

## BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Analisa Hidrologi

Berdasarkan landasan teori yang terdapat pada bab 2, analisa hidrologi digunakan untuk mendapat nilai debit banjir rancangan dan untuk pemilihan kriteria kala ulang banjir yang tepat dalam studi ini memakai kala ulang 1000 tahun dengan kontrol PMF.

#### 4.1.1 Data Hujan

Data hujan yang dibutuhkan adalah data hujan harian yang diperoleh dari stasiun hujan yang terdapat pada di daerah lokasi Bendungan Bintang Bano yaitu stasiun Tepas. Data hujan harian yang tersedia pada stasiun Tepas tahun 1988 – 2007 (20 tahun).

Berdasarkan perhitungan, didapat curah hujan harian maksimum daerah sebagai berikut:

Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Tahunan

No	Tahun	Kejadian		Curah Hujan (mm/hari)
		Tanggal	Bulan	
1	1988	26	MAR	57
2	1989	30	JAN	126
3	1990	18	JAN	75
4	1991	11	FEB	61
5	1992	5	JUN	59
6	1993	27	DES	217
7	1994	10	DES	57.1
8	1995	10	APR	134.5
9	1996	19	APR	64.7
10	1997	16	JAN	101
11	1998	7	NOV	90
12	1999	28	DES	200
13	2000	4	DES	179
14	2001	2	APR	180
15	2002	16	DES	165.3
16	2003	6	JAN	149.5
17	2004	15	MAR	204.5
18	2005	28	MAR	137.2
19	2006	6	MAR	145.5
20	2007	8	APR	50.5
Jumlah				2453.8
Rerata				122.69
Maksimum				217
Minimum				50.5
Standart Deviasi				56.34

*Sumber: Perhitungan*

#### 4.1.2 Curah Hujan Rancangan

Dari curah hujan maksimum tahunan yang sudah didapat, selanjutnya curah hujan maksimum digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan. Dari perhitungan curah hujan maksimum didapat nilai koefisien asimetri ( $C_s$ ) = 0,17821 dan nilai koefisien kurtosis ( $C_k$ ) = -1,40432. Dua parameter statistik tersebut digunakan dalam menentukan distribusi frekuensi yang akan digunakan, dalam studi ini menggunakan metode Log Pearson Type III. Tahap perhitungan Log Pearson Type III dapat dilihat dalam lampiran 1.

Adapun contoh perhitungan curah hujan rancangan berdasarkan Log Pearson Type III adalah sebagai berikut:

1. Menjumlahkan data hujan harian maksimum tahunan sebanyak  $n$  tahun diubah dalam bentuk logaritma ( $\sum \log X = 40,795$ ),
2. Menghitung harga rerata logaritma dengan rumus berikut ini:

$$\log \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n} = \frac{40,795}{20} = 2,040$$

3. Menghitung harga standart deviasi dengan rumus berikut ini:

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \log \bar{x})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0,90696}{20 - 1}} = 0,218$$

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

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log x_i - \log \bar{x})^3}{(n - 1)(n - 2)S_d^3} = \frac{20 \times (-0,04129)}{(20 - 1)(20 - 2) \times 0,218^3} = -0,232$$

5. Setelah mendapatkan nilai  $C_s$ , maka sesuai dengan kala ulang ( $T_r$ ) yang direncanakan didapat nilai faktor frekuensi ( $K$ ) dan Probabilitas ( $P$ ) dengan menggunakan tabel koefisien skewness
6. Menghitung logaritma debit dengan waktu yang balik yang dikehendaki dengan rumus berikut ini:

$$\log X_T = \log \bar{X} + K \cdot S_d$$

$$\log X_T = 2,040 + (2,767 \times 0,218)$$

$$\log X_T = 2,6443$$

7. Menghitung antilog dari  $\log X_T$  untuk mendapatkan debit banjir dengan waktu balik yang dikehendaki

$$X_T = 10^{\log X} = 10^{\log 2,6443} = 440,85$$

Berikut ini hasil perhitungan hujan rancangan metode Log Pearson Type III

Tabel 4.2 Distribusi Curah Hujan Log Pearson Type III

No.	Tahun	$X_i$ (mm/hari)	Log $X_i$	$(\text{Log } X_i - \text{Log } X)^2$	$(\text{Log } X_i - \text{Log } X)^3$
1	1988	57	1.75587	0.08059	-0.02288
2	1989	126	2.10037	0.00367	0.00022
3	1990	75	1.87506	0.02712	-0.00447
4	1991	61	1.78533	0.06473	-0.01647
5	1992	59	1.77085	0.07231	-0.01944
6	1993	217	2.33646	0.08804	0.02612
7	1994	57.1	1.75664	0.08015	-0.02269
8	1995	134.5	2.12872	0.00792	0.00070
9	1996	64.7	1.81090	0.05237	-0.01199
10	1997	101	2.00432	0.00126	-0.00004
11	1998	90	1.95424	0.00731	-0.00063
12	1999	200	2.30103	0.06827	0.01784
13	2000	179	2.25285	0.04541	0.00968
14	2001	180	2.25527	0.04645	0.01001
15	2002	165.3	2.21827	0.03187	0.00569
16	2003	149.5	2.17464	0.01820	0.00245
17	2004	204.5	2.31069	0.07341	0.01989
18	2005	137.2	2.13735	0.00953	0.00093
19	2006	145.5	2.16286	0.01516	0.00187
20	2007	50.5	1.70329	0.11321	-0.03809
Jumlah		2453.8	40.795	0.90696	-0.04129
Rerata Log $X_i = \text{Log } X$			2.040		
Koefisien Asimetri Log (Cs)			-0.232		
Standard Deviasi Log (s Log X)			0.218		

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.3 Perhitungan Curah Hujan Log Pearson Type III

No.	Kala Ulang (T) (tahun)	P (%)	K	$S_{\log X}$	$K(S_{\log X})$	Log X rerata	Log $X_T$	$X_T$ (mm/hari)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	1.01	99	-2.495	0.218	-0.5451	2.040	1.4946	31.23
2	5	20	0.851	0.218	0.1859	2.040	2.2257	168.14
3	25	4	1.668	0.218	0.3644	2.040	2.4042	253.62
4	50	2	1.927	0.218	0.4210	2.040	2.4608	288.91
5	100	1	2.154	0.218	0.4706	2.040	2.5104	323.86
6	200	0.5	2.358	0.218	0.5152	2.040	2.5549	358.87
7	1000	0.1	2.767	0.218	0.6045	2.040	2.6443	440.85

Sumber: Perhitungan

#### 4.1.3 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Tujuan dari uji kesesuaian distribusi Frekuensi terhadap curah hujan maksimum adalah untuk mengetahui adanya penyimpangan data hujan. Dalam perhitungan ini digunakan 2 metode yaitu: metode Smirnov Kolmogorof dan metode Chi-Square.

#### 4.1.3.1 Uji Distribusi *Smirnov-Kolmogorov*

Adapun contoh perhitungan dengan menggunakan metode *Smirnov-Kolmogorov* adalah sebagai berikut:

1. Mengurutkan data X (hasil pehitungan curah hujan harian maksimum tahunan) dari kecil – besar atau sebaliknya,
2. Kemudian menghitung *probabilitas empiris* ( $P_e$ ) untuk data  $X = 50,5$  mm/hari dengan rumus *Weibull*:

$$P_e(x) = \frac{m}{n+1} = \frac{1}{20+1} = 0,0479$$

3. Selanjutnya menghitung faktor frekuensi ( $K$ ) untuk data  $X = 50,5$  mm/hari dengan rumus berikut ini:

$$K = \frac{\log X - \log \bar{X}}{S_d}$$

$$K = \frac{1,7033 - 2,0398}{0,2185} = -1,5400,$$

4. Berdasarkan nilai  $C_s = -0,232$  yang telah dihitung pada metode distribusi frekuensi dan nilai  $K = -1,5400$  yang telah dihitung sesuai rumus di atas, akan didapatkan nilai  $Pr = 88,1151$ ,
5. Menghitung probabilitas teoritis  $P_t(X)$  untuk data  $X = 50,5$  mm/hari dengan rumus berikut ini:

$$P_t(X) = 1 - \frac{Pr}{100} \times 100\%$$

$$P_t(X) = 1 - \frac{88,1151}{100} \times 100\% = 0,1188,$$

6. Kemudian menghitung simpangan ( $\Delta P$ ) untuk data  $X = 50,5$  mm/hari dengan cara mencari harga mutlak dari selisih antara probabilitas peluang empiris ( $P_e$ ) dengan peluang teoritis ( $P_t$ ), dengan rumus sebagai berikut:

$$\Delta P = |P_e(X) - P_t(X)|$$

$$\Delta P = |0,0476 - 0,1188| = 0,0712,$$

7. Dari nilai ( $\Delta P$ ) setiap data X kemudian dicari nilai maksimalnya yaitu  $\Delta P_{max} = 0,1124$ ,
8. Selanjutnya mencari nilai simpangan kritis ( $\Delta P_{cr}$ ) dari tabel 4.4 di bawah ini berdasarkan banyak data X dinyatakan dalam  $n = 20$  tahun dan derajat kepercayaan  $\alpha = 5\%$ ,
9. Yang terakhir adalah menentukan kelayakan atau kesesuaian distribusi diterima atau ditolak dengan membandingkan nilai ( $\Delta P_{max}$ ) dengan ( $\Delta P_{cr}$ ). Dengan kemungkinan sebagai berikut:

$\Delta P_{max} = 0,1124 < \Delta P_{cr} = 0,29$ , maka distribusinya diterima.

Untuk selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.4 dan 4.5

Tabel 4.4 Pehitungan Uji Distribusi Smirnov-Kolmogorov

Tahun	m	$P_e = 100\% m / (n+1)$	$X_i$ (mm/hari)	log Xi	log Xi - log Xrerata	K	Pr (%)	Pt	Pe - Pt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2007	1	0.0476	50.5	1.7033	-0.3365	-1.5400	88.1151	0.1188	0.0712	
1988	2	0.0952	57.0	1.7559	-0.2839	-1.2993	85.3719	0.1463	0.0510	
1994	3	0.1429	57.1	1.7566	-0.2831	-1.2958	85.3322	0.1467	0.0038	
1992	4	0.1905	59.0	1.7709	-0.2689	-1.2308	84.5906	0.1541	0.0364	
1991	5	0.2381	61.0	1.7853	-0.2544	-1.1645	83.8353	0.1616	0.0764	
1996	6	0.2857	64.7	1.8109	-0.2288	-1.0474	82.5012	0.1750	0.1107	
1990	7	0.3333	75.0	1.8751	-0.1647	-0.7538	77.4294	0.2257	0.1076	
1998	8	0.3810	90.0	1.9542	-0.0855	-0.3914	64.8746	0.3513	0.0297	
1997	9	0.4286	101.0	2.0043	-0.0354	-0.1622	56.9342	0.4307	0.0021	
1989	10	0.4762	126.0	2.1004	0.0606	0.2775	41.1642	0.5884	0.1122	
1995	11	0.5238	134.5	2.1287	0.0890	0.4072	36.3757	0.6362	0.1124	
2005	12	0.5714	137.2	2.1374	0.0976	0.4467	34.9178	0.6508	0.0794	
2006	13	0.6190	145.5	2.1629	0.1231	0.5635	30.6095	0.6939	0.0749	
2003	14	0.6667	149.5	2.1746	0.1349	0.6174	28.6203	0.7138	0.0471	
2002	15	0.7143	165.3	2.2183	0.1785	0.8171	21.2511	0.7875	0.0732	
2000	16	0.7619	179.0	2.2529	0.2131	0.9754	16.9139	0.8309	0.0690	
2001	17	0.8095	180.0	2.2553	0.2155	0.9864	16.6391	0.8336	0.0241	
1999	18	0.8571	200.0	2.3010	0.2613	1.1959	11.4423	0.8856	0.0284	
2004	19	0.9048	204.5	2.3107	0.2709	1.2401	10.3448	0.8966	0.0082	
1993	20	0.9524	217.0	2.3365	0.2967	1.3580	8.4922	0.9151	0.0373	
Jumlah				40.7950					$\Delta_{max}$	0.1124
Log Xrerata				2.0398					n	20
Standard Deviasi				0.2185					$\alpha$	5%
Cs				-0.232						

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.5 Nilai Kritis ( $\Delta_{Cr}$ ) Smirnov-Kolmogorov

N	a			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
$N > 50$	$1,07 / (N^{0,75})$	$1,22 / (N^{0,75})$	$1,36 / (N^{0,75})$	$1,63 / (N^{0,75})$

Tabel 4.6 Rekapitulasi Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorof

Log Pearson III	
$\Delta_{max}$	11,24%
$\Delta_{cr}$	29,00%
<b>Hasil Uji</b>	Diterima

Sumber: Perhitungan

#### 4.1.3.2 Uji Distribusi *Chi-Square*

Adapun contoh perhitungan dengan metode *Chi-Square* adalah sebagai berikut:

1. Menggunakan data X (hasil perhitungan curah hujan harian maksimum tahunan) dari kecil – besar atau sebaliknya,
2. Kelompokkan data X, dengan cara menentukan jumlah kelas (K) adalah dengan rumus sebagai berikut:

$$K = 1 + 3,322 \log (n) = 1 + 3,322 \log (20) = 5$$

3. Menghitung batas kelas dengan sebaran peluang:

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

4. Menghitung nilai X:

Untuk  $Pr = 20\%$ , dan  $Cs = -0,232$ , didapatkan nilai  $K = 0,851$

(dari Tabel 4.6 Perhitungan Uji Simpang Vertikal *Chi-Square*)

$$\log X = \overline{\log X} + (G \times S)$$

$$\log X = \overline{\log X} + (0,851 \times 0,218) = 168,14$$

5. Menghitung nilai frekuensi teoritis / yang dihitung  $F_t$ :

$$F_t = 20\% \times n$$

$$F_t = 20\% \times 20 = 4$$

6. Menghitung  $X^2$  dari persamaan:

$$X^2_{hitung} = \sum_{i=1}^K \frac{(F_e - F_t)^2}{F_t} = 3,5$$

Tabel 4.7 Perhitungan Uji Simpangan Vertikal-1 Chi-Square

No.	P %	T = 1 / P (tahun)	Log X <sub>r</sub> er ata	K	S <sub>log X</sub>	Log X <sub>T</sub>	X <sub>T</sub> (mm/hari)
1	80	1.25	2.04	-0.828	0.218	1.859	72.25
2	60	1.67	2.04	-0.251	0.218	1.985	96.60
3	40	2.50	2.04	0.309	0.218	2.107	128.02
4	20	5.00	2.04	0.851	0.218	2.226	168.14

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.8 Perhitungan Uji Simpangan Vertikal-2 Chi-Square

No.	Batas Kelas					Jumlah Data		Fe - Ft	(Fe - Ft) <sup>2</sup> / Ft
	P ≤		X			Fe	Ft		
1		20	72.25	X	72.25	6	4	2	1
2	20	40	96.6	X	96.6	2	4	-2	1
3	40	60	128.02	X	128.02	2	4	-2	1
4	60	80	168.14	X	168.14	5	4	1	0.25
5	80			X		5	4	1	0.25
						20	20		3.5

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.9 Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi-Square (X<sup>2</sup>)

v	Percentile P							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.9	0.75	50	0.25
1	7.9	6.6	5.0	3.9	2.7	1.3	0.455	0.102
2	10.6	9.2	7.4	6.0	4.6	2.8	1.39	0.58
3	12.8	11.3	9.4	7.8	6.3	4.1	2.37	1.21
4	14.9	13.3	11.1	9.5	7.8	5.4	3.36	1.92

Dari Tabel *Chi-Square* didapatkan  $X^2_{cr} = 6$  untuk  $dk = 2$  dan  $P = 0,95$  ( $\alpha = 5\%$ ) dan  $X_{hitung}$  (hasil perhitungan) = 3,5. Karena  $X^2_{hitung} < X^2_{cr}$  berarti data sesuai dengan distribusi Log Pearson III.

Tabel 4.10 Rekapitulasi Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Chi-Square

Log Pearson III	
X <sup>2</sup> hitung	3.5
X <sup>2</sup> p tabel	6
Hasil Uji	Diterima

Sumber: Perhitungan

#### 4.1.4 Curah Hujan Rancangan Maksimum Yang Mungkin Terjadi (*Probably Maximum Precipitation, PMP*)

Analisa hujan rancangan maksimum yang mungkin terjadi atau PMP menggunakan cara statistik dengan persamaan 2-23. Untuk lebih jelasnya tahapan-tahapan perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Mengurutkan data X (hasil perhitungan curah hujan harian maksimum tahunan) dari kecil - besar,
2. Menjumlahkan keseluruhan data X
3. Selanjutnya dihitung rerata data ( $\bar{X}_n$ ) = 122,690 mm/hari
4. Menghitung simpangan baku ( $S_n$ ) = 56,336
5. Menghitung curah hujan rata-rata tanpa memasukkan data curah hujan yang maksimum ( $X_{n-m}$ ) = 117,726 mm/hari
6. Menghitung simpangan baku tanpa memasukkan data curah hujan yang maksimum ( $S_{n-m}$ ) = 53,197
7. Menghitung nilai  $X_{n-m}/\bar{X}_n = 0,960$
8. Menghitung nilai  $S_{n-m}/S_n = 0,944$
9. Menghitung faktor koreksi ( $F_{k1}$ ) untuk  $\bar{X}_n$  pada gambar 4.1, berdasarkan nilai  $X_{n-m}/\bar{X}_n$  dan panjang data dalam tahun (n), diperoleh ( $F_{k1}$ ) = 100,2%,
10. Mencari faktor koreksi ( $F_{k1}$ ) untuk  $S_n$  pada gambar 4.2, berdasarkan nilai  $S_{n-m}/S_n$  dan panjang data dalam tahun (n) diperoleh ( $F_{k1}$ ) = 109,1%
11. Mencari faktor koreksi ( $F_{k2}$ ) untuk  $\bar{X}_n$  dan  $S_n$  pada gambar 4.3 berdasarkan panjang data dalam tahun (n), diperoleh masing-masing  $F_{k2}(\bar{X}_n) = 102$  dan  $F_{k2}(S_n) = 107,9$
12. Menghitung  $\bar{X}_n$  terkoreksi dengan rumus sebagai berikut:  

$$\bar{X}_n \text{ terkoreksi} = \bar{X}_n \cdot F_{k1} \cdot F_{k2} = 122,690 \times 100,2\% \times 102\% = 125,36$$
13. Menghitung  $S_n$  terkoreksi dengan rumus sebagai berikut:  

$$S_n \text{ terkoreksi} = S_n \cdot F_{k1} \cdot F_{k2} = 56,336 \times 109,1\% \times 107,9 = 66,326$$
14. Menentukan nilai  $K_m$  pada gambar 4.4 berdasarkan nilai  $\bar{X}_n$  sebelum terkoreksi, dan diperoleh nilai  $K_m = 10,32$
15. Kemudian menghitung hujan maksimum yang mungkin terjadi ( $X_m$ ) dengan rumus sebagai berikut:  

$$X_m = \bar{X}_n + K_m \times S_n = 122,690 + 10,32 \times 56,336 = 810,080 \text{ mm/hari}$$
16. Menentukan faktor reduksi ( $F_{red}$ ) luasan pada gambar 4.5, berdasarkan luas DAS = 212 km<sup>2</sup> dengan durasi hujan 6 jam, diperoleh nilai  $F_{red} = 0,901$



17. Menentukan faktor koreksi pada gambar 4.6, berdasarkan panjang data 20 tahun, maka diperoleh nilai = 100,65

18. Menghitung hujan maksimum terkoreksi ( $PMP_{\text{terkoreksi}}$ ) dengan rumus sebagai berikut:

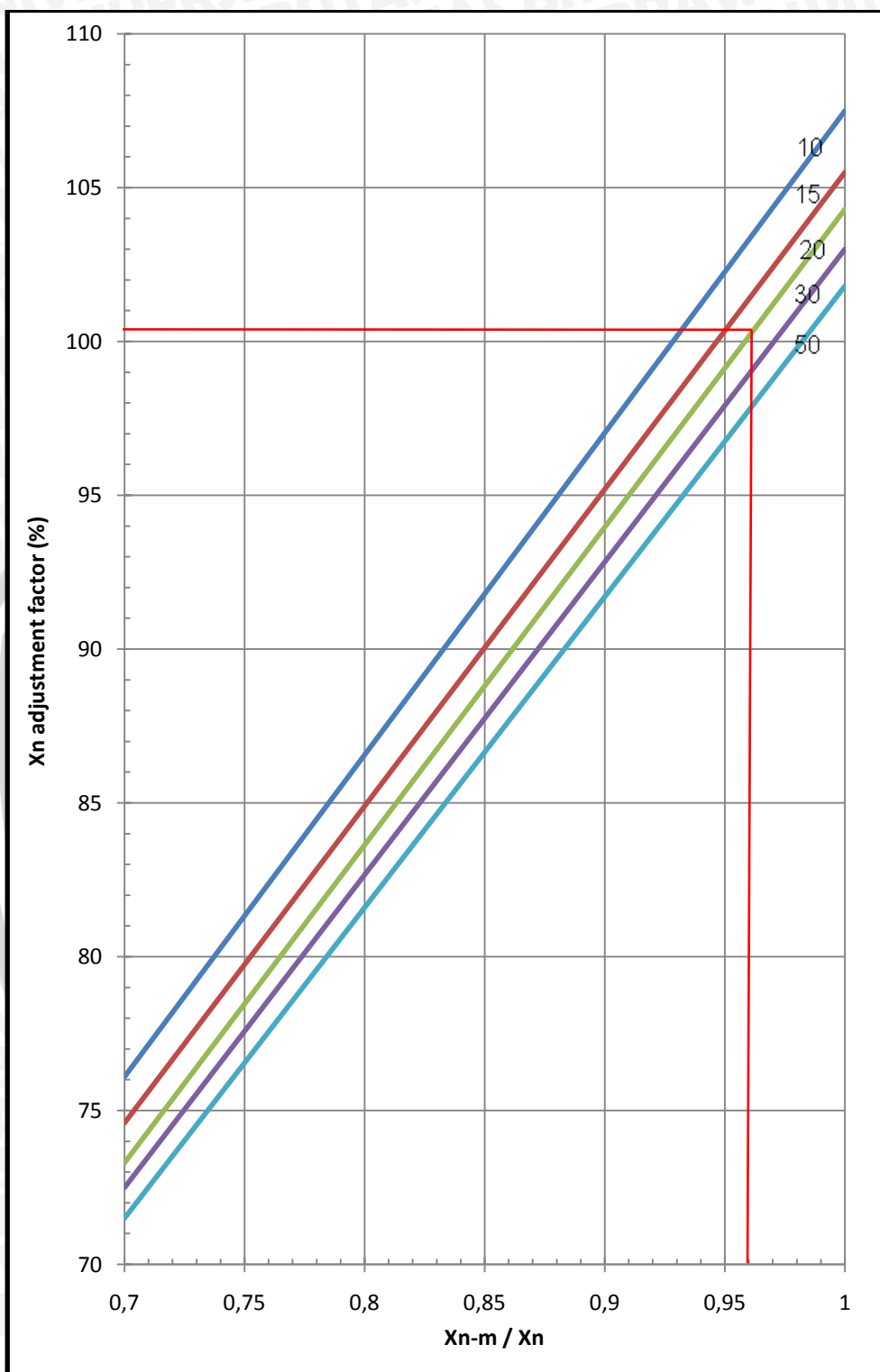
$$PMP_{\text{terkoreksi}} = X_m \cdot F_{\text{red}} \cdot \text{Faktor koreksi} = 810,080 \times 0,901 \times 100,65 = 729,882 \text{ mm/hari.}$$

Untuk lebih lengkapnya dapat dilihat dalam tabel 4.11 dan gambar 4.1 – 4.6 berikut ini:

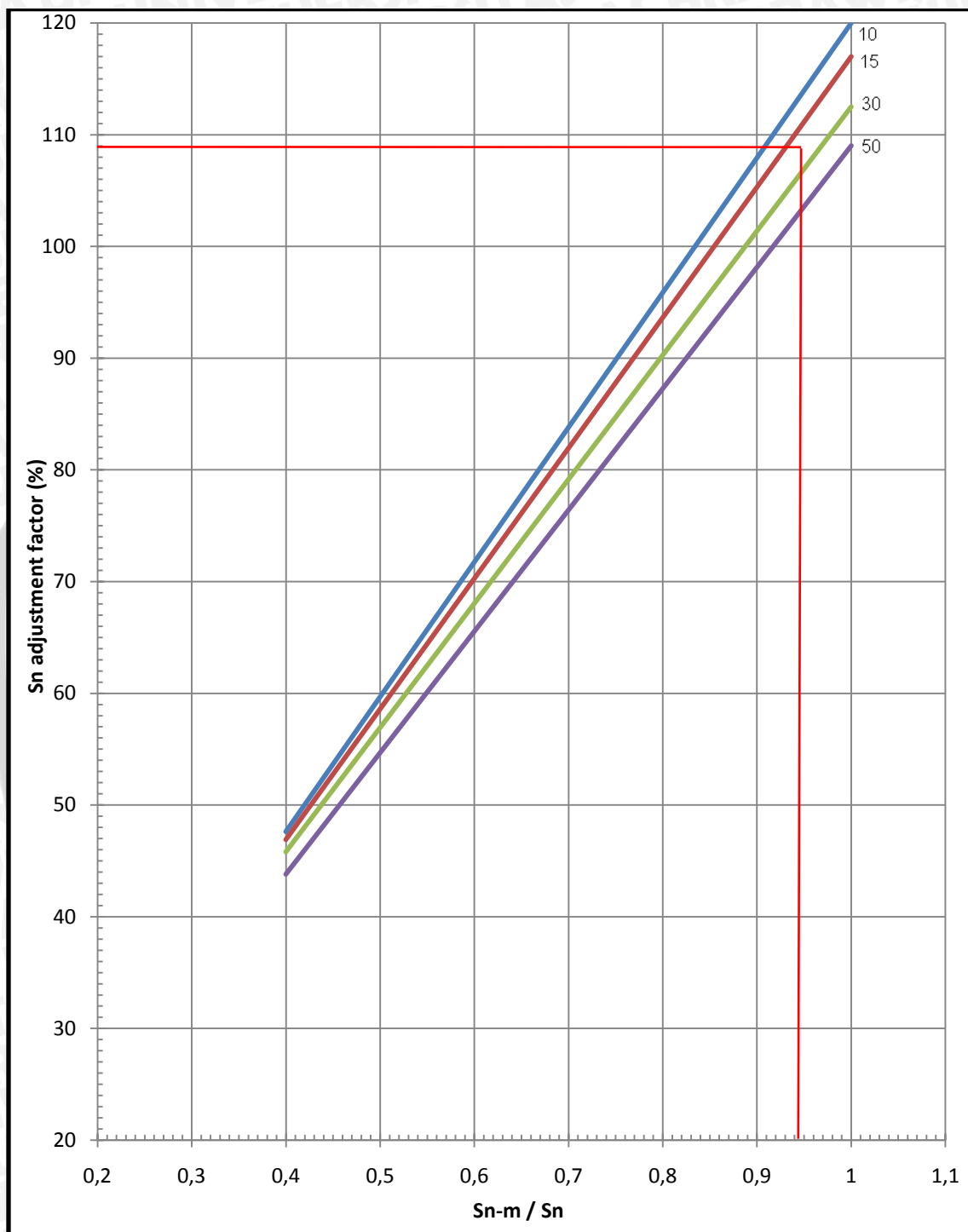
Tabel 4.11 Perhitungan hujan harian maksimum (PMP)

Tahun	m	Xi (mm/hari)
2007	1	50.5
1988	2	57
1994	3	57.1
1992	4	59
1991	5	61
1996	6	64.7
1990	7	75
1998	8	90
1997	9	101
1989	10	126
1995	11	134.5
2005	12	137.2
2006	13	145.5
2003	14	149.5
2002	15	165.3
2000	16	179
2001	17	180
1999	18	200
2004	19	204.5
1993	20	217
Jumlah		2453.800
Rerata ( $X_n$ )		122.690
Standar Deviasi ( $S_n$ )		56.336
$X_{\text{rerata}} - \text{data max } (X_{n-m})$		117.726
S. Deviasi - data max ( $S_{n-m}$ )		53.197
$X_{n-m}/X_n$		0.960
$S_{n-m}/S_n$		0.944

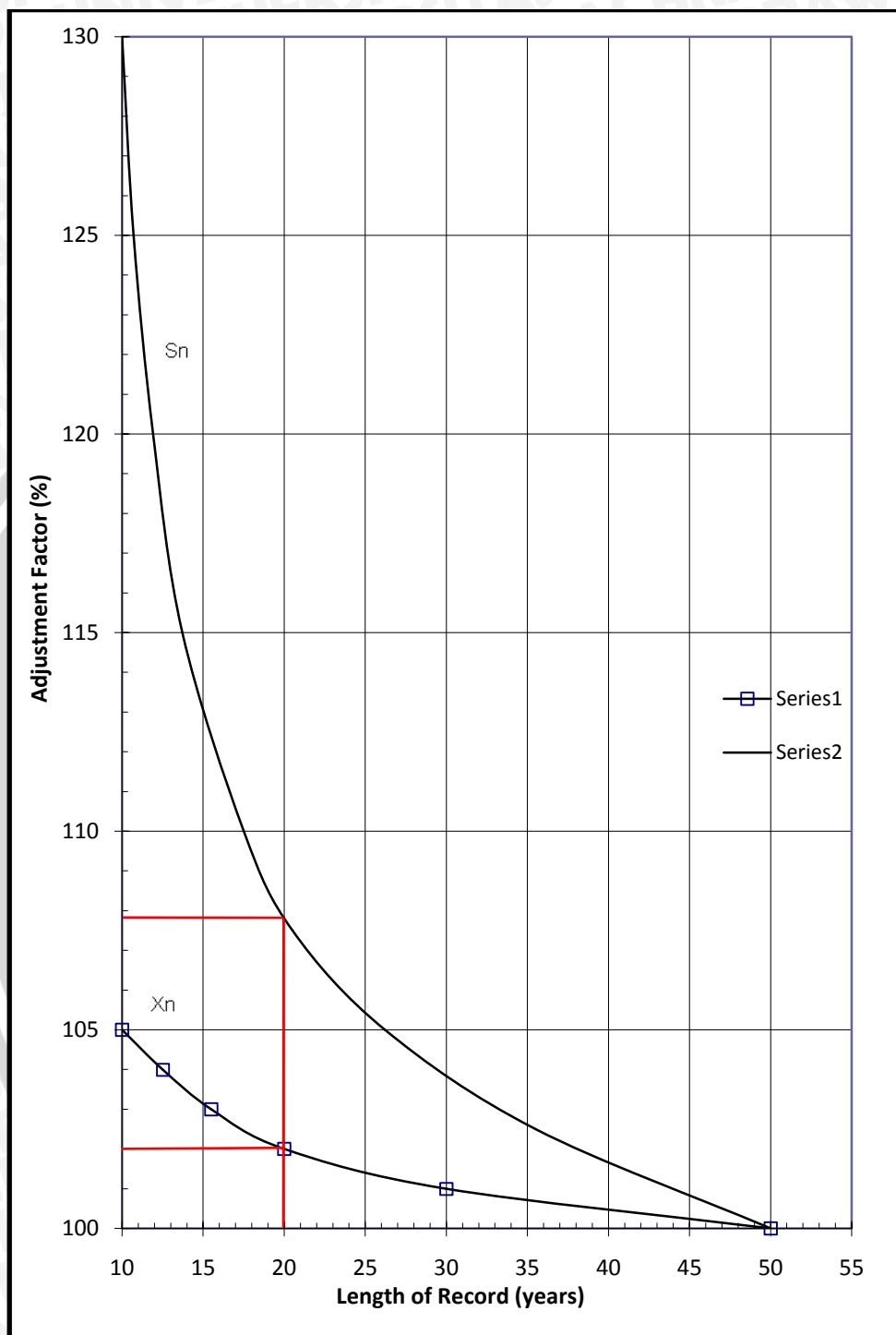
Sumber: Perhitungan



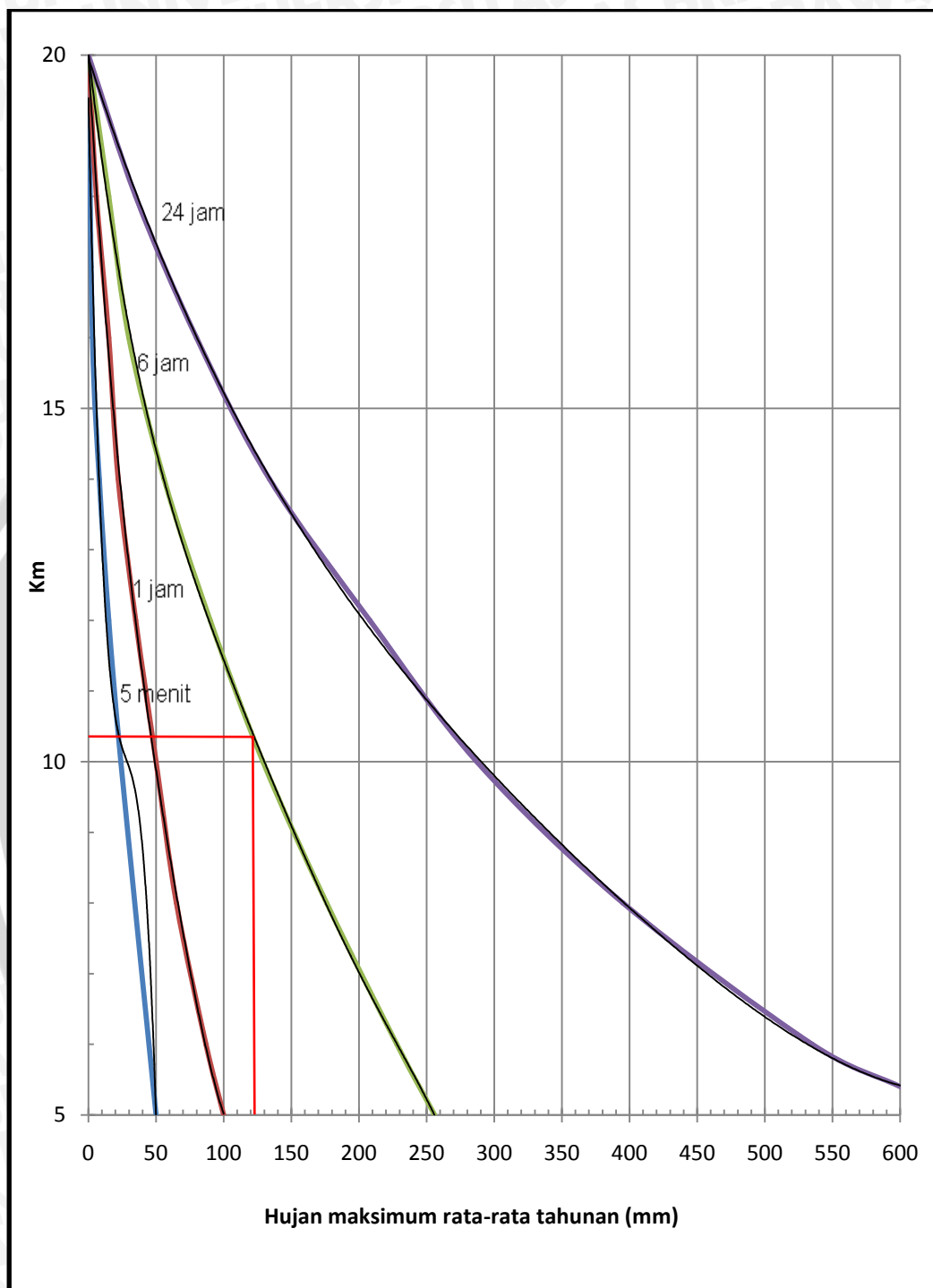
Gambar 4.1 Grafik hubungan antara faktor penyesuaian  $\bar{X}_n$  dengan panjangnya data hujan dan harga  $X_{n-m} / \bar{X}_n$



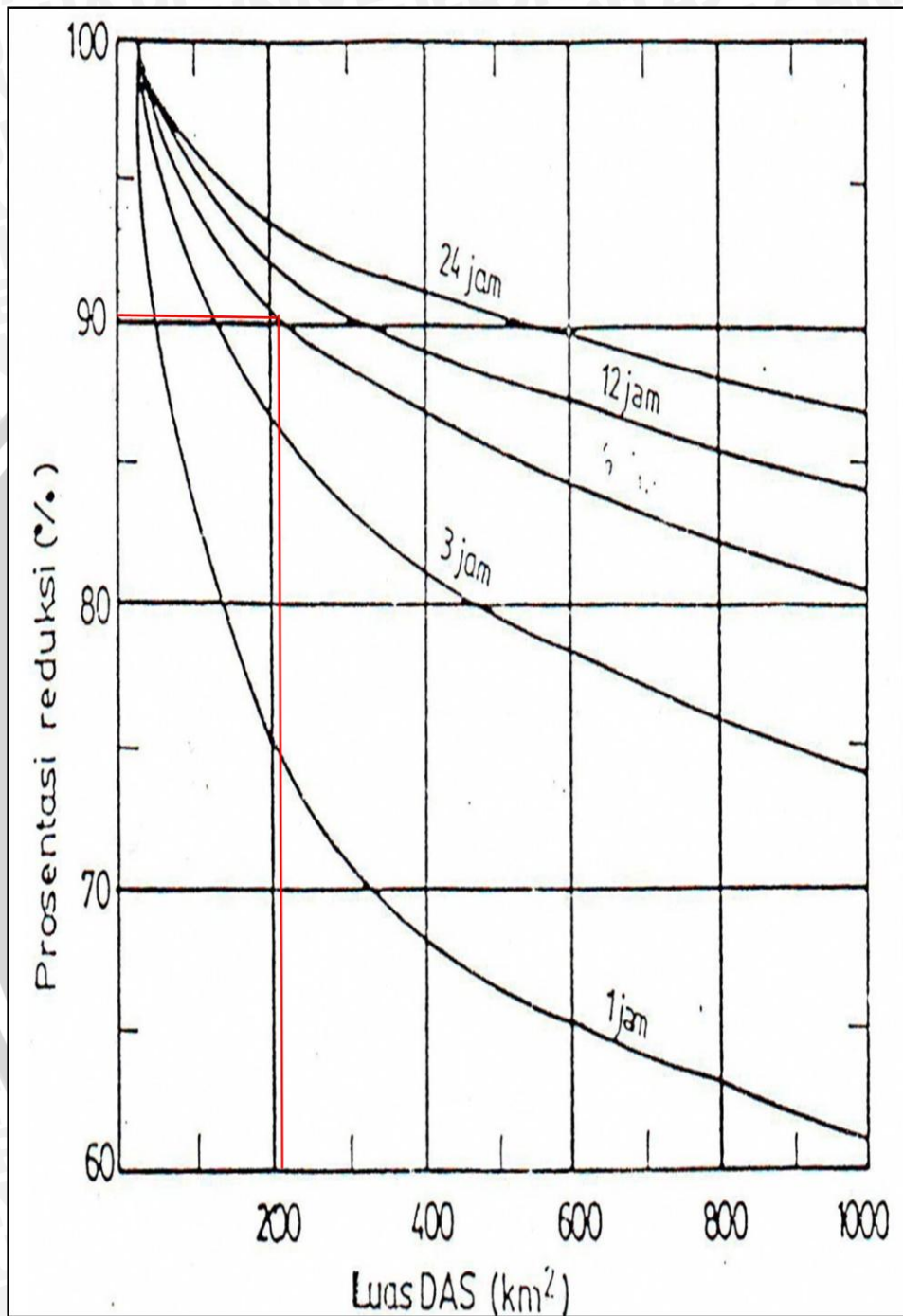
Gambar 4.2 Grafik hubungan antara faktor penyesuaian  $S_n$  dengan panjangnya data hujan dan harga  $S_{n-m}/S_n$



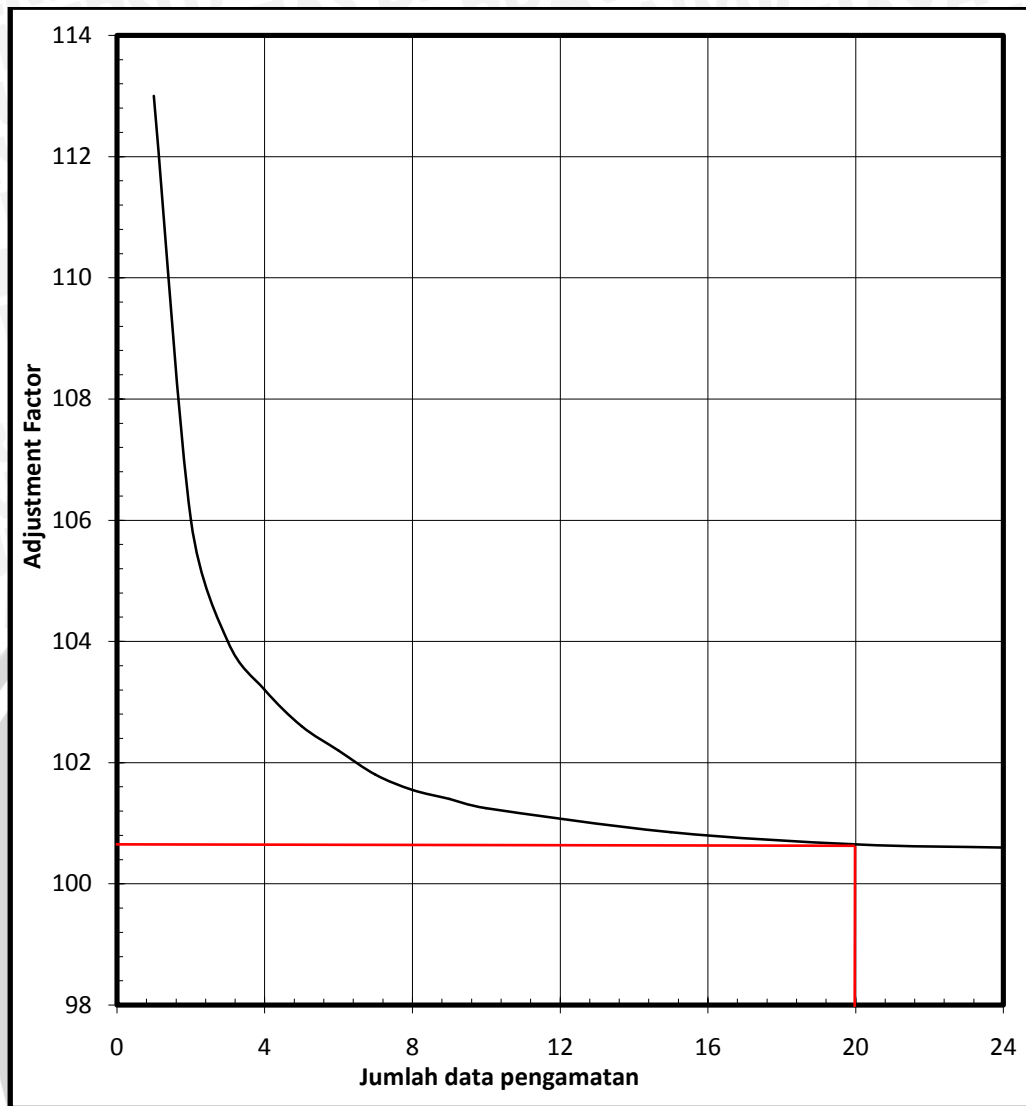
Gambar 4.3 Faktor penyesuaian untuk harga rata-rata ( $\bar{X}_n$ ) dan standar deviasi ( $S_n$ ) sesuai dengan panjangnya data curah hujan



Gambar 4.4 Grafik hubungan antara  $K_m$  dengan fungsi durasi hujan dan hujan maksimum tahunan (mm)



Gambar 4.5 Grafik hubungan prosentasi hujan titik (point rainfall) berpeluang maksimum dengan durasi hujan dan luas daerah pengaliran



Gambar 4.6 Grafik hubungan antara fixed time interval adjusment dengan lamanya pengukuran data hujan

#### 4.1.5 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Untuk rencana pembangunan suatu bendungan, maka angka koefisien pengaliran biasanya lebih besar dari 0,8 (Sosrodarsono, 1977:38). Dari Tabel 2.8 dapat ditetapkan nilai koefisien pengaliran sebesar 0,8.

#### 4.1.6 Distribusi Hujan Jam-jaman Metode Mononobe dan Curah Hujan Efektif

Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun hujan otomatis (Automatic Rainfall Recorder, ARR), maka distribusi hujan jam-jaman dihitung secara empiris dengan rumus 2-24 dan 2-25. Dengan memperkirakan bahwa

rata-rata hujan di Indonesia berdurasi 5 jam, maka untuk analisa distribusi hujan *Mononobe* dapat dilihat dalam tabel 4.12 berikut ini:

Tabel 4.12 Distribusi hujan setengah jam-jaman untuk hujan harian dengan durasi waktu hujan 5 jam

No.	Interval waktu	Jam ke t	Rerata hujan sampai jam ke t	Prosentase hujan pada jam ke t
1	0.0 - 0.5	0.5	0.9283	46.42%
2	0.5 - 1.0	1.0	0.5848	12.06%
3	1.0 - 1.5	1.5	0.4463	8.46%
4	1.5 - 2.0	2.0	0.3684	6.74%
5	2.0 - 2.5	2.5	0.3175	5.69%
6	2.5 - 3.0	3.0	0.2811	4.97%
7	3.0 - 3.5	3.5	0.2537	4.45%
8	3.5 - 4.0	4.0	0.2321	4.04%
9	4.0 - 4.5	4.5	0.2146	3.72%
10	4.5 - 5.0	5.0	0.2000	3.45%
Jumlah				100.00%

Sumber: Perhitungan

Selanjutnya untuk menghitung distribusi hujan netto setengah jam-jaman dihitung menggunakan persamaan berikut ini:

$$R_{\text{netto}} = C \cdot R_t$$

Hujan rancangan netto untuk  $T_r = 1000$  th:

$$\begin{aligned} R_{\text{netto}} &= C \cdot R_t \\ &= 0,8 \cdot 440,85 \\ &= 352,68 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

Pada jam ke-0,5:

$$\begin{aligned} R_{0,5} &= 46,42\% \cdot 352,68 \\ &= 163,70 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-1:

$$\begin{aligned} R_1 &= 12,06\% \cdot 352,68 \\ &= 42,55 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$



Pada jam ke-1,5:

$$\begin{aligned} R_{1,5} &= 8,46\% \cdot 352,68 \\ &= 29,85 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-2:

$$\begin{aligned} R_2 &= 6,74\% \cdot 352,68 \\ &= 23,76 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-2,5:

$$\begin{aligned} R_{2,5} &= 5,69\% \cdot 352,68 \\ &= 20,07 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-3:

$$\begin{aligned} R_3 &= 4,97\% \cdot 352,68 \\ &= 17,54 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-3,5:

$$\begin{aligned} R_{3,5} &= 4,45\% \cdot 352,68 \\ &= 15,68 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-4:

$$\begin{aligned} R_4 &= 4,04\% \cdot 352,68 \\ &= 14,25 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-4,5:

$$\begin{aligned} R_{4,5} &= 3,72\% \cdot 352,68 \\ &= 13,11 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Pada jam ke-5:

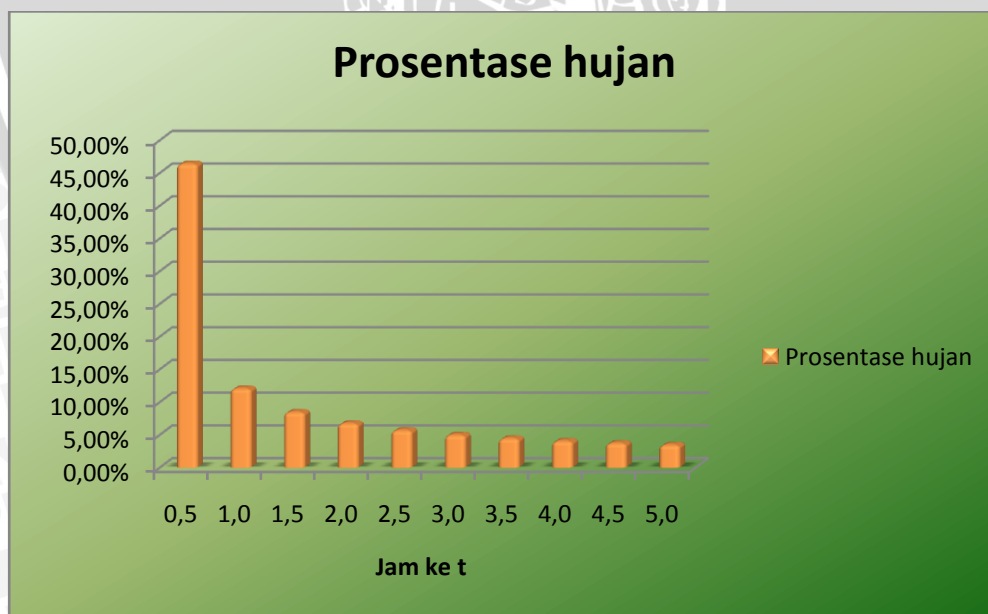
$$\begin{aligned} R_5 &= 3,45\% \cdot 352,68 \\ &= 12,17 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Untuk tabel perhitungan hujan rancangan setengah jam-jaman dengan berbagai kala ulang ( $T_r$ ) dapat dilihat pada tabel 4.13.

Tabel 4.13 Perhitungan hujan rancangan setengah jam-jaman

Kala ulang (tahun)	1.01	5	25	50	100	200	1000	PMP		
Hujan rancangan (mm/hari)	31.23	168.14	253.62	288.91	323.86	358.87	440.85	729.88		
Koefisien pengaliran	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8		
Hujan netto (hujan efektif) (mm/hari)	24.99	134.51	202.89	231.13	259.09	287.09	352.68	583.91		
<b>Hujan netto setengah jaman (mm/0.5jam)</b>										
No.	Jam ke t	Prosentase hujan pada jam ke t	1.01 (tahun)	5 (tahun)	25 (tahun)	50 (tahun)	100 (tahun)	200 (tahun)	1000 (tahun)	PMP (tahun)
1	0.5	46.42%	11.60	62.44	94.18	107.28	120.26	133.26	163.70	271.03
2	1.0	12.06%	3.01	16.23	24.48	27.88	31.26	34.64	42.55	70.45
3	1.5	8.46%	2.11	11.38	17.17	19.56	21.93	24.30	29.85	49.42
4	2.0	6.74%	1.68	9.06	13.67	15.57	17.46	19.34	23.76	39.34
5	2.5	5.69%	1.42	7.65	11.54	13.15	14.74	16.33	20.07	33.22
6	3.0	4.97%	1.24	6.69	10.09	11.49	12.89	14.28	17.54	29.04
7	3.5	4.45%	1.11	5.98	9.02	10.28	11.52	12.77	15.68	25.97
8	4.0	4.04%	1.01	5.44	8.20	9.34	10.47	11.60	14.25	23.60
9	4.5	3.72%	0.93	5.00	7.54	8.59	9.63	10.67	13.11	21.70
10	5.0	3.45%	0.86	4.64	7.00	7.98	8.94	9.91	12.17	20.15
Jumlah		100.00%								
Hujan netto (hujan efektif) (mm/hari)			24.99	134.51	202.89	231.13	259.09	287.09	352.68	583.91

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.7 Grafik distribusi hujan

#### 4.1.7 Aliran Dasar (*Base Flow*)

Secara umum hidrograf tersusun dari dua komponen, yaitu aliran permukaan yang berasal dari aliran langsung air hujan, dan aliran dasar (*base flow*). Aliran dasar berasal dari air tanah yang pada umumnya tidak memberikan respon yang cepat terhadap hujan. Sedangkan aliran permukaan berasal dari hujan efektif.

Dalam pembahasan ini debit pengamatan di lokasi tidak diketahui, maka aliran dasar juga dapat diperoleh dengan persamaan debit aliran dasar ( $Q_B$ ) dengan variabel luas DAS dan kerapatan jaringan sungai. Dengan rumus sebagai berikut (Harto, 1993:168)

Panjang semua orde sungai = 74,1 km

Luas DAS Bintang Bano ( $A$ ) = 212 km<sup>2</sup>

$$D = 74,1/212 \\ = 0,35$$

$$Q_B = 0,4751 \times A^{0,6444} \times D^{0,9430} \\ = 0,751 \times 212^{0,6444} \times 0,35^{0,9430} \\ = 5,564 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Dimana:

$Q_B$  = aliran dasar (*base flow*) (m<sup>3</sup>/dt)

$A$  = luas DAS (km<sup>2</sup>)

$D$  = kerapatan jaringan sungai (jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS).

#### 4.1.8 Banjir Rancangan

##### 4.1.8.1 Hidrograf Satuan Sintentik Nakayasu

Departemen Pekerjaan Umum (DPU) RI telah menjadikan hidrograf satuan sintentik metode Dr. Nakayasu menjadi salah satu rujukan perhitungan banjir rancangan di Indonesia (Dept. PU, 1976) dengan pertimbangan metode ini sudah sering digunakan di sungai Brantas, Jawa Timur. Sehingga saat ini di Indonesia sering menggunakan metode ini dalam perhitungan mencari debit limpasan dari curah hujan efektif.

Perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu dihitung secara teoritis seperti pada persamaan 2-27. Berikut ini merupakan tahapan perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu:

1. Menentukan parameter hidrograf ( $\alpha$ ) dengan kriteria sebagai berikut:

Dipilih  $\alpha = 3,5$

2. Menentukan parameter-parameter yang diperlukan:

Panjang sungai  $L = 38,5$  km

$L > 15$  km, maka:

$$t_g = 0,4 + (0,058L) = 2,633$$

$$t_r = (0,5 \text{ s/d } 1,0) \times t_g = 1,9748$$

$$T_p = t_g + 0,8 t_r = 4,2128$$

$$T_{0,3} = \alpha \times t_g = 5,266$$

$$\text{Luas DAS} = 212 \text{ km}^2$$

Hujan netto (efektif),  $R_o = 1,0$  mm, maka:

$$Q_p = (A \times R_o) / [3,6 \times \{(0,3 \times T_p) + T_{0,3}\}] = 9,0184$$

3. Menghitung koordinat kurva naik hidrograf

$0 \leq t \leq T_p$ , berarti  $0 \leq t \leq 4,2128$

Rumus kurva naik :

$$Q_n = Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$$

$$Q_n = 9,0184 \cdot (t/4,2128)^{2,4}$$

4. Menghitung koordinat kurva turun hidrograf

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

$$4,2128 \leq t < (4,2128 + 5,266)$$

$$4,2128 \leq t < (9,479)$$

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

$$(4,2128 + 5,266) \leq t < (4,2128 + 5,266 + 1,5 \cdot 5,266)$$

$$9,479 \leq t < 17,378$$

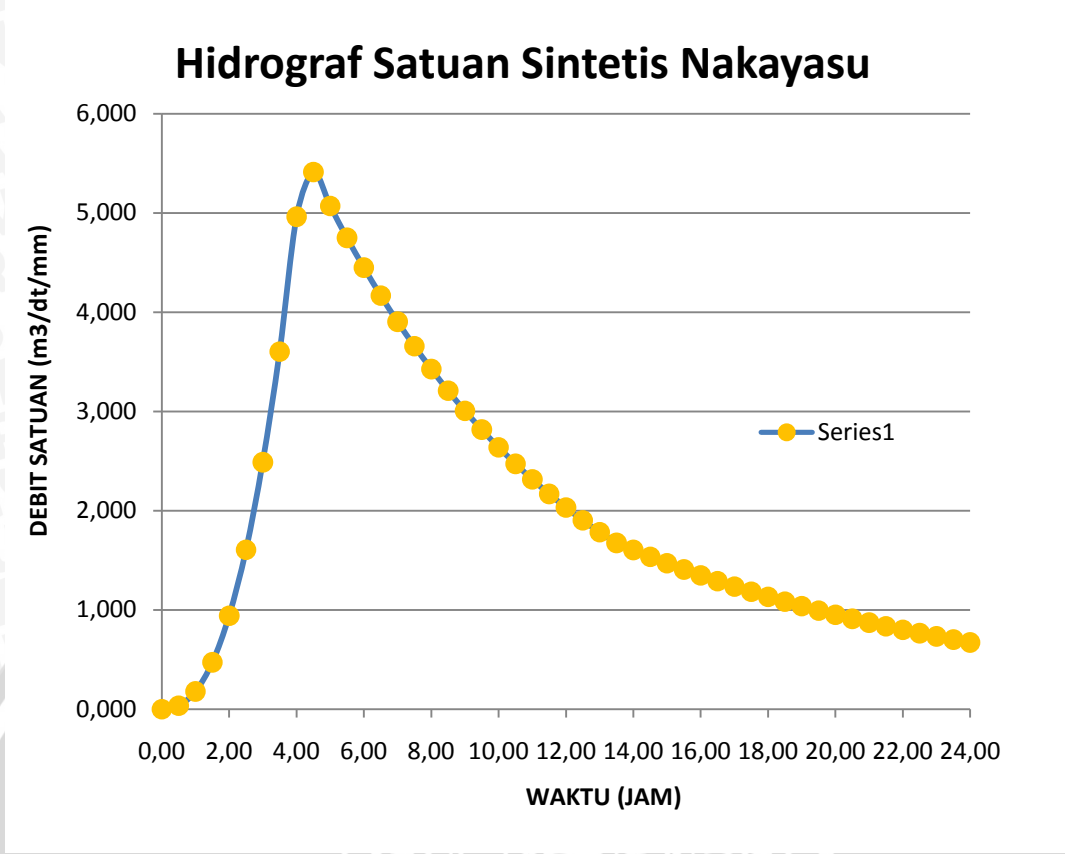
- c.  $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$ , berarti

$$t \geq 17,378$$

Untuk selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.14 berikut ini:

Tabel 4.14 Perhitungan HSS Nakayasu

Keterangan t	t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Ket
<b>Kurva naik</b> $\theta = t < T_p$ $\theta = t < 4.213$	0.00	0.000	Qa
	0.50	0.034	
	1.00	0.178	
	1.50	0.471	
	2.00	0.940	
	2.50	1.606	
	3.00	2.488	
	3.50	3.602	
<b>Kurva turun-1</b> $T_p = t < T_p + T_{0.3}$ $4.213 = t < 13.428$	4.00	4.962	Qd1
	4.50	5.413	
	5.00	5.070	
	5.50	4.750	
	6.00	4.449	
	6.50	4.168	
	7.00	3.904	
	7.50	3.658	
	8.00	3.426	
	8.50	3.210	
	9.00	3.007	
	9.50	2.816	
	10.00	2.638	
	10.50	2.472	
	11.00	2.315	
	11.50	2.169	
12.00	2.032		
12.50	1.903		
<b>Kurva turun-2</b> $(T_p + T_{0.3}) = t < (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$ $13.428 = t < 27.252$	13.00	1.783	Qd2
	13.50	1.675	
	14.00	1.604	
	14.50	1.536	
	15.00	1.470	
	15.50	1.408	
	16.00	1.348	
	16.50	1.290	
	17.00	1.235	
	17.50	1.183	
	18.00	1.132	
	18.50	1.084	
	19.00	1.038	
	19.50	0.993	
	20.00	0.951	
	20.50	0.911	
21.00	0.872		
21.50	0.835		
22.00	0.799		
22.50	0.765		
23.00	0.732		
23.50	0.701		
24.00	0.671		
<b>Jumlah (Volume UH)</b>		164537.999	m <sup>3</sup>
<b>Luas DAS</b>		212	km <sup>2</sup>
<b>R netto = Volume UH/Luas DAS</b>		0.776	mm
<b>R netto dibulatkan</b>		1	mm



Gambar 4.8 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

#### 4.1.8.2 Hidrograf Debit Banjir Rancangan (*Inflow*)

Hidrograf debit banjir rancangan dihitung dengan menggunakan prinsip linearitas perkalian antara ordinat hidrograf satuan dengan hujan netto, kemudian hasil dari perkalian untuk tiap kejadian hujan dijumlahkan secara superposisi dan hasil akhirnya ditambah aliran dasar dengan rumus seperti pada persamaan berikut ini:

$$Q_k = Q_b + \sum_{i=1}^n U_i \cdot R_{n-(i-1)}$$

Dimana:

- $Q_k$  = Debit banjir pada jam ke-k
- $U_i$  = Ordinat hidrograf satuan ( $i = 1, 2, 3, \dots n$ )
- $R_n$  = Hujan netto (hujan efektif) dalam waktu yang berurutan ( $n = 1, 2, \dots n$ )
- $Q_b$  = Aliran dasar (*Base Flow*)

Berikut ini tabel perhitungan hidrograf debit banjir rancangan dan grafik hidrograf dapat dilihat pada gambar 4.9



Tabel 4.15 Perhitungan banjir rancangan  $Q_{1,01th}$ 

Waktu (jam)	UH ( $m^3/dt/mm$ )	R1 11.60	R2 3.01	R3 2.11	R4 1.68	R5 1.42	R6 1.24	R7 1.11	R8 1.01	R9 0.93	R10 0.86	Base Flow ( $m^3/dt$ )	Debit Banjir ( $m^3/dt$ )
0.0	0.000	0.000										5.564	5.564
0.5	0.034	0.391	0.000									5.564	5.955
1.0	0.178	2.066	0.102	0.000								5.564	7.732
1.5	0.471	5.467	0.537	0.071	0.000							5.564	11.639
2.0	0.940	10.904	1.421	0.377	0.057	0.000						5.564	18.323
2.5	1.606	18.629	2.834	0.997	0.300	0.048	0.000					5.564	28.371
3.0	2.488	28.855	4.842	1.988	0.794	0.253	0.042	0.000				5.564	42.337
3.5	3.602	41.772	7.500	3.397	1.583	0.670	0.221	0.038	0.000			5.564	60.744
4.0	4.962	57.553	10.858	5.261	2.704	1.337	0.586	0.198	0.034	0.000		5.564	84.094
4.5	5.413	62.777	14.959	7.616	4.188	2.283	1.168	0.524	0.180	0.031	0.000	5.564	99.291
5.0	5.070	58.807	16.317	10.494	6.063	3.537	1.996	1.045	0.476	0.165	0.029	5.564	104.493
5.5	4.750	55.088	15.285	11.446	8.354	5.120	3.092	1.785	0.949	0.438	0.154	5.564	107.275
6.0	4.449	51.605	14.319	10.722	9.112	7.055	4.476	2.765	1.622	0.873	0.406	5.564	108.518
6.5	4.168	48.342	13.413	10.044	8.536	7.695	6.167	4.002	2.512	1.492	0.811	5.564	108.577
7.0	3.904	45.285	12.565	9.409	7.996	7.208	6.726	5.514	3.637	2.311	1.385	5.564	107.600
7.5	3.658	42.421	11.770	8.814	7.491	6.752	6.301	6.015	5.011	3.345	2.145	5.564	105.630
8.0	3.426	39.739	11.026	8.257	7.017	6.325	5.902	5.634	5.466	4.609	3.106	5.564	102.645
8.5	3.210	37.226	10.329	7.735	6.573	5.925	5.529	5.278	5.120	5.027	4.279	5.564	98.586
9.0	3.007	34.872	9.676	7.245	6.157	5.551	5.180	4.944	4.796	4.710	4.668	5.564	93.363
9.5	2.816	32.667	9.064	6.787	5.768	5.200	4.852	4.632	4.493	4.412	4.372	5.564	87.811
10.0	2.638	30.601	8.491	6.358	5.403	4.871	4.545	4.339	4.209	4.133	4.096	5.564	82.610
10.5	2.472	28.666	7.954	5.956	5.062	4.563	4.258	4.064	3.943	3.871	3.837	5.564	77.738
11.0	2.315	26.853	7.451	5.579	4.742	4.274	3.989	3.807	3.694	3.627	3.594	5.564	73.174
11.5	2.169	25.155	6.980	5.227	4.442	4.004	3.736	3.567	3.460	3.397	3.367	5.564	68.898
12.0	2.032	23.564	6.538	4.896	4.161	3.751	3.500	3.341	3.241	3.182	3.154	5.564	64.893
12.5	1.903	22.074	6.125	4.586	3.898	3.514	3.279	3.130	3.036	2.981	2.955	5.564	61.142
13.0	1.783	20.678	5.738	4.296	3.651	3.292	3.071	2.932	2.844	2.793	2.768	5.564	57.627
13.5	1.675	19.431	5.375	4.025	3.420	3.083	2.877	2.746	2.664	2.616	2.593	5.564	54.396
14.0	1.604	18.603	5.051	3.770	3.204	2.888	2.695	2.573	2.496	2.451	2.429	5.564	51.724
14.5	1.536	17.811	4.835	3.543	3.002	2.706	2.525	2.410	2.338	2.296	2.275	5.564	49.304
15.0	1.470	17.052	4.629	3.392	2.820	2.535	2.365	2.258	2.190	2.151	2.131	5.564	47.087
15.5	1.408	16.325	4.432	3.247	2.700	2.382	2.216	2.115	2.052	2.015	1.997	5.564	45.044
16.0	1.348	15.629	4.243	3.109	2.585	2.280	2.082	1.981	1.922	1.887	1.870	5.564	43.154
16.5	1.290	14.963	4.062	2.977	2.475	2.183	1.993	1.862	1.800	1.768	1.752	5.564	41.400
17.0	1.235	14.326	3.889	2.850	2.370	2.090	1.908	1.782	1.692	1.656	1.641	5.564	39.768
17.5	1.183	13.715	3.724	2.728	2.269	2.001	1.827	1.706	1.620	1.556	1.537	5.564	38.247
18.0	1.132	13.131	3.565	2.612	2.172	1.916	1.749	1.634	1.551	1.490	1.445	5.564	36.827
18.5	1.084	12.571	3.413	2.501	2.079	1.834	1.675	1.564	1.485	1.426	1.383	5.564	35.495
19.0	1.038	12.035	3.267	2.394	1.991	1.756	1.603	1.497	1.421	1.366	1.324	5.564	34.220
19.5	0.993	11.523	3.128	2.292	1.906	1.681	1.535	1.434	1.361	1.307	1.268	5.564	32.998
20.0	0.951	11.032	2.995	2.194	1.825	1.609	1.470	1.373	1.303	1.252	1.214	5.564	31.829
20.5	0.911	10.561	2.867	2.101	1.747	1.541	1.407	1.314	1.247	1.198	1.162	5.564	30.710
21.0	0.872	10.111	2.745	2.011	1.673	1.475	1.347	1.258	1.194	1.147	1.113	5.564	29.638
21.5	0.835	9.680	2.628	1.926	1.601	1.412	1.290	1.204	1.143	1.098	1.065	5.564	28.613
22.0	0.799	9.268	2.516	1.844	1.533	1.352	1.235	1.153	1.095	1.052	1.020	5.564	27.630
22.5	0.765	8.873	2.409	1.765	1.468	1.295	1.182	1.104	1.048	1.007	0.976	5.564	26.690
23.0	0.732	8.495	2.306	1.690	1.405	1.239	1.132	1.057	1.003	0.964	0.935	5.564	25.790
23.5	0.701	8.133	2.208	1.618	1.345	1.187	1.083	1.012	0.961	0.923	0.895	5.564	24.928
24.0	0.671	7.786	2.114	1.549	1.288	1.136	1.037	0.969	0.920	0.883	0.857	5.564	24.103
												$Q_{1,01th} =$	108.577

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.16 Perhitungan banjir rancangan  $Q_{5th}$ 

Waktu (jam)	UH ( $m^3/dt/mm$ )	R1 62.44	R2 16.23	R3 11.38	R4 9.06	R5 7.65	R6 6.69	R7 5.98	R8 5.44	R9 5.00	R10 4.64	Base Flow ( $m^3/dt$ )	Debit Banjir ( $m^3/dt$ )
0.0	0.000	0.000										5.564	5.564
0.5	0.034	2.107	0.000									5.564	7.671
1.0	0.178	11.122	0.548	0.000								5.564	17.233
1.5	0.471	29.430	2.891	0.384	0.000							5.564	38.269
2.0	0.940	58.700	7.649	2.028	0.306	0.000						5.564	74.247
2.5	1.606	100.282	15.257	5.366	1.614	0.258	0.000					5.564	128.342
3.0	2.488	155.331	26.065	10.703	4.272	1.363	0.226	0.000				5.564	203.524
3.5	3.602	224.869	40.374	18.284	8.520	3.607	1.192	0.202	0.000			5.564	302.612
4.0	4.962	309.821	58.448	28.321	14.556	7.195	3.153	1.066	0.183	0.000		5.564	428.308
4.5	5.413	337.941	80.529	41.000	22.547	12.292	6.289	2.820	0.968	0.169	0.000	5.564	510.119
5.0	5.070	316.572	87.838	56.489	32.640	19.040	10.745	5.624	2.562	0.891	0.157	5.564	538.121
5.5	4.750	296.553	82.284	61.616	44.971	27.563	16.643	9.608	5.111	2.357	0.827	5.564	553.097
6.0	4.449	277.800	77.080	57.720	49.053	37.976	24.094	14.882	8.731	4.701	2.188	5.564	559.790
6.5	4.168	260.234	72.206	54.070	45.951	41.423	33.196	21.545	13.524	8.031	4.364	5.564	560.108
7.0	3.904	243.778	67.640	50.651	43.045	38.804	36.209	29.684	19.579	12.439	7.456	5.564	554.849
7.5	3.658	228.362	63.363	47.448	40.323	36.350	33.919	32.378	26.976	18.008	11.549	5.564	544.241
8.0	3.426	213.922	59.356	44.448	37.773	34.051	31.774	30.331	29.424	24.812	16.719	5.564	528.174
8.5	3.210	200.394	55.603	41.637	35.385	31.898	29.765	28.413	27.564	27.064	23.035	5.564	506.321
9.0	3.007	187.722	52.087	39.004	33.147	29.881	27.883	26.616	25.821	25.352	25.126	5.564	478.203
9.5	2.816	175.852	48.793	36.538	31.051	27.991	26.119	24.933	24.188	23.749	23.537	5.564	448.315
10.0	2.638	164.731	45.708	34.227	29.088	26.221	24.468	23.356	22.658	22.247	22.049	5.564	420.318
10.5	2.472	154.315	42.817	32.063	27.248	24.563	22.921	21.880	21.225	20.840	20.655	5.564	394.091
11.0	2.315	144.556	40.110	30.035	25.525	23.010	21.471	20.496	19.883	19.523	19.349	5.564	369.522
11.5	2.169	135.415	37.573	28.136	23.911	21.555	20.113	19.200	18.626	18.288	18.125	5.564	346.507
12.0	2.032	126.852	35.197	26.357	22.399	20.192	18.842	17.986	17.448	17.132	16.979	5.564	324.947
12.5	1.903	118.831	32.972	24.690	20.983	18.915	17.650	16.848	16.345	16.048	15.905	5.564	304.751
13.0	1.783	111.316	30.887	23.129	19.656	17.719	16.534	15.783	15.311	15.034	14.899	5.564	285.832
13.5	1.675	104.603	28.933	21.666	18.413	16.599	15.488	14.785	14.343	14.083	13.957	5.564	268.435
14.0	1.604	100.146	27.189	20.296	17.248	15.549	14.509	13.850	13.436	13.192	13.075	5.564	254.054
14.5	1.536	95.878	26.030	19.072	16.158	14.566	13.592	12.974	12.586	12.358	12.248	5.564	241.026
15.0	1.470	91.792	24.921	18.259	15.183	13.645	12.732	12.154	11.790	11.577	11.473	5.564	229.091
15.5	1.408	87.881	23.859	17.481	14.536	12.822	11.927	11.385	11.045	10.845	10.748	5.564	218.092
16.0	1.348	84.136	22.842	16.736	13.917	12.275	11.208	10.665	10.346	10.159	10.068	5.564	207.917
16.5	1.290	80.550	21.869	16.023	13.324	11.752	10.730	10.022	9.692	9.516	9.432	5.564	198.475
17.0	1.235	77.118	20.937	15.340	12.756	11.251	10.273	9.595	9.108	8.915	8.835	5.564	189.692
17.5	1.183	73.832	20.045	14.687	12.212	10.772	9.835	9.186	8.720	8.377	8.276	5.564	181.505
18.0	1.132	70.685	19.190	14.061	11.692	10.313	9.416	8.795	8.348	8.020	7.777	5.564	173.861
18.5	1.084	67.673	18.373	13.462	11.194	9.873	9.015	8.420	7.992	7.678	7.446	5.564	166.689
19.0	1.038	64.789	17.590	12.888	10.717	9.453	8.631	8.061	7.652	7.351	7.129	5.564	159.823
19.5	0.993	62.028	16.840	12.339	10.260	9.050	8.263	7.718	7.326	7.038	6.825	5.564	153.250
20.0	0.951	59.385	16.122	11.813	9.823	8.664	7.911	7.389	7.013	6.738	6.534	5.564	146.956
20.5	0.911	56.854	15.435	11.310	9.404	8.295	7.574	7.074	6.715	6.451	6.256	5.564	140.931
21.0	0.872	54.432	14.778	10.828	9.003	7.942	7.251	6.772	6.428	6.176	5.989	5.564	135.162
21.5	0.835	52.112	14.148	10.366	8.620	7.603	6.942	6.484	6.154	5.913	5.734	5.564	129.639
22.0	0.799	49.891	13.545	9.924	8.252	7.279	6.646	6.207	5.892	5.661	5.489	5.564	124.352
22.5	0.765	47.765	12.968	9.502	7.901	6.969	6.363	5.943	5.641	5.420	5.256	5.564	119.290
23.0	0.732	45.730	12.415	9.097	7.564	6.672	6.092	5.690	5.401	5.189	5.032	5.564	114.444
23.5	0.701	43.781	11.886	8.709	7.242	6.388	5.832	5.447	5.171	4.967	4.817	5.564	109.804
24.0	0.671	41.915	11.380	8.338	6.933	6.115	5.584	5.215	4.950	4.756	4.612	5.564	105.362
												$Q_{5th} =$	560.108

Sumber: Perhitungan



Tabel 4.17 Perhitungan banjir rancangan  $Q_{25th}$ 

Waktu (jam)	UH ( $m^3/dt/mm$ )	R1 94.18	R2 24.48	R3 17.17	R4 13.67	R5 11.54	R6 10.09	R7 9.02	R8 8.20	R9 7.54	R10 7.00	Base Flow ( $m^3/dt$ )	Debit Banjir ( $m^3/dt$ )
0.000	0.000	0.000										5.564	5.564
0.500	0.034	3.178	0.000									5.564	8.742
1.000	0.178	16.775	0.826	0.000								5.564	23.165
1.500	0.471	44.390	4.360	0.579	0.000							5.564	54.894
2.000	0.940	88.540	11.538	3.059	0.461	0.000						5.564	109.162
2.500	1.606	151.260	23.013	8.094	2.435	0.390	0.000					5.564	190.755
3.000	2.488	234.292	39.316	16.143	6.443	2.056	0.341	0.000				5.564	304.155
3.500	3.602	339.180	60.897	27.579	12.852	5.441	1.797	0.305	0.000			5.564	453.615
4.000	4.962	467.316	88.160	42.718	21.956	10.853	4.756	1.607	0.277	0.000		5.564	643.207
4.500	5.413	509.731	121.465	61.842	34.008	18.541	9.487	4.253	1.461	0.255	0.000	5.564	766.606
5.000	5.070	477.498	132.490	85.205	49.232	28.718	16.207	8.483	3.865	1.343	0.236	5.564	808.842
5.500	4.750	447.304	124.112	92.939	67.832	41.575	25.103	14.492	7.709	3.555	1.247	5.564	831.431
6.000	4.449	419.018	116.264	87.062	73.988	57.281	36.341	22.448	13.170	7.091	3.300	5.564	841.527
6.500	4.168	392.521	108.912	81.556	69.310	62.480	50.070	32.497	20.400	12.113	6.583	5.564	842.006
7.000	3.904	367.700	102.025	76.399	64.927	58.529	54.615	44.774	29.532	18.763	11.246	5.564	834.074
7.500	3.658	344.448	95.573	71.568	60.821	54.828	51.161	48.838	40.689	27.163	17.420	5.564	818.073
8.000	3.426	322.667	89.529	67.042	56.975	51.361	47.926	45.749	44.382	37.424	25.218	5.564	793.839
8.500	3.210	302.263	83.868	62.803	53.372	48.113	44.896	42.856	41.575	40.821	34.745	5.564	760.877
9.000	3.007	283.149	78.565	58.831	49.997	45.071	42.057	40.146	38.946	38.240	37.899	5.564	718.465
9.500	2.816	265.244	73.596	55.111	46.836	42.221	39.397	37.608	36.483	35.822	35.502	5.564	673.385
10.000	2.638	248.471	68.943	51.626	43.874	39.551	36.906	35.230	34.176	33.557	33.257	5.564	631.155
10.500	2.472	232.759	64.583	48.362	41.100	37.050	34.572	33.002	32.015	31.435	31.154	5.564	591.595
11.000	2.315	218.041	60.499	45.303	38.501	34.707	32.386	30.915	29.991	29.447	29.184	5.564	554.537
11.500	2.169	204.253	56.673	42.439	36.066	32.512	30.338	28.960	28.094	27.585	27.339	5.564	519.823
12.000	2.032	191.337	53.090	39.755	33.785	30.456	28.420	27.129	26.318	25.840	25.610	5.564	487.303
12.500	1.903	179.238	49.732	37.241	31.649	28.530	26.622	25.413	24.653	24.206	23.991	5.564	456.840
13.000	1.783	167.903	46.588	34.886	29.648	26.726	24.939	23.806	23.095	22.676	22.474	5.564	428.304
13.500	1.675	157.778	43.642	32.680	27.773	25.036	23.362	22.301	21.634	21.242	21.052	5.564	402.064
14.000	1.604	151.054	41.010	30.614	26.017	23.453	21.885	20.891	20.266	19.899	19.721	5.564	380.372
14.500	1.536	144.617	39.262	28.767	24.371	21.970	20.501	19.570	18.985	18.640	18.474	5.564	360.721
15.000	1.470	138.454	37.589	27.541	22.902	20.581	19.204	18.332	17.784	17.462	17.306	5.564	342.719
15.500	1.408	132.554	35.987	26.368	21.926	19.340	17.990	17.173	16.659	16.357	16.212	5.564	326.130
16.000	1.348	126.906	34.454	25.244	20.991	18.515	16.905	16.087	15.606	15.323	15.186	5.564	310.782
16.500	1.290	121.498	32.985	24.168	20.097	17.726	16.185	15.117	14.619	14.354	14.226	5.564	296.539
17.000	1.235	116.320	31.580	23.139	19.240	16.971	15.495	14.473	13.738	13.446	13.326	5.564	283.292
17.500	1.183	111.363	30.234	22.152	18.421	16.248	14.835	13.856	13.152	12.635	12.484	5.564	270.944
18.000	1.132	106.618	28.946	21.208	17.636	15.555	14.202	13.265	12.592	12.097	11.731	5.564	259.414
18.500	1.084	102.074	27.712	20.305	16.884	14.893	13.597	12.700	12.055	11.581	11.231	5.564	248.596
19.000	1.038	97.724	26.531	19.439	16.165	14.258	13.018	12.159	11.541	11.088	10.752	5.564	238.240
19.500	0.993	93.560	25.401	18.611	15.476	13.650	12.463	11.641	11.050	10.615	10.294	5.564	228.325
20.000	0.951	89.573	24.318	17.818	14.816	13.069	11.932	11.145	10.579	10.163	9.856	5.564	218.832
20.500	0.911	85.756	23.282	17.059	14.185	12.512	11.424	10.670	10.128	9.730	9.436	5.564	209.744
21.000	0.872	82.101	22.290	16.332	13.580	11.979	10.937	10.215	9.696	9.315	9.033	5.564	201.043
21.500	0.835	78.603	21.340	15.636	13.002	11.468	10.471	9.780	9.283	8.918	8.649	5.564	192.712
22.000	0.799	75.253	20.431	14.969	12.448	10.979	10.024	9.363	8.887	8.538	8.280	5.564	184.737
22.500	0.765	72.046	19.560	14.332	11.917	10.512	9.597	8.964	8.509	8.174	7.927	5.564	177.102
23.000	0.732	68.976	18.726	13.721	11.409	10.064	9.188	8.582	8.146	7.826	7.589	5.564	169.792
23.500	0.701	66.037	17.928	13.136	10.923	9.635	8.797	8.216	7.799	7.493	7.266	5.564	162.793
24.000	0.671	63.223	17.164	12.576	10.458	9.224	8.422	7.866	7.467	7.173	6.956	5.564	156.093
												$Q_{25th} =$	842.006

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.18 Perhitungan banjir rancangan  $Q_{50th}$ 

Waktu (jam)	UH (m <sup>3</sup> /dt/mm)	R1 107.28	R2 27.88	R3 19.56	R4 15.57	R5 13.15	R6 11.49	R7 10.28	R8 9.34	R9 8.59	R10 7.98	Base Flow (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Banjir (m <sup>3</sup> /dt)
0.000	0.000	0.000										5.564	5.564
0.500	0.034	3.621	0.000									5.564	9.185
1.000	0.178	19.110	0.941	0.000								5.564	25.615
1.500	0.471	50.568	4.967	0.660	0.000							5.564	61.759
2.000	0.940	100.862	13.144	3.484	0.526	0.000						5.564	123.579
2.500	1.606	172.310	26.216	9.220	2.774	0.444	0.000					5.564	216.527
3.000	2.488	266.898	44.787	18.390	7.340	2.342	0.388	0.000				5.564	345.709
3.500	3.602	386.382	69.372	31.417	14.640	6.198	2.048	0.347	0.000			5.564	515.968
4.000	4.962	532.351	100.429	48.663	25.011	12.363	5.418	1.831	0.315	0.000		5.564	731.945
4.500	5.413	580.669	138.369	70.448	38.741	21.121	10.807	4.845	1.664	0.290	0.000	5.564	872.517
5.000	5.070	543.950	150.928	97.063	56.084	32.715	18.462	9.664	4.403	1.530	0.269	5.564	920.631
5.500	4.750	509.553	141.384	105.872	77.271	47.361	28.597	16.509	8.782	4.050	1.421	5.564	946.363
6.000	4.449	477.331	132.444	99.178	84.285	65.253	41.399	25.572	15.003	8.077	3.760	5.564	957.864
6.500	4.168	447.147	124.068	92.906	78.955	71.175	57.039	37.019	23.238	13.799	7.499	5.564	958.410
7.000	3.904	418.871	116.223	87.031	73.962	66.675	62.216	51.005	33.642	21.374	12.811	5.564	949.374
7.500	3.658	392.384	108.873	81.528	69.285	62.458	58.281	55.634	46.351	30.943	19.844	5.564	931.146
8.000	3.426	367.571	101.989	76.372	64.904	58.509	54.596	52.116	50.558	42.633	28.728	5.564	903.540
8.500	3.210	344.328	95.540	71.543	60.800	54.809	51.143	48.821	47.361	46.502	39.581	5.564	865.991
9.000	3.007	322.554	89.498	67.019	56.955	51.343	47.909	45.733	44.366	43.562	43.173	5.564	817.677
9.500	2.816	302.157	83.839	62.781	53.354	48.096	44.880	42.841	41.561	40.807	40.443	5.564	766.322
10.000	2.638	283.050	78.537	58.811	49.980	45.055	42.042	40.132	38.933	38.226	37.886	5.564	718.216
10.500	2.472	265.151	73.571	55.092	46.819	42.206	39.383	37.595	36.471	35.809	35.490	5.564	673.151
11.000	2.315	248.384	68.918	51.608	43.859	39.537	36.893	35.217	34.164	33.545	33.246	5.564	630.936
11.500	2.169	232.678	64.560	48.345	41.085	37.037	34.560	32.990	32.004	31.424	31.143	5.564	591.390
12.000	2.032	217.964	60.478	45.288	38.487	34.695	32.375	30.904	29.980	29.437	29.174	5.564	554.345
12.500	1.903	204.181	56.654	42.424	36.053	32.501	30.327	28.950	28.084	27.575	27.329	5.564	519.643
13.000	1.783	191.270	53.071	39.741	33.774	30.446	28.410	27.119	26.308	25.831	25.601	5.564	487.135
13.500	1.675	179.735	49.715	37.228	31.638	28.520	26.613	25.404	24.645	24.198	23.982	5.564	457.243
14.000	1.604	172.076	46.717	34.874	29.637	26.717	24.930	23.798	23.086	22.668	22.466	5.564	432.533
14.500	1.536	164.743	44.726	32.771	27.763	25.027	23.354	22.293	21.627	21.234	21.045	5.564	410.147
15.000	1.470	157.723	42.820	31.374	26.089	23.445	21.877	20.883	20.259	19.892	19.714	5.564	389.640
15.500	1.408	151.001	40.995	30.037	24.977	22.031	20.494	19.563	18.978	18.634	18.468	5.564	370.742
16.000	1.348	144.567	39.248	28.757	23.913	21.092	19.258	18.326	17.778	17.455	17.300	5.564	353.257
16.500	1.290	138.406	37.576	27.532	22.894	20.193	18.437	17.221	16.654	16.352	16.206	5.564	337.033
17.000	1.235	132.508	35.975	26.359	21.918	19.333	17.651	16.487	15.649	15.318	15.181	5.564	321.942
17.500	1.183	126.861	34.442	25.235	20.984	18.509	16.899	15.784	14.982	14.394	14.221	5.564	307.876
18.000	1.132	121.455	32.974	24.160	20.090	17.720	16.179	15.111	14.344	13.780	13.363	5.564	294.741
18.500	1.084	116.279	31.569	23.130	19.234	16.965	15.490	14.468	13.733	13.193	12.794	5.564	282.418
19.000	1.038	111.324	30.223	22.145	18.414	16.242	14.829	13.851	13.148	12.631	12.249	5.564	270.620
19.500	0.993	106.580	28.936	21.201	17.629	15.550	14.198	13.261	12.587	12.093	11.727	5.564	259.325
20.000	0.951	102.038	27.702	20.298	16.878	14.887	13.592	12.696	12.051	11.577	11.227	5.564	248.511
20.500	0.911	97.690	26.522	19.433	16.159	14.253	13.013	12.155	11.537	11.084	10.749	5.564	238.158
21.000	0.872	93.527	25.392	18.605	15.470	13.646	12.459	11.637	11.046	10.612	10.291	5.564	228.246
21.500	0.835	89.542	24.310	17.812	14.811	13.064	11.928	11.141	10.575	10.160	9.852	5.564	218.757
22.000	0.799	85.726	23.274	17.053	14.180	12.507	11.420	10.666	10.124	9.727	9.432	5.564	209.672
22.500	0.765	82.073	22.282	16.326	13.576	11.974	10.933	10.212	9.693	9.312	9.030	5.564	200.974
23.000	0.732	78.575	21.332	15.630	12.997	11.464	10.467	9.776	9.280	8.915	8.645	5.564	192.647
23.500	0.701	75.227	20.423	14.964	12.443	10.976	10.021	9.360	8.884	8.535	8.277	5.564	184.674
24.000	0.671	72.021	19.553	14.327	11.913	10.508	9.594	8.961	8.506	8.172	7.924	5.564	177.042
												$Q_{50th} =$	958.410

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.19 Perhitungan banjir rancangan  $Q_{100th}$ 

Waktu (jam)	UH (m <sup>3</sup> /dt/mm)	R1 120.26	R2 31.26	R3 21.93	R4 17.46	R5 14.74	R6 12.89	R7 11.52	R8 10.47	R9 9.63	R10 8.94	Base Flow (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Banjir (m <sup>3</sup> /dt)
0.000	0.000	0.000										5.564	5.564
0.500	0.034	4.059	0.000									5.564	9.623
1.000	0.178	21.421	1.055	0.000								5.564	28.040
1.500	0.471	56.685	5.568	0.740	0.000							5.564	68.557
2.000	0.940	113.063	14.734	3.906	0.589	0.000						5.564	137.856
2.500	1.606	193.155	29.387	10.335	3.109	0.497	0.000					5.564	242.048
3.000	2.488	299.185	50.205	20.615	8.228	2.626	0.435	0.000				5.564	386.857
3.500	3.602	433.124	77.765	35.218	16.411	6.948	2.295	0.389	0.000			5.564	577.714
4.000	4.962	596.751	112.578	54.550	28.037	13.859	6.073	2.052	0.353	0.000		5.564	819.818
4.500	5.413	650.914	155.108	78.971	43.427	23.676	12.114	5.431	1.865	0.325	0.000	5.564	977.396
5.000	5.070	609.753	169.186	108.805	62.869	36.673	20.695	10.833	4.935	1.716	0.302	5.564	1031.330
5.500	4.750	571.195	158.488	118.680	86.619	53.090	32.056	18.506	9.844	4.540	1.593	5.564	1060.176
6.000	4.449	535.076	148.466	111.175	94.481	73.147	46.407	28.665	16.818	9.055	4.215	5.564	1073.067
6.500	4.168	501.240	139.077	104.145	88.507	79.786	63.939	41.498	26.050	15.469	8.406	5.564	1073.680
7.000	3.904	469.544	130.283	97.560	82.910	74.740	69.742	57.175	37.712	23.960	14.361	5.564	1063.550
7.500	3.658	439.852	122.044	91.390	77.667	70.014	65.332	62.364	51.958	34.686	22.245	5.564	1043.117
8.000	3.426	412.038	114.327	85.611	72.756	65.587	61.201	58.421	56.674	47.790	32.203	5.564	1012.171
8.500	3.210	385.982	107.097	80.198	68.155	61.439	57.330	54.727	53.091	52.128	44.369	5.564	970.080
9.000	3.007	361.575	100.325	75.126	63.845	57.554	53.705	51.266	49.733	48.831	48.396	5.564	915.921
9.500	2.816	338.710	93.981	70.376	59.808	53.915	50.309	48.024	46.588	45.744	45.336	5.564	858.354
10.000	2.638	317.292	88.038	65.925	56.026	50.505	47.128	44.987	43.642	42.851	42.469	5.564	804.428
10.500	2.472	297.228	82.471	61.757	52.483	47.312	44.148	42.142	40.883	40.141	39.783	5.564	753.911
11.000	2.315	278.432	77.256	57.851	49.164	44.320	41.356	39.478	38.297	37.603	37.268	5.564	706.589
11.500	2.169	260.826	72.370	54.193	46.055	41.517	38.741	36.981	35.876	35.225	34.911	5.564	662.260
12.000	2.032	244.332	67.794	50.766	43.143	38.892	36.291	34.643	33.607	32.998	32.703	5.564	620.733
12.500	1.903	228.882	63.507	47.556	40.415	36.433	33.996	32.452	31.482	30.911	30.635	5.564	581.833
13.000	1.783	214.408	59.491	44.549	37.859	34.129	31.846	30.400	29.491	28.956	28.698	5.564	545.392
13.500	1.675	201.478	55.729	41.732	35.465	31.971	29.833	28.478	27.626	27.125	26.883	5.564	511.884
14.000	1.604	192.892	52.368	39.093	33.223	29.949	27.946	26.677	25.879	25.410	25.183	5.564	484.185
14.500	1.536	184.673	50.137	36.735	31.122	28.055	26.179	24.990	24.243	23.803	23.591	5.564	459.091
15.000	1.470	176.803	48.000	35.170	29.245	26.281	24.523	23.410	22.710	22.298	22.099	5.564	436.103
15.500	1.408	169.269	45.955	33.671	27.999	24.696	22.973	21.929	21.274	20.888	20.702	5.564	414.918
16.000	1.348	162.055	43.996	32.236	26.805	23.644	21.587	20.543	19.928	19.567	19.393	5.564	395.319
16.500	1.290	155.149	42.122	30.862	25.663	22.636	20.667	19.304	18.668	18.330	18.166	5.564	377.132
17.000	1.235	148.538	40.327	29.547	24.570	21.672	19.787	18.481	17.542	17.171	17.018	5.564	360.215
17.500	1.183	142.208	38.608	28.288	23.523	20.748	18.943	17.694	16.795	16.135	15.941	5.564	344.447
18.000	1.132	136.148	36.963	27.083	22.520	19.864	18.136	16.940	16.079	15.448	14.980	5.564	329.724
18.500	1.084	130.346	35.388	25.929	21.560	19.017	17.363	16.218	15.394	14.789	14.342	5.564	315.910
19.000	1.038	124.792	33.880	24.824	20.642	18.207	16.623	15.527	14.738	14.159	13.731	5.564	302.685
19.500	0.993	119.474	32.436	23.766	19.762	17.431	15.915	14.865	14.110	13.556	13.145	5.564	290.024
20.000	0.951	114.382	31.054	22.753	18.920	16.688	15.237	14.232	13.509	12.978	12.585	5.564	277.902
20.500	0.911	109.508	29.730	21.783	18.114	15.977	14.588	13.625	12.933	12.425	12.049	5.564	266.296
21.000	0.872	104.841	28.463	20.855	17.342	15.296	13.966	13.044	12.382	11.895	11.535	5.564	255.185
21.500	0.835	100.374	27.251	19.966	16.603	14.644	13.371	12.489	11.854	11.389	11.044	5.564	244.548
22.000	0.799	96.096	26.089	19.116	15.895	14.020	12.801	11.956	11.349	10.903	10.573	5.564	234.364
22.500	0.765	92.001	24.977	18.301	15.218	13.423	12.255	11.447	10.865	10.439	10.123	5.564	224.614
23.000	0.732	88.081	23.913	17.521	14.569	12.851	11.733	10.959	10.402	9.994	9.691	5.564	215.279
23.500	0.701	84.327	22.894	16.774	13.949	12.303	11.233	10.492	9.959	9.568	9.278	5.564	206.342
24.000	0.671	80.734	21.918	16.060	13.354	11.779	10.755	10.045	9.535	9.160	8.883	5.564	197.786
												$Q_{100th} =$	1073.680

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.20 Perhitungan banjir rancangan  $Q_{1,2 \times 100th}$ 

Waktu (jam)	UH (m <sup>3</sup> /dt/mm)	R1 133.26	R2 34.64	R3 24.30	R4 19.34	R5 16.33	R6 14.28	R7 12.77	R8 11.60	R9 10.67	R10 9.91	Base Flow (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Banjir (m <sup>3</sup> /dt)
0.0	0.000	0.000										5.564	5.564
0.5	0.034	4.497	0.000									5.564	10.061
1.0	0.178	23.737	1.055	0.000								5.564	30.355
1.5	0.471	62.811	5.568	0.820	0.000							5.564	74.763
2.0	0.940	125.283	14.734	4.328	0.653	0.000						5.564	150.561
2.5	1.606	214.030	29.387	11.452	3.445	0.551	0.000					5.564	264.431
3.0	2.488	331.521	50.205	22.843	9.117	2.910	0.482	0.000				5.564	422.641
3.5	3.602	479.935	77.765	39.024	18.185	7.699	2.543	0.431	0.000			5.564	631.146
4.0	4.962	661.247	112.578	60.446	31.067	15.357	6.730	2.274	0.392	0.000		5.564	895.653
4.5	5.413	721.264	155.108	87.506	48.121	26.235	13.423	6.018	2.067	0.360	0.000	5.564	1065.666
5.0	5.070	675.654	169.186	120.564	69.663	40.636	22.932	12.003	5.469	1.901	0.334	5.564	1123.908
5.5	4.750	632.929	158.488	131.507	95.981	58.828	35.521	20.506	10.908	5.030	1.765	5.564	1157.027
6.0	4.449	592.906	148.466	123.191	104.693	81.052	51.423	31.763	18.635	10.033	4.670	5.564	1172.395
6.5	4.168	555.413	139.077	115.401	98.072	88.409	70.849	45.983	28.865	17.140	9.315	5.564	1174.089
7.0	3.904	520.291	130.283	108.104	91.871	82.818	77.280	63.354	41.787	26.549	15.913	5.564	1163.815
7.5	3.658	487.390	122.044	101.268	86.061	77.581	72.393	69.105	57.574	38.435	24.649	5.564	1142.064
8.0	3.426	456.570	114.327	94.864	80.619	72.675	67.815	64.735	62.800	52.955	35.684	5.564	1108.607
8.5	3.210	427.699	107.097	88.865	75.521	68.080	63.527	60.641	58.828	57.762	49.164	5.564	1062.748
9.0	3.007	400.653	100.325	83.246	70.745	63.775	59.510	56.807	55.108	54.109	53.627	5.564	1003.468
9.5	2.816	375.318	93.981	77.982	66.272	59.742	55.746	53.214	51.624	50.687	50.235	5.564	940.365
10.0	2.638	351.584	88.038	73.050	62.081	55.964	52.221	49.849	48.359	47.482	47.059	5.564	881.252
10.5	2.472	329.352	82.471	68.431	58.155	52.425	48.919	46.697	45.301	44.480	44.083	5.564	825.878
11.0	2.315	308.525	77.256	64.104	54.478	49.110	45.826	43.744	42.437	41.667	41.295	5.564	774.005
11.5	2.169	289.015	72.370	60.050	51.033	46.005	42.928	40.978	39.753	39.032	38.684	5.564	725.412
12.0	2.032	270.739	67.794	56.253	47.806	43.095	40.213	38.387	37.239	36.564	36.238	5.564	679.892
12.5	1.903	253.619	63.507	52.696	44.783	40.370	37.670	35.959	34.884	34.252	33.946	5.564	637.251
13.0	1.783	237.581	59.491	49.363	41.951	37.817	35.288	33.685	32.678	32.086	31.800	5.564	597.306
13.5	1.675	223.254	55.729	46.242	39.298	35.426	33.057	31.555	30.612	30.057	29.789	5.564	560.583
14.0	1.604	213.740	52.368	43.318	36.813	33.186	30.966	29.560	28.676	28.156	27.905	5.564	530.253
14.5	1.536	204.632	50.137	40.706	34.485	31.087	29.008	27.691	26.863	26.376	26.141	5.564	502.689
15.0	1.470	195.911	48.000	38.971	32.406	29.121	27.174	25.940	25.164	24.708	24.488	5.564	477.447
15.5	1.408	187.563	45.955	37.310	31.025	27.365	25.456	24.299	23.573	23.145	22.939	5.564	454.194
16.0	1.348	179.570	43.996	35.720	29.703	26.199	23.920	22.763	22.082	21.682	21.489	5.564	432.688
16.5	1.290	171.918	42.122	34.198	28.437	25.083	22.901	21.390	20.686	20.311	20.130	5.564	412.738
17.0	1.235	164.592	40.327	32.741	27.225	24.014	21.925	20.479	19.438	19.026	18.857	5.564	394.187
17.5	1.183	157.578	38.608	31.346	26.065	22.990	20.991	19.606	18.610	17.879	17.664	5.564	376.901
18.0	1.132	150.863	36.963	30.010	24.954	22.011	20.096	18.770	17.817	17.117	16.599	5.564	360.764
18.5	1.084	144.434	35.388	28.731	23.891	21.073	19.240	17.970	17.058	16.388	15.892	5.564	345.627
19.0	1.038	138.279	33.880	27.507	22.873	20.175	18.420	17.205	16.331	15.689	15.215	5.564	331.136
19.5	0.993	132.386	32.436	26.334	21.898	19.315	17.635	16.472	15.635	15.021	14.566	5.564	317.262
20.0	0.951	126.745	31.054	25.212	20.965	18.492	16.884	15.770	14.969	14.381	13.945	5.564	303.979
20.5	0.911	121.343	29.730	24.138	20.071	17.704	16.164	15.098	14.331	13.768	13.351	5.564	291.262
21.0	0.872	116.173	28.463	23.109	19.216	16.950	15.475	14.454	13.720	13.181	12.782	5.564	279.088
21.5	0.835	111.222	27.251	22.124	18.397	16.227	14.816	13.838	13.135	12.619	12.238	5.564	267.432
22.0	0.799	106.482	26.089	21.182	17.613	15.536	14.184	13.249	12.576	12.082	11.716	5.564	256.272
22.5	0.765	101.945	24.977	20.279	16.863	14.874	13.580	12.684	12.040	11.567	11.217	5.564	245.589
23.0	0.732	97.600	23.913	19.415	16.144	14.240	13.001	12.143	11.527	11.074	10.739	5.564	235.360
23.5	0.701	93.441	22.894	18.587	15.456	13.633	12.447	11.626	11.036	10.602	10.281	5.564	225.568
24.0	0.671	89.459	21.918	17.795	14.797	13.052	11.917	11.131	10.565	10.150	9.843	5.564	216.192
												$Q_{200th} =$	1174.089

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.21 Perhitungan banjir rancangan  $Q_{1000th}$ 

Waktu (jam)	UH (m <sup>3</sup> /dt/mm)	R1 163.70	R2 42.55	R3 29.85	R4 23.76	R5 20.07	R6 17.54	R7 15.68	R8 14.25	R9 13.11	R10 12.17	Base Flow (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Banjir (m <sup>3</sup> /dt)
0.0	0.000	0.000										5.564	5.564
0.5	0.034	5.525	0.000									5.564	11.089
1.0	0.178	29.159	1.436	0.000								5.564	36.159
1.5	0.471	77.161	7.579	1.007	0.000							5.564	91.311
2.0	0.940	153.904	20.056	5.317	0.802	0.000						5.564	185.642
2.5	1.606	262.927	40.003	14.069	4.233	0.677	0.000					5.564	327.472
3.0	2.488	407.258	68.340	28.061	11.200	3.574	0.592	0.000				5.564	524.590
3.5	3.602	589.579	105.855	47.939	22.339	9.458	3.124	0.529	0.000			5.564	784.388
4.0	4.962	812.312	153.244	74.255	38.164	18.865	8.267	2.794	0.481	0.000		5.564	1113.946
4.5	5.413	886.040	211.137	107.497	59.114	32.228	16.490	7.393	2.539	0.442	0.000	5.564	1328.445
5.0	5.070	830.011	230.300	148.108	85.578	49.920	28.171	14.746	6.718	2.335	0.411	5.564	1401.862
5.5	4.750	777.525	215.737	161.550	117.908	72.268	43.636	25.191	13.400	6.179	2.168	5.564	1441.127
6.0	4.449	728.358	202.095	151.335	128.610	99.569	63.170	39.020	22.893	12.325	5.737	5.564	1458.675
6.5	4.168	682.300	189.316	141.765	120.477	108.606	87.035	56.488	35.459	21.056	11.443	5.564	1459.509
7.0	3.904	639.154	177.344	132.800	112.859	101.739	94.934	77.828	51.334	32.615	19.549	5.564	1445.720
7.5	3.658	598.737	166.130	124.403	105.722	95.305	88.931	84.892	70.727	47.216	30.280	5.564	1417.907
8.0	3.426	560.876	155.624	116.536	99.037	89.278	83.308	79.524	77.146	65.053	43.836	5.564	1375.782
8.5	3.210	525.409	145.783	109.167	92.774	83.633	78.040	74.495	72.268	70.957	60.396	5.564	1318.486
9.0	3.007	492.184	136.565	102.264	86.908	78.344	73.105	69.784	67.698	66.470	65.878	5.564	1244.764
9.5	2.816	461.061	127.929	95.797	81.412	73.390	68.482	65.372	63.417	62.267	61.712	5.564	1166.403
10.0	2.638	431.905	119.839	89.739	76.264	68.749	64.151	61.238	59.407	58.330	57.810	5.564	1092.997
10.5	2.472	404.594	112.261	84.065	71.441	64.402	60.095	57.365	55.650	54.641	54.154	5.564	1024.232
11.0	2.315	379.009	105.162	78.749	66.924	60.329	56.295	53.738	52.131	51.186	50.730	5.564	959.816
11.5	2.169	355.042	98.512	73.769	62.692	56.514	52.735	50.340	48.835	47.949	47.522	5.564	899.474
12.0	2.032	332.591	92.283	69.104	58.727	52.941	49.400	47.156	45.747	44.917	44.517	5.564	842.947
12.5	1.903	311.559	86.447	64.734	55.014	49.593	46.276	44.174	42.854	42.077	41.702	5.564	789.995
13.0	1.783	291.858	80.981	60.641	51.535	46.457	43.350	41.381	40.144	39.416	39.065	5.564	740.391
13.5	1.675	274.257	75.860	56.806	48.276	43.519	40.609	38.764	37.605	36.924	36.594	5.564	694.779
14.0	1.604	262.570	71.285	53.214	45.223	40.767	38.041	36.313	35.227	34.589	34.280	5.564	657.074
14.5	1.536	251.381	68.247	50.005	42.364	38.189	35.635	34.017	33.000	32.401	32.113	5.564	622.916
15.0	1.470	240.668	65.339	47.874	39.809	35.774	33.382	31.866	30.913	30.352	30.082	5.564	591.624
15.5	1.408	230.412	62.555	45.834	38.112	33.617	31.271	29.851	28.958	28.433	28.180	5.564	562.787
16.0	1.348	220.594	59.889	43.881	36.488	32.184	29.385	27.963	27.127	26.635	26.398	5.564	536.108
16.5	1.290	211.193	57.337	42.011	34.933	30.813	28.133	26.277	25.412	24.951	24.728	5.564	511.352
17.0	1.235	202.193	54.894	40.221	33.445	29.500	26.934	25.157	23.879	23.373	23.165	5.564	488.324
17.5	1.183	193.577	52.554	38.507	32.019	28.243	25.786	24.085	22.862	21.964	21.700	5.564	466.860
18.0	1.132	185.328	50.315	36.866	30.655	27.039	24.687	23.059	21.887	21.028	20.391	5.564	446.819
18.5	1.084	177.430	48.171	35.295	29.349	25.887	23.635	22.076	20.955	20.132	19.522	5.564	428.015
19.0	1.038	169.869	46.118	33.791	28.098	24.784	22.628	21.135	20.062	19.274	18.690	5.564	410.013
19.5	0.993	162.630	44.153	32.351	26.901	23.728	21.664	20.235	19.207	18.452	17.894	5.564	392.777
20.0	0.951	155.700	42.271	30.972	25.754	22.717	20.741	19.372	18.388	17.666	17.131	5.564	376.277
20.5	0.911	149.065	40.470	29.652	24.657	21.749	19.857	18.547	17.605	16.913	16.401	5.564	360.479
21.0	0.872	142.713	38.745	28.389	23.606	20.822	19.011	17.756	16.855	16.192	15.702	5.564	345.354
21.5	0.835	136.631	37.094	27.179	22.600	19.934	18.201	17.000	16.136	15.502	15.033	5.564	330.875
22.0	0.799	130.809	35.513	26.021	21.637	19.085	17.425	16.275	15.449	14.842	14.393	5.564	317.012
22.5	0.765	125.234	34.000	24.912	20.715	18.272	16.682	15.582	14.790	14.209	13.779	5.564	303.740
23.0	0.732	119.898	32.551	23.850	19.832	17.493	15.972	14.918	14.160	13.604	13.192	5.564	291.033
23.5	0.701	114.788	31.164	22.834	18.987	16.748	15.291	14.282	13.557	13.024	12.630	5.564	278.868
24.0	0.671	109.897	29.836	21.861	18.178	16.034	14.639	13.673	12.979	12.469	12.092	5.564	267.221
												$Q_{1000th} =$	1459.509

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.22 Perhitungan banjir rancangan  $Q_{PMF}$ 

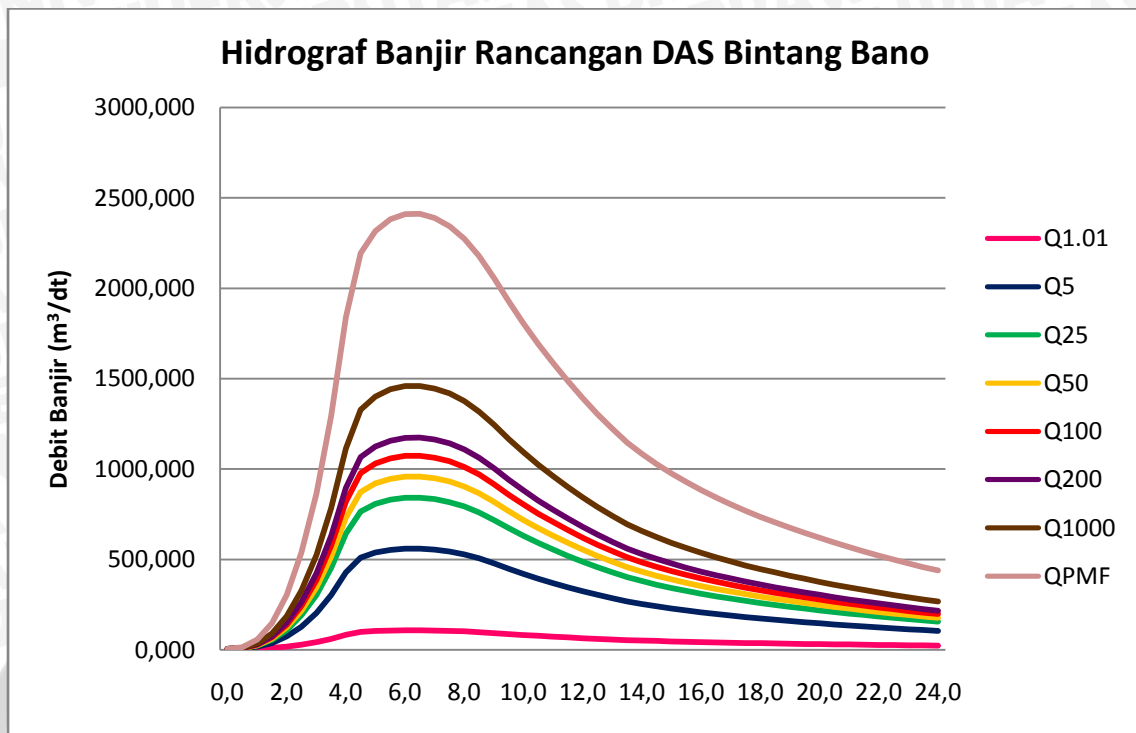
Waktu (jam)	UH (m <sup>3</sup> /dt/mm)	R1 271.03	R2 70.45	R3 49.42	R4 39.34	R5 33.22	R6 29.04	R7 25.97	R8 23.60	R9 21.70	R10 20.15	Base Flow (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Banjir (m <sup>3</sup> /dt)
0.0	0.000	0.000										5.564	5.564
0.5	0.034	9.147	0.000									5.564	14.711
1.0	0.178	48.277	2.377	0.000								5.564	56.218
1.5	0.471	127.749	12.548	1.668	0.000							5.564	147.529
2.0	0.940	254.807	33.205	8.802	1.328	0.000						5.564	303.705
2.5	1.606	435.306	66.230	23.292	7.007	1.121	0.000					5.564	538.521
3.0	2.488	674.264	113.145	46.459	18.543	5.918	0.980	0.000				5.564	864.872
3.5	3.602	976.118	175.255	79.369	36.986	15.659	5.173	0.876	0.000			5.564	1294.999
4.0	4.962	1344.878	253.714	122.938	63.185	31.233	13.688	4.625	0.796	0.000		5.564	1840.621
4.5	5.413	1466.944	349.562	177.974	97.870	53.358	27.301	12.240	4.203	0.733	0.000	5.564	2195.749
5.0	5.070	1374.181	381.290	245.210	141.685	82.648	46.641	24.413	11.123	3.866	0.680	5.564	2317.300
5.5	4.750	1287.284	357.179	267.466	195.211	119.648	72.244	41.707	22.186	10.231	3.589	5.564	2382.307
6.0	4.449	1205.882	334.592	250.552	212.929	164.848	104.586	64.602	37.902	20.406	9.498	5.564	2411.361
6.5	4.168	1129.628	313.434	234.709	199.464	179.810	144.096	93.522	58.707	34.861	18.945	5.564	2412.742
7.0	3.904	1058.195	293.614	219.867	186.851	168.440	157.175	128.854	84.989	53.998	32.365	5.564	2389.913
7.5	3.658	991.280	275.047	205.963	175.036	157.789	147.236	140.549	117.097	78.171	50.132	5.564	2343.864
8.0	3.426	928.596	257.655	192.939	163.967	147.811	137.926	131.661	127.725	107.703	72.575	5.564	2274.122
8.5	3.210	869.876	241.362	180.739	153.599	138.464	129.204	123.335	119.648	117.478	99.993	5.564	2179.262
9.0	3.007	814.869	226.099	169.310	143.886	129.708	121.034	115.536	112.082	110.050	109.069	5.564	2057.206
9.5	2.816	763.340	211.802	158.603	134.787	121.506	113.380	108.230	104.995	103.091	102.172	5.564	1927.469
10.0	2.638	715.070	198.408	148.574	126.264	113.823	106.210	101.386	98.355	96.572	95.711	5.564	1805.937
10.5	2.472	669.852	185.862	139.179	118.279	106.625	99.494	94.975	92.136	90.465	89.658	5.564	1692.090
11.0	2.315	627.494	174.109	130.378	110.800	99.882	93.203	88.969	86.310	84.744	83.989	5.564	1585.441
11.5	2.169	587.814	163.099	122.133	103.794	93.566	87.309	83.343	80.852	79.385	78.678	5.564	1485.537
12.0	2.032	550.644	152.785	114.410	97.230	87.650	81.788	78.073	75.739	74.366	73.703	5.564	1391.951
12.5	1.903	515.823	143.124	107.175	91.082	82.107	76.616	73.136	70.950	69.663	69.042	5.564	1304.282
13.0	1.783	483.205	134.073	100.398	85.322	76.915	71.771	68.511	66.463	65.258	64.676	5.564	1222.157
13.5	1.675	454.065	125.595	94.049	79.927	72.051	67.233	64.179	62.260	61.131	60.586	5.564	1146.641
14.0	1.604	434.715	118.021	88.102	74.873	67.495	62.981	60.121	58.323	57.266	56.755	5.564	1084.216
14.5	1.536	416.190	112.992	82.789	70.138	63.227	58.999	56.319	54.635	53.644	53.166	5.564	1027.663
15.0	1.470	398.455	108.177	79.261	65.908	59.229	55.268	52.757	51.180	50.252	49.804	5.564	975.855
15.5	1.408	381.475	103.567	75.883	63.100	55.657	51.773	49.421	47.944	47.074	46.655	5.564	928.113
16.0	1.348	365.219	99.153	72.650	60.411	53.285	48.651	46.296	44.912	44.098	43.704	5.564	883.943
16.5	1.290	349.655	94.928	69.554	57.836	51.014	46.577	43.504	42.072	41.309	40.941	5.564	842.955
17.0	1.235	334.755	90.883	66.590	55.372	48.841	44.593	41.650	39.535	38.697	38.352	5.564	804.830
17.5	1.183	320.490	87.010	63.752	53.012	46.759	42.692	39.875	37.850	36.363	35.927	5.564	769.295
18.0	1.132	306.832	83.302	61.035	50.753	44.767	40.873	38.176	36.237	34.814	33.760	5.564	736.113
18.5	1.084	293.757	79.752	58.434	48.590	42.859	39.131	36.549	34.693	33.330	32.321	5.564	704.981
19.0	1.038	281.239	76.354	55.944	46.520	41.033	37.464	34.992	33.215	31.910	30.944	5.564	675.176
19.5	0.993	269.254	73.100	53.560	44.537	39.284	35.867	33.501	31.799	30.550	29.625	5.564	646.641
20.0	0.951	257.780	69.985	51.278	42.639	37.610	34.339	32.073	30.444	29.248	28.363	5.564	619.322
20.5	0.911	246.795	67.002	49.093	40.822	36.007	32.875	30.706	29.147	28.002	27.154	5.564	593.168
21.0	0.872	236.278	64.147	47.001	39.083	34.473	31.474	29.398	27.905	26.808	25.997	5.564	568.127
21.5	0.835	226.209	61.414	44.998	37.417	33.004	30.133	28.145	26.716	25.666	24.889	5.564	544.154
22.0	0.799	216.569	58.796	43.080	35.823	31.597	28.849	26.946	25.577	24.572	23.829	5.564	521.202
22.5	0.765	207.340	56.291	41.244	34.296	30.251	27.620	25.797	24.487	23.525	22.813	5.564	499.229
23.0	0.732	198.505	53.892	39.487	32.835	28.962	26.443	24.698	23.444	22.523	21.841	5.564	478.192
23.5	0.701	190.046	51.596	37.804	31.435	27.728	25.316	23.646	22.445	21.563	20.910	5.564	458.051
24.0	0.671	181.947	49.397	36.193	30.096	26.546	24.237	22.638	21.488	20.644	20.019	5.564	438.769
												<b>QPMF =</b>	<b>2412.742</b>

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.23 Rekapitulasi perhitungan banjir rancangan

Waktu (jam)	Debit Banjir Rancangan							
	Q1.01th	Q5th	Q25th	Q50th	Q100th	Q200th	Q1000th	QPMF
0.0	5.564	5.564	5.564	5.564	5.564	5.564	5.564	5.564
0.5	5.955	7.671	8.742	9.185	9.623	10.061	11.089	14.711
1.0	7.732	17.233	23.165	25.615	28.040	30.355	36.159	56.218
1.5	11.639	38.269	54.894	61.759	68.557	74.763	91.311	147.529
2.0	18.323	74.247	109.162	123.579	137.856	150.561	185.642	303.705
2.5	28.371	128.342	190.755	216.527	242.048	264.431	327.472	538.521
3.0	42.337	203.524	304.155	345.709	386.857	422.641	524.590	864.872
3.5	60.744	302.612	453.615	515.968	577.714	631.146	784.388	1294.999
4.0	84.094	428.308	643.207	731.945	819.818	895.653	1113.946	1840.621
4.5	99.291	510.119	766.606	872.517	977.396	1065.666	1328.445	2195.749
5.0	104.493	538.121	808.842	920.631	1031.330	1123.908	1401.862	2317.300
5.5	107.275	553.097	831.431	946.363	1060.176	1157.027	1441.127	2382.307
6.0	108.518	559.790	841.527	957.864	1073.067	1172.395	1458.675	2411.361
6.5	108.577	560.108	842.006	958.410	1073.680	1174.089	1459.509	2412.742
7.0	107.600	554.849	834.074	949.374	1063.550	1163.815	1445.720	2389.913
7.5	105.630	544.241	818.073	931.146	1043.117	1142.064	1417.907	2343.864
8.0	102.645	528.174	793.839	903.540	1012.171	1108.607	1375.782	2274.122
8.5	98.586	506.321	760.877	865.991	970.080	1062.748	1318.486	2179.262
9.0	93.363	478.203	718.465	817.677	915.921	1003.468	1244.764	2057.206
9.5	87.811	448.315	673.385	766.322	858.354	940.365	1166.403	1927.469
10.0	82.610	420.318	631.155	718.216	804.428	881.252	1092.997	1805.937
10.5	77.738	394.091	591.595	673.151	753.911	825.878	1024.232	1692.090
11.0	73.174	369.522	554.537	630.936	706.589	774.005	959.816	1585.441
11.5	68.898	346.507	519.823	591.390	662.260	725.412	899.474	1485.537
12.0	64.893	324.947	487.303	554.345	620.733	679.892	842.947	1391.951
12.5	61.142	304.751	456.840	519.643	581.833	637.251	789.995	1304.282
13.0	57.627	285.832	428.304	487.135	545.392	597.306	740.391	1222.157
13.5	54.396	268.435	402.064	457.243	511.884	560.583	694.779	1146.641
14.0	51.724	254.054	380.372	432.533	484.185	530.253	657.074	1084.216
14.5	49.304	241.026	360.721	410.147	459.091	502.689	622.916	1027.663
15.0	47.087	229.091	342.719	389.640	436.103	477.447	591.624	975.855
15.5	45.044	218.092	326.130	370.742	414.918	454.194	562.787	928.113
16.0	43.154	207.917	310.782	353.257	395.319	432.688	536.108	883.943
16.5	41.400	198.475	296.539	337.033	377.132	412.738	511.352	842.955
17.0	39.768	189.692	283.292	321.942	360.215	394.187	488.324	804.830
17.5	38.247	181.505	270.944	307.876	344.447	376.901	466.860	769.295
18.0	36.827	173.861	259.414	294.741	329.724	360.764	446.819	736.113
18.5	35.495	166.689	248.596	282.418	315.910	345.627	428.015	704.981
19.0	34.220	159.823	238.240	270.620	302.685	331.136	410.013	675.176
19.5	32.998	153.250	228.325	259.325	290.024	317.262	392.777	646.641
20.0	31.829	146.956	218.832	248.511	277.902	303.979	376.277	619.322
20.5	30.710	140.931	209.744	238.158	266.296	291.262	360.479	593.168
21.0	29.638	135.162	201.043	228.246	255.185	279.088	345.354	568.127
21.5	28.613	129.639	192.712	218.757	244.548	267.432	330.875	544.154
22.0	27.630	124.352	184.737	209.672	234.364	256.272	317.012	521.202
22.5	26.690	119.290	177.102	200.974	224.614	245.589	303.740	499.229
23.0	25.790	114.444	169.792	192.647	215.279	235.360	291.033	478.192
23.5	24.928	109.804	162.793	184.674	206.342	225.568	278.868	458.051
24.0	24.103	105.362	156.093	177.042	197.786	216.192	267.221	438.769

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.9 Hidrograf banjir rancangan

#### 4.1.9 Kurva Kapasitas Tampungan Waduk (*Storage Curve*)

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

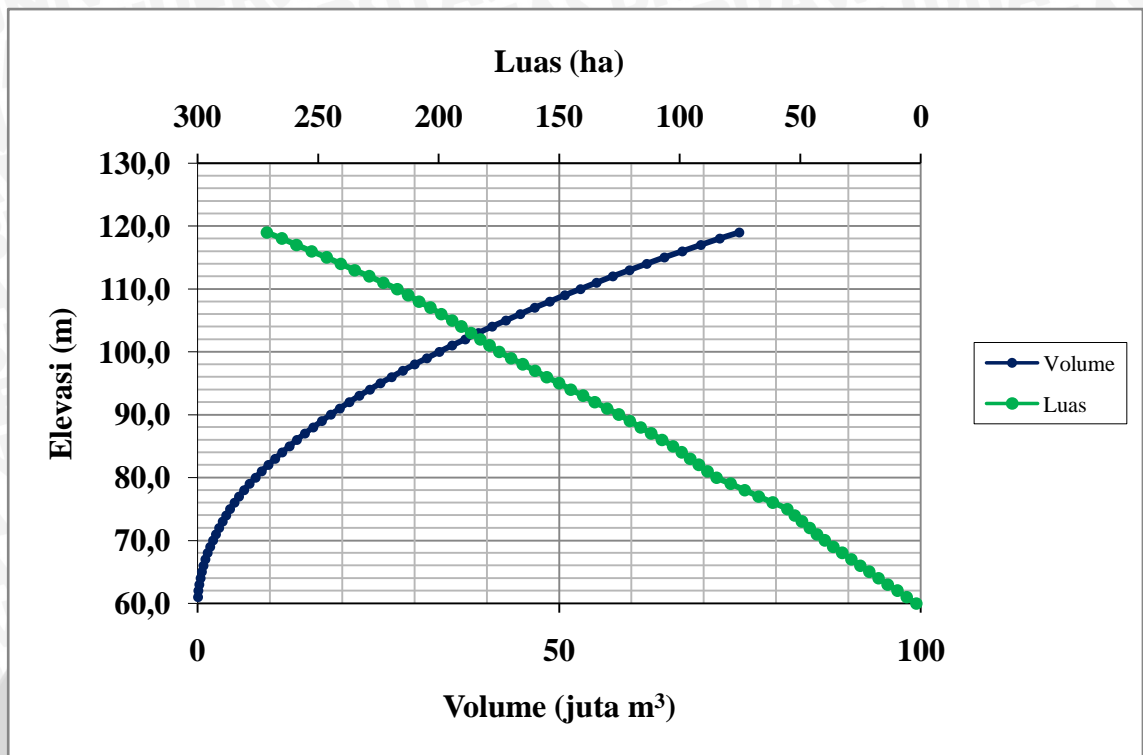
Berdasarkan lokasi as bendungan yang dibuat maka didapatkan data elevasi dan luas tampungan. Dari data tersebut maka dapat dihitung kapasitas tampungan waduk, dengan hasil seperti pada tabel 4.24 berikut ini:



Tabel 4.24 Hubungan elevasi, luas genangan, dan kapasitas tampungan Waduk Bintang Bano

No.	Elevasi	Luas Genangan		$\Delta$ Volume	Volume	
		m <sup>2</sup>	ha		m <sup>3</sup>	juta m <sup>3</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	60.00	19760	1.976	-	-	
2	61.00	58810	5.881	37553.126	37553.126	0.376
3	62.00	97860	9.786	77510.894	115064.020	1.151
4	63.00	136910	13.691	116839.928	231903.948	2.319
5	64.00	175960	17.596	156027.246	387931.194	3.879
6	65.00	215010	21.501	195159.160	583090.354	5.831
7	66.00	251860	25.186	233192.241	816282.594	8.163
8	67.00	288710	28.871	270075.421	1086358.016	10.864
9	68.00	325570	32.557	306955.518	1393313.534	13.933
10	69.00	362420	36.242	343830.402	1737143.936	17.371
11	70.00	399270	39.927	380696.348	2117840.284	21.178
12	71.00	430370	43.037	414722.814	2532563.099	25.326
13	72.00	461460	46.146	445824.654	2978387.752	29.784
14	73.00	492560	49.256	476925.492	3455313.244	34.553
15	74.00	523660	52.366	508030.667	3963343.911	39.633
16	75.00	554750	55.475	539130.292	4502474.204	45.025
17	76.00	613440	61.344	583849.129	5086323.332	50.863
18	77.00	672120	67.212	642556.677	5728880.009	57.289
19	78.00	730810	73.081	701260.308	6430140.317	64.301
20	79.00	789490	78.949	759961.187	7190101.505	71.901
21	80.00	848180	84.818	818659.668	8008761.173	80.088
22	81.00	884180	88.418	866117.651	8874878.824	88.749
23	82.00	920180	92.018	902120.139	9776998.963	97.770
24	83.00	956180	95.618	938122.436	10715121.399	107.151
25	84.00	992170	99.217	974119.595	11689240.994	116.892
26	85.00	1028170	102.817	1010116.539	12699357.533	126.994
27	86.00	1072990	107.299	1050500.319	13749857.852	137.499
28	87.00	1117810	111.781	1095323.580	14845181.433	148.452
29	88.00	1162630	116.263	1140146.585	15985328.017	159.853
30	89.00	1207460	120.746	1184974.331	17170302.348	171.703
31	90.00	1252280	125.228	1229801.937	18400104.286	184.001
32	91.00	1302060	130.206	1277089.148	19677193.434	196.772
33	92.00	1351850	135.185	1326877.151	21004070.584	210.041
34	93.00	1401640	140.164	1376669.967	22380740.551	223.807
35	94.00	1451430	145.143	1426462.586	23807203.136	238.072
36	95.00	1501220	150.122	1476255.028	25283458.165	252.835
37	96.00	1550920	155.092	1526002.554	26809460.719	268.095
38	97.00	1600610	160.061	1575699.708	28385160.427	283.852
39	98.00	1650310	165.031	1625396.679	30010557.105	300.106
40	99.00	1700010	170.001	1675098.557	31685655.663	316.857
41	100.00	1749710	174.971	1724800.328	33410455.991	334.105
42	101.00	1788650	178.865	1769144.287	35179600.278	351.796
43	102.00	1827580	182.758	1808080.074	36987680.352	369.877
44	103.00	1866520	186.652	1847015.793	38834696.146	388.347
45	104.00	1905450	190.545	1885951.516	40720647.662	407.206
46	105.00	1944390	194.439	1924887.177	42645534.839	426.455
47	106.00	1989700	198.970	1967001.511	44612536.350	446.125
48	107.00	2035010	203.501	2012312.490	46624848.841	466.248
49	108.00	2080330	208.033	2057628.408	48682477.249	486.825
50	109.00	2125640	212.564	2102944.323	50785421.572	507.854
51	110.00	2170950	217.095	2148255.181	52933676.752	529.337
52	111.00	2229770	222.977	2200294.481	55133971.234	551.340
53	112.00	2288580	228.858	2259111.209	57393082.443	573.931
54	113.00	2347400	234.740	2317927.807	59711010.249	597.110
55	114.00	2406220	240.622	2376749.346	62087759.595	620.878
56	115.00	2465030	246.503	2435565.831	64523325.426	645.233
57	116.00	2523840	252.384	2494382.316	67019316.152	670.193
58	117.00	2582650	258.265	2553198.801	69577353.457	695.774
59	118.00	2641460	264.146	2612015.286	72197432.247	721.974
60	119.00	2700270	270.027	2670831.771	74879552.453	748.796
61	120.00	2759080	275.908	2729648.256	77623718.992	776.237
62	121.00	2817890	281.789	2788464.741	80424375.462	804.244
63	122.00	2876700	287.670	2847281.226	83275927.605	832.759
64	123.00	2927930	292.793	2902447.821	86178375.426	861.784

Sumber: Data Proyek



Gambar 4.10 Kurva lengkung kapasitas waduk Bintang Bano

Selanjutnya penentuan elevasi mercu pelimpah Waduk Bintang Bano didapat dengan menjumlah semua tampungan efektif dan tampungan mati waduk tersebut dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Tampungan efektif waduk} &= 54.630.000 \text{ m}^3 \\
 \text{Tampungan mati waduk} &= 11.210.000 \text{ m}^3 \\
 \text{Total tampungan} &= \text{Tampungan efektif} + \text{Tampungan mati} \\
 &= 54.630.000 + 11.210.000 \\
 &= 65.840.000 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Dengan didapatkannya total tampungan waduk, maka dengan cara interpolasi dari lengkung kapasitas maka diperoleh pula elevasi mercu pelimpah Waduk Bintang Bano pada level + 115,74

#### 4.1.10 Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah (*Flood Routing*) Waduk Bintang Bano

Dalam penelusuran banjir yang menjadi variabel terpenting adalah debit *nflow* dan *outflow*. Saat debit banjir (*inflow*) masuk ke dalam tampungan waduk sampai kapasitas tampungan sementara yaitu sampai elevasi banjir diatas ambang. Elevasi banjir di atas pelimpah akan semakin naik sampai elevasi maksimum di atas ambang pelimpah. Kemudian elevasi muka air banjir akan turun sampai debit *inflow* sama dengan debit *outflow*. Tampungan waduk disini mempunyai fungsi untuk mereduksi banjir. Hidrograf *outflow* dari waduk akan mempunyai puncak terendah tergantung pada ukuran waduk dan besarnya kapasitas banjir yang tersedia.

Untuk mengetahui besarnya air yang akan melimpah jika terjadi banjir pada waduk, analisis penelusuran banjir perlu diperhitungkan. Analisa ini berfungsi untuk mendesain bangunan pelimpah agar tidak membahayakan puncak bendungan jika terjadi banjir yang besar.

- Elevasi pelimpah = + 115,74 (analisa tampungan)
- Elevasi dasar pelimpah = + 110,74 (elevasi rencana)
- Lebar pelimpah (L) = 80 m (direncanakan)
- Tinggi pelimpah = 5 m
- Jumlah pilar = 0
- $Q_{1000th}$  = 1459,509 m<sup>3</sup>/dt
- $Q_{PMF}$  = 2412,742 m<sup>3</sup>/dt
- Koefisien pilar ( $K_p$ ) = 0,02
- Koefisien abutmen ( $K_a$ ) = 0,12

##### 4.1.10.1`Penentuan Koefisien Debit Pelimpah Waduk Bintang Bano

Untuk menentukan koefisien debit limpasan, hal yang harus dilakukan pertama kali adalah melakukan perhitungan coba-coba nilai koefisien debit. Dengan mencoba koefisien debit  $C_d = 2$ , sehingga  $C_d$  hitung bisa didapat dari perhitungan berikut:

$$\begin{aligned} L_{eff} &= L - 2 (n \cdot K_p + K_a) \cdot Hd \\ &= 80 - 2 (0 \cdot 0,02 + 0,12) \cdot Hd \\ &= 80 - 0,24 Hd \end{aligned}$$

Untuk nilai  $C_d = 2$ , maka:

$$\begin{aligned} Q_{1000th} &= C_d \cdot L_{eff} \cdot Hd^{3/2} \\ 2137,259 &= 2 \cdot (80 - 0,24 Hd) \cdot Hd^{3/2} \\ Hd &= 2,6352 \end{aligned}$$

Untuk selanjutnya mengecek nilai  $C_d = 2$  dengan menggunakan persamaan *Iwasaki*, sebagai berikut:

$$C_d = 2,20 - 0,0416 \left( \frac{H_d}{P} \right)^{0,99}$$

$$C_d = 2,20 - 0,0416 \left( \frac{2,6352}{5} \right)^{0,99}$$

$$C_d = 1,9793$$

Harga  $C_d$  coba-coba tersebut belum menyamai harga  $C_d$  hitung. Sehingga dilakukan coba-coba harga  $C_d$  lagi hingga ditemukan harga  $C_d$  coba-coba sama dengan harga  $C_d$  hitung. Harga coba-coba nilai  $C_d$  tersebut dicantumkan dalam tabel 4.25 berikut ini:

Tabel 4.25 Perhitungan koefisien debit  $C_d$

$C_d$ coba-coba ( $m^{1/2}/dt$ )	$H_d$ (m)	$C_d$ hitung ( $m^{1/2}/dt$ )
2.0000	2.6352	1.9793
1.9793	2.6354	1.9793

Sumber: Perhitungan

Dari hasil perhitungan  $C_d$  di atas didapatkan nilai  $C_d = 1,9793$  dan  $H_d = 2,6354$  m. Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai  $a$  sebagai berikut:

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

$$1,9793 = 1,60 \times \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)}, \text{ karena } h = H_d, \text{ maka:}$$

$$1,9793 = 1,60 \times \frac{1+2a}{1+a}, a = 0,3107$$

Sehingga didapat persamaan koefisien debit:

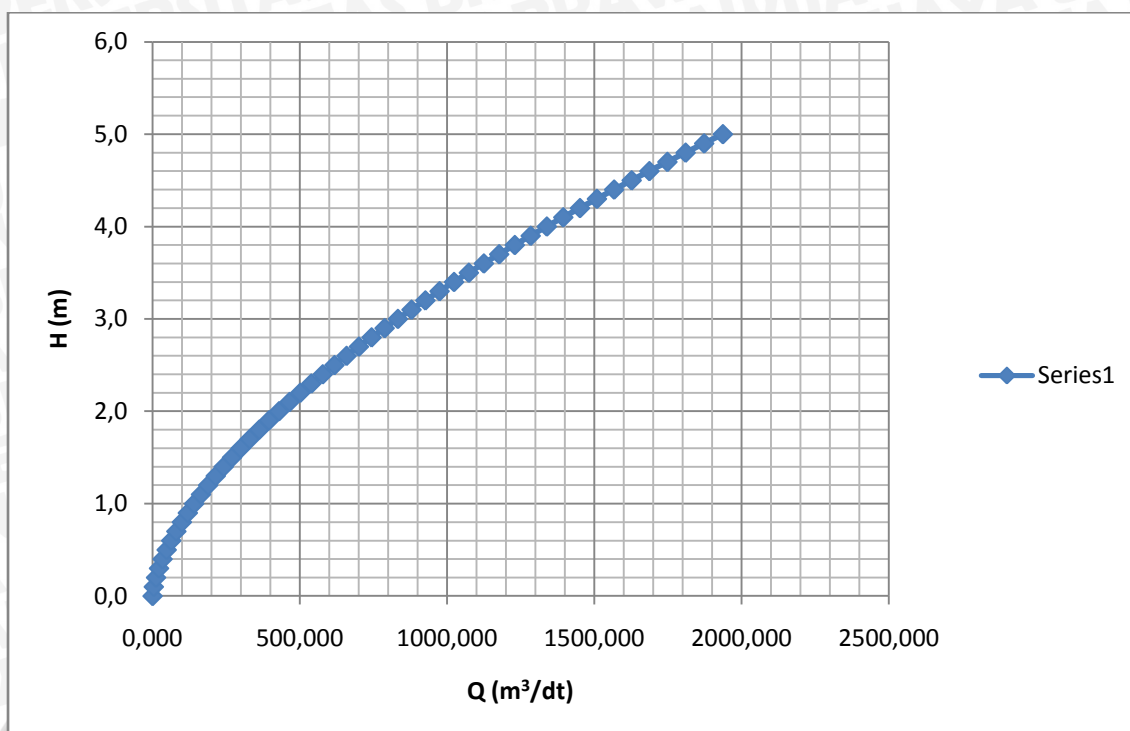
$$C_d = 1,60 \times \frac{1+2 \cdot 0,3107\left(\frac{h}{2,6354}\right)}{1+0,3107\left(\frac{h}{2,6354}\right)}$$

Dengan persamaan  $C_d$  di atas, maka didapat nilai  $Q$  untuk berbagai nilai  $H$  pada tabel 4.26 berikut ini:

Tabel 4.26 Hubungan H dan Q di atas pelimpah Bendungan Bintang Bano

Elevasi	H (m)	C (m <sup>0.5</sup> /dt)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /dt)
115.74	0.0	1.600	80.000	0.000
115.84	0.1	1.619	79.976	4.094
115.94	0.2	1.637	79.952	11.709
116.04	0.3	1.655	79.928	21.740
116.14	0.4	1.673	79.904	33.817
116.24	0.5	1.690	79.880	47.732
116.34	0.6	1.707	79.856	63.351
116.44	0.7	1.723	79.832	80.576
116.54	0.8	1.739	79.808	99.334
116.64	0.9	1.755	79.784	119.567
116.74	1.0	1.771	79.760	141.225
116.84	1.1	1.786	79.736	164.268
116.94	1.2	1.800	79.712	188.661
117.04	1.3	1.815	79.688	214.372
117.14	1.4	1.829	79.664	241.374
117.24	1.5	1.843	79.640	269.642
117.34	1.6	1.857	79.616	299.153
117.44	1.7	1.870	79.592	329.886
117.54	1.8	1.883	79.568	361.820
117.64	1.9	1.896	79.544	394.938
117.74	2.0	1.908	79.520	429.222
117.84	2.1	1.921	79.496	464.655
117.94	2.2	1.933	79.472	501.223
118.04	2.3	1.945	79.448	538.910
118.14	2.4	1.956	79.424	577.702
118.24	2.5	1.968	79.400	617.584
118.34	2.6	1.979	79.376	658.545
118.44	2.7	1.990	79.352	700.571
118.54	2.8	2.001	79.328	743.649
118.64	2.9	2.011	79.304	787.769
118.74	3.0	2.022	79.280	832.917
118.84	3.1	2.032	79.256	879.084
118.94	3.2	2.042	79.232	926.257
119.04	3.3	2.052	79.208	974.427
119.14	3.4	2.062	79.184	1023.582
119.24	3.5	2.071	79.160	1073.713
119.34	3.6	2.081	79.136	1124.810
119.44	3.7	2.090	79.112	1176.862
119.54	3.8	2.099	79.088	1229.861
119.64	3.9	2.108	79.064	1283.798
119.74	4.0	2.117	79.040	1338.662
119.84	4.1	2.126	79.016	1394.446
119.94	4.2	2.134	78.992	1451.140
120.04	4.3	2.143	78.968	1508.736
120.14	4.4	2.151	78.944	1567.226
120.24	4.5	2.159	78.920	1626.600
120.34	4.6	2.167	78.896	1686.852
120.44	4.7	2.175	78.872	1747.973
120.54	4.8	2.183	78.848	1809.956
120.64	4.9	2.190	78.824	1872.792
120.74	5.0	2.198	78.800	1936.474
120.84	5.1	2.205	78.776	2000.996
120.94	5.2	2.213	78.752	2066.349
121.04	5.3	2.220	78.728	2132.526
121.14	5.4	2.227	78.704	2199.520
121.24	5.5	2.234	78.680	2267.325
121.34	5.6	2.241	78.656	2335.934
121.44	5.7	2.248	78.632	2405.339
121.54	5.8	2.255	78.608	2475.535
121.64	5.9	2.261	78.584	2546.514
121.74	6.0	2.268	78.560	2618.271
121.84	6.1	2.274	78.536	2690.799
121.94	6.2	2.280	78.512	2764.092
122.04	6.3	2.287	78.488	2838.143

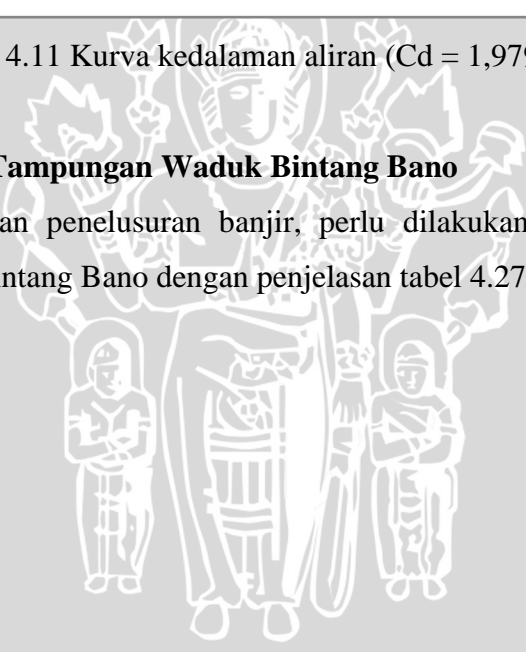
Sumber: Perhitungan



Gambar 4.11 Kurva kedalaman aliran ( $C_d = 1,9793$ )

#### 4.1.10.2 Perhitungan Tampang Waduk Bintang Bano

Sebelum melakukan penelusuran banjir, perlu dilakukan perhitungan fungsi tampungan dari Waduk Bintang Bano dengan penjelasan tabel 4.27 berikut:



Tabel 4.27 Perhitungan tampungan waduk untuk penelusuran banjir melalui pelimpah Bendungan Bintang Bano ( $C_d = 1,9793$ )

Elevasi	h	S	$\Delta S$	Q		Q/2	Psi	Phi
				$\Delta t = 0,5 \text{ jam}$				
	m	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /dt	$\psi = \Delta S/\Delta t - Q/2$	$\phi = \Delta S/\Delta t + Q/2$
							m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup> /dt
115.739	0.000	66367973.9	-	-	-	-	-	-
115.839	0.100	66617573	249599.07	138.666	4.094	2.047	136.619	140.713
115.939	0.200	66867172	499198.15	277.332	11.709	5.854	271.478	283.187
116.039	0.300	67119193.7	751219.80	417.344	21.740	10.870	406.474	428.214
116.139	0.400	67374997.4	1007023.53	559.458	33.817	16.908	542.549	576.366
116.239	0.500	67630801.1	1262827.26	701.571	47.732	23.866	677.705	725.437
116.339	0.600	67886604.9	1518630.99	843.684	63.351	31.675	812.009	875.359
116.439	0.700	68142408.6	1774434.72	985.797	80.576	40.288	945.509	1026.085
116.539	0.800	68398212.3	2030238.45	1127.910	99.334	49.667	1078.243	1177.577
116.639	0.900	68654016.1	2286042.18	1270.023	119.567	59.783	1210.240	1329.807
116.739	1.000	68909819.8	2541845.92	1412.137	141.225	70.612	1341.524	1482.749
116.839	1.100	69165623.5	2797649.65	1554.250	164.268	82.134	1472.116	1636.384
116.939	1.200	69421427.3	3053453.38	1696.363	188.661	94.330	1602.033	1790.693
117.039	1.300	69679653.4	3311679.49	1839.822	214.372	107.186	1732.636	1947.008
117.139	1.400	69941661.3	3573687.37	1985.382	241.374	120.687	1864.695	2106.069
117.239	1.500	70203669.1	3835695.25	2130.942	269.642	134.821	1996.121	2265.763
117.339	1.600	70465677	4097703.13	2276.502	299.153	149.577	2126.925	2426.078
117.439	1.700	70727684.9	4359711.01	2422.062	329.886	164.943	2257.119	2587.004
117.539	1.800	70989692.8	4621718.89	2567.622	361.820	180.910	2386.712	2748.532
117.639	1.900	71251700.6	4883726.77	2713.182	394.938	197.469	2515.713	2910.650
117.739	2.000	71513708.5	5145734.64	2858.741	429.222	214.611	2644.131	3073.352
117.839	2.100	71775716.4	5407742.52	3004.301	464.655	232.328	2771.974	3236.629
117.939	2.200	72037724.3	5669750.40	3149.861	501.223	250.612	2899.250	3400.473
118.039	2.300	72302154.5	5934180.66	3296.767	538.910	269.455	3027.312	3566.222
118.139	2.400	72570366.6	6202392.68	3445.774	577.702	288.851	3156.923	3734.625
118.239	2.500	72838578.6	6470604.70	3594.780	617.584	308.792	3285.988	3903.573
118.339	2.600	73106790.6	6738816.73	3743.787	658.545	329.273	3414.515	4073.060
118.439	2.700	73375002.6	7007028.75	3892.794	700.571	350.285	3542.508	4243.079
118.539	2.800	73643214.6	7275240.77	4041.800	743.649	371.825	3669.976	4413.625
118.639	2.900	73911426.7	7543452.79	4190.807	787.769	393.884	3796.923	4584.691
118.739	3.000	74179638.7	7811664.81	4339.814	832.917	416.459	3923.355	4756.272
118.839	3.100	74447850.7	8079876.83	4488.820	879.084	439.542	4049.279	4928.362
118.939	3.200	74716062.7	8348088.85	4637.827	926.257	463.128	4174.699	5100.956
119.039	3.300	74986697.3	8618723.44	4788.180	974.427	487.213	4300.966	5275.393
119.139	3.400	75261114	8893140.10	4940.633	1023.582	511.791	4428.842	5452.424
119.239	3.500	75535530.6	9167556.75	5093.087	1073.713	536.856	4556.231	5629.944
119.339	3.600	75809947.3	9441973.40	5245.541	1124.810	562.405	4683.136	5807.946
119.439	3.700	76084363.9	9716390.06	5397.994	1176.862	588.431	4809.563	5986.426
119.539	3.800	76358780.6	9990806.71	5550.448	1229.861	614.931	4935.517	6165.379
119.639	3.900	76633197.2	10265223.37	5702.902	1283.798	641.899	5061.003	6344.801
119.739	4.000	76907613.9	10539640.02	5855.356	1338.662	669.331	5186.024	6524.687
119.839	4.100	77182030.6	10814056.67	6007.809	1394.446	697.223	5310.586	6705.032
119.939	4.200	77456447.2	11088473.33	6160.263	1451.140	725.570	5434.693	6885.833
120.039	4.300	777303069.5	11365095.61	6313.942	1508.736	754.368	5559.574	7068.310
120.139	4.400	78013135.1	11645161.26	6469.534	1567.226	783.613	5685.921	7253.147
120.239	4.500	78293200.8	11925226.90	6625.126	1626.600	813.300	5811.826	7438.426
120.339	4.600	78573266.4	12205292.55	6780.718	1686.852	843.426	5937.292	7624.144
120.439	4.700	78853332.1	12485358.20	6936.310	1747.973	873.987	6062.323	7810.297
120.539	4.800	79133397.7	12765423.84	7091.902	1809.956	904.978	6186.924	7996.880
120.639	4.900	79413463.4	13045489.49	7247.494	1872.792	936.396	6311.098	8183.890
120.739	5.000	79693529	13325555.14	7403.086	1936.474	968.237	6434.849	8371.323
120.839	5.100	79973594.7	13605620.78	7558.678	2000.996	1000.498	6558.180	8559.176
120.939	5.200	80253660.3	13885686.43	7714.270	2066.349	1033.174	6681.096	8747.445
121.039	5.300	80535713.2	14167739.28	7870.966	2132.526	1066.263	6804.703	8937.229
121.139	5.400	80820868.4	14452894.49	8029.386	2199.520	1099.760	6929.626	9129.146
121.239	5.500	81106023.6	14738049.71	8187.805	2267.325	1133.663	7054.143	9321.468
121.339	5.600	81391178.8	15023204.92	8346.225	2335.934	1167.967	7178.258	9514.192
121.439	5.700	81676334	15308360.14	8504.645	2405.339	1202.670	7301.975	9707.314
121.539	5.800	81961489.2	15593515.35	8663.065	2475.535	1237.767	7425.297	9900.831
121.639	5.900	82246644.4	15878670.57	8821.484	2546.514	1273.257	7548.227	10094.741
121.739	6.000	82531799.7	16163825.78	8979.903	2618.271	1309.136	7670.768	10289.039
121.839	6.100	82816954.9	16448980.99	9138.323	2690.799	1345.399	7792.923	10483.722
121.939	6.200	83102110.1	16734136.21	9296.742	2764.092	1382.046	7914.696	10678.788
122.039	6.300	83389252.5	17021278.62	9456.266	2838.143	1419.072	8037.194	10875.338

Sumber: Perhitungan

#### 4.1.10.3 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Berikut ini merupakan perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah Bendungan Bintang Bano dengan  $Q_{1000th}$ :

Tabel 4.28 Perhitungan penelusuran banjir  $Q_{1000th}$  Bendungan Bintang Bano

No.	Waktu	Inflow	0,5(I1+I2)	Psi	Phi	Outflow	H	Elevasi
	(t)	(I)						
		(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m)	(m)
1	0.0	5.564	-	-	-	5.564	0.119	115.858
2	0.5	11.089	8.326	162.649	170.975	5.712	0.121	115.860
3	1.0	36.159	23.624	165.263	188.887	6.669	0.134	115.873
4	1.5	91.311	63.735	182.218	245.954	9.719	0.174	115.913
5	2.0	185.642	138.477	236.235	374.712	18.039	0.263	116.002
6	2.5	327.472	256.557	356.673	613.230	37.258	0.425	116.164
7	3.0	524.590	426.031	575.972	1002.003	77.824	0.684	116.423
8	3.5	784.388	654.489	924.179	1578.668	155.611	1.062	116.801
9	4.0	1113.946	949.167	1423.056	2372.223	289.240	1.566	117.305
10	4.5	1328.445	1221.195	2082.984	3304.179	479.732	2.141	117.880
11	5.0	1401.862	1365.153	2824.447	4189.601	687.352	2.669	118.408
12	5.5	1441.127	1421.494	3502.249	4923.743	877.845	3.097	118.836
13	6.0	1458.675	1449.901	4045.899	5495.800	1035.831	3.424	119.163
14	6.5	1459.509	1459.092	4459.969	5919.061	1157.216	3.662	119.401
15	7.0	1445.720	1452.615	4761.845	6214.460	1244.616	3.827	119.566
16	7.5	1417.907	1431.814	4969.844	6401.658	1301.139	3.932	119.671
17	8.0	1375.782	1396.844	5100.519	6497.363	1330.329	3.985	119.724
18	8.5	1318.486	1347.134	5167.034	6514.169	1335.454	3.994	119.733
19	9.0	1244.764	1281.625	5178.714	6460.339	1319.037	3.964	119.703
20	9.5	1166.403	1205.583	5141.303	6346.886	1284.434	3.901	119.640
21	10.0	1092.997	1129.700	5062.452	6192.152	1237.910	3.815	119.554
22	10.5	1024.232	1058.614	4954.242	6012.857	1184.690	3.715	119.454
23	11.0	959.816	992.024	4828.166	5820.191	1128.381	3.607	119.346
24	11.5	899.474	929.645	4691.810	5621.455	1071.316	3.495	119.234
25	12.0	842.947	871.211	4550.139	5421.350	1014.954	3.382	119.121
26	12.5	789.995	816.471	4406.396	5222.867	959.922	3.270	119.009
27	13.0	740.391	765.193	4262.945	5028.138	906.355	3.158	118.897
28	13.5	694.779	717.585	4121.784	4839.369	855.209	3.048	118.787
29	14.0	657.074	675.927	3984.159	4660.086	807.607	2.944	118.683
30	14.5	622.916	639.995	3852.478	4492.473	763.985	2.846	118.585
31	15.0	591.624	607.270	3728.488	4335.758	723.981	2.754	118.493
32	15.5	562.787	577.205	3611.777	4188.983	687.199	2.668	118.407
33	16.0	536.108	549.448	3501.784	4051.231	653.270	2.587	118.326
34	16.5	511.352	523.730	3397.962	3921.692	621.963	2.511	118.250
35	17.0	488.324	499.838	3299.728	3799.566	593.032	2.438	118.177
36	17.5	466.860	477.592	3206.534	3684.126	566.069	2.370	118.109
37	18.0	446.819	456.840	3118.057	3574.896	540.908	2.305	118.044
38	18.5	428.015	437.417	3033.988	3471.405	517.351	2.243	117.982
39	19.0	410.013	419.014	2954.054	3373.068	495.107	2.183	117.922
40	19.5	392.777	401.395	2877.961	3279.356	474.191	2.126	117.865
41	20.0	376.277	384.527	2805.165	3189.692	454.469	2.071	117.810
42	20.5	360.479	368.378	2735.222	3103.600	435.786	2.019	117.758
43	21.0	345.354	352.917	2667.814	3020.731	418.133	1.968	117.707
44	21.5	330.875	338.115	2602.597	2940.712	401.272	1.918	117.658
45	22.0	317.012	323.943	2539.440	2863.383	385.282	1.871	117.610
46	22.5	303.740	310.376	2478.101	2788.477	369.980	1.825	117.564
47	23.0	291.033	297.386	2418.497	2715.883	355.365	1.780	117.519
48	23.5	278.868	284.951	2360.518	2645.469	341.444	1.736	117.475
49	24.0	267.221	273.045	2304.025	2577.069	327.988	1.694	117.433

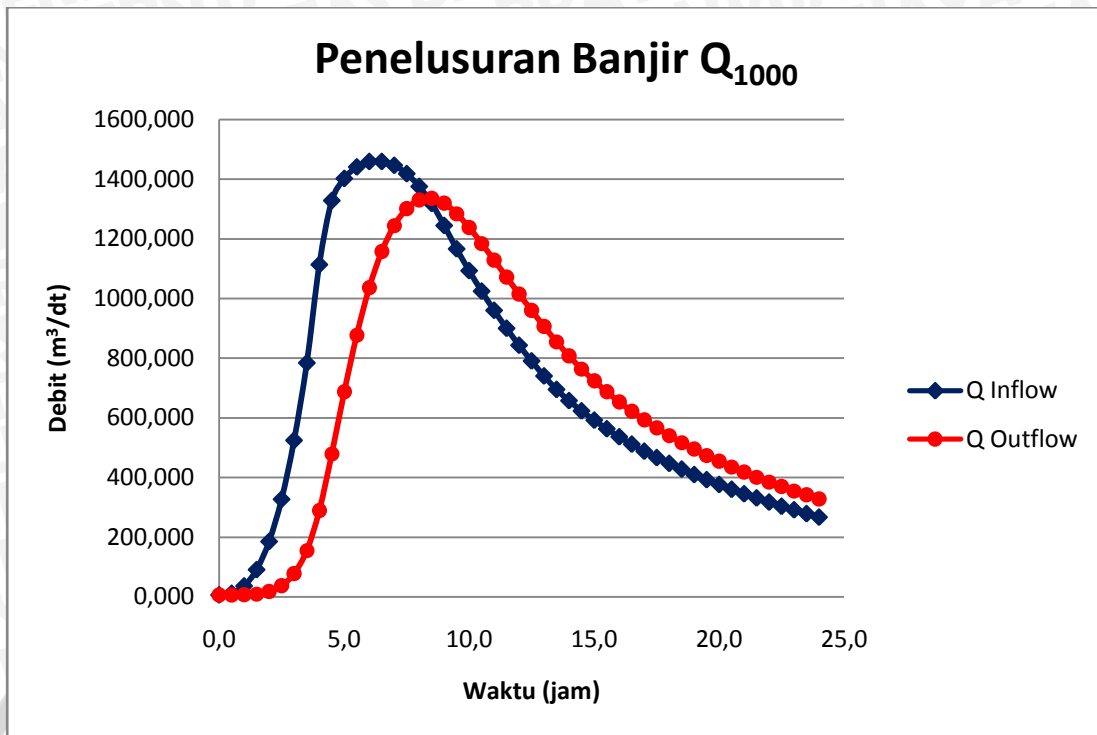
Sumber: Perhitungan



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

1. Debit *inflow* ( $I$ ) dari perhitungan banjir rancangan *Nakayasu* untuk debit banjir rancangan  $Q_{1000}$  tahun.
2. Menghitung nilai inflow rata-rata  $0,5 \times (I_1 + I_2) = 0,5 \times (5,564 + 11,089) = 8,326 \text{ m}^3/\text{dt}$ .
3. Menentukan nilai  $\psi$  yang didapat dengan menginterpolasi nilai debit pada jam sebelumnya dalam hal ini  $Q_{\text{outflow awal}} = 5,564 \text{ m}^3/\text{dt}$  dari tabel 4.27, diperoleh harga  $\psi = 162,649$ .
4. Menghitung nilai  $\phi$  dengan persamaan  $\phi = 0,5 \cdot (I_1 + I_2) + \psi = 8,326 + 162,649 = 170,975$ .
5. *Outflow awal* pada  $t = 0,5$  jam diperoleh dengan interpolasi dari tabel 4.27 dengan nilai  $\phi = 170,975$  didapatkan nilai  $Q_{\text{outflow awal}} = 5,712 \text{ m}^3/\text{dt}$ .
6. Tinggi air di atas pelimpah pada  $t = 0,5$  jam diperoleh dengan interpolasi dari tabel 4.27 dengan  $Q_{\text{outflow awal}} = 5,712 \text{ m}^3/\text{dt}$ , didapatkan nilai tinggi air di atas pelimpah pada  $t = 0,5$  jam  $H_d \text{ awal} = 0,121 \text{ m}$ .
7. Menghitung elevasi awal tinggi muka air diatas pelimpah dengan persamaan Elv. Muka air awal = Elv. Mercuri +  $H_d \text{ awal} = 115,858 + 0,121 = + 115,860 \text{ m}$ .
8. Perhitungan dilakukan seterusnya dalam tabel 4.28 di atas sehingga didapatkan nilai  $Q_{\text{outflow}}$  dan  $H_d$  maksimum.

Dari perhitungan pada tabel 4.28 diatas didapatkan bahwa  $H_d = 3,994 \text{ m}$ .



Gambar 4.12 Penelusuran Banjir dengan kala ulang 1000 tahun

Tahapan perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah selengkapnya dapat dilihat pada lampiran. Berikut ini merupakan rekapitulasi dari hasil penelusuran banjir melalui pelimpah Bendungan Bintang Bano:

Tabel 4.29 Rekapitulasi perhitungan banjir rancangan melalui pelimpah Bendungan Bintang Bano

No.	Kala Ulang (T)	Q inflow maksimum	Q outflow maksimum	H maksimum	Elevasi Muka Air Banjir	Reduksi Banjir Maksimum	
	(tahun)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)	(m)	(m)	(m <sup>3</sup> /dt)	(%)
1	1.01	108.577	75.073	0.668	116.407	33.504	30.858
2	5	560.108	472.532	2.122	117.861	87.576	15.636
3	25	842.006	737.621	2.786	118.525	104.385	12.397
4	50	958.410	849.900	3.037	118.776	108.511	11.322
5	100	1073.680	961.809	3.274	119.013	111.871	10.419
6	120	1106.669	993.824	3.339	119.079	112.845	10.197
7	1000	1459.509	1335.454	3.994	119.733	124.055	8.500
8	PMF	2412.742	2271.564	5.506	121.245	141.177	5.851

Sumber: Perhitungan

## 4.2 Analisa Hidrolika

Setelah didapatkan debit outflow banjir rancangan melalui perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah, maka langkah selanjutnya adalah analisa hidrolika sebagai bagian dari perencanaan pelimpah.

### 4.2.1 Perencanaan Profil Pelimpah

Dalam perencanaan profil pelimpah digunakan data debit outflow dengan kala ulang 1000 tahun.

- Debit outflow maksimum  $Q_o = 1335,45 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar ambang pelimpah  $L = 80 \text{ m}$
- Kedalaman aliran di atas ambang  $H_d = 3,99 \text{ m}$
- Kedalaman aliran kritis di atas ambang  $H_c = 2,66 \text{ m}$

Profil pelimpah yang digunakan adalah OGEE tipe tegak dengan perhitungan sebagai berikut:

- $R_1 = 0,2 H_d = 0,799 \text{ m}$
- Jarak  $R_1 = 0,282 H_d = 1,126 \text{ m}$
- $R_2 = 0,5 H_d = 1,997 \text{ m}$
- Jarak  $R_2 = 0,175 H_d = 0,699 \text{ m}$

Perhitungan lengkung Harold:

$$X^{1,85} = 2 \cdot H_d^{0,85} \cdot Y$$

$$\text{Maka } Y = 0,154 \cdot X^{1,85}$$

$$Y' = 0,285 \cdot X^{0,85}$$

Titik awal melalui gradien:

$$\text{Misal } Y' = 1,4286$$

$$1,4286 = 0,267 \cdot X^{0,85}$$

$$X^{0,85} = 5,012$$

$$X = 6,660$$

$$Y = 0,154 X^{1,85}$$

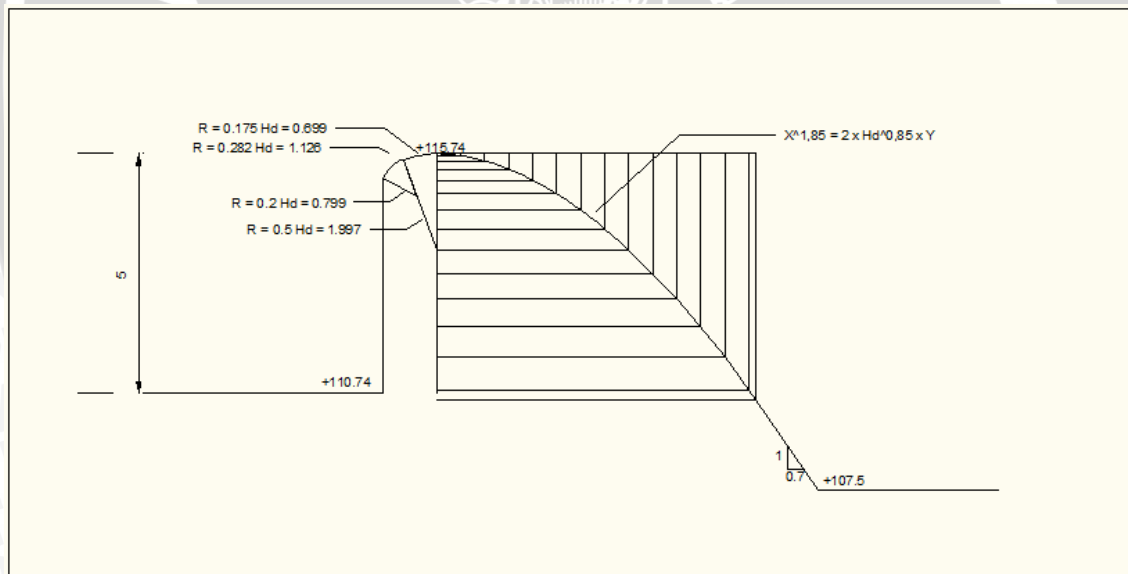
$$Y = 5,143$$

Dari perhitungan tersebut didapatkan koordinat titik akhir lengkungan (6,660 ; 5,143). Untuk koordinat titik-titik lengkung diperoleh dengan  $Y = 0,154 X^{1,85}$  dan perhitungan selanjutnya dilampirkan sebagai berikut:

Tabel 4.30 Koordinat Lengkung Harold

X	Y
0.000	0.000
0.500	0.043
1.000	0.154
1.500	0.326
2.000	0.555
2.500	0.839
3.000	1.176
3.500	1.564
4.000	2.002
4.500	2.490
5.000	3.026
5.500	3.609
6.000	4.240
6.660	5.143

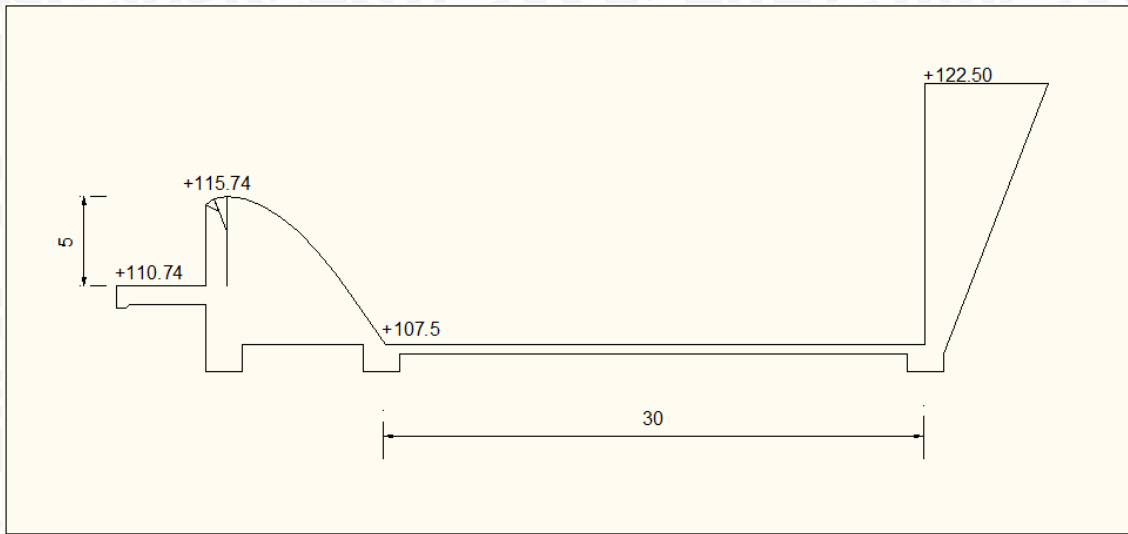
Sumber: Perhitungan



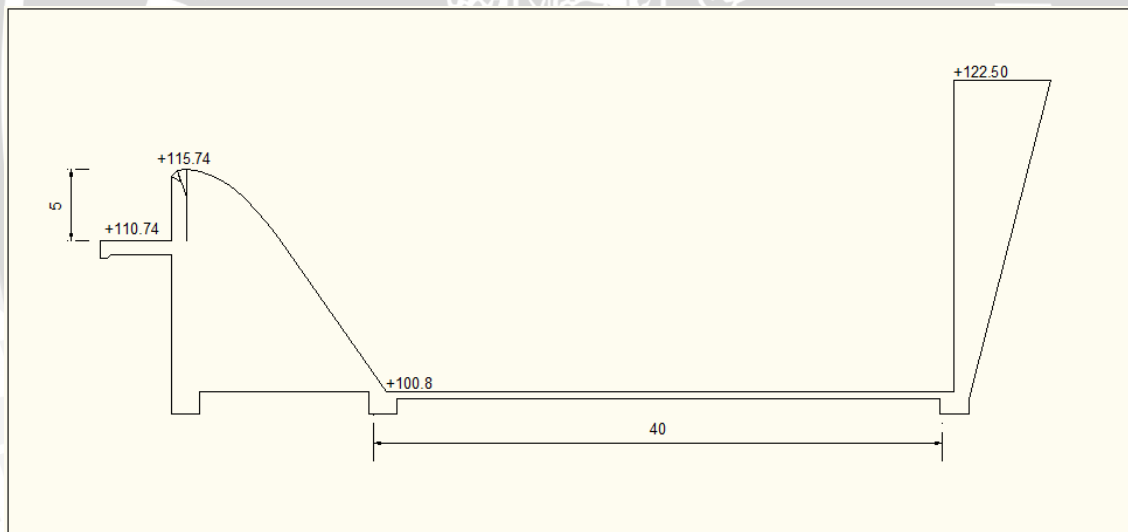
Gambar 4.13 Perencanaan profil mercu pelimpah Bendungan Bintang Bano

#### 4.2.2 Bentuk Saluran Samping

Saluran Samping (Side Channel) pada pelimpah Bendungan Bintang Bano direncanakan berpenampang trapesium dengan kemiringan pada bagian ambang 1 : 0,7 dan mempunyai dinding tegak. Lebar saluran samping pada bagian hulu direncanakan sebesar 30 m, sedangkan lebar pada bagian hilir direncanakan sebesar 40 m dengan panjang saluran 80 m



Gambar 4.14 Potongan melintang saluran samping (tampak hulu)



Gambar 4.15 Potongan melintang saluran samping (tampak hilir)

#### 4.2.3 Perhitungan Kombinasi a dan n

Dalam pemilihan kombinasi nilai koefisien a dan n digunakan rumus Julian Hinds. Nilai angka koefisien n divariasikan antara 0,4 – 0,8. Kemiringan dasar saluran samping direncanakan berdasarkan  $Q_{\text{outflow}}$  untuk  $Q_{1000} = 1335,45 \text{ m}^3/\text{dt}$ , namun untuk mendapatkan elevasi sesuai disertakan perhitungan  $Q_{\text{PMF}}$  sebagai alternatif pemilihan, adapun besarnya  $Q_{\text{PMF}} = 2271,56 \text{ m}^3/\text{dt}$ . Untuk menentukan harga a dan n di atas perlu dicari kombinasi sedemikian rupa sehingga disatu pihak biaya konstruksi saluran

samping cukup ekonomis, sedangkan dilain pihak mempunyai bentuk hidrolis yang menguntungkan. Dalam studi ini akan digunakan metode coba banding untuk menentukan harga a dan n. Perhitungan berikut menggunakan  $Q_{1000}$  adapun titik yang ditinjau adalah sebagai berikut:

$$- X_1 = 10 \text{ m, diperoleh } QX_1 = \frac{10}{80} \times 1335,45 = 166,93$$

$$- X_2 = 80 \text{ m, diperoleh } QX_2 = \frac{80}{80} \times 1335,45 = 1335,45$$

Bentuk penampang saluran samping dengan lebar (b) bervariasi berdasarkan jarak X serta kemiringan  $Z_1 = 0,7$  dan  $Z_2 = 0$ .

Pada penampang hulu  $X_1 = 10 \text{ m}$ ,  $b_1 = 31,25 \text{ m}$

Misalkan nilai  $n = 0,6$  dan nilai  $a = 0,4$ , maka:

$$V_1 = a \cdot X_1^n = 0,4 \times 10^{0,6} = 1,5924$$

$$A_1 = Q_1 / V_1 = 16,93 / 1,5924 = 104,8284 \text{ m}^2$$

$$d_1 = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2)A_1}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-31,25 + \sqrt{31,25^2 + 2 \cdot (0,7 + 0) \cdot 104,8284}}{0,7 + 0}$$

$$= 3,2217$$

$$hv_1 = \alpha \cdot (V_1^2 / 2g) = 1,15 (1,5924^2 / 2 \cdot 9,81) = 0,1486$$

$$y_1 = \left(\frac{n+1}{n}\right) \times hv_1 = \left(\frac{0,6+1}{0,6}\right) \times 0,1486 = 0,3964$$

$$D_1 = d_1 + y_1 = 3,2217 + 0,3964 = 3,6180$$

Pada penampang hilir  $X_2 = 80 \text{ m}$ ,  $b_2 = 40 \text{ m}$

$$QX_2 = 1335,45 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V_2 = a \cdot X_2^n = 0,4 \times 80^{0,6} = 5,5452$$

$$A_2 = Q_2 / V_2 = 1335,45 / 5,5452 = 240,8325 \text{ m}^2$$

$$d_2 = \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 + 2(Z_1 + Z_2)A_2}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-40 + \sqrt{40^2 + 2 \cdot (0,7 + 0) \cdot 240,832}}{0,7 + 0}$$

$$= 5,6963$$

$$hv_2 = \alpha \cdot (V_2^2 / 2g) = 1,15 (5,5452^2 / 2 \cdot 9,81) = 1,8023$$

$$y_2 = \left(\frac{n+1}{n}\right) \times hv_2 = \left(\frac{0,6+1}{0,6}\right) \times 1,8023 = 4,1792$$

$$D_2 = d_2 + y_2 = 5,6963 + 4,1792 = 9,8756$$

Maka pembiayaan (P) dari kolom penampang dapat dinyatakan sebagai:

$$P = D_1 + 2 \cdot D_2 = 3,6180 + 2 \cdot 9,8756 = 23,3692$$

Selanjutnya perhitungan metode coba banding untuk mendapatkan kombinasi nilai  $a$  dan  $n$  yang paling ekonomis dilampirkan pada tabel 4.34 dan 4.35

Didapatkan nilai kombinasi  $a$  dan  $n$  untuk kala ulang  $Q_{1000}$ :

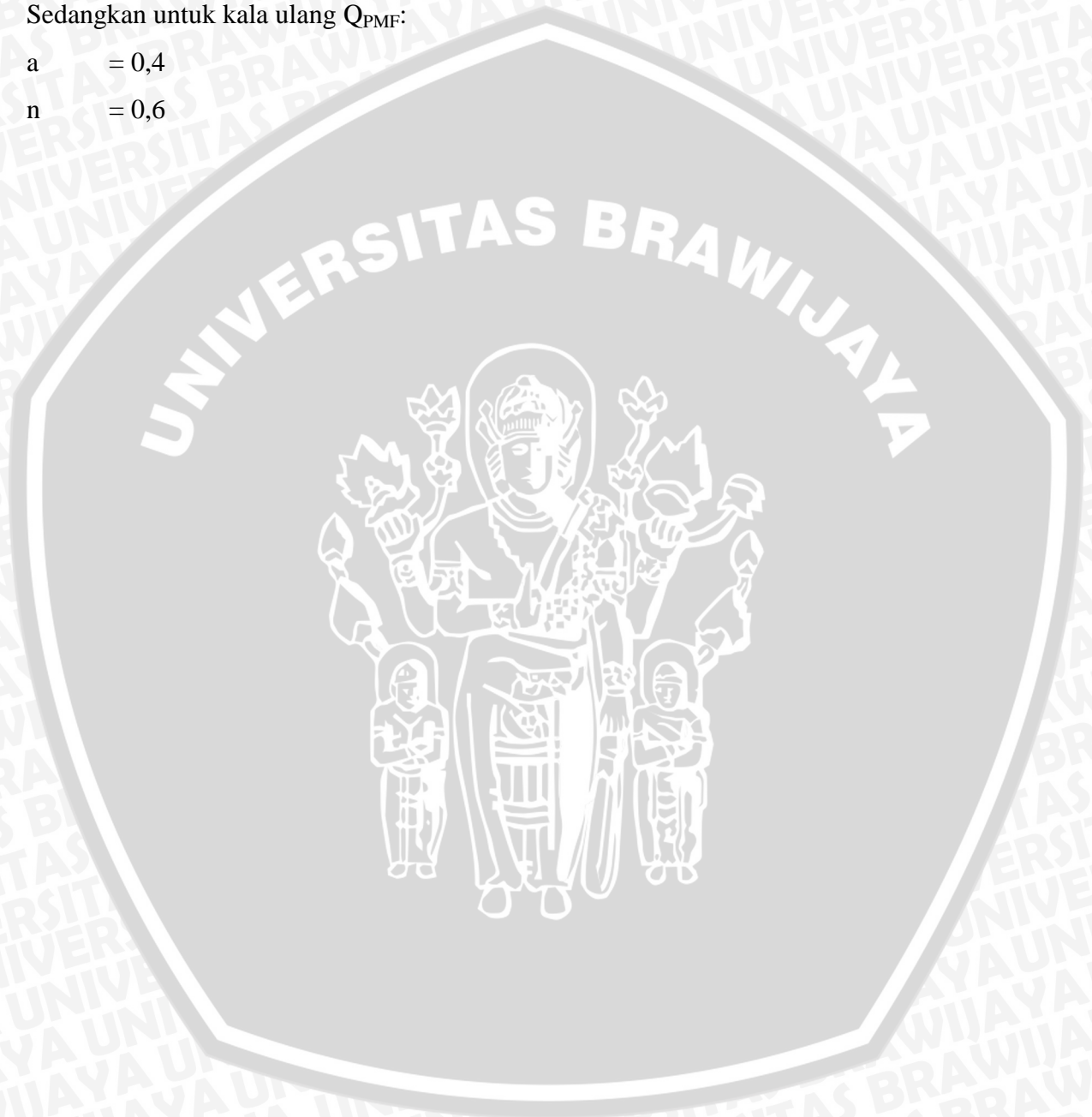
$$a = 0,4$$

$$n = 0,6$$

Sedangkan untuk kala ulang  $Q_{PMF}$ :

$$a = 0,4$$

$$n = 0,6$$



Tabel 4.31 Kombinasi nilai a dan n untuk kala ulang  $Q_{1000}$

n	a	$X_1 = 10 \text{ m}, Q_1 = 166,9318 \text{ m}^3/\text{dt}$					$X_2 = 80 \text{ m}, Q_2 = 1335,454 \text{ m}^3/\text{dt}$					P = D1 + 2D2	
		$B_1 = 31,25 \text{ m}$					$B_1 = 40 \text{ m}$						
		v	A	d	$y_1$	$D_1$	v	A	d	$y_2$	$D_2$		$2D_2$
0.4	0.4	1.0048	166.1419	4.9969	0.2071	5.2040	2.3083	578.5396	12.8200	0.9505	13.7705	27.5410	32.7450
0.4	0.5	1.2559	132.9135	4.0439	0.3236	4.3675	2.8854	462.8316	10.4738	1.4852	11.9590	23.9180	28.2855
0.4	0.6	1.5071	110.7612	3.3967	0.4660	3.8627	3.4625	385.6930	8.8577	2.1387	10.9964	21.9928	25.8555
0.4	0.7	1.7583	94.9382	2.9283	0.6343	3.5625	4.0396	330.5940	7.6757	2.9110	10.5867	21.1733	24.7358
0.4	0.8	2.0095	83.0709	2.5735	0.8284	3.4019	4.6166	289.2698	6.7730	3.8021	10.5751	21.1502	24.5521
0.4	0.9	2.2607	73.8408	2.2955	1.0485	3.3439	5.1937	257.1287	6.0609	4.8120	10.8729	21.7458	25.0897
0.5	0.4	1.2649	131.9712	4.0166	0.2813	4.2979	3.5777	373.2708	8.5933	1.9572	10.5505	21.1010	25.3989
0.5	0.5	1.5811	105.5769	3.2438	0.4396	3.6834	4.4721	298.6167	6.9784	3.0581	10.0365	20.0731	23.7565
0.5	0.6	1.8974	87.9808	2.7206	0.6330	3.3537	5.3666	248.8472	5.8759	4.4037	10.2796	20.5592	23.9128
0.5	0.7	2.2136	75.4121	2.3429	0.8616	3.2045	6.2610	213.2976	5.0749	5.9939	11.0688	22.1376	25.3421
0.5	0.8	2.5298	65.9856	2.0574	1.1254	3.1827	7.1554	186.6354	4.4664	7.8287	12.2951	24.5903	27.7730
0.5	0.9	2.8460	58.6539	1.8339	1.4243	3.2582	8.0498	165.8981	3.9884	9.9083	13.8966	27.7933	31.0515
0.6	0.4	1.5924	104.8284	3.2217	0.3964	3.6180	5.5452	240.8325	5.6963	4.1792	9.8756	19.7511	23.3692
0.6	0.5	1.9905	83.8627	2.5973	0.6193	3.2166	6.9314	192.6660	4.6046	6.5301	11.1347	22.2694	25.4860
0.6	0.6	2.3886	69.8856	2.1757	0.8918	3.0676	8.3177	160.5550	3.8645	9.4033	13.2678	26.5357	29.6032
0.6	0.7	2.7868	59.9020	1.8720	1.2138	3.0859	9.7040	137.6186	3.3296	12.7989	16.1285	32.2571	35.3429
0.6	0.8	3.1849	52.4142	1.6427	1.5854	3.2281	11.0903	120.4162	2.9249	16.7170	19.6418	39.2837	42.5118
0.6	0.9	3.5830	46.5904	1.4635	2.0066	3.4700	12.4766	107.0367	2.6079	21.1574	23.7653	47.5307	51.0007
0.7	0.4	2.0047	83.2682	2.5794	0.5721	3.1515	8.5945	155.3839	3.7444	9.1432	12.8876	25.7752	28.9267
0.7	0.5	2.5059	66.6145	2.0765	0.8939	2.9704	10.7432	124.3071	3.0167	14.2862	17.3029	34.6058	37.5762
0.7	0.6	3.0071	55.5121	1.7377	1.2872	3.0250	12.8918	103.5893	2.5259	20.5722	23.0981	46.1962	49.2212
0.7	0.7	3.5083	47.5818	1.4940	1.7520	3.2461	15.0405	88.7908	2.1726	28.0010	30.1736	60.3472	63.5933
0.7	0.8	4.0095	41.6341	1.3103	2.2884	3.5987	17.1891	77.6920	1.9060	36.5728	38.4787	76.9575	80.5562
0.7	0.9	4.5107	37.0081	1.1668	2.8962	4.0631	19.3377	69.0595	1.6977	46.2874	47.9851	95.9702	100.0332
0.8	0.4	2.5238	66.1423	2.0621	0.8400	2.9022	13.3209	100.2529	2.4465	20.3492	22.7957	45.5914	48.4935
0.8	0.5	3.1548	52.9138	1.6581	1.3126	2.9706	16.6511	80.2023	1.9664	31.7956	33.7620	67.5241	70.4947
0.8	0.6	3.7857	44.0948	1.3864	1.8901	3.2765	19.9813	66.8353	1.6439	45.7857	47.4296	94.8591	98.1357
0.8	0.7	4.4167	37.7956	1.1913	2.5726	3.7639	23.3115	57.2874	1.4122	62.3194	63.7317	127.4634	131.2273
0.8	0.8	5.0477	33.0711	1.0443	3.3602	4.4045	26.6417	50.1265	1.2378	81.3968	82.6347	165.2693	169.6738
0.8	0.9	5.6786	29.3966	0.9296	4.2527	5.1823	29.9719	44.5569	1.1018	103.0179	104.1196	208.2393	213.4216
0.9	0.4	3.1773	52.5387	1.6465	1.2492	2.8957	20.6462	64.6827	1.5917	45.8663	47.4581	94.9161	97.8119
0.9	0.5	3.9716	42.0309	1.3226	1.9519	3.2745	25.8078	51.7462	1.2773	71.6661	72.9435	145.8870	149.1614
0.9	0.6	4.7660	35.0258	1.1052	2.8107	3.9159	30.9694	43.1218	1.0667	103.1993	104.2659	208.5318	212.4477
0.9	0.7	5.5603	30.0221	0.9492	3.8257	4.7748	36.1309	36.9615	0.9157	140.4657	141.3813	282.7626	287.5374
0.9	0.8	6.3546	26.2693	0.8318	4.9968	5.8285	41.2925	32.3413	0.8021	183.4653	184.2674	368.5349	374.3634
0.9	0.9	7.1490	23.3505	0.7402	6.3240	7.0642	46.4540	28.7479	0.7136	232.1983	232.9119	465.8239	472.8881

Sumber: Perhitungan





Tabel 4.32 Kombinasi nilai a dan n untuk kala ulang  $Q_{PMF}$

n	a	$X_1 = 10 \text{ m}, Q_1 = 283,945 \text{ m}^3/\text{dt}$					$X_2 = 80 \text{ m}, Q_2 = 2271,564 \text{ m}^3/\text{dt}$					P = D1 + 2D2	
		$B_1 = 31,25 \text{ m}$					$B_2 = 40 \text{ m}$						
		v	A	d	$y_1$	$D_1$	v	A	d	$y_2$	$D_2$		$2D_2$
0.4	0.4	1.0048	282.6019	8.1856	0.2071	8.3927	2.3083	984.0770	20.4286	0.9505	21.3792	42.7583	51.1510
0.4	0.5	1.2559	226.0815	6.6659	0.3236	6.9895	2.8854	787.2616	16.8443	1.4852	18.3294	36.6589	43.6483
0.4	0.6	1.5071	188.4013	5.6240	0.4660	6.0900	3.4625	656.0513	14.3438	2.1387	16.4825	32.9650	39.0550
0.4	0.7	1.7583	161.4868	4.8647	0.6343	5.4989	4.0396	562.3297	12.4966	2.9110	15.4076	30.8151	36.3140
0.4	0.8	2.0095	141.3009	4.2864	0.8284	5.1149	4.6166	492.0385	11.0745	3.8021	14.8766	29.7532	34.8680
0.4	0.9	2.2607	125.6008	3.8313	1.0485	4.8798	5.1937	437.3675	9.9451	4.8120	14.7571	29.5143	34.3941
0.5	0.4	1.2649	224.4787	6.6220	0.2813	6.9034	3.5777	634.9215	13.9320	1.9572	15.8892	31.7784	38.6818
0.5	0.5	1.5811	179.5829	5.3766	0.4396	5.8162	4.4721	507.9372	11.3990	3.0581	14.4572	28.9143	34.7305
0.5	0.6	1.8974	149.6524	4.5266	0.6330	5.1596	5.3666	423.2810	9.6507	4.4037	14.0543	28.1087	33.2683
0.5	0.7	2.2136	128.2735	3.9092	0.8616	4.7708	6.2610	362.8123	8.3698	5.9939	14.3637	28.7273	33.4981
0.5	0.8	2.5298	112.2393	3.4402	1.1254	4.5656	7.1554	317.4608	7.3903	7.8287	15.2191	30.4382	35.0037
0.5	0.9	2.8460	99.7683	3.0718	1.4243	4.4961	8.0498	282.1874	6.6169	9.9083	16.5251	33.0502	37.5463
0.6	0.4	1.5924	178.3097	5.3408	0.3964	5.7372	5.5452	409.6482	9.3643	4.1792	13.5435	27.0871	32.8243
0.6	0.5	1.9905	142.6478	4.3253	0.6193	4.9446	6.9314	327.7186	7.6133	6.5301	14.1434	28.2868	33.2314
0.6	0.6	2.3886	118.8732	3.6348	0.8918	4.5266	8.3177	273.0988	6.4158	9.4033	15.8191	31.6383	36.1649
0.6	0.7	2.7868	101.8913	3.1347	1.2138	4.3486	9.7040	234.0847	5.5447	12.7989	18.3436	36.6872	41.0358
0.6	0.8	3.1849	89.1549	2.7558	1.5854	4.3412	11.0903	204.8241	4.8822	16.7170	21.5992	43.1984	47.5396
0.6	0.9	3.5830	79.2488	2.4586	2.0066	4.4652	12.4766	182.0659	4.3614	21.1574	25.5188	51.0377	55.5028
0.7	0.4	2.0047	141.6365	4.2961	0.5721	4.8682	8.5945	264.3030	6.2206	9.1432	15.3638	30.7276	35.5958
0.7	0.5	2.5059	113.3092	3.4716	0.8939	4.3655	10.7432	211.4424	5.0328	14.2862	19.3190	38.6380	43.0035
0.7	0.6	3.0071	94.4243	2.9130	1.2872	4.2002	12.8918	176.2020	4.2264	20.5722	24.7986	49.5972	53.7974
0.7	0.7	3.5083	80.9351	2.5093	1.7520	4.2614	15.0405	151.0303	3.6430	28.0010	31.6441	63.2881	67.5495
0.7	0.8	4.0095	70.8182	2.2040	2.2884	4.4924	17.1891	132.1515	3.2013	36.5728	39.7741	79.5481	84.0405
0.7	0.9	4.5107	62.9495	1.9650	2.8962	4.8612	19.3377	117.4680	2.8552	46.2874	49.1426	98.2852	103.1464
0.8	0.4	2.5238	112.5058	3.4480	0.8400	4.2881	13.3209	170.5270	4.0954	20.3492	24.4447	48.8893	53.1774
0.8	0.5	3.1548	90.0047	2.7811	1.3126	4.0937	16.6511	136.4216	3.3015	31.7956	35.0972	70.1943	74.2881
0.8	0.6	3.7857	75.0039	2.3306	1.8901	4.2207	19.9813	113.6846	2.7656	45.7857	48.5513	97.1027	101.3234
0.8	0.7	4.4167	64.2891	2.0058	2.5726	4.5784	23.3115	97.4440	2.3795	62.3194	64.6989	129.3978	133.9762
0.8	0.8	5.0477	56.2529	1.7604	3.3602	5.1206	26.6417	85.2635	2.0880	81.3968	83.4848	166.9696	172.0902
0.8	0.9	5.6786	50.0026	1.5686	4.2527	5.8213	29.9719	75.7898	1.8601	103.0179	104.8780	209.7560	215.5773
0.9	0.4	3.1773	89.3666	2.7621	1.2492	4.0113	20.6462	110.0231	2.6788	45.8663	48.5452	97.0903	101.1016
0.9	0.5	3.9716	71.4933	2.2244	1.9519	4.1763	25.8078	88.0185	2.1541	71.6661	73.8202	147.6404	151.8167
0.9	0.6	4.7660	59.5777	1.8621	2.8107	4.6728	30.9694	73.3488	1.8013	103.1993	105.0005	210.0011	214.6738
0.9	0.7	5.5603	51.0666	1.6013	3.8257	5.4270	36.1309	62.8704	1.5478	140.4657	142.0135	284.0269	289.4539
0.9	0.8	6.3546	44.6833	1.4046	4.9968	6.4014	41.2925	55.0116	1.3569	183.4653	184.8222	369.6444	376.0458
0.9	0.9	7.1490	39.7185	1.2510	6.3240	7.5750	46.4540	48.8992	1.2079	232.1983	233.4062	466.8124	474.3874

Sumber: Perhitungan



#### 4.2.4 Perhitungan Bentuk Dasar Saluran Samping

Dengan kombinasi angka koefisien  $a$  dan  $n$   $Q_{1000}$  serta  $Q_{PMF}$  dari hasil perhitungan di atas kemudian dilanjutkan dengan perhitungan untuk bentuk dasar saluran samping. Kehilangan tinggi akibat gesekan secara kasar dapat dihitung menggunakan rumus Manning dengan mengambil koefisien kekasaran  $n = 0,015$  (beton) dan hasilnya dilampirkan pada tabel 4.36.

Elevasi dasar teoritis = Elevasi Mercu – (D + Hf)

Contoh perhitungan adalah sebagai berikut:

Untuk jarak  $x$  (jarak antara tepi udik pelimpah dengan suatu titik pada mercu pelimpah) = 10 diperoleh:

$$V = a \cdot x^n = 0,4 \cdot 10^{0,6} = 1,592 \text{ m/det}$$

$$V_{\text{rata-rata}} = (V_{i-1} + V_i) / 2 = (0 + 1,592) / 2 = 0,796 \text{ m/det}$$

$$Q = q \cdot x = 16,69 \cdot 10 = 166,932$$

$$A = Q / V = 166,932 / 1,592 = 104,828$$

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2)A_1}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-31,25 + \sqrt{31,25^2 + 2 \cdot (0,7 + 0) \cdot 104,828}}{0,7 + 0} = 3,237$$

$$p = b + \left( \sqrt{(1 + Z_1^2)} + \sqrt{(1 + Z_2^2)} \right) \cdot d$$

$$= 31,25 + \left( \sqrt{(1 + 0,7^2)} + \sqrt{(1 + 0^2)} \right) \cdot 3,237 = 38,439$$

$$R = A / P = 104,828 / 38,439$$

$$R_{\text{rerata}} = (R_1 + R_2) / 2 = (0 + 38,439) / 2 = 1,364$$

$$\Delta x = x_i - x_{i-1} = 10 - 0 = 10 \text{ m}$$

$$V_{\text{rerata}} = (V_{i-1} + V_i) / 2 = (0 + 1,592) / 2 = 0,796$$

$$Sf = \left[ \frac{n \cdot V_{\text{rata-rata}}}{R_{\text{rata-rata}}^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0,015 \cdot 0,796}{1,338^{2/3}} \right]^2 = 0,000097$$

$$hf = Sf \cdot \Delta x = 0,000094 \cdot 10 = 0,00094$$

$$hv = \alpha \cdot v^2 / 2g = 1,15 \cdot 1,592^2 / 2 \cdot 9,81 = 0,149$$

$$y = \left[ \frac{n+1}{n} \right] h_v = \left[ \frac{0,015+1}{0,015} \right] \cdot 0,149 = 0,396$$

$$D = d + y = 3,237 + 0,396 = 3,634$$

$$D + hf = 3,634 + 0,00097 = 3,634$$

$$\text{Elevasi dasar teoritis} = \text{Elevasi mercu} - (D + hf)$$

$$= 115,74 - 3,63497$$

$$= 112,106$$

Tabel 4.33 Perhitungan Elevasi Dasar Saluran Samping Debit Rencana  $Q_{1000}$

x	b	V	Q	A	d	h <sub>v</sub>	y	D	P	R	R <sub>rata2</sub>	Δx	V <sub>rata2</sub>	Sf	hf	D + hf	El. Dasar
(m)	(m)	m <sup>3</sup> /det	m <sup>3</sup> /det	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(15)	(m)	(m)	Teoritis
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
0	30.00	0	0	-	-	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	-	115.740
10	31.25	1.592	166.932	104.828	3.237	0.149	0.396	3.634	38.439	2.727	1.364	10	0.796	0.000094	0.000943	3.634	112.106
20	32.51	2.414	333.864	138.322	4.076	0.341	0.911	4.986	41.561	3.328	3.028	10	2.003	0.000206	0.002061	4.989	110.751
30	33.75	3.078	500.795	162.678	4.601	0.555	1.481	6.082	43.966	3.700	3.514	10	2.746	0.000318	0.003176	6.085	109.655
40	35.00	3.658	667.727	182.517	4.968	0.784	2.092	7.060	46.032	3.965	3.833	10	3.368	0.000426	0.004257	7.064	108.676
50	36.25	4.183	834.659	199.557	5.240	1.025	2.734	7.974	47.886	4.167	4.066	10	3.920	0.000533	0.005329	7.980	107.760
60	37.50	4.666	1001.591	214.654	5.447	1.276	3.403	8.850	49.596	4.328	4.248	10	4.424	0.000640	0.006402	8.857	106.883
70	38.75	5.118	1168.523	228.307	5.608	1.535	4.095	9.702	51.203	4.459	4.393	10	4.892	0.000748	0.007484	9.710	106.030
80	40.00	5.545	1335.454	240.832	5.733	1.802	4.806	10.539	52.731	4.567	4.513	10	5.332	0.000858	0.008576	10.548	105.192

Sumber: Perhitungan

Keterangan:

- [1] = Titik tinjau penampang
- [2] = Lebar titik tinjau penampang
- [3] = Dihitung  $a \cdot x^n$
- [4] = Dihitung  $q \cdot x$
- [5] = Dihitung  $Q / V$
- [6] = Dihitung ;  $\frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2) \cdot A}}{Z_1 + Z_2}$
- [7] = Dihitung ;  $\alpha \cdot V^2 / 2g$
- [8] = Dihitung ;  $\left(\frac{n+1}{n}\right) h_v$
- [9] = Dihitung  $d + y$
- [10] = Dihitung ;  $b + (\sqrt{(1+Z_1^2)} + \sqrt{(1+Z_2^2)}) \cdot a$
- [11] = Dihitung ;  $A/P$
- [12] = Dihitung ;  $(R_{i-1} + R_i) / 2$
- [13] = Dihitung ;  $x_i - x_{i-1}$
- [14] = Dihitung ;  $(V_{i-1} + V_i) / 2$
- [15] = Dihitung ;  $\left[\frac{n \cdot V_{rata2}}{R_{rata2}^{2/3}}\right]^2$
- [16] = Dihitung ;  $Sf \cdot \Delta x$
- [17] = Dihitung ;  $D + Hf$
- [18] = Elv. Mercu -  $(D + Hf)$

Tabel 4.34 Perhitungan Elevasi Dasar Saluran Samping Debit Rencana QPMF

x (m)	b (m)	V m/det	Q m <sup>3</sup> /det	A (m <sup>2</sup> )	d (m)	h <sub>v</sub> (m)	y (m)	D (m)	P (m)	R (m)	R <sub>rata2</sub> (m)	Δx (m)	V <sub>rata2</sub> (m)	Sf	hf (m)	D + hf (m)	El. Dasar Teoritis (18)
0	30.00	0	0	-	-	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	-	115.740
10	31.25	1.592	283.946	178.310	5.382	0.149	0.396	5.778	43.201	4.127	2.064	10	0.796	0.000054	0.000543	5.778	109.962
20	32.51	2.414	567.891	235.281	6.747	0.341	0.911	7.658	47.493	4.954	4.541	10	2.003	0.000120	0.001201	7.659	108.081
30	33.75	3.078	851.837	276.709	7.600	0.555	1.481	9.081	50.627	5.466	5.210	10	2.746	0.000188	0.001879	9.083	106.657
40	35.00	3.658	1135.782	310.455	8.198	0.784	2.092	10.290	53.205	5.835	5.650	10	3.368	0.000254	0.002537	10.293	105.447
50	36.25	4.183	1419.728	339.440	8.643	1.025	2.734	11.377	55.442	6.122	5.979	10	3.920	0.000319	0.003187	11.380	104.360
60	37.50	4.666	1703.673	365.120	8.983	1.276	3.403	12.386	57.449	6.356	6.239	10	4.424	0.000383	0.003835	12.390	103.350
70	38.75	5.118	1987.619	388.342	9.249	1.535	4.095	13.344	59.289	6.550	6.453	10	4.892	0.000448	0.004482	13.348	102.392
80	40.00	5.545	2271.564	409.648	9.458	1.802	4.806	14.265	61.004	6.715	6.633	10	5.332	0.000513	0.005133	14.270	101.470

Sumber: Perhitungan

Keterangan:

- [1] = Titik tinjau penampang
- [2] = Lebar titik tinjau penampang
- [3] = Dihitung  $a \cdot x^n$
- [4] = Dihitung  $q \cdot x$
- [5] = Dihitung  $Q / V$
- [6] = Dihitung ;  $\frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2) \cdot A}}{Z_1 + Z_2}$
- [7] = Dihitung ;  $\alpha \cdot \sqrt{2g}$
- [8] = Dihitung ;  $\left(\frac{n+1}{n}\right) h_v$
- [9] = Dihitung  $d + y$
- [10] = Dihitung ;  $b + (\sqrt{(1+Z_1^2)} + \sqrt{(1+Z_2^2)}) \cdot d$
- [11] = Dihitung ;  $A/P$
- [12] = Dihitung ;  $(R_{i-1} + R_i) / 2$
- [13] = Dihitung ;  $x_i - x_{i-1}$
- [14] = Dihitung ;  $(V_{i-1} + V_i) / 2$
- [15] = Dihitung ;  $\left[\frac{n \cdot V_{rata2}}{R_{rata2}^{2/3}}\right]^2$
- [16] = Dihitung ;  $Sf \cdot \Delta x$
- [17] = Dihitung ;  $D + Hf$
- [18] = Elv. Mercu -  $(D + Hf)$

Karena bentuk penampang memanjang dasar saluran samping hasil perhitungan (teoritis) seperti dapat dilihat pada gambar 4.14 adalah berupa garis lengkung, maka pelaksanaan konstruksinya akan cukup sulit. Untuk menghindari kesulitan dalam pelaksanaan tersebut, maka bentuk penampang memanjang dasar saluran harus disesuaikan dengan merubahnya menjadi garis lurus.

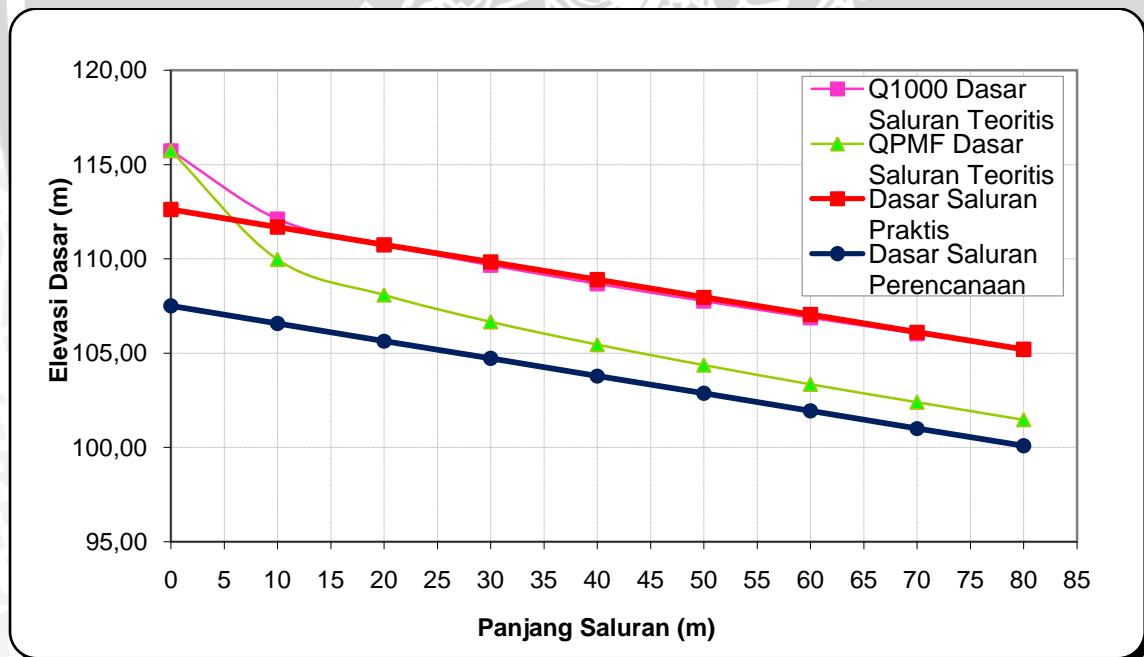
Penyesuaian ini dilakukan dengan menghubungkan titik akhir garis lengkung dengan titik yang letaknya  $1/3$  sampai  $1/10$  dari panjang pelimpah, dan diukur dari ujung garis lengkung, perhitungannya sebagai berikut:

$$\begin{aligned} 1/3 L &= 1/3 \cdot 80 \\ &= 26,67 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1/10 L &= 1/10 \cdot 80 \\ &= 8 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapat jarak antara 8 sampai dengan 26,67 m lebar ambang. Di dalam perhitungan ini diambil titik 3 pada jarak 20 m. sebagai titik penghubung dengan titik akhir garis lengkung yang berada pada titik 9.

Untuk analisa kemiringan saluran dapat dilihat pada gambar 4.17 berikut ini:



Gambar 4.16 Potongan Memanjang Rencana Kemiringan Dasar Saluran Samping

Dari analisa didapat nilai slope sebesar 0,092 (  $S = 1 : 10,87$  ).

#### 4.2.5 Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Samping

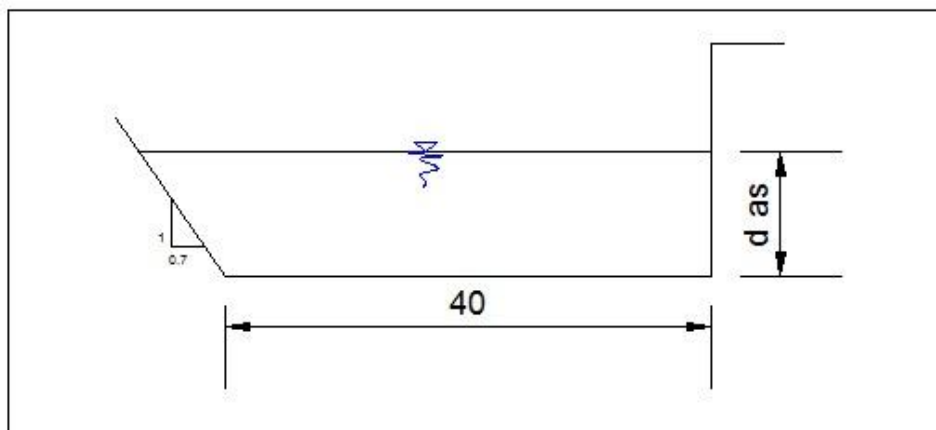
Setelah dasar saluran samping yang direncanakan telah ditetapkan, maka dilanjutkan dengan perhitungan tinggi muka air pada saluran samping melanjutkan perhitungan elevasi dasar untuk saluran samping pada tabel 4.36. Untuk dimensi rencana, data penampang saluran samping diberikan pada tabel 4.38 berikut ini:

Tabel 4.35 Data penampang saluran samping

Titik	Jarak X (m)	$\Delta X$ (m)	Elevasi Dasar (m)	Penampang Melintang		
				B	$Z_1$	$Z_2$
1	0	0	107.50	30.00	0.7	0
2	10	10	106.57	31.25	0.7	0
3	20	10	105.65	32.51	0.7	0
4	30	10	104.72	33.75	0.7	0
5	40	10	103.79	35.00	0.7	0
6	50	10	102.87	36.25	0.7	0
7	60	10	101.94	37.50	0.7	0
8	70	10	101.01	38.75	0.7	0
9	80	10	100.08	40.00	0.7	0

Sumber: Perhitungan

Elevasi muka air pada Side Channel (pelimpah samping) dihitung berdasarkan titik kontrol pada akhir saluran transisi. Saluran transisi ini menghubungkan side channel dengan saluran peluncur. Side Channel ini mempunyai lebar 30 m pada ujung udik dan 40 m pada ujung hilir. Untuk itu perlu dilakukan perhitungan tinggi muka air di akhir side dengan  $Q_{100}$ ,  $Q_{1000}$ , dan  $Q_{PMF}$ . Perhitungan dimulai dari keadaan hidrolika pada titik kontrol atau titik kritis pada akhir saluran transisi.



Gambar 4.17 Bentuk penampang akhir saluran samping (Side Channel)

- Untuk  $Q_{1000}$

$$q = \frac{1335,45}{30} = 44,51 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\alpha \cdot \frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{1,15 \cdot \frac{44,51^2}{9,81}} = 6,1473 \text{ m}$$

$$v_c = \frac{q}{d_c} = \frac{44,51}{6,1473} = 7,2415 \text{ m/det}$$

$$h_{vc} = \frac{\alpha \cdot v_c^2}{2g} = \frac{1,15 \cdot 7,2415^2}{19,62} = 3,0736 \text{ m}$$

$$A_c = \frac{b}{d_c} = \frac{30}{6,1473} = 184,4177$$

$$P_c = b + (2 \cdot d_c) = 30 + (2 \cdot 6,1473) = 42,2945$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{184,4178}{42,2945} = 4,3603$$

$$S_{f1} = \left[ \frac{n \cdot V}{R^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0,015 \cdot 7,2415}{4,3603} \right]^2 = 0,00166$$

$$A_{as} = 40 d_{as} + 0,35 d_{as}^2$$

$$v_{as} = \frac{Q}{A_{as}} = \frac{1335,45}{40 d_{as} + 0,35 d_{as}^2}$$

Direncanakan:

$$B_{transisi} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Panjang} = 72 \text{ m}$$

$$K = 0,2$$

Sehingga untuk menentukan nilai tinggi muka air di akhir saluran transisi ( $d_{as}$ ) untuk kala ulang  $Q_{1000}$  harus melalui persamaan *Bernoulli* yang ditulis sebagai berikut:

$$d_{as} + h_{v_{as}} = d_c + h_{v_c} + K|h_{v_c} - h_{v_{as}}| + h_m$$

dimana  $h_m$  = kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh gesekan

$$= \Delta x \cdot S_{f_{rata-rata}}$$

$$= 72 \cdot 0,000909$$

$$= 0,06542$$

$$d_{as} + h_{v_{as}} = 6,1473 + 3,0737 + 0,2 |3,0737 - h_{v_{as}}| + 0,06542$$

. Dengan cara coba-coba didapatkan nilai  $d_{as} = 9,21 \text{ m}$

- Untuk  $Q_{PMF}$

$$q = \frac{2271,56}{30} = 75,72 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\alpha \cdot \frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{1,15 \cdot \frac{75,72^2}{9,81}} = 8,7595$$

$$v_c = \frac{q}{d_c} = \frac{75,72}{8,7595} = 8,6442$$

$$h_{vc} = \frac{\alpha \cdot v_c^2}{2g} = \frac{1,15 \cdot 8,6442}{19,62} = 4,3797$$

$$A_c = \frac{b}{d_c} = \frac{30}{8,7595} = 262,7847$$

$$P_c = b + (2 \cdot d_c) = 30 + (2 \cdot 8,7595) = 47,5190$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{262,7847}{47,5190} = 5,5301$$

$$S_{f1} = \left[ \frac{n \cdot v_c}{R_c^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0,015 \cdot 8,6442}{5,5301} \right]^2 = 0,00172$$

$$A_{as} = 40 d_{as} + 0,35 d_{as}^2$$

$$v_{as} = \frac{Q}{A_{as}} = \frac{2271,56}{40 d_{as} + 0,35 d_{as}^2}$$

Direncanakan:

$$B_{transisi} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Panjang} = 72 \text{ m}$$

$$K = 0,2$$

Sehingga untuk menentukan nilai tinggi muka air di akhir saluran transisi ( $d_{as}$ ) untuk kala ulang  $Q_{1000}$  harus melalui persamaan *Bernoulli* yang ditulis sebagai berikut:

$$d_{as} + h_{v_{as}} = d_c + h_{v_c} + K |h_{v_c} - h_{v_{as}}| + h_m$$

dimana  $h_m$  = kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh gesekan

$$= \Delta x \cdot S_{f_{rata-rata}}$$

$$= 72 \cdot 0,00093$$

$$= 0,066965$$

$$d_{as} + h_{v_{as}} = 8,7595 + 4,3797 + 0,2 |4,3797 - h_{v_{as}}| + 0,066965$$

Dengan cara coba-coba didapatkan nilai  $d_{as} = 13,17 \text{ m}$ .

Dengan diketahuinya kedalaman air di titik akhir transisi ( $d_{as}$ ) dan kemiringan dasar saluran samping (hasil perhitungan sebelumnya), maka profil muka air di sepanjang saluran samping dapat ditentukan dengan sistem coba banding menggunakan persamaan berikut: (Sosrodarsono, 1989:228)

Rumus perbedaan tinggi muka air antara 2 penampang:

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

- Langkah-langkah perhitungan:

Panjang saluran samping dibagi dalam beberapa pias, dalam perhitungan diambil  $\Delta x = 10 \text{ m}$ .



Berdasarkan hasil perhitungan hidrolika pada titik kontrol di atas diperoleh tinggi muka air di hilir saluran samping dengan kala ulang  $Q_{1000} d_{as} = 9,21$  m.

Elevasi muka air = Elevasi dasar +  $d_{as} = 100,09 + 9,21 = + 109,30$  m.

Maka luas penampang basah (A) dan kecepatan (v) pada titik  $d_{as}$  dapat dihitung:

$$A = \frac{(Z_1+Z_2)d_{as}+2 \cdot B}{2} d_{as} = \frac{(0,7+0)9,32+2 \cdot 40}{2} \times 9,21 = 398,2423$$

$$Q = q \cdot x = 16,69 \cdot 80 = 1335,45 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V = Q / A = 1335,45 / 398,2423 = 3,353 \text{ m/dt}$$

Untuk titik  $x = 70$ , ambil nilai  $\Delta y = 0,172$  (dengan cara coba-coba, sampai diperoleh hasil perhitungan  $\Delta y$  menggunakan persamaan Rumus perbedaan tinggi = nilai  $\Delta y$  yang diambil).

Selanjutnya perhitungan di titik  $x = 70$  dilanjutkan seperti diberikan berikut ini untuk memperoleh hasil yang disyaratkan di atas dengan nilai  $\beta$  diambil sebesar 1,05.

$$\begin{aligned} \text{Elevasi muka air di titik } (x = 70) &= \text{Elevasi muka air di titik } d_{as} + \Delta y \\ &= 109,30 + 0,172 \\ &= +109,47 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi muka air } (d_{70}) &= \text{Elevasi muka air di titik } d_{70} - \text{Elevasi dasar} \\ &= 109,47 - 101,01 = 8,45 \text{ m.8} \end{aligned}$$

$$A = \frac{(Z_1+Z_2)d_{70}+2 \cdot B}{2} d_{70} = \frac{(0,7+0)8,458+2 \cdot 38,75}{2} \times 8,458 = 352,8047$$

$$Q = q \cdot x = 16,69 \cdot 70 = 1168,523 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$V = Q / A = 1168,523 / 352,8047 = 3,312 \text{ m/det}$$

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

$$\begin{aligned} \Delta y &= 1,05 \frac{1335,45}{9,81} \frac{(3,353+3,312)}{(1335,45+1168,523)} \left[ (3,353 - 3,312) + \frac{3,312}{1335,45} (1335,45 - \right. \\ &\quad \left. 1168,523) \right] \end{aligned}$$

$$\Delta y = 0,172 \text{ m} \approx \Delta y \text{ yang diambil dengan cara coba-coba.}$$

Untuk perhitungan profil muka air pada saluran samping secara lengkap dengan  $Q_{1000}$  dan  $Q_{PMF}$  dapat dilihat dalam tabel 4.36 s/d 4.37 berikut ini.

Tabel 4.36 Perhitungan Profil Muka Air Pada Side Channel Q<sub>1000</sub>

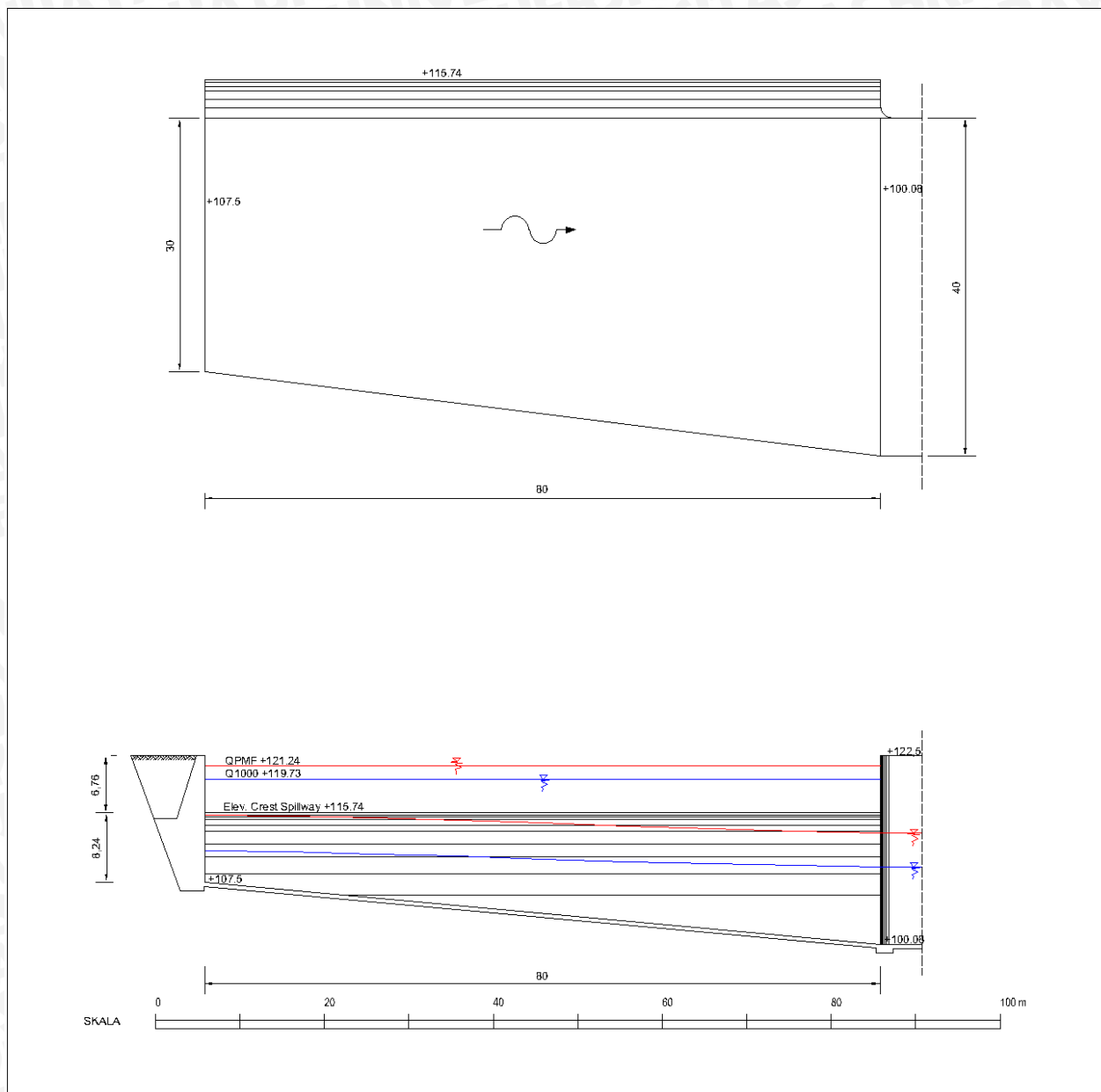
X (m)	ΔX (m)	El Dasar (m)	ΔY coba-coba	El.Mk.Air (m)	d (m)	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /dt)	V (m/dt)	Q1-Q2 (m <sup>3</sup> /dt)	9.81*(Q1-Q2)	Q1 (m <sup>3</sup> /dt)	Q1-Q2 (m <sup>3</sup> /dt)	Q1-Q2 (m <sup>3</sup> /dt)	√(Q1-Q2)	[14]+[17] (m/dt)	[13] x [18]	hf (m)	Δy (m)	P (m)	R (m)	Kesalahan [4]-[21]	Froude	Kondisi Aliran	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]
80	10	100.08	0.000	109.30	9.213	40.00	398.2423	1335.454	3.353	2303.977	0.0571	6.6655	0.0413	166.9318	0.1250	0.4140	0.4553	0.002049	0.000	60.4596	6.5869	-	0.378	Sub kritis	
70	10	101.01	0.172	109.47	8.458	38.75	352.8047	1168.523	3.312	2001.977	0.0571	6.6655	0.0413	166.9318	0.1250	0.4140	0.4553	0.002199	0.175	57.5332	6.1322	0.00	0.390	Sub kritis	
60	10	101.94	0.206	109.68	7.758	37.50	311.1197	1001.591	3.219	2170.113	0.0576	6.5314	0.0928	166.9318	0.1429	0.4599	0.5327	0.002296	0.210	54.6828	5.6895	0.00	0.396	Sub kritis	
50	10	102.87	0.250	109.93	7.060	36.25	273.3831	834.659	3.053	1836.250	0.0584	6.2724	0.1662	166.9318	0.1667	0.5088	0.6751	0.002290	0.250	51.9285	5.2646	0.00	0.393	Sub kritis	
40	10	103.79	0.287	110.21	6.420	35.00	239.1379	667.727	2.792	1502.386	0.0595	5.8453	0.2608	166.9318	0.2000	0.5584	0.8193	0.002134	0.287	49.2573	4.8549	0.00	0.377	Sub kritis	
30	10	104.72	0.315	110.53	5.809	33.75	207.8494	500.795	2.409	1168.523	0.0612	5.2016	0.3828	166.9318	0.2500	0.6024	0.9852	0.001782	0.315	46.6489	4.4556	0.00	0.342	Sub kritis	
20	10	105.65	0.321	110.85	5.202	32.50	178.5539	333.864	1.870	834.659	0.0642	4.2792	0.5396	166.9318	0.3333	0.6233	1.1629	0.001217	0.321	44.0529	4.0532	0.00	0.281	Sub kritis	
10	10	106.57	0.280	111.13	4.556	31.25	149.6235	166.932	1.116	500.795	0.0714	2.9825	0.7542	166.9318	0.5000	0.5578	1.3120	0.000504	0.280	41.3664	3.6171	0.00	0.179	Sub kritis	
0	10	107.50	0.129	111.26	3.758	30.00	117.6783	0.000	0.000	166.932	0.1070	1.1157	1.1157	166.9318	1.0000	0.0000	1.1157	0.000000	0.133	38.3449	3.0689	0.00	0.000	Sub kritis	

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.37 Perhitungan Profil Muka Air Pada Side Channel Q<sub>PMF</sub>

X (m)	ΔX (m)	El Dasar (m)	ΔY coba-coba	El.Mk.Air (m)	d (m)	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /dt)	V (m/dt)	Q1-Q2 (m <sup>3</sup> /dt)	9.81*(Q1-Q2)	Q1 (m <sup>3</sup> /dt)	Q1-Q2 (m <sup>3</sup> /dt)	Q1-Q2 (m <sup>3</sup> /dt)	√(Q1-Q2)	[14]+[17] (m/dt)	[13] x [18]	hf (m)	Δy (m)	P (m)	R (m)	Kesalahan [4]-[21]	Froude	Kondisi Aliran	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]
80	10	100.08	0.000	113.252	13.167	40.00	587.3812	2271.564	3.867	4239.183	0.0571	7.5476	0.1870	283.9455	0.1250	0.4600	0.6470	0.001945	0.000	69.2404	8.4832	-	0.340	Sub kritis	
70	10	101.01	0.281	113.533	12.521	38.75	540.0680	1987.619	3.680	4239.183	0.0576	7.5476	0.1870	283.9455	0.1429	0.4910	0.7343	0.001869	0.281	66.5552	8.1146	0.00	0.332	Sub kritis	
60	10	101.94	0.303	113.856	11.897	37.50	495.6851	1703.673	3.437	3691.292	0.0576	7.1173	0.2433	283.9455	0.1667	0.5213	0.8303	0.001732	0.303	63.9196	7.7548	0.00	0.318	Sub kritis	
50	10	102.87	0.320	114.156	11.290	36.25	453.8780	1419.728	3.128	3123.401	0.0584	6.5650	0.3090	283.9455	0.1667	0.5213	0.9341	0.001526	0.320	61.3214	7.4016	0.00	0.297	Sub kritis	
40	10	103.79	0.327	114.483	10.690	35.00	414.1673	1135.782	2.742	2555.310	0.0595	5.8703	0.3857	283.9455	0.2000	0.5485	0.9341	0.001251	0.327	58.7399	7.0309	0.00	0.268	Sub kritis	
30	10	104.72	0.320	114.803	10.084	33.75	375.9228	851.837	2.266	1987.619	0.0612	5.0083	0.4763	283.9455	0.2500	0.5665	1.0428	0.000915	0.320	56.1429	6.6958	0.00	0.228	Sub kritis	
20	10	105.65	0.291	115.094	9.448	32.50	338.3068	567.891	1.679	1419.728	0.0642	3.9446	0.5874	283.9455	0.3333	0.5595	1.1469	0.000542	0.291	53.4810	6.3257	0.00	0.174	Sub kritis	
10	10	106.57	0.226	115.220	8.447	31.25	300.1289	283.946	0.946	851.837	0.0714	2.6247	0.7325	283.9455	0.5000	0.4730	1.2056	0.000188	0.226	50.6745	5.9227	0.00	0.102	Sub kritis	
0	10	107.50	0.094	115.414	7.914	30.00	259.3355	0.000	0.000	283.946	0.1070	0.9461	0.9461	283.9455	1.0000	0.0000	0.9461	0.000000	0.096	47.3739	5.4512	0.00	0.000	Sub kritis	

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.18 Konstruksi Side Channel

#### 4.2.6 Perencanaan Saluran Transisi

Berikut ini merupakan analisa hidrolika pada saluran transisi. Saluran transisi dirancang dengan menggunakan  $Q_{1000}$  dan dikontrol  $Q_{PMF}$ . Saluran transisi direncanakan dengan bentuk penampang saluran berupa segi empat dan tanpa slope. Berikut merupakan perhitungan saluran transisi:

Awal saluran transisi dari tabel 4.36 didapatkan:

$$Q_{1000} = 1335,45 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$B_{as} = 40 \text{ m}$$

$$d_{as} = 9,213 \text{ m}$$

$$V_{as} = 3,353 \text{ m}/\text{det}$$

$$A_{as} = 398,24 \text{ m}^2$$

$$hv_{as} = 0,573$$

$$\alpha = 1,15$$

$$\text{Panjang Sal. Transisi (L)} = 72 \text{ m (dibagi 10 section dengan jarak 7,2)}$$

$$\text{Slope Sal. Transisi (So)} = 0 \text{ (Datar)}$$

$$d_c = 6,147 \text{ m}$$

$$V_c = 7,241 \text{ m}/\text{det}$$

$$h_{vc} = 3,074$$

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

Untuk menghitung tinggi muka air tiap section dalam saluran transisi digunakan persamaan *Bernoulli* sebagai berikut: (section 1)

$$d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + k |hv_1 - hv_2| + hm$$

$$9,213 + 0,573 = d_n + \frac{V_n^2}{19,62} + 0,2 \left| 0,573 - \frac{V_n^2}{19,62} \right| + 0,002$$

Dengan cara coba-coba didapatkan nilai  $d_1 = 8,847 \text{ m}$ . Perhitungan untuk section berikutnya dapat dilihat pada tabel 4.38 – 4.39.

Tabel 4.38 Perhitungan profil aliran pada saluran transisi Q<sub>1000</sub>

Thik	Cba-coba nilai d	B saluran (m)	Jarak (m)	A (m <sup>2</sup> )	v (m/det)	hv (m)	k	P	R	S <sub>f</sub>	S <sub>spesia</sub>	hm	kesalahan	Elevasi Muka Air	F	Ket.
0	9.213	40.00		398.2423	3.3534	0.573		50.434	7.896	0.00016				109.30	0.378	Subkritis
1	8.847	39.01	7.20	345.1029	3.8697	0.878	0.2000	56.703	6.086	0.00030	0.0000	0.002	0.000	108.93	0.445	Subkritis
2	8.770	38.01	7.20	333.3449	4.0062	0.941	0.2000	55.550	6.001	0.00033	0.0000	0.002	0.000	108.85	0.463	Subkritis
3	8.684	37.01	7.20	321.4068	4.1550	1.012	0.2000	54.379	5.911	0.00036	0.0000	0.003	0.000	108.77	0.483	Subkritis
4	8.586	36.01	7.20	309.1944	4.3191	1.093	0.2000	53.183	5.814	0.00040	0.0000	0.003	0.000	108.67	0.505	Subkritis
5	8.472	35.00	7.20	296.5059	4.5040	1.189	0.2000	51.943	5.708	0.00045	0.0000	0.003	0.000	108.56	0.530	Subkritis
6	8.336	34.00	7.20	283.4286	4.7118	1.301	0.2000	50.672	5.593	0.00050	0.0000	0.003	0.000	108.42	0.559	Subkritis
7	8.173	33.00	7.20	269.6972	4.9517	1.437	0.2000	49.345	5.466	0.00057	0.0010	0.004	0.000	108.26	0.593	Subkritis
8	7.967	32.00	7.20	254.9300	5.2385	1.608	0.2000	47.933	5.318	0.00067	0.0010	0.004	0.000	108.05	0.635	Subkritis
9	7.687	31.00	7.20	238.2843	5.6045	1.841	0.2000	46.373	5.138	0.00080	0.0010	0.005	0.000	107.77	0.692	Subkritis
10	6.147	30.00	7.20	184.4178	7.2415	3.074	0.2000	42.295	4.360	0.00166	0.0010	0.065	0.000	106.23	1.000	Kritis

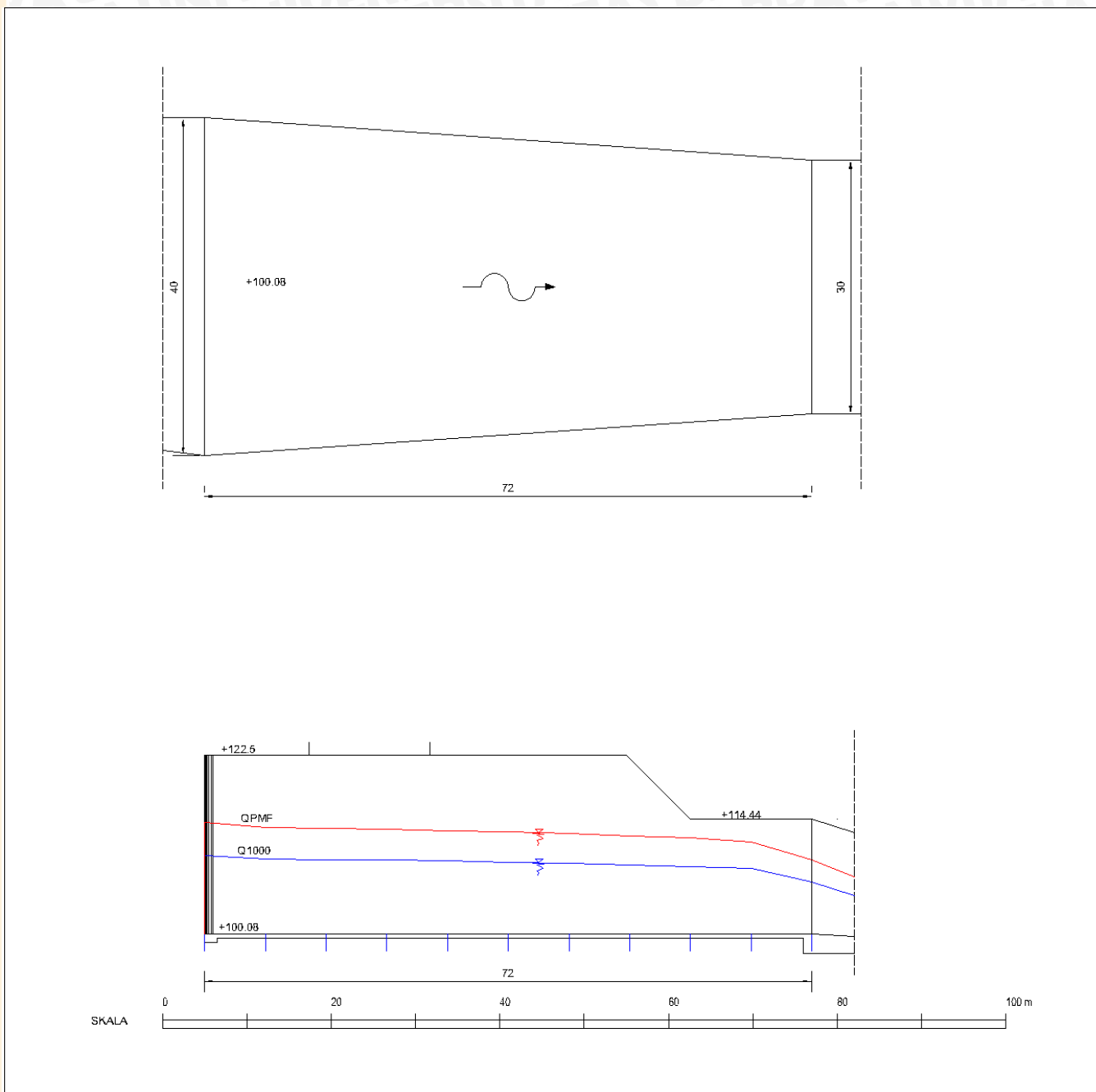
Sumber: Perhitungan

Tabel 4.39 Perhitungan profil aliran pada saluran transisi Q<sub>PMF</sub>

Thik	Cba-coba nilai d	B saluran (m)	Jarak (m)	A (m <sup>2</sup> )	v (m/det)	hv (m)	k	P	R	S <sub>f</sub>	S <sub>spesia</sub>	hm	kesalahan	Elevasi Muka Air	F	Ket.
0	13.167	40.00		587.3812	3.8673	0.762		54.388	10.800	0.00014				113.25	0.365	Subkritis
1	12.571	39.01	7.20	490.4097	4.6320	1.258	0.2000	64.153	7.644	0.00032	0.0000	0.002	0.000	112.66	0.447	Subkritis
2	12.462	38.01	7.20	473.6872	4.7955	1.348	0.2000	62.934	7.527	0.00035	0.0000	0.002	0.000	112.55	0.465	Subkritis
3	12.339	37.01	7.20	456.6701	4.9742	1.450	0.2000	61.688	7.403	0.00039	0.0000	0.003	0.000	112.42	0.485	Subkritis
4	12.198	36.01	7.20	439.2484	5.1715	1.568	0.2000	60.406	7.272	0.00043	0.0000	0.003	0.000	112.28	0.507	Subkritis
5	12.032	35.00	7.20	421.1210	5.3941	1.705	0.2000	59.064	7.130	0.00048	0.0000	0.003	0.000	112.12	0.532	Subkritis
6	11.838	34.00	7.20	402.5006	5.6436	1.867	0.2000	57.677	6.979	0.00054	0.0010	0.004	0.000	111.92	0.562	Subkritis
7	11.602	33.00	7.20	382.8698	5.9330	2.063	0.2000	56.204	6.812	0.00061	0.0010	0.004	0.000	111.69	0.596	Subkritis
8	11.303	32.00	7.20	361.7089	6.2801	2.312	0.2000	54.607	6.624	0.00071	0.0010	0.005	0.000	111.39	0.640	Subkritis
9	10.895	31.00	7.20	337.7450	6.7257	2.651	0.2000	52.790	6.398	0.00086	0.0010	0.006	0.000	110.98	0.698	Subkritis
10	8.759	30.00	7.20	262.7847	8.6442	4.380	0.2000	47.519	5.530	0.00172	0.0010	0.067	0.000	108.84	1.000	Kritis

Sumber: Perhitungan





Gambar 4.19 Konstruksi Saluran Transisi

#### 4.2.7 Perencanaan Saluran Peluncur

Berikut merupakan analisa hidrolika pada saluran peluncur. Perlu diketahui titik awal saluran peluncur = titik akhir saluran transisi yaitu pada elevasi = +100,8 m. Saluran peluncur dibagi dalam 2 bagian:

1. Bagian kurva lengkung yang dimulai dari titik akhir (hilir) saluran transisi,
2. Bagian lurus dengan lebar dasar saluran (b) konstan = 30 m

##### 1. Bagian kurva lengkung

Dengan menggunakan kala ulang  $Q_{1000}$  dan di kontrol menggunakan debit kala ulang  $Q_{PMF}$ .

1. Debit outflow maksimum ( $Q_{1000}$ ) = 1335,45 m<sup>3</sup>/dt
2. Kedalaman aliran kritis di awal sal.peluncur ( $d_c$ ) = 6,147 m
3. Elevasi dasar saluran pada awal sal.peluncur = + 100,08 m
4. Lebar dasar saluran peluncur = 30 m
5. Kecepatan aliran pada titik permulaan = 7,241 m/dt
6. Koefisien kekasaran Manning (beton) = 0,015
7. Percepatan gravitasi bumi = 9,81 m/dt<sup>2</sup>
8. Koefisien koreolis ( $\alpha$ ) = 1,15
9. Koefisien kehilangan tinggi akibat pusaran (k) = 0,00 (sal. prismatic)

Untuk kurva lengkung digunakan persamaan sebagai berikut. (design of small dams; 392)

$$-Y = x \cdot \tan \theta + \left( \frac{x^2}{K \cdot (4 \cdot (d + hv) \cdot \cos^2 \theta)} \right)$$

Dimana:

- $\theta = 0$  derajat (sudut kemiringan bagian upstream / saluran transisi)
- $K = 1,5$

$$-Y = 0 + \left( \frac{x^2}{1,5 \times (4 \times (6,147 + 7,241) \times \cos^2 0)} \right)$$

$$-Y = \frac{x^2}{80,322}$$

Untuk menentukan batas akhir kurva lengkung harus ditentukan lebih dahulu kemiringan dasar saluran transisi. Berdasarkan elevasi ujung udik dan ujung hilir saluran peluncur serta jarak horizontal saluran peluncur (rencana). Maka kemiringan dasar saluran peluncur dapat dihitung sebagai berikut:

El. ujung udik saluran peluncur = + 100,08

- El. ujung hilir saluran peluncur = + 51,50 (Direncanakan)

- Jarak horizontal saluran peluncur (L) = 170 m (Direncanakan)

$$\text{Slope} = \tan \alpha = \frac{-(100,08 - 51,50)}{170} = -0,309$$

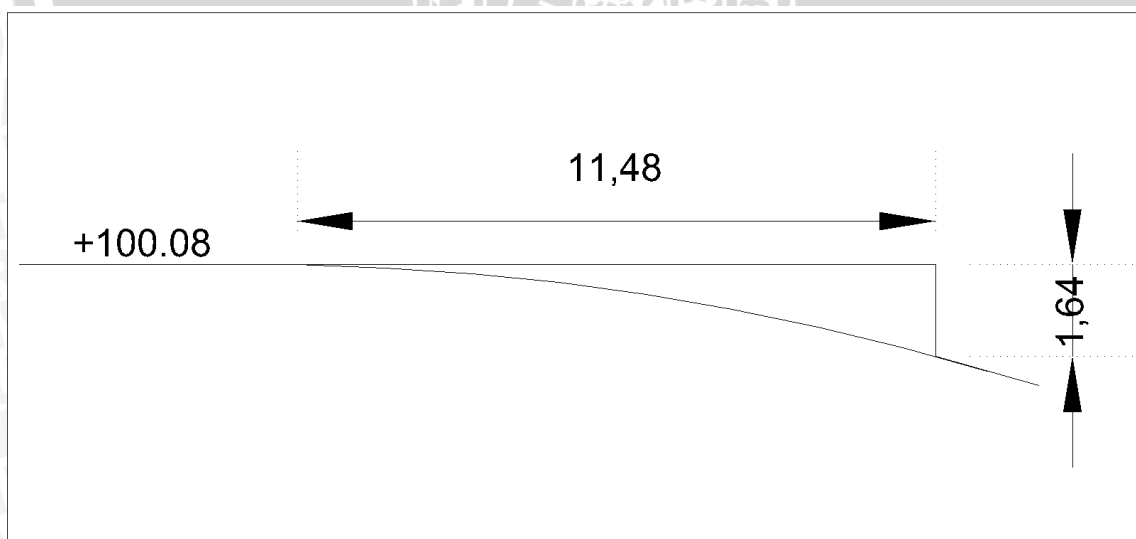
Maka:  $-Y = \frac{x^2}{80,332}$

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{2x}{80,332}$$

$$\tan \alpha = -\frac{2x}{80,332}$$

$$-0,286 = -\frac{2x}{80,332}$$

Maka didapatkan koordinat batas akhir kurva lengkung pada  $x = 11,48$  dan  $y = -1,64$



Gambar 4.20 Kurva lengkung pada saluran peluncur



## 2. Bagian lurus

Pada bagian lurus ini direncanakan dengan lebar dasar saluran peluncur 36,26 m sampai akhir peluncur dan dengan kemiringan slope dasar 0,317. Untuk menentukan elevasi muka air pada saluran peluncur dipakai sistem coba banding kedua (Bendungan Type Urugan, 207-208).

Pengaruh kavitasi yang paling menonjol pada saluran peluncur adalah di daerah kecepatan setempat yang tinggi, menurut persamaan *Bernoulli* cenderung mempunyai tekanan yang rendah. Saluran peluncur pada bendungan Tiro kecil mempunyai kecenderungan untuk mengalami kavitasi, hal ini dikarenakan ketinggian saluran peluncur relatif tidak terlalu tinggi.

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) disebut indeks kavitasi. Untuk lebih jelasnya perhitungan muka air saluran peluncur dan nilai indeks kavitasinya akan ditabelkan sebagai berikut.



Tabel 4.40 Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur  $Q_{1000}$

No Titik tinjau perampang (section)	Elevasi dasar saluran (m)	Jarak antar perampang horizontal $\Delta X$	Beda tinggi elevasi antar perampang $\Delta Z = \Delta X \tan \theta$	Slope dasar saluran antar perampang $S = \frac{\Delta Z}{\Delta X}$	Sudut kemiringan dasar saluran antar perampang $\theta = \text{Arc Tan } S$ (radian)	Jarak sisi miring antar perampang $\Delta L$	Lebar dasar saluran (m)	Kedalaman aliran tegak dasar saluran (trial & error) $d$	Kedalaman aliran vertikal $Y = d \cos \theta$	Luas perampang basah aliran vertikal $A$	Kecepatan aliran $V$	Tinggi tekan kecepatan aliran $h_v$	Kecepatan aliran rerata $V_{rt}$	Kelling basah $P$	Radius hidrolik rerata $R$	Radius hidrolik rerata $R_{rt}$	Kehilangan tinggi akibat gesekan $h_f$	Kehilangan tinggi akibat pulsasi $h_e$	Tinggi tekan total perampang 1 $H_1$	Tinggi tekan total perampang 2 $H_2$	Kesalahan perbedaan tinggi tekan (kontrol) $\Delta H = H_1 - H_2$	Elevasi muka air	Bilangan Froude	Keterangan	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	
1	100.08	-	-	-	-	-	30.00	6.147	6.147	184.418	7.241	3.074	-	42.295	4.360	-	-	-	10.544	10.543	0.00	106.227	1.000		
2	98.76	8.56	1.323	0.155	0.153	8.658	30.00	4.385	4.333	130.005	10.272	6.185	8.757	38.667	3.362	3.851	0.025	0.000	13.534	13.534	0.00	103.090	1.690	Super kritis	
3	95.74	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	3.564	3.396	101.895	13.106	10.068	11.689	36.793	2.769	3.066	0.069	0.000	16.480	16.479	0.00	99.138	2.435	Super kritis	
4	92.73	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	3.087	2.943	88.282	15.127	13.413	14.117	35.885	2.460	2.615	0.124	0.000	19.370	19.370	0.00	95.669	3.019	Super kritis	
5	89.71	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	2.780	2.650	79.503	16.797	16.538	15.962	35.300	2.252	2.356	0.182	0.000	22.203	22.204	0.00	92.362	3.533	Super kritis	
6	86.70	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	2.559	2.439	73.179	18.249	19.520	17.523	34.879	2.098	2.175	0.244	0.000	24.975	24.975	0.00	89.136	4.001	Super kritis	
7	83.68	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	2.390	2.278	68.333	19.543	22.387	18.896	34.556	1.977	2.038	0.310	0.000	27.680	27.680	0.00	85.959	4.434	Super kritis	
8	80.67	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	2.255	2.149	64.467	20.715	25.152	20.129	34.298	1.880	1.929	0.378	0.000	30.316	30.317	0.00	82.815	4.838	Super kritis	
9	77.65	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	2.144	2.043	61.294	21.788	27.824	21.252	34.086	1.798	1.839	0.449	0.000	32.882	32.883	0.00	79.694	5.219	Super kritis	
10	74.64	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	2.051	1.954	58.633	22.776	30.406	22.282	33.909	1.729	1.764	0.522	0.000	35.376	35.376	0.00	76.590	5.578	Super kritis	
11	71.62	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.971	1.879	56.367	23.692	32.900	23.234	33.758	1.670	1.699	0.597	0.000	37.794	37.794	0.00	73.500	5.918	Super kritis	
12	68.61	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.903	1.814	54.411	24.544	35.309	24.118	33.514	1.573	1.644	0.672	0.000	40.137	40.138	0.00	70.419	6.240	Super kritis	
13	65.59	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.843	1.767	52.704	25.339	37.633	25.711	33.413	1.532	1.595	0.748	0.000	42.405	42.405	0.00	67.347	6.545	Super kritis	
14	62.58	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.791	1.707	51.202	26.082	39.874	26.313	33.325	1.496	1.552	0.824	0.000	44.596	44.597	0.00	64.282	6.836	Super kritis	
15	59.56	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.744	1.662	49.869	26.779	42.034	26.431	33.245	1.464	1.514	0.901	0.000	46.711	46.711	0.00	61.223	7.111	Super kritis	
16	56.55	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.702	1.623	48.660	27.433	44.112	27.106	33.174	1.435	1.480	0.976	0.000	48.750	48.750	0.00	58.168	7.414	Super kritis	
17	53.53	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.665	1.587	47.613	28.048	46.112	27.741	33.110	1.409	1.450	1.051	0.000	50.714	50.714	0.00	55.117	7.623	Super kritis	
18	50.52	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.632	1.555	46.651	28.627	48.033	28.338	33.052	1.385	1.422	1.126	0.000	52.604	52.604	0.00	52.070	7.860	Super kritis	
19	47.50	9.50	3.015	0.317	0.307	9.964	30.00	1.601	1.526	45.779	29.172	49.879	28.899	33.052	1.397	1.397	1.199	0.000	-	-	0.00	49.026	8.085	Super kritis	

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.41 Perhitungan indeks kavitasi pada saluran peluncur  $Q_{1000}$ 

Section	$r_w$ (kg/m <sup>3</sup> )	h (m)	Pg		Pa (kPa)	Po (kPa)	Pv (kPa)	Vo (m/dt)	Vo <sup>2</sup> /2 (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma$	$\sigma_1$	Kondisi
			(N/m <sup>2</sup> )	(kPa)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	997.8	6.147	60171.935	60.172	101	161.172	2.726	7.241	26.219	0.00606	0.00386	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	4.062	39757.789	39.758	101	140.758	2.726	10.960	60.057	0.00230	0.00169	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	3.293	32233.372	32.233	101	133.233	2.726	13.518	91.369	0.00143	0.00111	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	2.884	28226.333	28.226	101	129.226	2.726	15.437	119.152	0.00106	0.00085	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	2.611	25561.185	25.561	101	126.561	2.726	17.047	145.294	0.00085	0.00070	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	2.412	23610.434	23.610	101	124.610	2.726	18.455	170.295	0.00072	0.00059	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	2.258	22100.143	22.100	101	123.100	2.726	19.716	194.366	0.00062	0.00052	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	2.134	20886.531	20.887	101	121.887	2.726	20.862	217.610	0.00055	0.00047	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	2.031	19885.024	19.885	101	120.885	2.726	21.913	240.081	0.00049	0.00042	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	1.945	19041.872	19.042	101	120.042	2.726	22.883	261.813	0.00045	0.00039	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	1.872	18320.794	18.321	101	119.321	2.726	23.784	282.828	0.00041	0.00036	Tidak terjadi kavitasi
12	997.8	1.808	17696.762	17.697	101	118.697	2.726	24.622	303.126	0.00038	0.00033	Tidak terjadi kavitasi
13	997.8	1.752	17150.924	17.151	101	118.151	2.726	25.406	322.727	0.00036	0.00031	Tidak terjadi kavitasi
14	997.8	1.703	16669.394	16.669	101	117.669	2.726	26.140	341.642	0.00034	0.00030	Tidak terjadi kavitasi
15	997.8	1.659	16241.425	16.241	101	117.241	2.726	26.828	359.884	0.00032	0.00028	Tidak terjadi kavitasi
16	997.8	1.620	15858.847	15.859	101	116.859	2.726	27.476	377.457	0.00030	0.00027	Tidak terjadi kavitasi
17	997.8	1.585	15514.996	15.515	101	116.515	2.726	28.085	394.373	0.00029	0.00026	Tidak terjadi kavitasi
18	997.8	1.553	15204.505	15.205	101	116.205	2.726	28.658	410.645	0.00028	0.00025	Tidak terjadi kavitasi
19	997.8	1.525	14922.989	14.923	101	115.923	2.726	29.199	426.284	0.00027	0.00024	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

Pa	= tekanan atmosfer	1	$r_w$	= massa jenis air = 997,8 kg/m <sup>3</sup>
Pg	= tekanan di titik setempat	2	h	= tinggi muka air pada section yang ditinjau
Po	= tekanan setempat	3	Pg	= (1)*9,81*(2)
Pv	= tekanan uap (22° C)	4	(4)	= (3)/1000
Vo	= kecepatan aliran	5	Data	= tekanan atmosfer = 101 kPa
$\sigma$	= angka kavitasi	6	Po	= (4)+(5)
		7	Pa	= tekanan uap pada suhu 22° C = 2,726
		8	Vo	= kecepatan pada section yang ditinjau
		9	Vo <sup>2</sup> /2	= (8) <sup>2</sup> /2
		10	$\sigma$	= ((6)-(7))/((1)*(9))
		11	Angka batas kavitasi	
		12	Kriteria kondisi	

Kriteria angka kavitasi

 $\sigma > \sigma_1$  = tidak terjadi kavitasi $\sigma \leq \sigma_1$  = terjadi kavitasi

Tabel 4.42 Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur QPMF

No Tink tinjau penampang (section)	Elevasi dasar saluran (m)	Jarak antar penampang horizontal $\Delta X$ (m)	Beda tinggi elevasi antar penampang $\Delta Z = \Delta X \tan \theta$ (m)	Slope dasar saluran antar penampang $S = \Delta Z / \Delta X$ (-)	Sudut kemiringan dasar saluran antar penampang $\theta = \text{Arc Tan } S$ (radian)	Jarak sisi miring antar penampang $\Delta L$ (m)	Lebar dasar saluran (m)	Kedalaman aliran tegak lurus slope dasar saluran (trial & error) (m)	Kedalaman aliran vertikal $y = d \cos \theta$ (m)	Luas penampang basah aliran vertikal ( $m^2$ )	Kecepatan aliran (m/dt)	Kecepatan aliran merata (m/dt)	Tinggi tekanan penampang 1 (m)	Tinggi tekanan total penampang 1 (m)	Kehilangan tinggi akibat gesekan (m)	Kecepatan aliran merata (m/dt)	Tinggi tekanan penampang 1 (m)	Tinggi tekanan total penampang 1 (m)	Tinggi tekanan total penampang 2 (m)	Kesalahan perbedaan tinggi tekan ( $\Delta H = \text{Abs}(H_1 - H_2)$ ) (m)	Elevasi muka air (m)	Bilangan Froude Fr	Keterangan	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]
1	100,08						30,00	0,759	0,759	262,765	0,644	4,390	47,519	14,779	0,000	0,033	17,506	14,779	14,779	0,000	108,939	1,000	Super kritis	
2	96,44	11,48	1,640	0,143	0,142	11,595	30,00	6,376	6,376	193,358	11,996	8,435	42,624	17,506	0,000	0,033	17,506	17,506	17,506	0,000	104,752	1,035	Super kritis	
3	95,66	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	5,473	5,473	157,428	14,423	12,203	35,213	20,212	0,000	0,051	20,212	20,212	20,212	0,000	100,926	1,157	Super kritis	
4	92,92	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	4,862	4,862	139,064	16,241	15,461	30,324	22,864	0,000	0,099	22,864	22,864	22,864	0,000	97,560	1,297	Super kritis	
5	90,16	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	4,445	4,445	127,059	17,766	16,501	27,004	25,924	0,000	0,122	25,924	25,924	25,924	0,000	94,416	1,395	Super kritis	
6	87,40	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	4,152	4,152	116,966	19,110	17,406	24,212	28,629	0,000	0,156	28,629	28,629	28,629	0,000	91,357	1,467	Super kritis	
7	84,63	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	3,885	3,885	111,765	20,324	18,458	22,471	31,334	0,000	0,192	31,334	31,334	31,334	0,000	88,360	1,526	Super kritis	
8	81,97	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	3,644	3,644	105,958	21,458	19,595	20,881	33,232	0,000	0,230	33,232	33,232	33,232	0,000	85,405	1,576	Super kritis	
9	79,11	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	3,414	3,414	101,069	22,471	20,939	19,177	35,232	0,000	0,267	35,232	35,232	35,232	0,000	82,481	1,619	Super kritis	
10	76,35	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	3,194	3,194	96,930	23,458	21,951	17,451	36,184	0,000	0,306	36,184	36,184	36,184	0,000	79,562	1,654	Super kritis	
11	73,59	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	2,984	2,984	93,324	24,341	22,955	15,717	37,127	0,000	0,346	37,127	37,127	37,127	0,000	76,700	1,682	Super kritis	
12	70,83	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	2,784	2,784	90,160	25,195	23,907	14,000	38,064	0,000	0,387	38,064	38,064	38,064	0,000	73,834	1,705	Super kritis	
13	68,07	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	2,594	2,594	87,357	26,003	25,599	12,400	39,000	0,000	0,429	39,000	39,000	39,000	0,000	71,000	1,723	Super kritis	
14	65,31	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	2,414	2,414	84,483	26,771	26,367	10,800	40,000	0,000	0,472	40,000	40,000	40,000	0,000	68,200	1,737	Super kritis	
15	62,54	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	2,244	2,244	81,562	27,500	27,136	9,300	41,000	0,000	0,515	41,000	41,000	41,000	0,000	65,434	1,748	Super kritis	
16	59,78	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	2,084	2,084	78,600	28,195	28,600	7,849	42,000	0,000	0,558	42,000	42,000	42,000	0,000	62,700	1,756	Super kritis	
17	57,02	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	1,934	1,934	75,600	28,860	29,000	6,429	43,000	0,000	0,602	43,000	43,000	43,000	0,000	60,000	1,761	Super kritis	
18	54,26	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	1,794	1,794	72,567	29,495	30,392	5,049	44,000	0,000	0,646	44,000	44,000	44,000	0,000	57,328	1,763	Super kritis	
19	51,50	9,52	2,761	0,296	0,286	9,725	30,00	1,663	1,663	69,503	30,103	31,715	3,700	45,000	0,000	0,690	45,000	45,000	45,000	0,000	54,656	1,763	Super kritis	

Sumber: Perhitungan



Tabel 4.43 Perhitungan indeks kavitasi pada saluran peluncur  $Q_{PMF}$ 

Section	$r_w$	$h$	$P_g$		$P_a$	$P_o$	$P_v$	$V_o$	$V_o^2/2$	$\sigma$	$\sigma_1$	Kondisi
	(kg/m <sup>3</sup> )	(m)	(N/m <sup>2</sup> )	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/dt)	(kg/m <sup>3</sup> )			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	997.8	8.759	85741.547	85.742	101	186.742	2.726	8.644	37.361	0.00494	0.00271	Tidak terjadi kavitasi
2	997.8	6.312	61783.874	61.784	101	162.784	2.726	11.996	71.954	0.00223	0.00141	Tidak terjadi kavitasi
3	997.8	5.248	51365.754	51.366	101	152.366	2.726	14.429	104.101	0.00144	0.00097	Tidak terjadi kavitasi
4	997.8	4.662	45634.807	45.635	101	146.635	2.726	16.241	131.889	0.00109	0.00077	Tidak terjadi kavitasi
5	997.8	4.262	41717.916	41.718	101	142.718	2.726	17.766	157.818	0.00089	0.00064	Tidak terjadi kavitasi
6	997.8	3.962	38783.799	38.784	101	139.784	2.726	19.110	182.600	0.00075	0.00055	Tidak terjadi kavitasi
7	997.8	3.725	36466.716	36.467	101	137.467	2.726	20.324	206.542	0.00065	0.00049	Tidak terjadi kavitasi
8	997.8	3.532	34571.972	34.572	101	135.572	2.726	21.438	229.802	0.00058	0.00044	Tidak terjadi kavitasi
9	997.8	3.370	32983.444	32.983	101	133.983	2.726	22.471	252.470	0.00052	0.00040	Tidak terjadi kavitasi
10	997.8	3.231	31626.341	31.626	101	132.626	2.726	23.435	274.603	0.00047	0.00037	Tidak terjadi kavitasi
11	997.8	3.111	30449.726	30.450	101	131.450	2.726	24.341	296.235	0.00044	0.00034	Tidak terjadi kavitasi
12	997.8	3.005	29417.404	29.417	101	130.417	2.726	25.195	317.390	0.00040	0.00032	Tidak terjadi kavitasi
13	997.8	2.912	28502.770	28.503	101	129.503	2.726	26.003	338.087	0.00038	0.00030	Tidak terjadi kavitasi
14	997.8	2.828	27685.730	27.686	101	128.686	2.726	26.771	358.336	0.00035	0.00028	Tidak terjadi kavitasi
15	997.8	2.753	26950.757	26.951	101	127.951	2.726	27.501	378.147	0.00033	0.00027	Tidak terjadi kavitasi
16	997.8	2.685	26285.910	26.286	101	127.286	2.726	28.196	397.518	0.00031	0.00025	Tidak terjadi kavitasi
17	997.8	2.624	25681.079	25.681	101	126.681	2.726	28.860	416.463	0.00030	0.00024	Tidak terjadi kavitasi
18	997.8	2.567	25128.318	25.128	101	126.128	2.726	29.495	434.987	0.00028	0.00023	Tidak terjadi kavitasi
19	997.8	2.515	24621.088	24.621	101	125.621	2.726	30.103	453.094	0.00027	0.00022	Tidak terjadi kavitasi

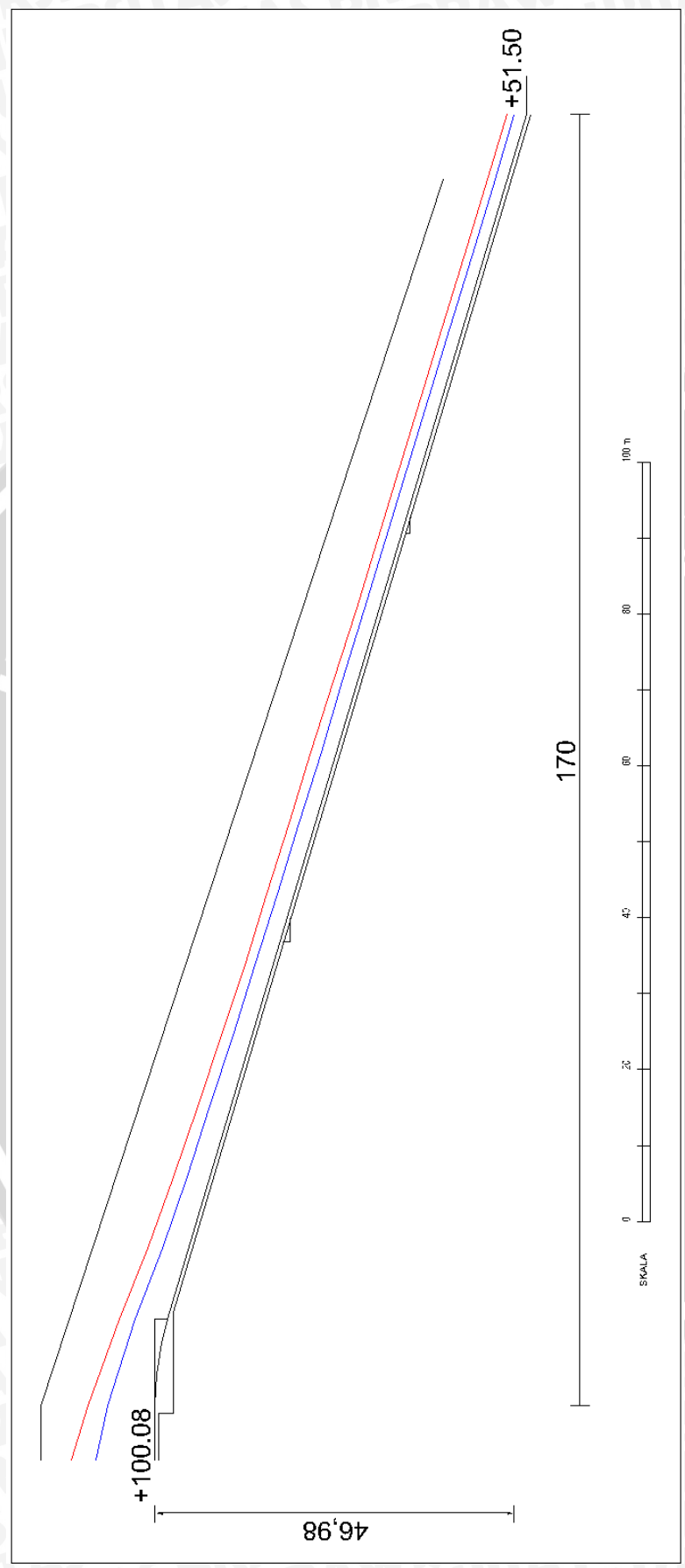
Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

$P_a$	= tekanan atmosfer	1	$r_w$	= massa jenis air = 997,8 kg/m <sup>3</sup>
$P_g$	= tekanan di titik setempat	2	$h$	= tinggi muka air pada section yang ditinjau
$P_o$	= tekanan setempat	3	$P_g$	= (1)*9,81*(2)
$P_v$	= tekanan uap (22° C)	4	(4)	= (3)/1000
$V_o$	= kecepatan aliran	5	Data	= tekanan atmosfer = 101 kPa
$\sigma$	= angka kavitasi	6	$P_o$	= (4)+(5)
		7	$P_a$	= tekanan uap pada suhu 22° C = 2,726
		8	$V_o$	= kecepatan pada section yang ditinjau
		9	$V_o^2/2$	= (8) <sup>2</sup> /2
		10	$\sigma$	= ((6)-(7))/((1)*(9))
		11	Angka batas kavitasi	
		12	Kriteria kondisi	

Kriteria angka kavitasi

- $\sigma > \sigma_1$  = tidak terjadi kavitasi
- $\sigma \leq \sigma_1$  = terjadi kavitasi



Gambar 4.21 Perencanaan saluran peluncur

Perhitungan tinggi jagaan pada saluran peluncur didasarkan pada persamaan  $Fb = 0,6 + 0,037 \times V \times d$  (Sosrodarsono, 1989:224). Sebagai dasar perhitungan tinggi jagaan adalah debit rencana  $Q_{PMF}$ . Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.44 Perhitungan tinggi jagaan pada saluran peluncur

Titik	V (m/dt)	d (m)	Fb (m)	El. Muka Air (m)	El. Jagaan (m)
1	8.644	8.759	1.259	108.84	110.10
2	11.996	6.376	1.423	104.75	106.17
3	14.429	5.473	1.541	100.93	102.47
4	16.241	4.862	1.618	97.58	99.20
5	17.766	4.445	1.681	94.42	96.10
6	19.110	4.132	1.735	91.36	93.09
7	20.324	3.885	1.782	88.36	90.14
8	21.438	3.684	1.825	85.40	87.23
9	22.471	3.514	1.864	82.48	84.35
10	23.435	3.370	1.900	79.58	81.48
11	24.341	3.244	1.933	76.70	78.63
12	25.195	3.134	1.964	73.83	75.80
13	26.003	3.037	1.993	70.98	72.97
14	26.771	2.950	2.021	68.13	70.15
15	27.501	2.872	2.046	65.30	67.34
16	28.196	2.801	2.071	62.47	64.54
17	28.860	2.736	2.094	59.65	61.74
18	29.495	2.677	2.115	56.83	58.94
19	30.103	2.623	2.136	54.02	56.15

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.2.8 Perencanaan Peredam Energi

1. Dari analisa hidrolika profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang

$1,2 \times Q_{100th}$ , diperoleh nilai sebagai berikut:

- Elev. Akhir saluran peluncur = + 51,50 m
- Lebar akhir saluran peluncur B = 30 m
- Kedalaman air di akhir sal. peluncur  $d_1$  = 1,22 m
- Kecepatan aliran di akhir sal. peluncur  $v_1$  = 27,12 m/det
- Bilangan Froude di akhir sal. peluncur  $F_1$  = 8,40

- Dengan demikian tipe peredam energi yang sesuai adalah kolam olak USBR type II.

- Kedalaman konjugasi

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = \frac{0,981}{2} \times \left( \sqrt{1 + 8 \times 8,40^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = 13,916 \text{ m}$$

- Menentukan panjang loncatan hidrolik dapat dihitung dengan menggunakan grafik “Lenght of Jump” untuk Fr = 8,40 diperoleh harga:

$$\frac{L}{d_2} = 4,22$$

$$L = 4,22 \cdot d_2 = 4,22 \cdot 13,916 = 58,72 \text{ m} \rightarrow \text{Dibulatkan } 60 \text{ m}$$

- Dari hasil perhitungan maka dipilih kolam olakan USBR Tipe II karena persyaratan kriteria telah memenuhi. Berikut ini merupakan perhitungan kolam olakan USBR Tipe II:

$$d_1 = W_1 = S_1 = D_1 = 1,22 \text{ m}$$

$$d_2 = D_2 = 13,916 \text{ m}$$

$$F_1 = 8,40$$

$$\text{panjang kolam olak} = 60 \text{ m}$$

$$0,5 D_1 = 0,61 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } 0,5 D_1 = 0,61 \text{ m}$$

$$0,02 D_2 = 0,28 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } 0,02 D_2 = 0,28 \text{ m}$$

$$0,2 D_2 = 2,78 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } 0,2 D_2 = 2,78 \text{ m}$$

$$0,15 D_2 = 2,09 \text{ m} \rightarrow \text{direncanakan } 0,15 D_2 = 2,09 \text{ m}$$

- Untuk merencanakan tinggi muka air ( $d_3$ ) di hilir peredam energi “Forster dan Skrinde” sebagai berikut:

$$\Delta Z = 3,5 \text{ m}$$

$$\left( \frac{d_3}{d_1} \right)^2 = 1 + 2F_1^2 \left( 1 - \frac{d_1}{d_3} \right) + \frac{\Delta z}{d_1} \left( \frac{\Delta z}{d_1} - \sqrt{1 + 8F_1^2} + 1 \right)$$

$$\left( \frac{d_3}{1,22} \right)^2 = 1 + 2 \times 8,40^2 \left( 1 - \frac{1,22}{d_3} \right) + \frac{3,5}{1,22} \left( \frac{3,5}{1,22} - \sqrt{1 + 8 \times 8,40^2} + 1 \right)$$



- Dengan demikian dapat diketahui nilai  $d_3$  dengan cara triall and error adalah 9,567 m.

$$\text{Elevasi lantai peredam energi} = + 51,50 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar saluran akhir (escape channel)} = + 55,00 \text{ m}$$

2. Untuk profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang  $Q_{1000}$ , diperoleh:

- Elev. Akhir saluran peluncur = + 51,50 m

- Lebar akhir saluran peluncur  $B = 30 \text{ m}$

- Kedalaman air di akhir sal. peluncur  $d_1 = 1,573 \text{ m}$

- Kecepatan aliran di akhir sal. peluncur  $v_1 = 28,294 \text{ m/det}$

- Bilangan Froude di akhir sal. peluncur  $F_1 = 7,723$

- Kedalaman konjugasi

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = \frac{1,573}{2} \times \left( \sqrt{1 + 8 \times 7,723^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = 16,416 \text{ m}$$

- Untuk merencanakan tinggi muka air ( $d_3$ ) di hilir peredam energi “Forster dan Skrinde” sebagai berikut:

$$\Delta Z = 3,5 \text{ m}$$

$$\left( \frac{d_3}{d_1} \right)^2 = 1 + 2F_1^2 \left( 1 - \frac{d_1}{d_3} \right) + \frac{\Delta z}{d_1} \left( \frac{\Delta z}{d_1} - \sqrt{1 + 8F_1^2} + 1 \right)$$

$$\left( \frac{d_3}{1,573} \right)^2 = 1 + 2 \times 7,723^2 \left( 1 - \frac{1,573}{d_3} \right) + \frac{3,5}{1,573} \left( \frac{3,5}{1,573} - \sqrt{1 + 8 \times 7,723^2} + 1 \right)$$

- Dengan demikian dapat diketahui nilai  $d_3$  dengan cara triall and error adalah 12,066 m.

$$\text{Elevasi lantai peredam energi} = + 51,50 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar saluran akhir (escape channel)} = + 55,00 \text{ m}$$

3. Untuk profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang  $Q_{PMF}$ , diperoleh:

- Elev. Akhir saluran peluncur = + 51,50 m
- Lebar akhir saluran peluncur  $B = 30$  m
- Kedalaman air di akhir sal. peluncur  $d_1 = 2,515$  m
- Kecepatan aliran di akhir sal. peluncur  $v_1 = 30,103$  m/det
- Bilangan Froude di akhir sal. peluncur  $F_1 = 6,499$
- Kedalaman konjugasi

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1+8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \left( \sqrt{1+8 \cdot F_1^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = \frac{2,515}{2} \times \left( \sqrt{1+8 \times 6,499^2} - 1 \right)$$

$$d_2 = 21,894 \text{ m}$$

- Untuk merencanakan tinggi muka air ( $d_3$ ) di hilir peredam energi “Forster dan Skrinde” sebagai berikut:

$$\Delta Z = 3,5 \text{ m}$$

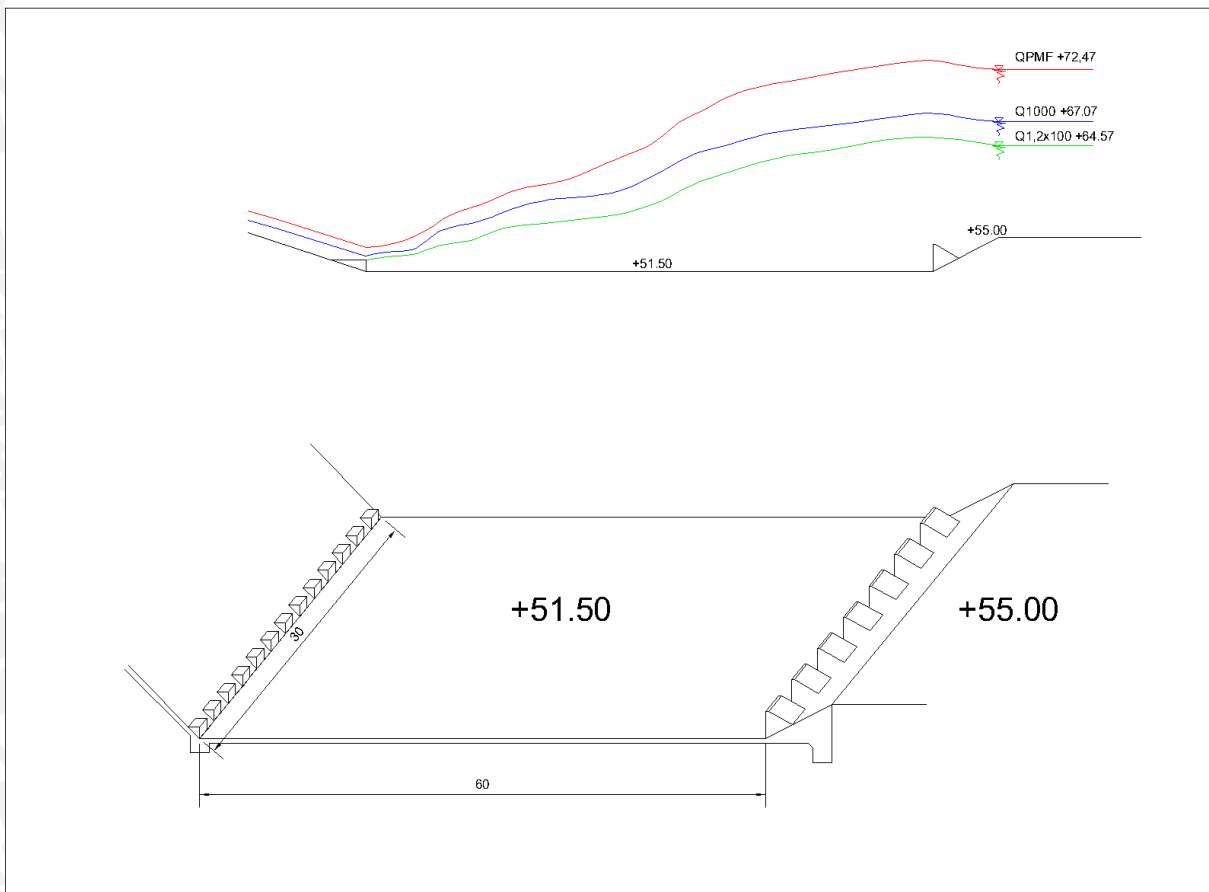
$$\left( \frac{d_3}{d_1} \right)^2 = 1 + 2F_1^2 \left( 1 - \frac{d_1}{d_3} \right) + \frac{\Delta z}{d_1} \left( \frac{\Delta z}{d_1} - \sqrt{1+8F_1^2} + 1 \right)$$

$$\left( \frac{d_3}{2,515} \right)^2 = 1 + 2 \times 6,499^2 \left( 1 - \frac{2,515}{d_3} \right) + \frac{3,5}{2,515} \left( \frac{3,5}{2,515} - \sqrt{1+8 \times 6,499^2} + 1 \right)$$

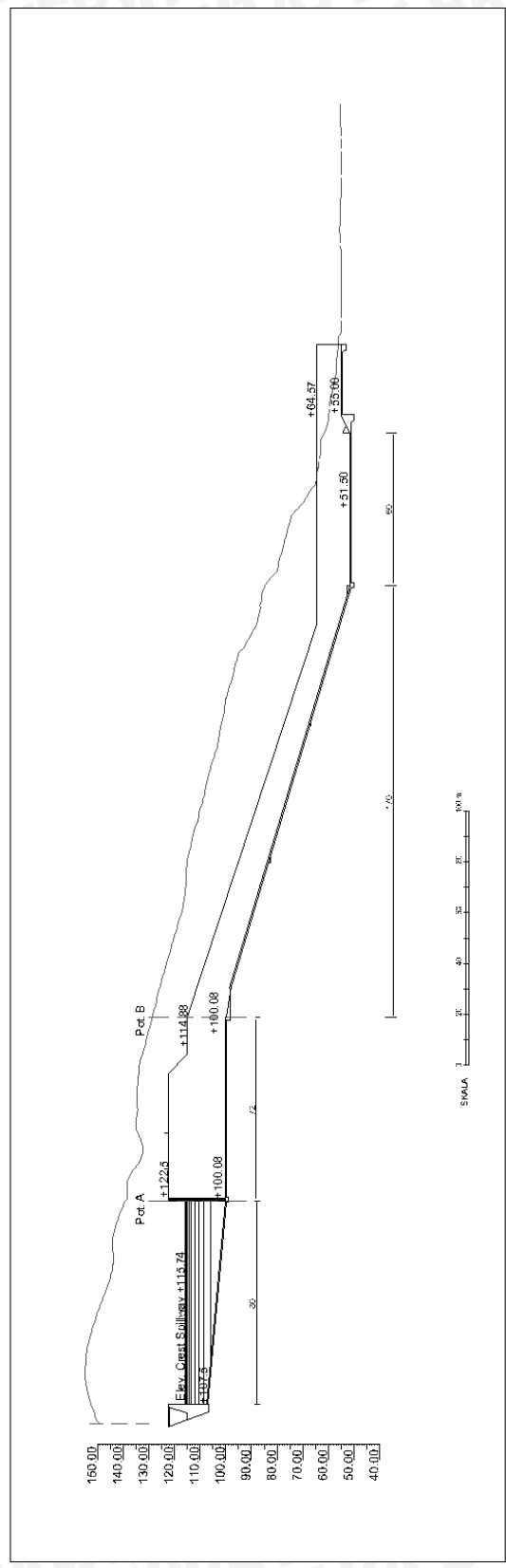
- Dengan demikian dapat diketahui nilai  $d_3$  dengan cara trial and error adalah 17,470 m.

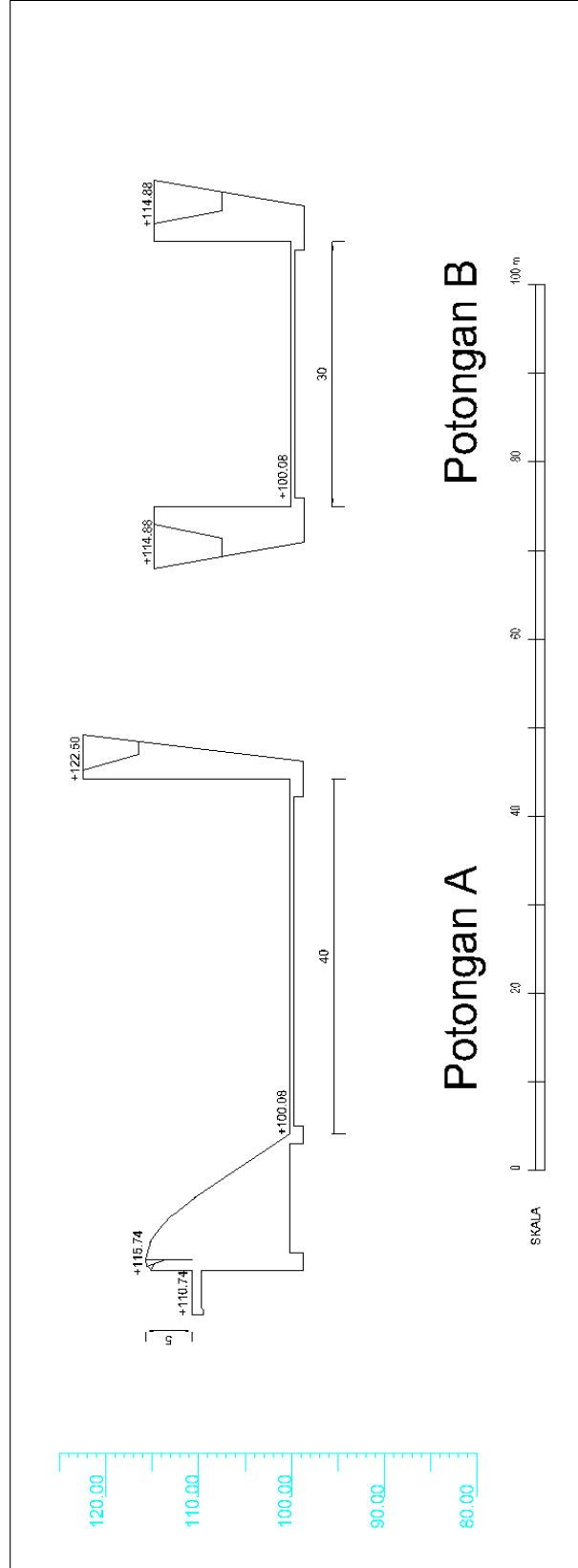
$$\text{Elevasi lantai peredam energi} = + 51,50 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi dasar saluran akhir (escape channel)} = + 55,00 \text{ m}$$



Gambar 4.22 Perencanaan kolam olakan (Stilling Basin) USBR tipe 2





Gambar 4.24 Potongan Penampang Melintang