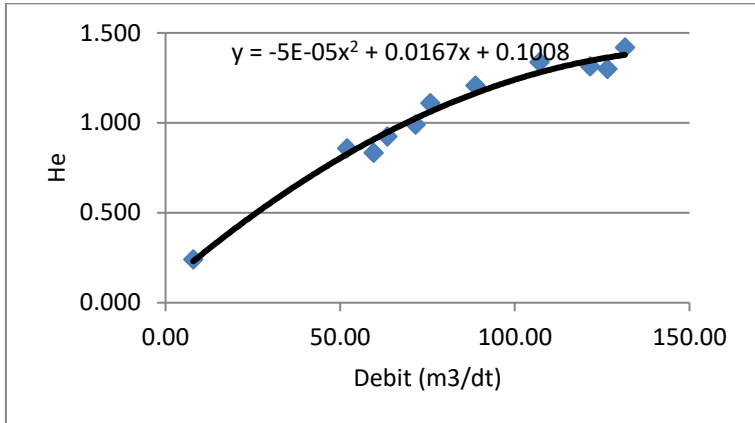
Gambar 6.15. Hubungan tinggi energi di depan pelimpah dan koefisien Cd

Selanjutnya dengan hasil model diperoleh nilai konversi untuk prototip, baik untuk tinggi air di hulu pelimpah, debit aliran maupun koefisien debit dari pelimpah prototip. Hasil perhitungan konversi debit dan tinggi energi dari model ke prototipe dari masing-masing percobaan disajikan pada tabel 6.3.

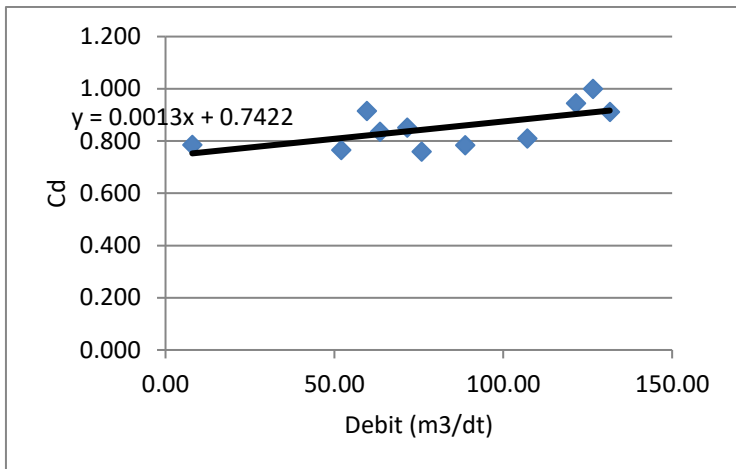
Tabel 6.3 Hasil konversi debit dan tinggi energi model ke prototip

No	MODEL			PROTOTIPE		
	Q	Cd	He	Q	Cd	He
1	0.01	0.766	0.029	51.96	0.766	0.857
2	0.01	0.836	0.031	63.49	0.836	0.924
3	0.01	0.852	0.033	71.58	0.852	0.989
4	0.02	0.784	0.040	88.73	0.784	1.206
5	0.03	0.999	0.043	126.49	0.999	1.299
6	0.02	0.810	0.045	107.07	0.810	1.337
7	0.00	0.786	0.008	7.94	0.786	0.241
8	0.01	0.916	0.028	59.55	0.916	0.834
9	0.02	0.760	0.037	75.77	0.760	1.109
10	0.02	0.944	0.044	121.51	0.944	1.314
11	0.03	0.912	0.047	131.52	0.912	1.417
	Rata-rata	0.851			0.851	

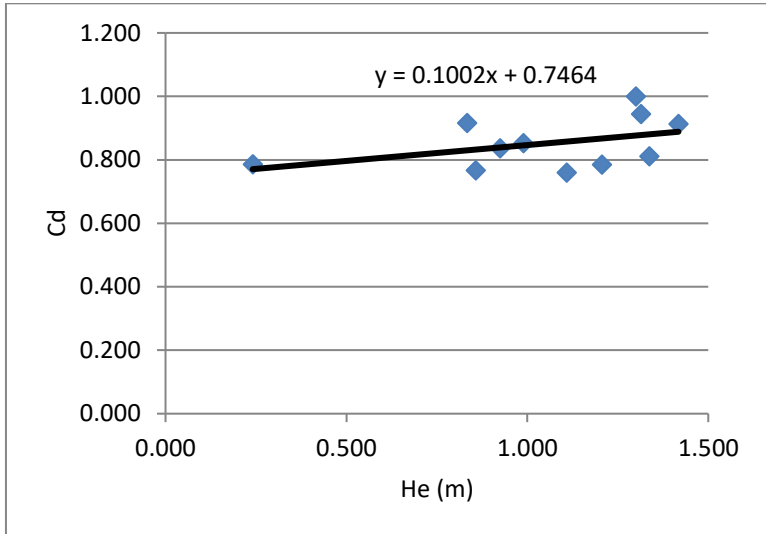
Sedangkan grafik hubungan antara debit aliran, tinggi energi dan koefisien debit di sajikan pada gambar 6.17.



Gambar 6.17. Hubungan antara debit dan tinggi energi pada pelimpah prototip



Gambar 6.18. Hubungan antara debit dan koefisien Cd pada pelimpah prototip



Gambar 6.19. Hubungan antara tinggi energi dan koefisien Cd pada pelimpah prototip

c) Hasil Uji Bukaannya Pintu Pembilas

Pengujian ini dilakukan untuk mengevaluasi pengaruh bukaan pintu pembilas terhadap aliran. Pintu pembilas dibuka bergantian dan bersama-sama dengan tinggi bukaan 2, 4 dan 6 cm. Hasilnya adalah sebagai berikut :

- **Percobaan 1**

Hasil pengukuran tinggi muka air di masing-masing titik pengukuran pada percobaan 1 disajikan pada tabel 6.4.

Tabel 6.4 Hasil pengukuran muka air dititik pengukuran percobaan 1

No	Kondisi Pintu		Tinggi air di titik (cm)							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Tutup	Tutup			5.6	10.5	12	3.5	1.2	2
2	buka 2 cm	Tutup			5.5	10.5	10.8	3.5	1.3	2
3	buka 4 cm	Tutup			5.2	10.6	11	3.8	2	2
4	buka 6 cm	Tutup			5.5	10.9	11	3.7	1.1	2
5	Tutup	buka 2 cm			5	10.5	10.6	3.4	1	2
6	Tutup	buka 4 cm			5.1	10.8	11	3.6	1.2	2
7	Tutup	buka 6 cm			4.8	10.8	11	3.9	1.1	2
8	buka 2 cm	buka 2 cm			5	10.8	11	3.5	1	2
9	buka 4 cm	buka 4 cm			4.8	11.3	11.3	3.8	1.2	2
10	buka 6 cm	buka 4 cm			4.1	11.6	11.5	4	1.2	2.1

Pada percobaan ini digunakan debit konstan yang mengalir pada model sebesar 51.96 m³/dt seperti hasil perhitungan pada tabel 6.5.

Tabel 6.5. Hasil perhitungan debit model pada percobaan 1 bukaan pintu

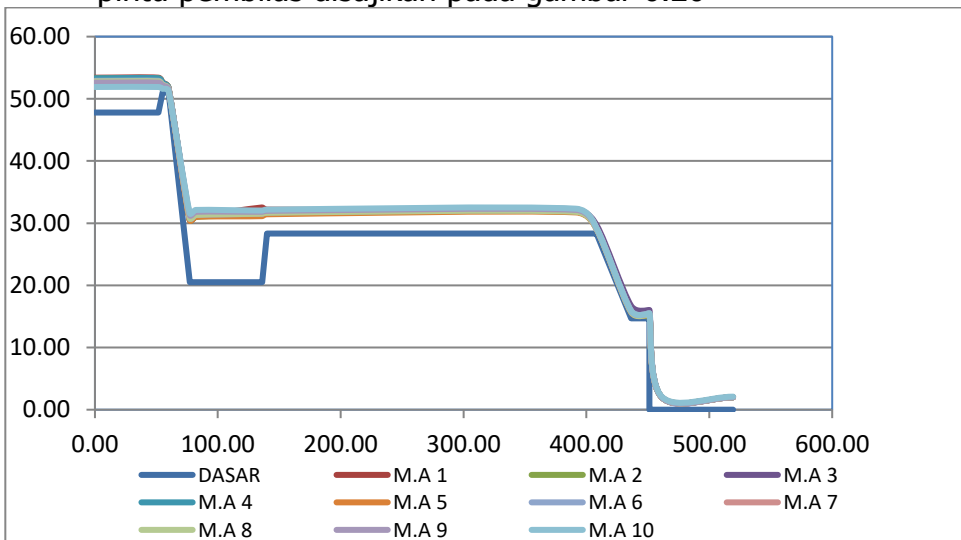
H ₁	P	H _d	H _{au}	Q _{au}	Q _{prototipe} (m ³ /dt)
(cm)	(cm)	(m)	(m)	(m ³ / dt)	
5.60	3.20	0.024	0.020	0.011	51.96

Kecepatan aliran dimasing-masing titik pengukuran dihitung berdasarkan debit aliran dan penampang basah di lokasi tersebut.

Tabel 6.6 Hasil perhitungan kecepatan aliran di masing-masing titik pengukuran pada percobaan 1

Parameter	Lokasi pengamatan					
	3	4	5	6	7	8
Amodel (m ²)	0.09	0.18	0.20	0.06	0.02	0.03
Vmodel (m/dt)	0.11	0.06	0.05	0.18	0.53	0.32
Vprototip (m/dt)	0.62	0.33	0.29	0.99	2.89	1.73

Profil muka air dari hulu pelimpah sampai dengan di hilir terjunan untuk masing-masing kondisi bukaan pintu pembilas disajikan pada gambar 6.20



Gambar 6.20. Profil muka air sepanjang pelimpah sampai dengan terjunan pada percobaan 1

- **Percobaan 2**

Hasil pengukuran tinggi muka air di masing-masing titik pengukuran pada percobaan 2 disajikan pada tabel 6.7.

Tabel 6.7 Hasil pengukuran muka air di titik pengukuran percobaan2

No	Kondisi Pintu		Tinggi muka air di titik (m)							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Tutup	Tutup			6.6	11.8	12	4.4	1.9	3
2	buka 2 cm	Tutup			6.5	11.8	13	4.6	2	3
3	buka 4 cm	Tutup			6.4	11.8	12.5	4.5	2.3	3
4	buka 6 cm	Tutup			6.1	11.6	12.7	4.3	2.4	3
5	Tutup	buka 2 cm			6.6	11.6	12	4.3	1.8	3
6	Tutup	buka 4 cm			6.4	11.8	13	4.2	2	3.1
7	Tutup	buka 6 cm			6	12	12.2	4.2	2.3	3.1
8	buka 2 cm	buka 2 cm			6.4	11.7	12.7	4.4	2	3
9	buka 4 cm	buka 4 cm			6	12	12.8	4.1	2.5	3
10	buka 6 cm	buka 4 cm			5.5	12.1	12.8	4.3	2.2	3.1

Pada percobaan ini digunakan debit konstan yang mengalir pada model sebesar 93.19 m³/dt seperti hasil perhitungan pada tabel 6.8.

Tabel 6.8 Perhitungan debit model dan prototipe pada percobaan 2

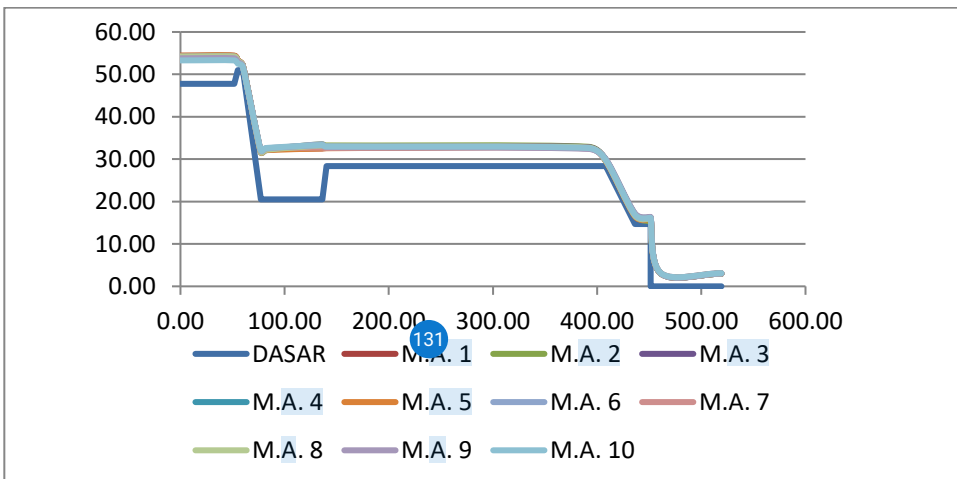
H ₁	P	H _d	H _{au}	Q _{au}	Q _{prototipe}
(cm)	(cm)	(m)	(m)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
6.60	3.20	0.034	0.030	0.019	93.19

Kecepatan aliran di masing-masing titik pengukuran dihitung berdasarkan debit aliran dan penampang basah di lokasi tersebut.

Tabel 6.9 Hasil perhitungan kecepatan aliran di masing-masing titik pengukuran pada percobaan 2.

Parameter	Lokasi pengamatan					
	3	4	5	6	7	8
Amodel	0.11	0.20	0.20	0.07	0.03	0.05
Vmodel	0.17	0.10	0.09	0.26	0.60	0.38
Vprototip	0.94	0.53	0.52	1.41	3.27	2.07

Profil muka air dari hulu pelimpah sampai dengan di hilir terjunan untuk masing-masing kondisi bukaan pintu pembilas disajikan pada gambar 6.21.



Gambar 6.21. Profil muka air sepanjang pelimpah sampai dengan Terjunan pada percobaan 2

- **Percobaan 3**

Hasil pengukuran tinggi muka air di masing-masing titik pengukuran pada percobaan 3 disajikan pada tabel 6.10.

Tabel 6.10 Hasil pengukuran muka air di titik pengukuran pada percobaan 3

No	Kondisi Pintu		Tinggi air di titik							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Tutup	Tutup			7.8	13.1	14.6	5.7	3.5	4.1
2	buka 2 cm	Tutup			7.7	13	14.6	5.7	3.4	4.1
3	buka 4 cm	Tutup			7.6	13	14.5	5.8	3.5	4.2
4	buka 6 cm	Tutup			7.3	13	14.5	5.6	3.4	4.2
5	Tutup	buka 2 cm			7.7	13	14.6	5.5	3.4	4.2
6	Tutup	buka 4 cm			7.5	13	15	5.7	3.6	4.2
7	Tutup	buka 6 cm			7.4	13.2	14.5	5.7	3.5	4.2
8	buka 2 cm	buka 2 cm			7.6	13.2	14.7	5.6	3.4	4.2
9	buka 4 cm	buka 4 cm			7.2	13	14.5	5.7	3.5	4.2
10	buka 6 cm	buka 4 cm			7	13.2	14.5	5.8	3.6	4.2

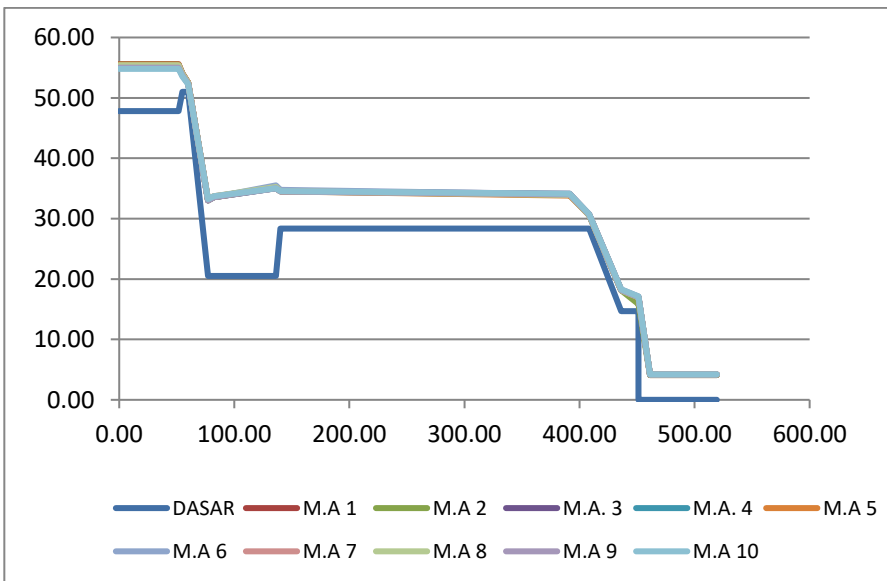
Tabel 6.11 Perhitungan debit pada percobaan 3

H_1	P	H_d	H_{au}	H_{au}	Q_{au}	Qproto tipe (m ³ /d t)
(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m ³ /dt)	
7.80	3.20	0.046	4.10	0.041	0.030	146.97

Pada percobaan ini digunakan debit konstan yang mengalir pada model sebesar 146.97 m³/dt seperti hasil perhitungan pada tabel 6.12.

Tabel 6.12 Perhitungan kecepatan aliran percobaan 3

Parameter	Lokasi pengamatan					
	3	4	5	6	7	8
Amodel (m ²)	0.13	0.22	0.24	0.10	0.06	0.07
Vmodel (m/dt)	0.23	0.14	0.12	0.31	0.51	0.44
Vprototip (m/dt)	1.26	0.75	0.67	1.72	2.80	2.39



Gambar 6.22. Profil muka air sepanjang pelimpah sampai dengan terjunan pada percobaan 3

d) Percobaan Debit Banjir

Percobaan debit banjir dilakukan untuk mengetahui aliran pada pelimpah, kolam golak dan saluran dihilir pada saat mengalir debit banjir. Paramater yang diamati pada percobaan ini adalah tinggi muka air, kecepatan aliran/arus

dan gerusan pada dasar. Percobaan dilakukan sebanyak 18 kali dengan debit yang berbeda-beda dengan cara mengatur tinggi bukaan pintu pada pelimpah hulu.

- **Percobaan 1 s/d 3**

Hasil pengukuran pada percobaan 1 sampai dengan 3 disajikan pada Tabel 6.13.

Tabel 6.13 Hasil pengukuran muka air pada percobaan 1 s/d 3

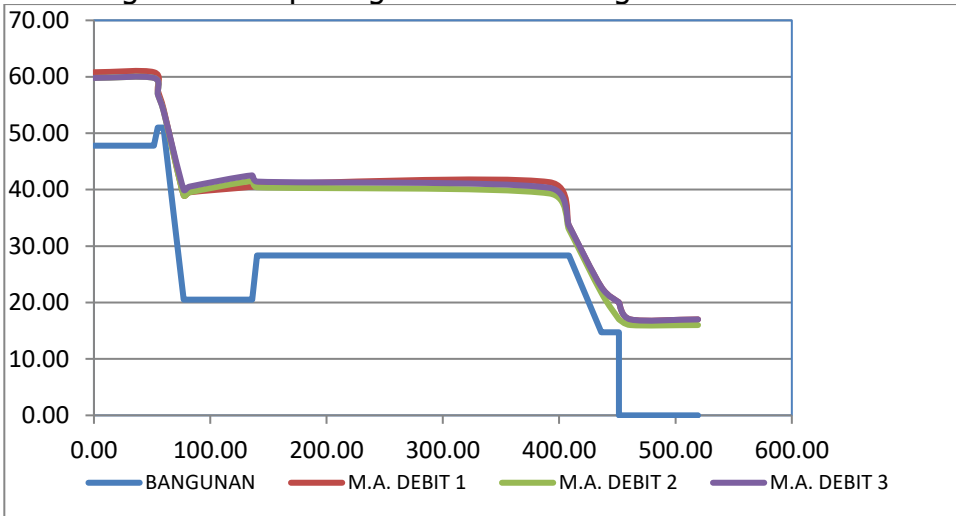
No	Kondisi Pintu		Tinggi air di titik (cm)							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
1	buka 5 cm	buka 5 cm	4	4	13	19	20	13	8	17
2	buka 5 cm	buka 5 cm	3	3	12	19	21	11	7	16
3	buka 5 cm	buka 5 cm	3.5	4	12	20	22	12	8	17
		A1			0.22	0.32	0.33	0.03	0.01	0.33
		A2			0.20	0.32	0.35	0.03	0.01	0.31
		A3			0.20	0.33	0.37	0.03	0.01	0.33
		V1			1.13	0.77	0.74	8.18	17.31	0.74
		V2			1.12	0.71	0.64	8.83	18.07	0.72
		V3			1.23	0.74	0.67	8.86	17.31	0.74
		V1 model			6.20	4.24	4.03	44.79	94.79	4.05
		V2 Model			6.13	3.87	3.50	48.36	98.97	3.93
		V3 Model		6.71	4.03	3.66	48.53	94.79	4.05	

Debit aliran pada model dan prototip dari percobaan 1 sampai dengan 3 dihitung dalam tabel 6.14.

Tabel 6.14 Perhitungan debit aliran model dan prototipe pada percobaan 1 sampai dengan 3

No	H ₁	P	H _d	H _d	H _{au}	H _{au}	Q _{au}	Q _{prototipe} (m ³ /dt)
	(cm)	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m ³ /dt)	
1	13.00	3.20	9.80	0.098	17.00	0.170	0.245	1208.04
2	12.00	3.20	8.80	0.088	16.00	0.160	0.224	1103.60
3	12.00	3.20	8.80	0.088	17.00	0.170	0.245	1208.04

Dari hasil pengukuran muka air aliran pada percobaan ini kemudian digambarkan sehingga membentuk profil muka air dari hulu pelimpah sampai dengan hilir terjunan pada model seperti digambarkan pada gambar dibawah gambar 6.23.



Gambar 6.23. Profil Muka air model pada percobaan 1 sampai dengan 3

- **Percobaan 4 s/d 6**

Hasil pengukuran pada percobaan 4 sampai dengan 6 disajikan pada Tabel 6.15.

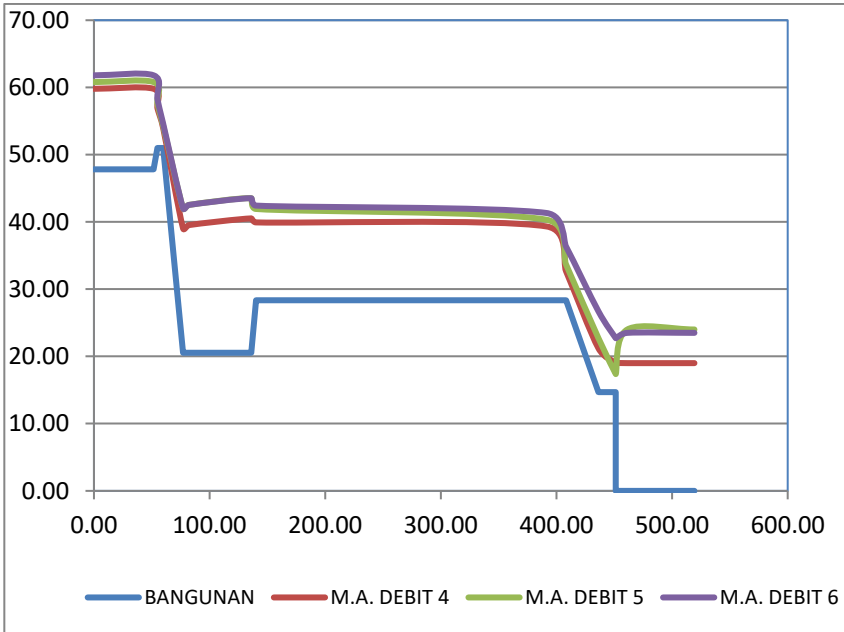
Tabel 6.15 Hasil pengukuran muka air pada percobaan 4 s/d 6

No	Kondisi Pintu		Tinggi air di titik							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
4	buka 10.5 cm	buka 10.5 cm	4	5	12	19	20	11	6.5	19
5	buka 10.5 cm	buka 10.5 cm	6	7	13	22	23	12	8	24
6	buka 10.5 cm	buka 10.5 cm	7	7.5	14	22	23	13	12	23.5
		A1			0.20	0.32	0.33	0.03	0.01	0.37
		A2			0.22	0.37	0.38	0.03	0.01	0.47
		A3			0.23	0.37	0.38	0.03	0.02	0.46
		V1			1.45	0.91	0.87	11.41	25.15	0.78
		V2			1.89	1.12	1.07	14.83	28.96	0.88
		V3			1.70	1.08	1.04	13.26	18.71	0.87
		V1 model			7.92	5.00	4.75	62.50	137.73	4.28
		V2 Model			10.37	6.13	5.86	81.22	158.65	4.80
		V3 Model			9.33	5.94	5.68	72.65	102.49	4.75

Debit aliran pada model dan prototip dari percobaan 4 sampai dengan 6 dihitung dalam tabel 6.16.

Tabel 6.16 Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 4 sampai dengan 6

No	H ₁	P	H _d	H _d	H _{au}	H _{au}	Q _{au}	Q _{prototipe} (m ³ /dt)
	(cm)	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m ³ /dt)	
4	12.00	3.20	8.80	0.088	19.00	0.190	0.289	1426.18
5	13.00	3.20	9.80	0.098	24.00	0.240	0.410	2021.78
6	14.00	3.20	10.80	0.108	23.50	0.235	0.397	1959.15



Gambar 6.24. Profil muka air model pada percobaan 4 sampai dengan 6

- **Percobaan 7 s/d 9**

Hasil pengukuran pada percobaan 7 sampai dengan 9 disajikan pada Tabel 6.17.

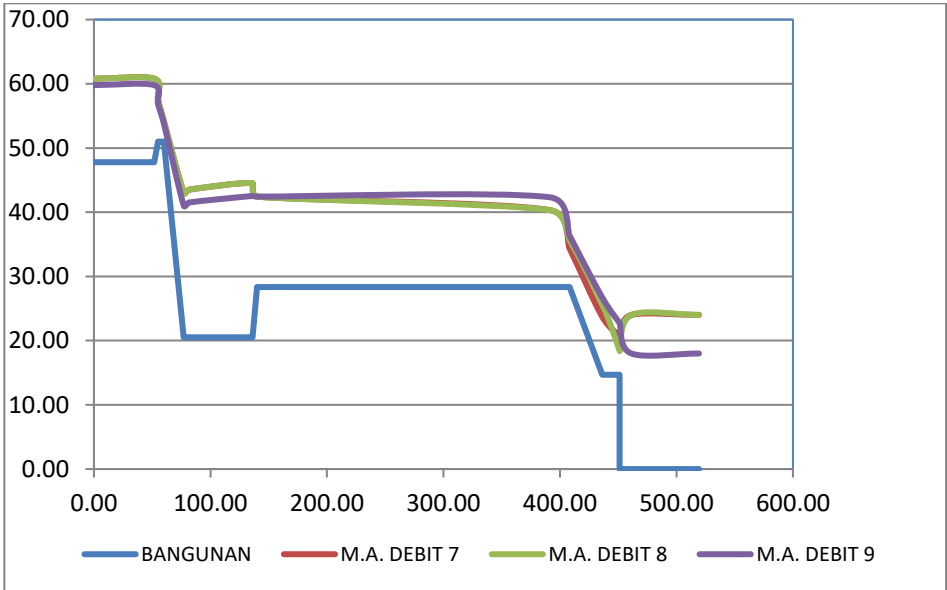
Tabel 6.17 Hasil pengukuran muka air pada percobaan 7 s/d 9

No	Kondisi Pintu		Tinggi air di titik							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
7	buka 15 cm	buka 15 cm	5	7	13	23	24	12	9	24
8	buka 15 cm	buka 15 cm	8	9	13	23	24	12	11	24
9	buka 15 cm	buka 15 cm	8	7	12	21	22	14	12	18
		V1			0.22	0.38	0.40	0.03	0.02	0.47
		A2			0.22	0.38	0.40	0.03	0.02	0.47
		A3			0.20	0.35	0.37	0.03	0.02	0.35
		V1			1.89	1.07	1.03	14.83	25.75	0.88
		V2			1.89	1.07	1.03	14.83	21.07	0.88
		V3			1.33	0.76	0.73	8.27	12.57	0.76
		V1 model			10.37	5.86	5.62	81.22	141.02	4.80
		V2 Model			10.37	5.86	5.62	81.22	115.38	4.80
		V3 Model			7.31	4.18	3.99	45.30	68.82	4.16

Debit aliran pada model dan prototip dari percobaan 7 sampai dengan 9 dihitung dalam tabel 6.18.

Tabel 6.18 Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 7 sampai dengan 9

No	H ₁	P	H _d	H _d	H _{au}	H _{au}	Q _{au}	Q _{prototipe} (m ³ /dt)
	(cm)	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m ³ /dt)	
7	13.00	3.20	9.80	0.098	24.00	0.240	0.410	2021.78
8	13.00	3.20	9.80	0.098	24.00	0.240	0.410	2021.78
9	12.00	3.20	8.80	0.088	18.00	0.180	0.267	1315.60



Gambar 6.25. Profil muka air model pada percobaan 7 sampai dengan 9

- **Percobaan 10 s/d 12**

Hasil pengukuran pada percobaan 10 sampai dengan 12 disajikan pada Tabel 6.19.

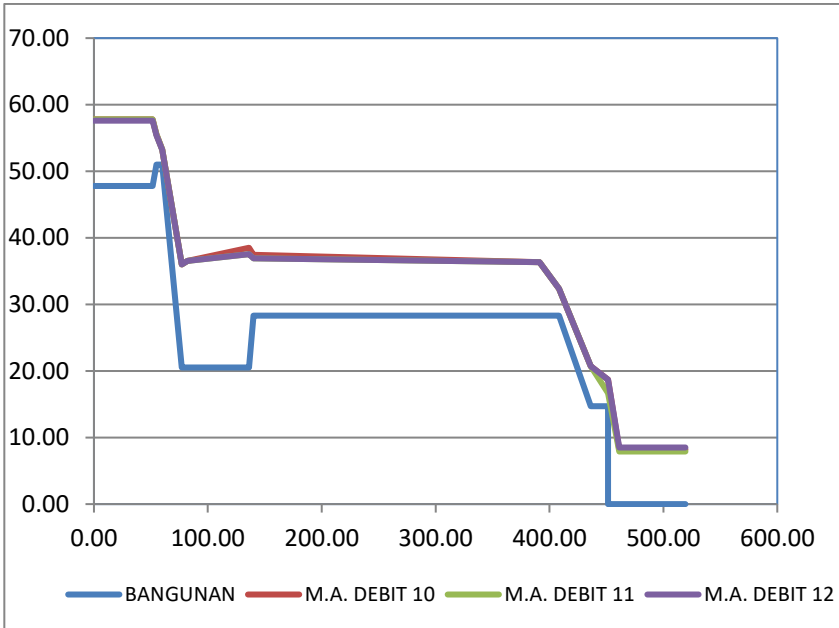
Tabel 6.19 Hasil pengukuran muka air pada percobaan 10 s/d 12

No	Kondisi Pintu		Tinggi air di titik							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
10	buka 5 cm	buka 5 cm	2.2	2.2	10	16	18	8	6	8.2
11	buka 5 cm	buka 5 cm	2	2.2	10	16	17	8	6	7.9
12	buka 5 cm	buka 5 cm	2.5	3.5	9.8	16	17	8	6	8.5
		A1			0.17	0.27	0.30	0.02	0.01	0.16
		A2			0.17	0.27	0.28	0.02	0.01	0.15
		A3			0.16	0.27	0.28	0.02	0.01	0.17
		V1			0.50	0.31	0.28	4.49	7.80	0.52
		V2			0.47	0.29	0.28	4.25	7.38	0.51
		V3			0.53	0.33	0.31	4.74	8.23	0.53
		V1 model			2.72	1.70	1.51	24.61	42.73	2.84
		V2 Model			2.58	1.61	1.52	23.28	40.43	2.79
		V3 Model		2.93	1.79	1.69	25.95	45.06	2.89	

Debit aliran pada model dan prototip dari percobaan 10 sampai dengan 12 dihitung dalam tabel 6.20.

Tabel 6.20 Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 10 sampai dengan 12

No	H ₁	P	H _d	H _d	H _{au}	H _{au}	Q _{au}	Q _{prototipe}
	(cm)	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)
1	10.00	3.20	6.80	0.068	8.20	0.082	0.083	408.37
2	10.00	3.20	6.80	0.068	7.90	0.079	0.078	386.43
3	9.80	3.20	6.60	0.066	8.50	0.085	0.087	430.71



Gambar 6.26. Profil Muka air model pada percobaan 10 sampai dengan 12

- **Percobaan 13 s/d 15**

Hasil pengukuran pada percobaan 13 sampai dengan 15 disajikan pada Tabel 6.21.

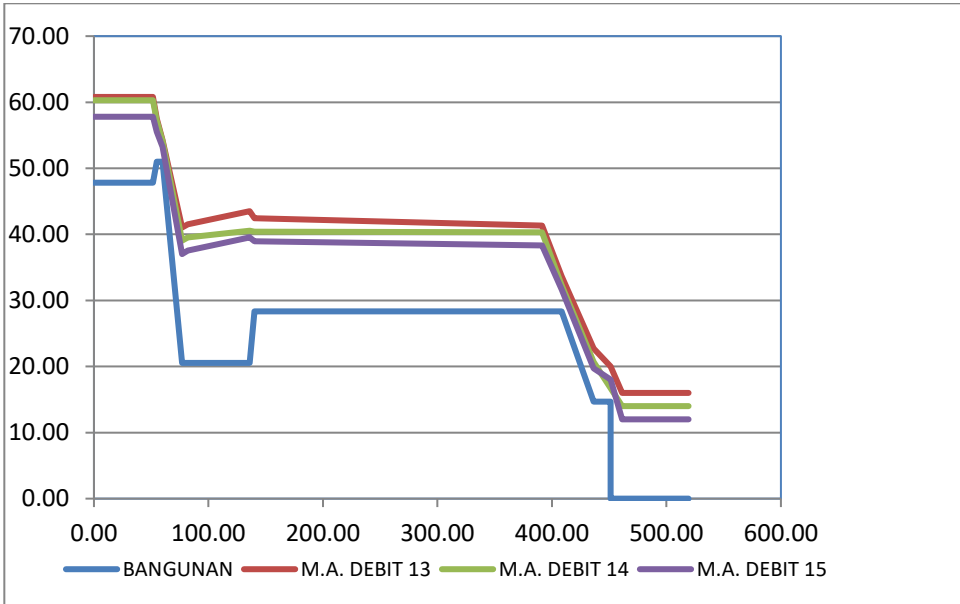
Tabel 6.21 Hasil pengukuran muka air pada percobaan 13 s/d 15

No	Kondisi Pintu		Tinggi air di titik							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
13	buka 10.5 cm	buka 10.5 cm	5	6	13	21	23	13	8	16
14	buka 10.5 cm	buka 10.5 cm	4	5	12.5	19	20	12	6	14
15	buka 10.5 cm	buka 10.5 cm	3	4	10	17	19	10	5	12
		A1			0.22	0.35	0.38	0.03	0.01	0.31
		A2			0.21	0.32	0.33	0.03	0.01	0.27
		A3			0.17	0.28	0.32	0.02	0.01	0.23
		V1			1.03	0.64	0.58	7.47	15.81	0.72
		V2			0.88	0.58	0.55	6.63	17.28	0.67
		V3			0.88	0.51	0.46	6.33	16.48	0.62
		V1 model			5.66	3.50	3.20	40.92	86.60	3.93
		V2 Model			4.82	3.17	3.01	36.33	94.62	3.68
		V3 Model			4.79	2.82	2.52	34.66	90.26	3.41

Debit aliran pada model dan prototip dari percobaan 13 sampai dengan 15 dihitung dalam tabel 6.22.

Tabel 6.22 Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 13 sampai dengan 15

No	H ₁	P	H _d	H _{au}	H _{au}	Q _{au}	Q _{prototipe} (m ³ /dt)
	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m ³ /dt)	
13	13.00	3.20	0.098	16.00	0.160	0.224	1103.60
14	12.50	3.20	0.093	14.00	0.140	0.183	904.41
15	10.00	3.20	0.068	12.00	0.120	0.146	718.92



Gambar 6.27. Profil muka air model pada percobaan 13 sampai dengan 15

- **Percobaan 16 s/d 18**

Hasil pengukuran pada percobaan 16 sampai dengan 18 disajikan pada Tabel 6.23.

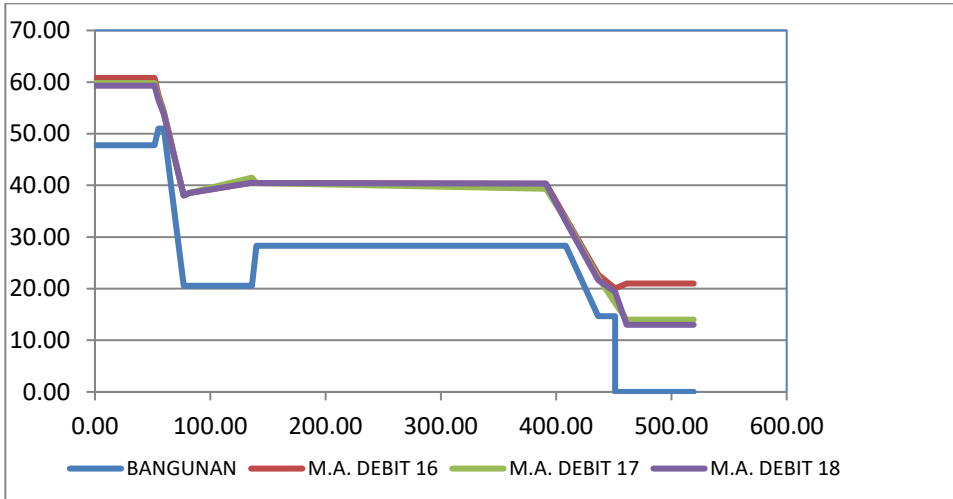
Tabel 6.23 Hasil pengukuran muka air pada percobaan 16 s/d 18

No	Kondisi Pintu		Tinggi air di titik							
	Kiri	Kanan	1	2	3	4	5	6	7	8
16	buka 15 cm	buka 15 cm	5	6	13	18	20	12	8	21
17	buka 15 cm	buka 15 cm	4	5	12	18	21	11	7.5	14
18	buka 15 cm	buka 15 cm	3	5	11.5	18	20	12	7	13
		29 A1			0.22	0.30	0.33	0.03	0.01	0.41
		A2			0.20	0.30	0.35	0.03	0.01	0.27
		A3			0.19	0.30	0.33	0.03	0.01	0.25
		V1			1.55	1.12	1.01	12.15	23.73	0.82
		V2			0.92	0.61	0.52	7.24	13.82	0.67
		V3			0.86	0.55	0.49	5.94	13.26	0.65
		V1 model			8.49	6.13	5.52	66.53	129.95	4.49
		V2 Model			5.02	3.35	2.87	39.63	75.70	3.68
		V3 Model			4.70	3.00	2.70	32.53	72.63	3.55

Debit aliran pada model dan prototip dari percobaan 16 sampai dengan 18 dihitung dalam tabel 6.24.

Tabel 6.24 Perhitungan debit aliran model dan prototip pada percobaan 16 sampai dengan 18

No	H ₁	P	H _d	H _{au}	H _{au}	Q _{au}	Q _{prototipe} (m ³ /dt)
	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m ³ /dt)	
16	13.00	3.20	0.098	21.00	0.210	0.336	1656.08
17	12.00	3.20	0.088	14.00	0.140	0.183	904.41
18	11.50	3.20	0.083	13.00	0.130	0.164	809.89



Gambar 6.28. Profil muka air model pada percobaan 17 sampai dengan 18

e) *Pengamatan arus pada kolam olak*

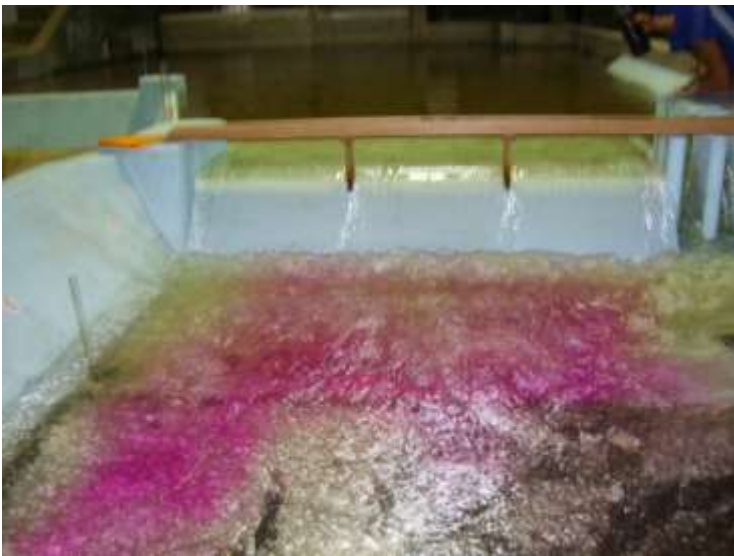
Hasi pengamatan pada pemodelan aliran pada dapat dilihat pada gambar 6.29.



Gambar 6.29. Aliran pada pelimpah dalam kondisi debit kecil



Gambar 6.30. Pusaran arus di hilir kolam olak



Gambar 6.31. Aliran di hilir



Gambar 6.32. Pusaran aliran pada kolam olak



Gambar 6.33. Aliran pada kolak olak



Gambar 6.34. Aliran pada terjunan

f) Gerusan Dasar

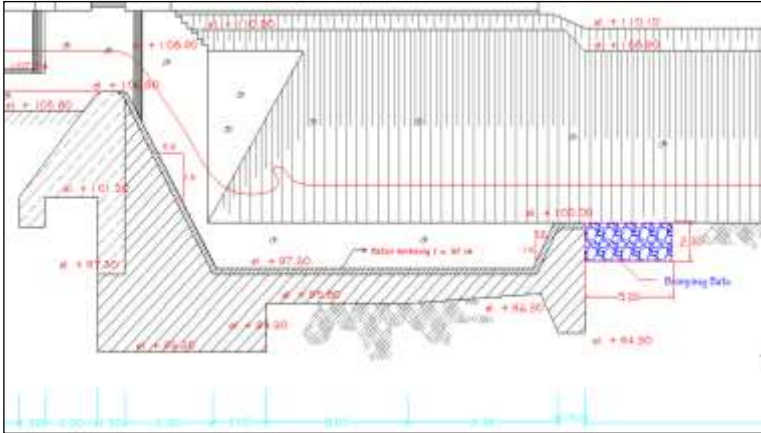
Pengamatan gerusan dasar dilakukan untuk mengetahui kemungkinan lokasi terjadinya gerusan karena pada model ini tidak dilakukan penyekalaan terhadap dasar sungai maupun sedimennya. Pada uji coba tersebut terjadi gerusan akibat aliran di hilir endsill dari kolam olak. Gerusan ini terjadi akibat air yang mengalir di sisi kanan pelimpah yang belum teredam sebagian besar energinya sehingga menggerus dasar dari sungai di belakang endsill. Selain itu juga terjadi gerusan di belakang endsill sisi kiri akibat pusaran arus dari sisi kanan yang memutar ke arah kiri. Selain menyebabkan terjadinya gerusan dasar akibat pusaran arus juga terjadi angkutan material dasar yang tergerus masuk ke dalam kolam olak. Gerusan yang terjadi pada aliran cukup dalam.



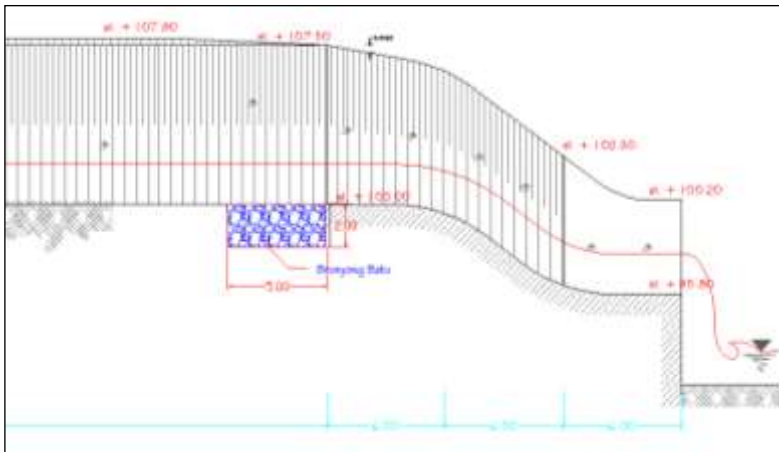
Gambar 6.35. Gerusan dasar akibat aliran dihilir

g) Perlindungan bangunan akibat Gerusan

Dari hasil analisa kecepatan aliran dan gerusan yang terjadi, maka untuk melindungi bangunan dari gerusan yang dapat menyebabkan terjadinya kerusakan maka perlu dilakukan perlindungan-perlindungan. Gerusan dasar sangat mungkin dan telah terjadi di belakang endsill, di hulu terjunan maupun di sekitar tebing kanan dan kiri sungai antara endsill dan terjunan. Bentuk perkuatan dapat berupa pasangan batu bronjong ataupun perkerasan lainnya. Berhubung sebagian dasar sungai terdiri dari batu padas, untuk merencanakan dan membuat perkuatan/perlindungan dasar yang lebih detail perlu dilakukan pengukuran penampang melintang diantara endsill dan terjunan. Bentuk dan lokasi perkuatan dapat dilihat pada gambar 6.36 sampai dengan 6.40.



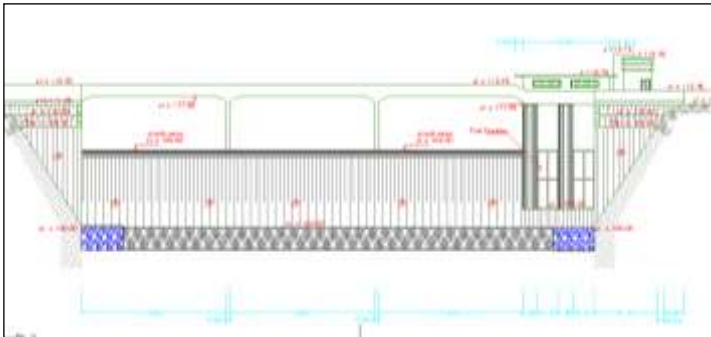
Gambar 6.36. Penambahan pasangan batu bronjong di belakang endsill



Gambar 6.37. Penambahan pasangan batu bronjong di hulu terjunan



Gambar 6.38. Lokasi gerusan lokal di hulu terjunan



Gambar 6.39. Perkuatan dasar tepi penampang sungai antara endsill dan terjunan



Gambar 6.40. Foto lokasi gerusan di sekitar tebing sungai



Gambar 6.41. Foto tebing sungai rawan longsor perlu perkuatan

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 1986. ***Standart Perencanaan irigasi KP – 01.***
Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta
- Anonim. 1986. ***Standart Perencanaan irigasi KP – 02.***
Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta
- Anonim 1986. ***Standart Perencanaan irigasi KP – 03.***
Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta
- Anonim. 1986. ***Standart Perencanaan irigasi KP – 04.***
Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta
- Anonim. 1986. ***Standart Perencanaan irigasi KP – 05.***
Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta
- Anonim. 1986. ***Petunjuk Perencanaan Irigasi Bagian Penunjang Untuk Stansard Perencanaan Irigasi.*** Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta
- Anonim. 1987. ***Buku Utama Diktad Khusus Perpipaan Departemen Pekerjaan Umum.*** Dirjen Cita Karya, Direktorat Air Bersih, Jakarta
- Chow, Ven Te. 1992. ***Hidrolika Saluran Terbuka.*** Erlangga, Jakarta
- Harto Br, Sri. 1993. ***Analisa Hidrologi.*** PT Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 1994. ***Mekanika Tanah II.*** Gramedia Pustaka Utama, Jakarta

http://pksm.mercubuana.ac.id/new/elearning/files_modul/1_1026-2-882911526635.doc

<http://www.pusair-pu.go.id/index.php/hasil-litbang/202-uji-model-hidrolik-fisik-dan-numerik>

Kodoatie, J. R. dan R. Syarief. 2005. ***Pengolahan Sumber Daya Air Terpadu***. Andi Offset, Yogyakarta.

Loebis, J. 1992. ***Banjir Rencana Untuk Bangunan Air***. Departemen Pekerjaan Umum. Chandy Buana Kharisma, Jakarta.

Mawardi, Erman dan Memed, Moch. 2006. ***Desain Hidraulik Bendung Tetap Untuk Irigasi Teknis***. Alfabeta, Bandung.

Motarcih, Lily. 2009. ***Hidrologi Teknik Terapan***. CV. Ansrori, Malang.

Soemarto C D. 1995. ***Hidrologi Teknik Edisi Ke-2***. Erlangga : Jakarta.

Soenarno. 1972. ***Perhitungan Bendung Tetap***. Dinas Pengairan Provinsi Jawa Timur, Surabaya.

Sudjarwadi. 1987. ***Teknik Sumber Daya Air***. UGM-Press, Yogyakarta.

Suhardjono. 1994. ***Kebutuhan Air Tanaman***. ITN Malang, Suripin. 2004. ***Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan***. Andi Offset, Yogyakarta.

Wanielista, M.P. 1990. ***Hydrology and Water Quality Control*** John Wiley & Sons. Florida-USA.

Hubungan suhu (t) dengan nilai ea (mbar), W , $(1-w)$ dan $f(t)$

suhu (t)	ea mbar	w elevasi 1-250 m	$(1-w)$	$f(t)$
24.0	29.845	0.735	0.265	15.400
24.2	30.213	0.737	0.263	15.445
24.4	30.581	0.739	0.261	15.491
24.6	30.950	0.741	0.259	15.536
24.8	31.319	0.743	0.257	15.581
25.0	31.688	0.745	0.255	15.627
25.2	32.073	0.747	0.253	15.672
25.4	32.458	0.749	0.251	15.717
25.6	32.844	0.751	0.249	15.763
25.8	33.230	0.753	0.247	15.808
26.0	33.617	0.755	0.245	15.853
26.2	34.024	0.757	0.243	15.898
26.4	34.431	0.759	0.241	15.944
26.6	34.839	0.761	0.239	15.989
26.8	35.247	0.763	0.237	16.034
27.0	35.666	0.765	0.235	16.079
27.2	36.085	0.767	0.233	16.124
27.4	36.515	0.769	0.231	16.170
27.6	36.945	0.771	0.229	16.215
27.8	37.376	0.773	0.227	16.260
28.0	37.807	0.775	0.225	16.305
28.2	38.259	0.777	0.223	16.350
28.4	38.711	0.779	0.221	16.395
28.6	39.163	0.781	0.219	16.440
28.8	39.616	0.783	0.217	16.485
29.0	40.070	0.785	0.215	16.530
29.2	40.544	0.787	0.213	16.575
29.4	41.019	0.789	0.211	16.620
29.6	41.494	0.791	0.209	16.666
29.8	41.969	0.793	0.207	16.711
30.0	42.445	0.795	0.205	16.755

Lampiran 2

Besaran nilai angot (Ra) dalam evaporasi ekuivalen (mm/hari) dalam hubungannya dengan letak lintang (untuk daerah Indonesia, antara 5 LU sampai 10 LS)

Bulan	Lintang Utara (LU)				Lintang Selatan (LS)				
	5	4	2	0	2	4	6	8	10
8 Januari	13.00	14.30	14.70	15.00	15.30	15.50	15.80	16.10	16.10
Pebruari	14.00	15.00	15.30	15.50	15.70	15.80	16.00	16.10	16.00
Maret	15.00	15.50	15.60	15.70	15.70	15.60	15.60	15.50	15.30
April	15.10	15.50	15.30	15.30	15.10	14.90	14.70	14.40	14.00
Mei	15.30	14.90	14.60	14.40	14.10	13.80	13.40	13.10	12.60
Juni	15.00	14.40	14.20	13.90	13.50	13.20	12.80	12.40	12.60
Juli	15.10	14.60	14.30	14.10	13.70	13.40	13.10	12.70	11.80
Agustus	15.30	15.10	14.90	14.80	14.50	14.30	14.00	13.70	12.20
September	15.10	15.30	15.30	15.30	15.20	15.10	15.00	14.90	13.30
Oktober	15.70	15.10	15.30	15.40	15.50	15.60	15.70	15.80	14.60
Nopember	14.80	14.50	14.80	15.10	15.30	15.50	15.80	16.00	15.60
Desember	14.60	14.10	14.40	14.80	15.10	15.40	15.70	16.00	16.00
Min	13.00	14.10	14.20	13.90	13.50	13.20	12.80	12.40	11.80
Maks	15.70	15.50	15.60	15.70	15.70	15.80	16.00	16.10	16.10
Rerata	14.83	14.86	14.89	14.94	14.89	14.84	14.80	14.73	14.18

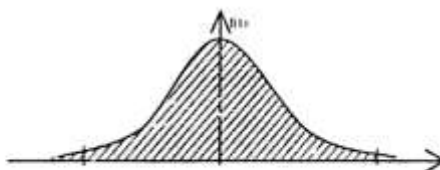
Lampiran 3

Besaran angka koreksi (c) bulanan untuk rumus Penman (berdasarkan perkiraan perbandingan kecepatan angin siang / malam di daerah Indonesia)

Bulan	angka koreksi (c)		
	Blaney-Criddle	Radiasi	Penman
38 Januari	0.80	0.80	1.10
Pebruari	0.80	0.80	1.10
Maret	0.75	0.75	1.00
April	0.75	0.75	1.00
Mei	0.70	0.70	0.95
Juni	0.70	0.70	0.95
Juli	0.75	0.75	1.00
Agustus	0.75	0.75	1.00
September	0.80	0.80	1.10
Oktober	0.80	0.80	1.10
Nopember	0.83	0.83	1.15
Desember	0.83	0.83	1.15
Min	0.70	0.70	0.95
Maks	0.83	0.83	1.15
Rerata	0.77	0.77	1.05

Lampiran 4a

Tabel Distribusi luas daerah di bawah kurva normal.



r	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0017	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0036	0.0034	0.0033	0.0032	0.0030	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0040	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0175	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0546	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0722	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2006	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3831	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641

Sumber : Suripin 2004

Lampiran 4b

Tabel Luas daerah di bawah kurva normal.

<i>z</i>	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7421	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8313	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8463	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9278	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9717	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9899	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9971	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

<i>z</i>	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.0000	0.0040	0.0080	0.0120	0.0160	0.0199	0.0239	0.0279	0.0319	0.0359
0.1	0.0398	0.0438	0.0478	0.0517	0.0557	0.0596	0.0636	0.0675	0.0714	0.0753
0.2	0.0793	0.0832	0.0871	0.0910	0.0948	0.0987	0.1026	0.1064	0.1103	0.1141
0.3	0.1179	0.1217	0.1255	0.1293	0.1331	0.1368	0.1406	0.1443	0.1480	0.1517
0.4	0.1554	0.1591	0.1628	0.1664	0.1700	0.1736	0.1772	0.1808	0.1844	0.1879
0.5	0.1915	0.1950	0.1985	0.2019	0.2054	0.2088	0.2123	0.2157	0.2190	0.2224
0.6	0.2257	0.2291	0.2324	0.2357	0.2389	0.2422	0.2454	0.2486	0.2517	0.2549
0.7	0.2580	0.2611	0.2642	0.2673	0.2704	0.2734	0.2764	0.2794	0.2823	0.2852
0.8	0.2881	0.2910	0.2939	0.2967	0.2995	0.3023	0.3051	0.3078	0.3106	0.3133
0.9	0.3159	0.3186	0.3212	0.3238	0.3264	0.3289	0.3315	0.3340	0.3365	0.3389

Sumber : Suripin 2004

Lampiran 4c

Tabel Luas daerah di bawah kurva normal.

1.0	0,3413	0,3438	0,3461	0,3485	0,3508	0,3531	0,3554	0,3577	0,3599	0,3621
1.1	0,3643	0,3665	0,3686	0,3708	0,3729	0,3749	0,3770	0,3790	0,3810	0,3830
1.2	0,3849	0,3869	0,3888	0,3907	0,3925	0,3944	0,3962	0,3980	0,3997	0,4015
1.3	0,4032	0,4049	0,4066	0,4082	0,4099	0,4115	0,4131	0,4147	0,4162	0,4177
1.4	0,4192	0,4207	0,4222	0,4236	0,4251	0,4265	0,4279	0,4292	0,4306	0,4319
1.5	0,4332	0,4345	0,4357	0,4370	0,4382	0,4394	0,4406	0,4418	0,4429	0,4441
1.6	0,4452	0,4463	0,4474	0,4484	0,4495	0,4505	0,4515	0,4525	0,4535	0,4545
1.7	0,4554	0,4564	0,4573	0,4582	0,4591	0,4599	0,4608	0,4616	0,4625	0,4633
1.8	0,4641	0,4649	0,4656	0,4664	0,4671	0,4678	0,4686	0,4693	0,4699	0,4706
1.9	0,4713	0,4717	0,4726	0,4732	0,4738	0,4744	0,4750	0,4756	0,4761	0,4767
2.0	0,4772	0,4778	0,4783	0,4788	0,4793	0,4798	0,4803	0,4808	0,4812	0,4817
2.1	0,4821	0,4826	0,4830	0,4834	0,4838	0,4842	0,4846	0,4850	0,4854	0,4857
2.2	0,4861	0,4864	0,4868	0,4871	0,4875	0,4878	0,4881	0,4884	0,4887	0,4890
2.3	0,4893	0,4896	0,4899	0,4901	0,4904	0,4906	0,4909	0,4911	0,4913	0,4916
2.4	0,4918	0,4920	0,4922	0,4925	0,4927	0,4929	0,4931	0,4932	0,4934	0,4936
2.5	0,4938	0,4940	0,4941	0,4943	0,4945	0,4946	0,4948	0,4949	0,4951	0,4952
2.6	0,4953	0,4955	0,4956	0,4957	0,4959	0,4960	0,4961	0,4962	0,4963	0,4964
2.7	0,4965	0,4966	0,4967	0,4968	0,4969	0,4970	0,4971	0,4972	0,4973	0,4974
2.8	0,4974	0,4975	0,4976	0,4977	0,4977	0,4978	0,4979	0,4979	0,4980	0,4981
2.9	0,4971	0,4982	0,4982	0,4983	0,4984	0,4984	0,4985	0,4985	0,4986	0,4986
3.0	0,4987	0,4987	0,4987	0,4988	0,4988	0,4989	0,4989	0,4989	0,4990	0,4990
3.1	0,4990	0,4991	0,4991	0,4991	0,4991	0,4992	0,4992	0,4992	0,4993	0,4993
3.2	0,4993	0,4993	0,4994	0,4994	0,4994	0,4994	0,4994	0,4995	0,4995	0,4995
3.3	0,4995	0,4995	0,4995	0,4996	0,4996	0,4996	0,4996	0,4996	0,4996	0,4997
3.4	0,4997	0,4997	0,4997	0,4997	0,4997	0,4997	0,4997	0,4997	0,4997	0,4998

Sumber : Suripin 2004

Lampiran 5

Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss

No.	Periode ulang T (tahun)	Peluang	K _r
1	1,001	0,999	-3,050
2	1,005	0,995	-2,580
3	1,010	0,990	-2,330
4	1,050	0,950	-1,640
5	1,110	0,900	-1,280
6	1,250	0,800	-0,840
7	1,330	0,750	-0,670
8	1,430	0,700	-0,520
9	1,670	0,600	-0,250
10	2,000	0,500	0,000
11	2,500	0,400	0,250
12	3,330	0,300	0,520
13	4,000	0,250	0,670
14	5,000	0,200	0,840
15	10,000	0,100	1,280
16	20,000	0,050	1,640
17	50,000	0,020	2,050
18	100,000	0,010	2,330
19	200,000	0,005	2,580
20	500,000	0,002	2,880
21	1000,000	0,001	3,090

Sumber : Suripin 2004

Lampiran 6

21

Tabel Nilai K untuk distribusi Log-Person III

Koef, G	interval kejadian (<i>Recurrence interval</i>), tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,250	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui (<i>Percent chance of being exceeded</i>)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3,000	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,800	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973
2,600	-0,769	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	2,889
2,400	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,200	-0,905	0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705
2,000	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,192	3,605
1,800	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,600	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388
1,400	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,200	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149
1,000	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022
0,800	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891
0,600	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755
0,400	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,231	2,615
0,200	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0,000	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,051	2,326
-0,200	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,400	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,600	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,800	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-1,000	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,280	1,366	1,492	1,588
-1,200	-2,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,400	-2,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318

-1,600	-2,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
96 interval kejadian (<i>Recurrence interval</i>), tahun (periode ulang)								
	1,0101	1,250	2	5	10	25	50	100
Koef, G	Persentase peluang terlampaui (<i>Percent chance of being exceeded</i>)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
-1,800	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-2,000	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990
-2,200	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,400	-3,800	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832
-2,600	-3,889	-0,490	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769
-2,800	-3,973	-0,469	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714
-3,000	-7,051	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667

Sumber : Suripin 2004

Lampiran 7

Tabel Reduced Mean, Yn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5110	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5520
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5532	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,8396	0,5403	0,5410	0,5418	0,5424	0,5436
40	0,5436	0,5442	0,5554	0,5453	0,5458	0,5463	0,5463	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5604	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

Sumber : Suripin 2004

Lampiran 8

Tabel Reduced Standard Deviation, Sn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0846	1,0945	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1628	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,8810	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2056	1,2069	1,2073	1,2077	1,2081	1,2084	1,1087	1,2209	1,2093	1,2096

Sumber : Suripin 2004

Lampiran 9

Tabel Reduced Variate, Y_{Tr} sebagai fungsi periode ulang

periode ulang, T_r (tahun)	Reduced Variate, Y_{Tr}	periode ulang, T_r (tahun)	Reduced Variate, Y_{Tr}
2	0,3668	100	4,6012
5	1,5004	200	5,2969
10	2,5100	250	0,5206
20	2,9709	500	6,2149
25	3,1993	1000	6,9087
50	3,9028	5000	8,5188
75	4,3117	10000	9,2121

Sumber : Suripin 2004

Lampiran 10

Tabel Uji Smirnov Kolmogorof : Nilai Kritis (Δ_{cr}) Smirnov-Kolmogorof

Ukuran Sampel (n)	Level of Significance α (persen)				
	20	15	10	5	1
1	0,900	0,925	0,950	0,975	0,995
2	0,684	0,726	0,776	0,842	0,929
3	0,565	0,597	0,642	0,708	0,829
3	0,494	0,525	0,564	0,624	0,734
5	0,446	0,474	0,510	0,563	0,669
6	0,410	0,436	0,470	0,521	0,618
7	0,381	0,405	0,438	0,486	0,577
8	0,358	0,381	0,411	0,457	0,543
9	0,339	0,360	0,388	0,432	0,514
10	0,322	0,342	0,368	0,409	0,486
11	0,307	0,326	0,352	0,391	0,468
12	0,295	0,313	0,338	0,375	0,450
13	0,284	0,302	0,325	0,361	0,433
14	0,274	0,292	0,314	0,349	0,418
15	0,266	0,283	0,304	0,338	0,404
16	0,258	0,274	0,295	0,328	0,391
17	0,250	0,266	0,286	0,318	0,380
18	0,244	0,259	0,278	0,309	0,370
19	0,237	0,252	0,272	0,301	0,361
20	0,231	0,246	0,264	0,294	0,352
109 Rumus	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,14}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$
Asimotik	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}

Sumber : Lily motarcih, 2009 : 73

Lampiran 11a

Tabel Faktor Sifat Distribusi Log Person Tipe III untuk CS Positif

Skew Coef. (Cs)	1,0191	1,053	1,1111	1,2500	Percent Change														
	99	95	90	80	2			5		10		25		50		100		200	
					50	20	10	4	2	1	0,5								
3.0	-0,667	-0,665	-0,660	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,276	3,152	4,061	4,970								
2.9	-0,690	-0,688	-0,681	-0,651	-0,390	0,440	1,196	2,277	3,131	4,013	4,909								
2.8	-0,714	-0,711	-0,702	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847								
2.7	-0,740	-0,736	-0,724	-0,681	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,097	3,932	4,783								
2.6	-0,769	-0,762	-0,747	-0,695	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718								
2.5	-0,799	-0,790	-0,771	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652								
2.4	-0,832	-0,819	-0,795	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,029	3,800	4,584								
2.3	-0,867	-0,850	-0,819	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,246	2,997	3,753	4,515								
2.2	-0,905	-0,882	-0,844	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,454								
2.1	-0,946	-0,914	-0,869	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372								
2.0	-0,990	-0,949	-0,896	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298								
1.9	-1,037	-0,984	-0,920	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223								
1.8	-1,087	-1,020	-0,945	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147								
1.7	-1,140	-1,056	-0,970	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069								
1.6	-1,197	-1,093	-0,994	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990								
1.5	-1,256	-1,131	-1,018	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,745	3,330	3,910								
1.4	-1,318	-1,163	-1,041	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828								
1.3	-1,388	-1,206	-1,064	-0,838	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745								
1.2	-1,447	-1,243	-1,086	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661								
1.1	-1,518	-1,280	-1,107	-0,848	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575								
1.0	-1,588	-1,317	-1,128	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489								
0.9	-1,660	-1,353	-1,147	-0,854	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,967	3,401								
0.8	-1,733	-1,388	-1,166	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312								
0.7	-1,806	-1,423	-1,183	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223								
0.6	-1,880	-1,458	-1,200	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,123								
0.5	-1,965	-1,491	-1,216	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041								
0.4	-2,029	-1,524	-1,231	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949								
0.3	-2,104	-1,555	-1,245	-0,853	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856								
0.2	-2,175	-1,586	-1,258	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763								
0.1	-2,225	-1,616	-1,270	-0,846	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670								
0	-2,326	-1,645	-1,282	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,064	2,064	2,576								

Sumber : Lily motarcih, 2009 : 67

Lampiran 11b

Tabel Faktor Sifat Distribusi Log Person Tipe III untuk CS Negatif

Skew Coeff. (C _s)	1,0101	1,0526	1,1111	1,2*00	2	5	10	25	50	100	200
	99	95	90	80	Percent Change			4	2	1	0,5
					50	20	10				
0	-2,336	-1,645	-1,282	-0,824	0,000	0,842	1,282	1,750	2,054	2,326	2,576
-0.1	-2,400	-1,673	-1,292	-0,836	0,017	0,846	1,270	1,716	2,000	2,252	2,482
-0.2	-2,472	-1,700	-1,301	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388
-0.3	-2,544	-1,762	-1,309	-0,824	0,050	0,853	1,245	0,163	1,890	2,104	2,294
-0.4	-2,615	-1,750	-1,317	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201
-0.5	-2,686	-1,774	-1,323	-0,808	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108
-0.6	-2,755	-1,797	-1,328	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016
-0.7	-2,824	-1,819	-1,333	-0,790	0,116	0,857	1,183	1,488	1,633	1,800	1,936
-0.8	-2,891	-1,839	-1,336	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,484	1,608	1,733	1,837
-0.9	-2,957	-1,858	-1,339	-0,769	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749
-1.0	-3,022	-1,877	-1,340	-0,758	0,164	0,852	1,108	1,366	1,492	1,588	1,664
-1.1	-3,087	-1,894	-1,341	-0,745	0,180	0,848	1,107	1,324	1,435	1,518	1,581
-1.2	-3,149	-1,910	-1,340	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501
-1.3	-3,211	-1,925	-1,339	-0,719	0,210	0,838	1,064	1,240	1,324	1,383	1,424
-1.4	-3,271	-1,938	-1,337	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,196	1,270	1,316	1,351
-1.5	-3,330	-1,961	-1,333	-0,690	0,240	0,825	1,018	1,157	1,217	1,256	1,282
-1.6	-3,388	-1,962	-1,329	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,168	1,197	1,216
-1.7	-3,444	-1,972	-1,324	-0,660	0,268	0,808	0,970	1,075	1,116	1,140	1,155
-1.8	-3,499	-1,981	-1,318	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097
-1.9	-3,553	-1,989	-1,310	-0,627	0,294	0,788	0,920	0,996	1,023	1,037	1,044
-2.0	-3,605	-1,996	-1,302	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,969	0,980	0,990	0,995
-2.1	-3,656	-2,001	-1,294	-0,592	0,319	0,765	0,869	0,923	0,939	0,346	0,949
-2.2	-3,705	-2,006	-1,284	-0,574	0,330	0,732	0,849	0,888	0,900	0,905	0,907
-2.3	-3,753	-2,009	-1,274	-0,555	0,341	0,739	0,819	0,855	0,864	0,867	0,869
-2.4	-3,800	-2,011	-1,262	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832	0,833
-2.5	-3,845	-2,012	-1,250	-0,518	0,360	0,711	0,771	0,793	0,796	0,799	0,800
-2.6	-3,889	-2,013	-1,238	-0,499	0,368	0,696	0,747	0,764	0,767	0,769	0,769
-2.7	-3,932	-2,011	-1,224	-0,479	0,376	0,681	0,724	0,738	0,740	0,740	0,741
-2.8	-3,973	-2,010	-1,210	-0,460	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,734	0,714
-2.9	-4,012	-2,007	-1,195	-0,440	0,330	0,651	0,681	0,683	0,689	0,690	0,690
-3.0	-4,051	-2,003	-1,180	-0,420	0,390	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,657

Sumber : Lily motarcih, 2009 : 67

Lampiran 12

Tabel Chi Square : Nilai Kritis untu Distribusi Chi Square (X^2)

dk	α derajat kepercayaan							
	$t_{0,995}$	$t_{0,99}$	$t_{0,975}$	$t_{0,95}$	$t_{0,05}$	$t_{0,025}$	$t_{0,01}$	$t_{0,005}$
1	0.039	0.016	0.098	0.393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.1	0.201	0.506	0.103	5.991	0.738	9.21	10.597
3	0.717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.86
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.07	12.832	15.086	16.75
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.69	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.18	2.733	15.507	17.535	20.09	21.925
9	1.735	2.088	2.7	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.94	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.92	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.3
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.66	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.39	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.884	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.26	9.591	10.851	31.41	34.17	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.26	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.982	45.558

25	10.52	11.524	13.12	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
3 dk	α derajat kepercayaan							
	t_{0,995}	t_{0,99}	t_{0,975}	t_{0,95}	t_{0,05}	t_{0,025}	t_{0,01}	t_{0,005}
26	11.16	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.29
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	16.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

Sumber : Lily motarcih, 2009 : 77

Lampiran 13

Tabel Harga creep ratio (C) tergantung dari material yang dibawa oleh sungai

Material	C Lane	C Bligh
Pasir amat halus	8,5	18
Pasir halus	7,0	15
Pasir sedang	6,0	-
Pasir kasar	5,0	12
Kerikil halus	4,0	-
Kerikil sedang	3,5	-
Kerikil campur pasir	-	9
Kerikil kasar termasuk batu-batu kecil	3,0	-
Boulder dengan batu-batu kecil dan kerikil kasar	2,5	-
Boulder, batu-batu kecil dan kerikil	-	4 - 6
Lempung lunak	3,0	-
Lempung sedang	1,8	-
Lempung sedang'lempung keras	1,8	-
Lempung sangat keras atau padas	1,6	-

Sumber : Soenarno, 1972

Lampiran 14

Tabel Koefisien daya dukung tanah dari terzaghi

Φ^0	N_c	N_4	N_γ	N'_c	N'_4	N'_γ
0^0	5,71	1,00	0	3,81	1,00	0
5^0	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10^0	9,64	2,70	1,2	5,34	1,94	0
15^0	12,80	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20^0	17,70	7,43	4,6	7,90	3,88	2,0
25^0	25,10	12,70	9,2	9,86	5,60	3,3
30^0	37,20	22,50	20,0	12,70	8,32	5,4
35^0	57,80	41,40	44,0	16,80	12,80	9,6
40^0	95,60	81,20	114,0	23,20	20,50	19,1
45^0	172,00	173,00	320,0	34,10	35,10	27,0

Sumber : Soenarno, 1972

Lampiran 15

53

Tabel Harga-harga perkiraan untuk koefisien geser

Bahan/Material	Koefisien (f)
Pasangan batu pada pasangan batu	0,6 – 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,5
Pasir	0,4
Lempung	0,3

Sumber : Standart Perencanaan Irigasi KP 02

GLOSARIUM

aliran kritis, aliran dengan kecepatan kritis, di mana energi spesifiknya minimum atau bilangan Froude = 1

aliran setinggi tanggul, aliran setinggi tebing sungai, biasanya untuk keperluan penaksiran debit

aliran spiral, aliran pusaran berbentuk spiral karena lengkung pada konstruksi

aliran subkritis, aliran yang kecepatannya lebih kecil dari kecepatan kritis, atau $Fr < 1$

aliran superkritis, aliran dengan kecepatan lebih besar dari kecepatan kritis, atau bilangan Froude (Fr) > 1

aliran tenggelam, aliran melalui suatu ambang, di mana muka air udik di pengaruhi oleh muka air hilir

aliran turbulen, aliran tidak tetap di mana kecepatan aliran pada suatu titik tidak tetap

ambang lebar, ambang dengan lebar (panjang) lebih besar dari 1,75 x tinggi limpasan

ambang tajam, teraerasi ambang tajam dengan tekanan di bawah pelimpahan sebesar 1 atm, dengan menghubungkannya dengan udara luar

ambang ujung, ambang di ujung hilir kotam otak (end sill)

angka pori, perbandingan antara volume pori/rongga dengan volume butir padat

angka rembesan, perbandingan antara panjang jalur rembesan total dengan beda tinggi energi (lihat angka rembesan Lane) artifisial buatan manusia

AWLR, Automatic Water Level Recorder, alat duga muka air otomatis

bak tenggelam, bentuk bak (bucket), di mana pada muka air di ujung belakang konstruksi tidak terjadi loncatan air

bangunan boks bagi,¹⁰³ adalah bangunan yang terletak di saluran tersier yang berfungsi untuk membagi aliran air ke cabangnya.

bangunan pelengkap, bangunan yang melengkapi jaringan utama seperti : talang, bangunan silang, terjunan dll

bangunan pembilas, bangunan yang berfungsi untuk membiilas sedimen

bangunan pengaman, bangunan untuk mencegah kerusakan konstruksi, misal: bangunan pelimpah samping, pembuang silang dsb

bangunan pengambilan, bangunan untuk memasukkan air dari sungai/sumber air ke saluran irigasi

bangunan pengelak, bangunan untuk membelokkan arah aliran sungai, antara lain bendung

bangunan peredam, energi bangunan untuk mengurangi energi aliran, misal kolam olak

bangunan utama, bangunan pada atau di sekitar sungai yang dipergunakan untuk menangkap atau mengambil air dari sumbernya, seperti : bendung, tanggul penutup, pengambilan, kantong lumpur, serta bangunan-bangunan penting lainnya

bangunan terjun, adalah bangunan yang berfungsi menurunkan muka air dan tinggi energi yang dipusatkan disatu tempat.

banjir rencana, banjir maksimum dengan periode ulang tertentu (misal : 5, 10, 50, 100 tahun), yang diperhitungkan untuk perencanaan suatu konstruksi

9 **bendung**, adalah usaha untuk menaikkan tinggi permukaan air, mengarahkan air sungai dengan cara membendung sungai tanpa reservoir. Jumlah dan tinggi permukaan dipengaruhi oleh debit sungai musim hujan dan kemarau

bendung gerak, bendung yang dilengkapi dengan pintu-pintu gerak untuk mengatur ketinggian air

bendung saringan bawah, bendung dengan pengambilan pada dasar sungai, dilengkapi dengan beberapa tipe saringan contoh : bendung tyroller

9 **bendungan**, adalah usaha untuk menaikkan tinggi permukaan air, mengarahkan air sungai dengan cara membendung sungai mengumpulkannya dengan reservoir sebelum dialirkan ke saluran pembawa. Dengan demikian pada musim hujan air dapat disimpan dan dialirkan pada musim kemarau, selain untuk air pengairan digunakan juga untuk air minum dan energi.

bentang efektif, bentang yang diambil dalam perhitungan struktural jembatan

bilangan Froude, bilangan tak berdimensi yang menyatakan hubungan antara kecepatan gravitasi dan tinggi aliran. dengan rumus : $F < 1$: subkritis, $F = 1$: kritis, $F = v/\sqrt{gh}$, di mana, $F > 1$: superkritis

blok halang, blok (biasanya dari beton) yang dipasang pada talut belakang bendungatau pada dasar kolam olak, dengan

maksud memperbesar daya redam energi sehingga kolam olak bisa diperpendek

blok halang, blok-blok (biasanya beton) yang dipasang pada kolam olak, berfungsi sebagai peredam energi

blok muka, blok halang pada lereng hilir pelimpah untuk menutup aliran sungai pada saat pelaksanaan

bronjong, salah satu konstruksi pelindung tanggul sungai, kawat, dan batu

50

curah hujan efektif, bagian dari curah hujan yang efektif untuk suatu proses hidrologi yang bisa dimanfaatkan, misal: pemakaian air oleh tanaman, pengisian waduk dsb

daerah aliran sungai (DAS), daerah yang dibatasi bentuk topografi, di mana seluruh curah hujan di sebelah dalamnya mengalir ke satu sungai

126

daerah Irigasi, adalah kesatuan wilayah yang mendapat air dari satu jaringan irigasi yang bisa disingkat dengan DI.

64

dam parit, adalah suatu bangunan konservasi air berupa bendungan kecil pada parit-parit alamiah atau sungai-sungai kecil yang dapat menahan air atau meningkatkan tinggi muka air tanah untuk disalurkan sebagai air irigasi.

43

debit andalan, debit dari suatu sumber air (mis : sungai) yang diharapkan dapat disadap dengan resiko kegagalan tertentu, misal 1 kali dalam 5 tahun

debit puncak, debit yang terbesar pada suatu periode tertentu

debit rencana, debit untuk perencanaan bangunan atau saluran

debit rencana, debit untuk perencanaan suatu bangunan air

efisiensi irigasi perbandingan antara air yang dipakai dan air yang disadap, dinyatakan dalam %

efisiensi irigasi total, hasil perkalian efisiensi petak tersier, saluran sekunder dan saluran primer, dalam %

efisiensi pompa, perbandingan antara daya yang dihasilkan dan daya yang dipakai

erosi bawah tanah, aliran air melalui bawah dan samping konstruksi dengan membawa butiran (piping) erosi bawah tanah terbawanya butir tanah pondasi akibat gaya rembesan (piping)

evaporasi, penguapan

evapotranspirasi, kehilangan air total akibat penguapan dari muka tanah dan transpirasi tanaman

F.A.O. Food and Agriculture Organization organisasi pangan dunia di bawah naungan PBB

gabungan petani pemakai air (GP3A), adalah kelembagaan dari sejumlah P3A yang memanfaatkan fasilitas irigasi/reklamasi rawa yang bersepakat bekerjasama dalam pengelolaan suatu daerah pelayanan irigasi.

gorong-gorong, adalah bangunan fisik yang dibangun memotong jalan/galengan yang berfungsi untuk menyalurkan air
got miring, saluran dengan kemiringan tajam di mana terjadi aliran superkritis

hujan efektif, hujan yang betul-betul dapat dimanfaatkan oleh tanaman

infiltrasi,¹⁵ air yang jatuh ke permukaan tanah dan meresap ke dalam tanah

irigasi,⁹ adalah usaha penyediaan, pengaturan, dan pembuangan air irigasi untuk menunjang pertanian yang jenisnya meliputi irigasi permukaan, irigasi rawa, irigasi air bawah tanah, irigasi pompa, dan irigasi tambak.

jalur rembesan, jalur lintasan rembesan antara bagian udik dan hilir suatu konstruksi, melalui dasar atau samping konstruksi

jaringan irigasi,⁹⁹ adalah saluran, bangunan, dan bangunan pelengkap yang merupakan satu kesatuan yang diperlukan untuk penyediaan, pembagian, pemberian, penggunaan, dan pembuangan air irigasi.

jaringan irigasi desa (JIDES),⁹ adalah jaringan irigasi berskala kecil yang terdiri dari bangunan penangkap air (bendung, bangunan pengambilan), saluran dan bangunan pelengkap lainnya. JIDES dibangun dan dikelola oleh masyarakat desa atau pemerintah desa baik dengan atau tanpa bantuan pemerintah.

jaringan irigasi pemerintah,⁹ adalah jaringan irigasi yang dibangun dan dikelola oleh pemerintah atau jaringan irigasi yang dibangun oleh pemerintah tetapi pengelolaannya telah diserahkan pada masyarakat tani.

jaringan irigasi teknis, jaringan yang sudah memisahkan antara sistem irigasi. pembuang dan jaringan tersier

jaringan irigasi tersier/tingkat usaha tani (JITUT),⁹ adalah jaringan irigasi yang berfungsi sebagai prasarana pelayanan air irigasi dalam petak tersier yang terdiri dari saluran tersier, saluran kuarter dan saluran pembuang, boks tersier, boks kuarter serta bangunan pelengkap pada jaringan irigasi pemerintah. Sesuai dengan⁶⁴ Peraturan Pemerintah Nomor 20 Tahun 2006

tentang Irigasi, pembangunan dan pengelolaan JITUT menjadi wewenang dan tanggungjawab petani pemakai air.

jaringan pembuang, seluruh bangunan dan saluran pembuang

jaringan saluran sistim saluran, hubungan antara satu saluran dengan saluran lainnya

70

jaringan utama, adalah jaringan irigasi yang berada dalam satu sistem irigasi, mulai dari bangunan utama (bendung/bendungan) saluran induk/primer, saluran sekunder dan bangunan sadap serta bangunan pelengkap.

kantong lumpur, bangunan untuk mengendapkan dan menampung lumpur yang pada waktu tertentu dibilas

kavitasi, terjadinya tekanan lebih kecil dari 1 atm, yang mengakibatkan gelembung-gelembung udara pada permukaan badan bendung, menimbulkan lubang-lubang karena terlepasnya butiran-butiran agregat dari permukaan konstruksi

kebutuhan pengambilan, kebutuhan air pada tingkat sumbernya

kebutuhan pengambilan, keperluan air pada bangunan sadap

kedalaman air hilir, kedalaman air sebelah hilir konstruksi, di mana terjadi kecepatan aliran subkritis

kedalaman konjugasi, hubungan antara tinggi kedalaman sebelum dan sesudah loncatan air

kemiringan maksimum, kemiringan saluran maksimum di mana tidak terjadi penggerusan

kemiringan minimum, kemiringan saluran minimum di mana tidak terjadi pengendapan

kemiringan talut, kemiringan dinding saluran

kerapatan satuan, berat per volume dibagi gravitasi

koefisien kekasaran, koefisien yang menyatakan pengaruh kekasaran dasar dan tebing saluran/sungai terhadap kecepatan aliran

koefisien kontraksi, koefisien pengurangan luas penampang aliran akibat penyempitan

koefisien pengaliran, koefisien perbandingan antara volume debit dan curah hujan

kolam loncat air, kolam peredam energi akibat loncatan air

kolam olak, tipe bak tenggelam ujung dari bak selalu berada di bawah muka air hilir konfigurasi gambaran bentuk permukaan tanah

kondensasi, proses perubahan wujud uap air menjadi titik-titik air sebagai hasil pendinginan

konsentrasi sedimen, kandungan sedimen per satuan volume air, dinyatakan dalam Ppm atau mg/liter

lebar efektif bendung, Lebar bersih pelimpahan: lebar kotor dikurangi pengaruh-pengaruh kontraksi akibat pilar dan pangkal bendung yang merupakan fungsi tinggi energi (H1)

lebar ekuivalen, lebar tekan ekuivalen beton

lengkung debit, grafik antara tinggi air dan debit

mercu, bagian atas dari pelimpah atau tanggul

neraca air, keseimbangan air, membandingkan air yang ada, air hilang dan air yang dimanfaatkan

ogee, salah satu tipe Mercu bendung yang permukaannya mengikuti persamaan tertentu, hasil percobaan USCE

partisipatif, adalah peran serta petani dan pemerintah atas prinsip kesetaraan dalam setiap tahapan kegiatan sejak tahap perencanaan, pengawasan, pelaksanaan, pemantauan dan evaluasi serta pemanfaatan hasil termasuk pembiayaan

70 **Pengelolaan Irigasi Partisipatif**: adalah penyelenggaraan pengelolaan irigasi yang berbasis peran serta petani dalam proses penyelenggaraan sejak pemikiran awal, pengambilan keputusan dan pelaksanaan kegiatan pada tahap perencanaan, rehabilitasi, pembangunan, peningkatan, operasi, pemeliharaan, pengamanan dan konservasi.

pedoman teknis, adalah acuan yang bersifat umum yang harus dijabarkan lebih lanjut dan dapat di sesuaikan dengan karakteristik dan kemampuan daerah setempat.

88 **pembilas bawah**, pembilas melalui tubuh bendung berupa gorong-gorong di bagian bawah pintu penguras

pembilas samping, pembilas samping, tidak terletak pada tubuh bendung dengan maksud tidak mengurangi lebar tubuh bendung (shunt undersluice)

64 **pemeliharaan jaringan irigasi**, adalah upaya menjaga dan mengamankan jaringan irigasi agar selalu dapat berfungsi dengan baik guna memperlancar pelaksanaan operasi dan mempertahankan kelestariannya.

pengembangan jaringan irigasi, adalah pembangunan jaringan irigasi baru dan atau peningkatan jaringan irigasi yang sudah ada.

penggerusan, berpindah atau terangkutnya, butiran pasir/kerikil akibat kecepatan aliran

penggunaan (air) konsumtif, air yang dibutuhkan oleh tanaman untuk proses evapotranspirasi atau evapotranspirasi dari tanaman acuan

pengoIahan lahan, pelumpuran sawah, tindakan menghaluskan struktur tanah untuk mereduksi porositas dan kelulusan dengan cara, misalnya pembajakan sawah

perencanaan hidrolis, perhitungan hidrolis untuk menetapkan dimensi bangunan

periode ulang, suatu periode di mana diharapkan terjadi hujan atau debit maksimum

perkolasi, gerakan air dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah

peta geologi, peta yang menggambarkan keadaan geologi, dinyatakan dengan simbol-simbol dan warna tertentu, disertai keterangan seperlunya

peta geologi, daerah peta geologi skala kecil (misal 1 : 100.000 atau lebih), menggambarkan secara umum keadaan geologi suatu wilayah, mengenai jenis batuan, endapan, umur, dan struktur yang ada.

peta geologi, detail peta yang dibuat berdasarkan hasil penyelidikan lapangan dan laboratorium detail, dibuat di atas peta topografi skala besar, misal 1 : 5000 atau lebih besar, untuk berbagai keperluan, misal peta geologi telenik detail

peta geologi teknik, peta geologi dengan tujuan pemanfaatan dalam bidang teknik, peta geologi tinjau dibuat berdasarkan hasil pengamatan lapangan selinw, tidak detail,

sedikit memberikan gambaran mengenai keadaan morfologi, jenis batuan, struktur, dan hubungan antara satuan batuan

peta ortofoto, peta situasi yang dibuat dari hasil perbesaran foto udara, dilengkapi dengan garis kontur dan titik ketinggian (semi control)

peta topografi peta yang menggambarkan kondisi topografi, letak dan ketinggian medan

petak kuarter, atau tersier yang digabungkan. Di sini pemberian air dilakukan tidak kontinyu

petak sekunder atau primer, sehubungan dengan penggeseran masa penanaman disini dilakukan pemberian air secara kontinyu

petak tersier ideal, petak tenier lengkap dengan jaringan irigasi, pembuang dan jalan, serta mempunyai ukuran optimal

petak tersier optimal, petak tersier yang biaya konstruksi dan E & P jaringannya minimal

125

pintu Air, adalah bangunan fisik yang dapat mengatur keluar masuk air sesuai dengan kebutuhan tanaman yang diusahakan.

pintu penguras, pintu yang berfungsi sebagai penguras sedimen, terutama dari depan pintu pengambilan

pintu radial, pintu berbentuk busur lingkaran

pola tanaman, urutan dan jenis tanaman pada suatu daerah

15

presipitasi, segala bentuk curahan atau hujan dari atmosfer ke bumi yang meliputi hujan air, hujan es, hujan salju

80

operasi jaringan irigasi, adalah upaya pengaturan air irigasi dan pembuangannya, termasuk kegiatan membuka menutup

pintu bangunan irigasi, menyusun rencana tata tanam, menyusun sistem golongan, menyusun rencana pembagian air, melaksanakan kalibrasi pintu/bangunan, mengumpulkan data, memantau dan mengevaluasi.

15

run off, air yang mengalir di atas permukaan tanah melalui parit, sungai, hingga menuju ke laut.

saluran irigasi, saluran pembawa air untuk menambah air ke saluran lain/daerah lain saluran pembuang alamiah misal anak atau cabang sungai

sistem golongan teknis, sistem golongan yang direncanakan secara teknis pada

113

sistem irigasi, meliputi prasarana irigasi, air irigasi, manajemen irigasi, kelembagaan pengelolaan irigasi, dan sumber daya manusia.

sistem rotasi, sistem pemberian air secara giliran pada beberapa

talang, adalah bangunan air yang melintas diatas saluran/sungai atau jalan untuk mengalirkan air irigasi ke seberangnya.

talang sipon, sipon melintasi alur sungai di mana dasar sipon terletak di atas muka air banjir

tekanan subatmosfer, tekanan lebih kecil dari 1 atm tekanan tanah aktif tekanan tanah yang mendorong dinding ke arah menjauhi tanah

tinggi energi, tinggi air ditambah tinggi tekanan dan tinggi kecepatan

tinggi jagaan minimum, tinggi jagaan yang ditetapkan minimum berdasarkan besaran debit saluran

tinggi muka air yang diperlukan, tinggi muka air rencana untuk dapat mengairi daerah irigasi sebelah hilirnya

tinggi tekanan, tekanan dibagi berat jenis

transplantasi, penanaman pemindahan bibit dari persemaian ke sawah

transposisi data, pemakaian data dari satu daerah aliran sungai di daerah aliran sungai lainnya yang ditinjau yang diperkirakan sama kondisinya

turbulensi, pergolakan air untuk mereduksi energi (pada kolam olak)

U.S.B.R., United States Bureau of Reclamation

ulu-ulu, petugas pengairan desa yang bertanggung jawab atas pembagian air pada satu satu petak tersier

vegetasi, tumbuh-tumbuhan/tanaman penutup

42

waktu konsentrasi, adalah waktu yang diperlukan oleh satu titik hujan dari tempat terjauh dalam suatu daerah aliran sungai mengalir ke tempat yang ditetapkan, misal lokasi bendung



Dr. Nanang Saiful Rizal, ST., MT., lahir di Lumajang 5 April 1978. Pendidikan SD Curah Petung 01, SMPN 3 dan SMAN 2 ditempuh di Kota Kelahiran dan pada tahun 1995 melanjutkan studi S1 di Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang, yang diselesaikan pada tahun 1999. Pada tahun 2004 melanjutkan studi S2 dengan Beasiswa Dirjen DIKTI Kemendikbud RI di Program Studi Teknik Sipil Pascasarjana Universitas Brawijaya Malang, yang diselesaikan pada tahun 2006. Sejak tahun 2001 diterima sebagai staff pengajar di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Jember. Jabatan yang pernah diemban diantaranya sebagai Kepala Laboratorium Teknik Sipil, Ketua Prodi Teknik Sipil dan Sekretaris Lembaga Penelitian dan Pengabdian Masyarakat (LPPM) Universitas Muhammadiyah Jember. Pada tahun 2020 berhasil menyelesaikan program Doktor di Program Studi Teknik Sipil Pascasarjana Universitas Brawijaya Malang.

Disamping mengajar di Prodi S-1 Teknik Sipil, saat ini menjabat Dekan Fakultas Teknik Unmuh Jember juga aktif dalam kegiatan penelitian dan pengabdian kepada masyarakat serta membimbing mahasiswa dalam program kreativitas mahasiswa (PKM) dan Pekan Ilmiah Nasional (PIMNAS). Beberapa kegiatan penelitian yang telah dilakukan adalah Penelitian Dosen Pemula, Penelitian Hibah Bersaing, Penelitian Strategis Nasional dan Penelitian MP3EI. Dalam kegiatan pengabdian diantaranya dalam program Ipteks bagi Masyarakat (IbM), Ipteks bagi Inovasi dan Kreatifitas Kampus (IbIKK), Program Hi Link, KKN Pembelajaran Pemberdayaan Masyarakat (PPM) dan Iptekda LIPI.

Selain itu juga terlibat dalam kegiatan profesi diantaranya: IATPI, HATHI, ASTTI dan asosiasi profesi lainnya. Beberapa pengalaman profesional diantaranya sebagai Engineer di Konsultan Asing NIPPON KOEI CO., LTD dan Kontraktor PT. Brantas Abipraya (Persero) Jakarta.

● **19% Overall Similarity**

Top sources found in the following databases:

- 8% Internet database
- Crossref database
- 19% Submitted Works database
- 2% Publications database
- Crossref Posted Content database

TOP SOURCES

The sources with the highest number of matches within the submission. Overlapping sources will not be displayed.

1	eprints.undip.ac.id Internet	<1%
2	LL Dikti IX Turnitin Consortium on 2019-09-30 Submitted works	<1%
3	St. Ursula Academy High School on 2022-09-22 Submitted works	<1%
4	Universitas Bung Hatta on 2022-07-05 Submitted works	<1%
5	Sultan Agung Islamic University on 2019-08-29 Submitted works	<1%
6	repo.bunghatta.ac.id Internet	<1%
7	University of Malaya on 2020-02-20 Submitted works	<1%
8	Sultan Agung Islamic University on 2021-08-04 Submitted works	<1%

9	researchgate.net Internet	<1%
10	Politeknik Negeri Bandung on 2017-08-14 Submitted works	<1%
11	Sultan Agung Islamic University on 2020-03-13 Submitted works	<1%
12	Politeknik Negeri Bandung on 2018-08-10 Submitted works	<1%
13	Universitas Bung Hatta on 2022-02-11 Submitted works	<1%
14	Universitas Bung Hatta on 2022-02-15 Submitted works	<1%
15	Universitas Pendidikan Indonesia on 2021-04-05 Submitted works	<1%
16	Sultan Agung Islamic University on 2020-03-09 Submitted works	<1%
17	Unika Soegijapranata on 2015-08-11 Submitted works	<1%
18	Sriwijaya University on 2021-01-17 Submitted works	<1%
19	Universitas Bung Hatta on 2022-01-28 Submitted works	<1%
20	Universitas Diponegoro on 2016-12-27 Submitted works	<1%

21	core.ac.uk Internet	<1%
22	Universitas Bung Hatta on 2022-07-28 Submitted works	<1%
23	Universitas Pelita Harapan on 2020-12-07 Submitted works	<1%
24	Universitas Siliwangi on 2018-05-04 Submitted works	<1%
25	Sultan Agung Islamic University on 2021-08-04 Submitted works	<1%
26	Sultan Agung Islamic University on 2021-07-30 Submitted works	<1%
27	Universitas Andalas on 2019-01-10 Submitted works	<1%
28	Universitas Bung Hatta on 2022-02-15 Submitted works	<1%
29	Fakultas Ekonomi Universitas Indonesia on 2015-07-03 Submitted works	<1%
30	Universitas Bung Hatta on 2022-02-18 Submitted works	<1%
31	digilib.unila.ac.id Internet	<1%
32	Sriwijaya University on 2020-01-29 Submitted works	<1%

33	Universitas Bung Hatta on 2022-02-11	<1%
	Submitted works	
34	Universitas Islam Indonesia on 2018-01-04	<1%
	Submitted works	
35	Sultan Agung Islamic University on 2022-08-18	<1%
	Submitted works	
36	digilibadmin.unismuh.ac.id	<1%
	Internet	
37	Pusan National University Library on 2021-12-13	<1%
	Submitted works	
38	Sultan Agung Islamic University on 2021-12-07	<1%
	Submitted works	
39	Hoa Sen University on 2020-05-15	<1%
	Submitted works	
40	Universitas Negeri Surabaya The State University of Surabaya on 2020-...	<1%
	Submitted works	
41	Politeknik Negeri Bandung on 2017-08-15	<1%
	Submitted works	
42	repository.its.ac.id	<1%
	Internet	
43	Universitas Andalas on 2019-04-24	<1%
	Submitted works	
44	Universitas Pancasila on 2022-07-13	<1%
	Submitted works	

45	Universitas Jember on 2021-12-30	<1%
	Submitted works	
46	W. Andita, S. Lipu. "Analisis Ketersediaan Air DAS Sausu Untuk Kebutu..."	<1%
	Crossref	
47	Hoa Sen University on 2020-05-15	<1%
	Submitted works	
48	Syiah Kuala University on 2020-12-30	<1%
	Submitted works	
49	Politeknik Negeri Bandung on 2017-07-28	<1%
	Submitted works	
50	pdfslide.net	<1%
	Internet	
51	Politeknik Negeri Bandung on 2018-08-10	<1%
	Submitted works	
52	Sastruyati Chao Test Account on 2020-09-28	<1%
	Submitted works	
53	Universitas Bung Hatta on 2022-02-07	<1%
	Submitted works	
54	Noor Salim. "Studi Ketercukupan Kapasitas Saluran Jalan Pada Jalan ..."	<1%
	Crossref	
55	Sriwijaya University on 2021-01-14	<1%
	Submitted works	
56	Universitas Bung Hatta on 2022-08-02	<1%
	Submitted works	

57	Universitas Pelita Harapan on 2020-12-07 Submitted works	<1%
58	Universitas Islam Indonesia on 2018-08-01 Submitted works	<1%
59	Universitas Brawijaya on 2021-02-22 Submitted works	<1%
60	Universitas Islam Indonesia on 2019-12-05 Submitted works	<1%
61	Bellevue Public School on 2021-06-29 Submitted works	<1%
62	Universitas Bung Hatta on 2022-02-11 Submitted works	<1%
63	Universitas Negeri Jakarta on 2021-02-15 Submitted works	<1%
64	Universitas Andalas on 2018-12-27 Submitted works	<1%
65	Universitas Bung Hatta on 2022-02-16 Submitted works	<1%
66	Universitas Bung Hatta on 2022-07-18 Submitted works	<1%
67	Universitas Wijaya Kusuma Surabaya on 2022-05-09 Submitted works	<1%
68	Universitas Bung Hatta on 2022-08-04 Submitted works	<1%

69	Universitas Bung Hatta on 2022-07-21 Submitted works	<1%
70	Universitas Jenderal Soedirman on 2021-11-15 Submitted works	<1%
71	Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya on 2018-07-13 Submitted works	<1%
72	Universitas Bung Hatta on 2022-07-22 Submitted works	<1%
73	Sriwijaya University on 2019-08-05 Submitted works	<1%
74	University of Malaya on 2020-02-11 Submitted works	<1%
75	Sultan Agung Islamic University on 2022-08-16 Submitted works	<1%
76	Sriwijaya University on 2019-08-05 Submitted works	<1%
77	Universitas Islam Malang on 2018-02-20 Submitted works	<1%
78	Program Pascasarjana Universitas Negeri Yogyakarta on 2021-09-21 Submitted works	<1%
79	University of Malaya on 2020-07-01 Submitted works	<1%
80	Sultan Agung Islamic University on 2017-09-22 Submitted works	<1%

81	Politeknik Negeri Bandung on 2017-07-28	<1%
	Submitted works	
82	Universitas Islam Indonesia on 2018-01-03	<1%
	Submitted works	
83	Universitas Bung Hatta on 2022-02-11	<1%
	Submitted works	
84	Universitas Bung Hatta on 2022-02-13	<1%
	Submitted works	
85	Universitas Pelita Harapan on 2020-12-06	<1%
	Submitted works	
86	Universitas Bung Hatta on 2022-02-11	<1%
	Submitted works	
87	Della Andandaningrum, Endro Prasetyo Wahono, Dyah Indriana Kusum...	<1%
	Crossref	
88	Universitas Islam Indonesia on 2018-11-22	<1%
	Submitted works	
89	Sultan Agung Islamic University on 2020-02-07	<1%
	Submitted works	
90	Teddy Takaendengan, Ahmad Yani Abbas. "Analisis Daya Serap Tanah ...	<1%
	Crossref	
91	Universitas Bung Hatta on 2021-08-06	<1%
	Submitted works	
92	Universitas Islam Indonesia on 2021-08-31	<1%
	Submitted works	

93	North South University on 2021-10-05 Submitted works	<1%
94	Universitas Islam Indonesia on 2018-11-15 Submitted works	<1%
95	LL Dikti IX Turnitin Consortium on 2019-10-07 Submitted works	<1%
96	Universitas Andalas on 2018-07-17 Submitted works	<1%
97	Sultan Agung Islamic University on 2019-09-26 Submitted works	<1%
98	Universitas Islam Indonesia on 2018-11-15 Submitted works	<1%
99	LL DIKTI IX Turnitin Consortium Part IV on 2021-07-15 Submitted works	<1%
100	Universitas PGRI Semarang on 2018-03-21 Submitted works	<1%
101	University of Malaya on 2020-02-28 Submitted works	<1%
102	Universitas Bung Hatta on 2022-07-15 Submitted works	<1%
103	Universitas Pelita Harapan on 2020-12-07 Submitted works	<1%
104	Universitas International Batam on 2019-09-13 Submitted works	<1%

105	Universitas Islam Indonesia on 2019-12-05	<1%
	Submitted works	
106	Universitas Andalas on 2019-05-03	<1%
	Submitted works	
107	Universitas Islam Indonesia on 2018-07-27	<1%
	Submitted works	
108	Syiah Kuala University on 2018-08-20	<1%
	Submitted works	
109	Sriwijaya University on 2020-07-14	<1%
	Submitted works	
110	Universitas Bung Hatta on 2022-01-28	<1%
	Submitted works	
111	Universitas Mercu Buana on 2017-04-12	<1%
	Submitted works	
112	Universitas Sam Ratulangi on 2021-01-19	<1%
	Submitted works	
113	Arieyanti Dwi Astuti, Jatmiko Wahyudi, Herna Octivia Damayanti. "Kiner...	<1%
	Crossref	
114	Sultan Agung Islamic University on 2019-09-13	<1%
	Submitted works	
115	Universitas Islam Indonesia on 2018-08-30	<1%
	Submitted works	
116	Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Gadjah Mada on 2021-08-27	<1%
	Submitted works	

- 117

Septi Kurnia Hayati Romah, Besperi Besperi, Gusta Gunawan. "REDESA...

Crossref

<1%
- 118

Sultan Agung Islamic University on 2019-08-21

Submitted works

<1%
- 119

Badan PPSDM Kesehatan Kementerian Kesehatan on 2022-01-12

Submitted works

<1%
- 120

Dhody Darmady. "Peningkatan jaringan irigasi Cibaliung, Kabupaten Pa...

Crossref

<1%
- 121

Myongji University Graduate School on 2019-12-09

Submitted works

<1%
- 122

Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya on 2018-04-30

Submitted works

<1%
- 123

Fitriansyah Fitriansyah, Elva Shanty Widuri, Eriza Islakul Ulmi. "Analisa ...

Crossref

<1%
- 124

Higher Education Commission Pakistan on 2019-08-21

Submitted works

<1%
- 125

Irfan Ardiansah, Nurpilihan Bafdal, Sandi Asmara. "PENGEMBANGAN P...

Crossref

<1%
- 126

Made Novia Indriani, I Nyoman Suta Widnyana. "EVALUASI JARINGAN ...

Crossref

<1%
- 127

Miftah Khairani, Rosliana Eso, La Ode Safiuddin. "Analisis Suseptibilita...

Crossref

<1%
- 128

Pusan National University Library on 2021-12-16

Submitted works

<1%

129	STT PLN on 2022-08-22	<1%
	Submitted works	
130	Sriwijaya University on 2020-04-08	<1%
	Submitted works	
131	Sriwijaya University on 2020-12-09	<1%
	Submitted works	
132	Sriwijaya University on 2021-11-04	<1%
	Submitted works	
133	Universitas Bung Hatta on 2022-07-15	<1%
	Submitted works	
134	ALI TOUMI. "Outils Mathématiques pour Economistes", Centre de publi...	<1%
	Publication	
135	Agus Qomaruddin Munir. "INVENTARISASI DATA IRIGASI MENGGUNA...	<1%
	Crossref	
136	Fakultas Ekonomi dan Bisnis Universitas Gadjah Mada on 2019-12-18	<1%
	Submitted works	
137	LL Dikti IX Turnitin Consortium on 2019-12-11	<1%
	Submitted works	
138	Myongji University Graduate School on 2019-10-29	<1%
	Submitted works	
139	Universitas Merdeka Malang on 2020-06-17	<1%
	Submitted works	
140	Universitas Pancasila on 2022-07-13	<1%
	Submitted works	

141	Muhammad Faiq Saputra, Dewangga Nikmatullah, Muhammad Ibnu. "P... Crossref	<1%
142	Politeknik Negeri Bandung on 2017-07-28 Submitted works	<1%
143	Politeknik Negeri Bandung on 2018-08-08 Submitted works	<1%
144	Politeknik Negeri Bandung on 2018-08-09 Submitted works	<1%
145	Politeknik Negeri Bandung on 2020-02-12 Submitted works	<1%
146	Rika Sri Amalia, Budi Santosa. "Perencanaan Kebutuhan Air Pada Areal... Crossref	<1%
147	Universitas Brawijaya on 2019-05-27 Submitted works	<1%
148	Universitas Bung Hatta on 2022-07-08 Submitted works	<1%
149	Universitas Bung Hatta on 2022-08-05 Submitted works	<1%