

**DESAIN LEBAR EFEKIF BANGUNAN PELIMPAH  
(SPILLWAY) MENGGUNAKAN PENELUSURAN  
HIDROLIKA WADUK PADA BENDUNGAN  
BENANGA LEMPAKE SAMARINDA**

***EFFECTIVE WIDE DESIGN OF SPILLWAY BUILDING  
USING HYDRAULIC RESERVOIR ROUTING  
AT BENANGA LEMPAKE DAM IN SAMARINDA***

**Iswatun Hasanah**

Mahasiswi, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda  
*iswatun.hrp@gmail.com*

**S.S.N. Banjarsanti**

Staff Pengajar, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda  
*ssnbanjarsanti@gmail.com*

**Hendro Wardono**

Staff Pengajar, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda  
*hendrowardono@gmail.com*

**INTISARI**

Untuk memperkirakan waktu dan debit banjir waduk berdasarkan asumsi data yang diketahui di hulu perlu dilakukan perhitungan penelusuran banjir. Debit banjir yang masuk ke waduk akan diteruskan melalui pelimpah dengan mengalami perubahan berupa pemipihan atau pemanjangan dasar waktu banjir, serta penurunan aliran puncak. Tujuan dari penelitian ini adalah mendesain ulang lebar pelimpah pada Waduk Benanga Lempake Samarinda, Kalimantan Timur, berdasarkan pengamatan pada nilai inflow dan outflow dengan penelusuran banjir. Penelusuran banjir secara hidrolis didasarkan atas prinsip kontinyuitas, di mana nilai rata-rata aliran masuk dikurangi dengan perubahan penyimpanan sama dengan nilai rata-rata aliran keluar. Aliran masuk didapat dari desain banjir dengan periode kala ulang 1000 tahun, dengan aliran keluar melalui puncak spillway. Untuk aliran masuk yang sama, penambahan lebar pelimpah menghasilkan tinggi tekan air di atas mercu semakin kecil. Dari hasil penelusuran banjir pada pelimpah dengan lebar pelimpah 15, 17, 20, 25 m, diperoleh dengan inflow maksimum dan nilai outflow maksimum  $B = 17,00$  m, yaitu  $Imaks = 1350,095$  m<sup>3</sup>/det dan  $Qmaks = 124,384$  m<sup>3</sup>/det nilai yang diperoleh  $Hmaks$  adalah 2,298 m. Ini berarti bahwa lebar  $B$  dari pelimpah untuk Waduk Benanga Lempake Samarinda adalah 17,00 m. Perlu adanya kajian lebih lanjut tentang hubungan antara nilai hidraulis dengan nilai ekonomi untuk perencanaan suatu pelimpah pada waduk.

**Kata kunci:** Penelusuran banjir, Waduk, Aliran masuk, Aliran keluar, Lebar pelimpah.

**ABSTRACT**

*To estimate time and floods of the pursuant lo data assumption knew in upstream needed by a procedure flood routing. Floods which step into the reservoir will be continued through spillway experiencing change in the form of elementary lengthening or peak*

*time, also degradation of peak flow. The aim of this study is redesign of wide of spillway on Benanga Lempake Samarinda Reservoir, East Kalimantan, pursuant to observation of inflow and outflow value by flood routing. Flood routing by hydrologis its resolving is based on continuity principle, where inflow average value lessened by the change of storage is equal to outflow average value. Inflow of device is the flood design with return period 1000 years, with the outflow to release through crest of spillway. For the same inflow, addition of spillway wide result the water high above of spillway crest is smaller. From result routing at spillway spannedly is beetwen wide 15, 17, 20, 25 m, obtained by maximum inflow and maximum outflow value of  $B = 17,00$  m are  $I_{max} = 1350,095$  m<sup>3</sup>/det and  $Q_{max} = 124,384$  m<sup>3</sup>/det obtained value of  $H_{max}$  is 2,298 m. This means that width of B from spillway for Benanga Lempake Samarinda Reservoir is 17,00 m. Suggested to get detail investigation about the relation between of hydraulic value and economic value at spillway of the reservoir.*

**Keywords:** Flood routing, Reservoir, Inflow, Outflow, Width of spillway.

## PENDAHULUAN

### Latar Belakang

Bendungan Benanga dibangun pada tahun 1978. Pada awalnya bendungan ini diperuntukan bagi pengembangan irigasi sederhana (luas lahan irigasi kurang dari 500 Ha). Bendungan Benanga dibangun dengan tujuan untuk menampung air dari hulu DAS Karang Mumus sebelum mengalir ke arah hilir menuju kota Samarinda. Selain menampung air untuk air baku irigasi dan air baku untuk air bersih, secara tidak langsung waduk/bendungan Benanga juga berfungsi sebagai bangunan pengendali banjir Kota Samarinda khususnya Sub DAS Karang mumus.

Bendungan Benanga merupakan bendungan dengan tipe urugan yang mana bendungan tipe ini sangat lemah terhadap limpasan. Guna menghindari hal tersebut, maka Bendungan Benanga memerlukan bangunan pelimpah atau spillway untuk melimpahkan kelebihan air dari debit yang akan dibuang sehingga kapasitas waduk dapat dipertahankan sampai batas maksimal agar tetap aman terhadap bahaya air banjir yang melimpas di atas bendungan (overtopping). Secara hidraulik, debit air yang melintasi mercu pelimpah selalu didasarkan pada lebar efektif pelimpah. Maka sangat perlu diadakan kajian ulang dalam menentukan lebar efektif pelimpah untuk keamanan bendungan dari banjir yang direncanakan (Q kala ulang) dengan menggunakan penelusuran banjir (flood routing) pada suatu waduk (reservoir).

### Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka dapat diidentifikasi permasalahan yang dihadapi, yaitu berapa lebar efektif pelimpah (spillway) utama pada Bendungan Benanga?

### Maksud dan Tujuan

Maksud dari penulisan Tugas Akhir ini adalah mengkaji ulang lebar pelimpah utama Bendungan Benanga di Lempake, Samarinda, Kalimantan Timur berdasarkan pengamatan pada nilai *inflow* dan *outflow* pada penelusuran banjir secara hidrologis. Sedangkan tujuannya adalah mendesain lebar efektif pelimpah utama Bendungan Benanga.

### Batasan Masalah

Dalam penulisan Tugas Akhir ini perlu diadakan pembatasan masalah agar lebih terarah dan terfokus pada masalah yang dihadapi. Adapun batasan masalah penulisan tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Hanya menggunakan 1 stasiun hujan karena keterbatasan data yang ada;
2. Hanya melakukan kajian alternatif lebar pelimpah utama bendungan, tanpa menentukan perubahan puncak pelimpah yang ada saat ini (+7,20 m);
3. Tidak melakukan analisa debit andalan masuk waduk dan simulasi penyediaan air baku untuk irigasi dan air bersih;
4. Data lengkung kapasitas waduk merupakan data sekunder;
5. Penentuan lebar spillway dilakukan dengan perubahan lebar pelimpah berdasarkan pengamatan pada nilai

- inflow, outflow, dan tinggi tekan air diatas mercu spillway;
6. Tidak merencanakan struktur Bendungan Benanga;
  7. Tidak memperhitungkan stabilitas tubuh bendungan, daya dukung geologi dan material bendungan;
  8. Tidak melakukan perhitungan sedimentasi;
  9. Tidak membahas analisa biaya/ ekonomisnya.

**LANDASANTEORI**

Bendungan adalah konstruksi yang dibangun untuk menahan laju air menjadi waduk, danau, atau tempat rekreasi. Seringkali bendungan juga digunakan untuk mengalirkan air ke sebuah pembangkit listrik tenaga air.

Berdasarkan Permen PUPR nomor 27/PRT/M/2015 tanggal 20 Mei 2015 tentang bendungan, bahwa pembangunan bendungan dan pengelolaan bendungan beserta waduknya bertujuan untuk meningkatkan kemanfaatan fungsi sumber daya air, pengawetan air, pengendalian daya rusak air, dan fungsi pengamanan tampungan limbah atau tampungan lumpur.

**Analisa Frekuensi Metode E.J. Gumbel**

Distribusi Gumbel umumnya digunakan untuk analisis data maksimum

$$X_T = X + \frac{S}{sn} (Y_T - Y_n)$$

Dimana :

- X = X rerata (2.1)
- S = Standar Deviasi (2.2)
- Y<sub>n</sub> = Reduksi Variat Rata-rata
- S<sub>n</sub> = Deviasi Standar (Tabel 2.4)
- Y<sub>T</sub> = Reduced Variate (Tabel 2.2)

**Analisa Frekuensi Metode Log Pearson Type III**

Pearson telah mengembangkan serangkaian fungsi probabilitas yang dapat dipakai untuk hamper semua distribusi probabilitas empiris. Salah satu distribusi dari serangkaian distribusi yang dikembangkan pearson yang menjadi perhatian ahli sumber daya air adalah *Log Pearson Type III*. Tiga parameter penting dalam *Log Pearson Type III*, yaitu harga rata-rata, simpangan baku, dan koefisien kemencengan.

Langkah-langkah penggunaan Distribusi *Log Pearson Type III* sebagai berikut:

1. Mengubah data hujan (X) kedalam bentuk logaritmik

$$X = \text{Log} X$$

2. Menghitung harga hujan rata-rata

$$\text{Log } \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } X}{n}$$

3. Menghitung harga standard deviasi

$$s = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } X - \text{Log } \bar{X})^2}{n - 1} \right]^{0.5}$$

4. Menghitung Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\text{Log } X}$$

5. Menginterpolasi Factor Frekuensi (K)

$$L = K.s \text{ Log } X$$

$$M = \text{Log } X + K.s \text{ Log } X$$

$$X_T = \text{Log}^M = 10^{\text{Log } X + K.s \text{ Log } X}$$

**Banjir Rancangan**

Hidrograf adalah diagram yang menggambarkan variasi debit atau permukaan air menurut waktu. Sedangkan hidrograf satuannya adalah suatu limpasan langsung yang di akibatkan oleh suatu volume hujan efektif, yang terbagi dalam ruang dan waktu. Untuk menentukan hidrograf satuan daerah akan dipergunakan metode Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu (Hidrologi Terapan, Bambang Triatmodjo, 2010). Dimana pendekatan tersebut akan dipilih yang sesuai dengan karakteristik banjir di sungai yang bersangkutan.

**Hidrograf Satuan Sintetik (HSS Nakayasu)**

Analisa ini untuk menghitung banjir rencana dengan priode ulang tertentu Rumus dari hidrograf satuan Nakayasu adalah :

$$Q_p = \left( \frac{C.A.Ro}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \right)$$

Dimana:

Q<sub>p</sub> = debit puncak banjir (m<sup>3</sup>/det)

C = koefisien limpasan

A = luas DAS, Daerah Aliran Sungai (m<sup>2</sup>)  
 Ro = hujan satuan (mm)  
 Tp = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)  
 T<sub>0,3</sub> = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak  
 Bagian lengkung naik (*rising limit*) hidrograf satuan dihitung dengan persamaan:

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2.4}$$

Dengan:

Q<sub>a</sub> = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m<sup>3</sup>/det)  
 t = waktu (jam)

**Kapasitas Pengaliran Melalui Pelimpah**

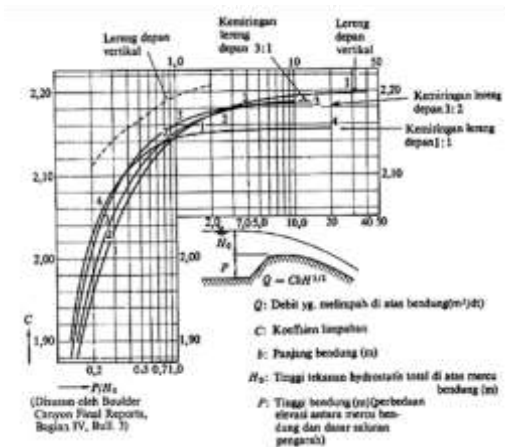
Kapasitas pengaliran melalui pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Suyono, 2002):

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

Dengan:

Q = debit pelimpah diatas ambang (m<sup>3</sup>/dt)  
 C = Koefisien limpahan  
 H = tinggi air di atas ambang bangunan pelimpah (m)  
 B = lebar efektif pelimpah

Biasanya penggunaan koefisien C = 2,0 s/d 2,1 sudah cukup memadai. Pengeruh kedalaman air di dalam saluran pengarah dan kemiringan lereng udik terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat diperiksa pada gambar 1.



**Gambar 1.** Koefisien pelimpahan dari berbagai tipe pelimpah yang dipengaruhi oleh kedalaman air pada saluran pengarah (Suyono, 2002)

**Penelusuran Banjir Melalui Waduk**

Perhitungan penelusuran banjir (flood routing) melalui waduk, dimana penampangnya merupakan fungsi langsung dari aliran keluar (outflow). Penyelesaiannya dapat ditempuh dengan cara eksak. Penelusuran banjir melalui waduk, mencari keluaran aliran (outflow) yang melalui fasilitas keluaran yaitu berupa bangunan pelimpah (spillway).

**METODOLOGI PENELITIAN**

**Lokasi Penelitian**

Bendungan Lempake berada dalam wilayah administrasi Kecamatan Samarinda Utara Kota Samarinda Provinsi Kalimantan Timur. Bendungan Benanga merupakan bagian Sub DAS Karang mumus, Sub DAS Karang mumus bagian dari DAS Mahakam. Secara administratif DTA Bendungan Benanga terletak sebagian kecil di Kecamatan Muara Badak Kabupaten Kutai Kartanegara dan sebagian besar berada di Kecamatan Samarinda Utara Kota Samarinda. Adapun gambar lokasi studi ditunjukkan pada gambar 2.



(Sumber: WebsiteBappedaKotaSamarinda,2010)

**Gambar 2.** Lokasi Bendungan

**Data Sekunder**

Data sekunder adalah data yang diperoleh atau dikumpulkan dari berbagai sumber yang telah ada. Data sekunder pada penelitian ini yaitu:

- a. Peta Topografi / rupa bumi
- b. Data Curah hujan selama 20 tahun yaitu dari tahun 1999 sampai tahun 2018 Stasiun Meteorologi Temindung.
- c. Data *existing* Bendungan Benanga
- d. Lengkung kapasias waduk

**HASIL DAN PEMBAHASAN**

Parameter statistik

- 1. Rata – rata (mean )

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

$$\bar{X} = \frac{2068,1}{20} = 103,41 \text{ mm/tahun}$$

- 2.  $s = \sqrt{\left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \right]}$

$$s = \sqrt{\left[ \frac{1}{20-1} 24126,0 \right]} = 35,6$$

- 3. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$$

$$Cs = \frac{20 \times 201954,3}{(20-1)(20-2)35,6^3} = 2,6101$$

- 4. Koefisien Kurtosis (CK)

$$Ck = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4}$$

$$Ck = \frac{20 \times 0}{(20-1)(20-2)(20-3)35,6^4} = 0,618$$

- 5. Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{s}{\bar{X}}$$

$$Cv = \frac{35,6}{103,4} = 0,345$$

Tabel 1. Nilai-Nilai Untuk Perhitungan Parameter Statistik

No	Tahun	Curah Hujan (Xi)	(Xi - Xr)	(Xi - Xr)²	(Xi - Xr)³	(Xi - Xr)⁴
1	2018	233	129,6	16794,9	2176530,4	282067457,6
2	2006	132	28,60	817,67	23381,39	668590,81
3	2016	120,1	16,70	278,72	4653,28	77686,52
4	2004	118,2	14,80	218,89	3238,51	47913,72
5	1999	117,1	13,70	187,55	2568,54	35176,14
6	2005	108	4,60	21,11	97,02	445,80
7	2011	106	2,60	6,73	17,47	45,35
8	2014	103	-0,41	0,16	-0,07	0,03
9	2017	102,3	-1,11	1,22	-1,35	1,49
10	2001	101,6	-1,81	3,26	-5,88	10,61
11	2012	99	-4,41	19,40	-85,47	376,52
12	2013	96	-7,41	54,83	-406,05	3006,77
13	2007	94	-9,41	88,45	-831,91	7824,11
14	2003	87,7	-15,71	246,65	-3873,59	60834,75
15	2010	87	-16,41	269,12	-4414,98	72427,74
16	2000	83,8	-19,61	384,36	-7535,30	147729,55
17	2015	80	-23,41	547,79	-12821,12	300078,29
18	2008	73	-30,41	924,46	-28108,33	854633,73
19	2002	66,3	-37,11	1376,78	-51085,46	1895525,99
20	2009	60	-43,41	1883,99	-81774,76	3549433,49
	Σ	2068,1		24126,0	2019542,3	289789199,0

Parameter statistic logaritma

Rata – rata

- 1.  $Log X = Log (132) = 2,1206$
$$Log \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n Log X}{n}$$

$$= \frac{39,9199}{20} = 1,9960$$

- 2. Standar Deviasi (S)

$$S = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (Log X - Log \bar{X})^2}{n-1} \right]^{0,5}$$

$$= \left[ \frac{(0,1996)^2}{20-1} \right]^{0,5} = 0,1237$$

- 3. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (Log X - Log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$$

Metode Log Pearson Type III

$$X_T = 10^{(Log X rerata + KT \cdot S log X)}$$

KT = dilakukan interpolasi untuk periode 1000 tahun dengan nilai: = 4,6613

Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pengujian ini bertujuan untuk mengetahui simpangan vertical antara sebaran empiris dengan sebaran teoritis, apakah persamaan distribusi peluang yang akan dipilih dapat mewakili dari distribusi sampel data yang dianalisis.

**Uji Chi-Kuadrat pada Metode Log Person Type III**

Uji Chi-Kuadrat pada Metode Log Person Type III ditampilkan pada table 2.

Tabel 2. Uji Chi Kuadrat Metode Log Person Type III

No	Interval hujan (m/detik)	Jumlah		(O <sub>i</sub> -E <sub>i</sub> ) <sup>2</sup>	X <sup>2</sup>
		O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		
A	B	C	D	E	F
1	kurang dari 1.89	3	4,00	1,00	0,25
2	1.89 - 1.94	4	4,00	0,00	0,00
3	1.94 - 1.98	7	4,00	9,00	2,25
4	1.98 - 2.01	4	4,00	0,00	0,00
5	2.01 - 2.06	2	4,00	4,00	1,00
Jumlah		20	20		3,50

**Smirnov Kolmogrov pada Metode Log Person Type III.**

Prosedur pengujian Uji Smirnov-Kolmogrov secara analitis adalah sebagai berikut:

1. Mengurutkan data (X<sub>i</sub>) dari yang terbesar ke yang terkecil, atau sebaliknya.
2. Menentukan peluang empiris masing-masing data yang sudah diurut tersebut P(x).
3. Menghitung nilai f(t)

$$f(t) = \frac{X_i - X_r}{s}$$

Misalnya dengan Metode Gumbel

$$f(t) = \frac{X_i - X_r}{s} = \frac{60 - 103,4}{35,6} = -1,2181$$

4. Menentukan Peluang teoritis P' (x) = luas dibawah kurva normal sesuai dengan nilai f(t), yang ditentukan dengan (Tabel Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal ).
5. Menghitung P'(x<) = 1 - p'(x)
6. Menghitung selisih (ΔP) = p' (x<) - P (x<)

Misalnya dengan Metode Gumbel

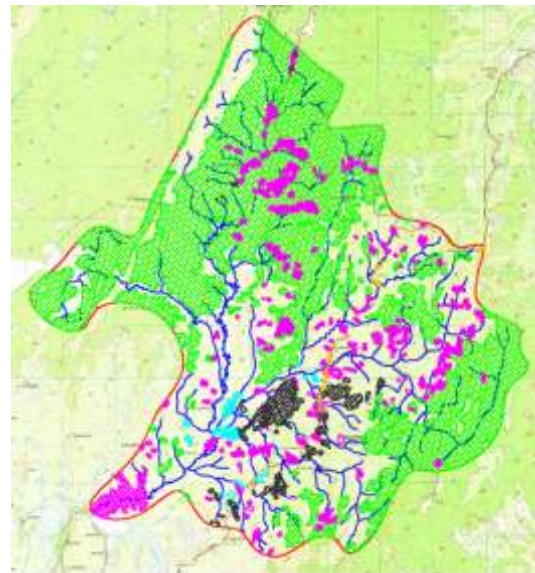
(Kolom 1-1)

$$\Delta = \{ 0,0476 - 0,112 \} = - 0,0639$$

7. Menentukan Δ kr  
Untuk n = 20 dan α = 0,05 diperoleh nilai Δ kr = 0,29

**Catchment Area**

Luas tangkapan air (Catchment Area) adalah daerah pengaliran yang menerima curah hujan selama waktu tertentu (Intensitas Hujan) sehingga menimbulkan debit limpasan yang harus ditampung oleh saluran hingga mengalir keujung sungai.



Gambar 3. Peta Tata Guna Lahan

**Koefisien Limpasan**

Nilai koefisien limpasan sangat berpengaruh terhadap jenis tata guna lahan yang ada. Berdasarkan keadaan di atas maka besarnya angka koefisien pengaliran pada suatu daerah ditunjukkan pada tabel 3.

Tabel 3. Harga Koefisien Limpasan

No	Jenis Lahan	Luas		Kof. Limpasan C	C.A
		A (m <sup>2</sup> )	A (km <sup>2</sup> )		
A	B	C	D	E	F
1	Pemukiman	180650	0.1807	0.5	0.0903
2	Persawahan	966300	0.9663	0.5	0.4832
3	Hutan	72387800	72.3878	0.6	43.4327
4	Tegal/Ladang	7232660	7.2327	0.2	1.7486
5	Batu Bara	2998900	2.9989	0.8	
6	Semak belukar	88064600	88.0646	0.4	35.8213
Jumlah			171.8309		83.0776

$$C = \frac{C1.A1 + C2.A2 + C3.A + ..... + Cn.An}{A1 + A2 + A3 + ..... + An}$$

$$C = \frac{83,0776}{171.8309} = 0,47$$

**Analisa Curah Hujan Netto Jam-Jaman**  
 Hasil perhitungan distribusi hujan dengan durasi 5 jam dan hujan rancangan kala ulang 5, 10, 25, 50, 100, dan 1000 tahun disajikan dalam tabel 4.

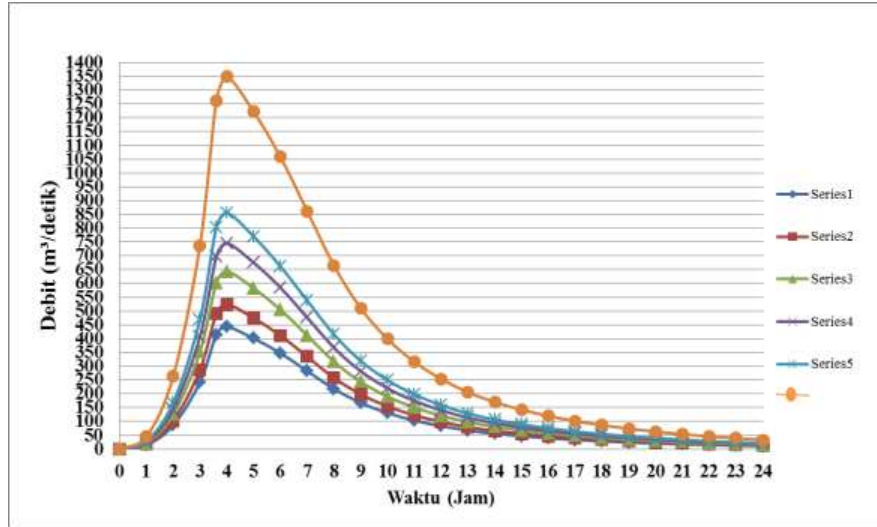
**Hidrograf Banjir Rancangan**  
 Hidrograf banjir rancangan dengan metode Nakayasu untuk beberapa tahun kala ulan dapat dilihat pada tabel 5, sedangkan Gambar 3 menyajikan grafik hasil perhitungan banjir rancangan menggunakan metode HSS Nakaysu dalam berbagai kala ulang.

Tabel 4. Perhitungan Seburan Hujan Netto Jam-jaman

Waktu	Rasio	I					
		Xt5	Xt10	Xt25	Xt50	Xt100	Xt1000
A	B	C	D	E	F	G	H
1	0.5848	34.0255	40.2871	49.4828	57.3194	66.0634	103.7213
2	0.1520	8.8439	10.4715	12.8616	14.8985	17.1713	26.95935
3	0.1066	6.2038	7.3455	9.0221	10.4510	12.0452	18.91135
4	0.0849	4.9389	5.8477	7.1825	8.3200	9.5892	15.0553
5	0.0717	4.1707	4.9382	6.0654	7.0259	8.0977	12.71363
Hujan Netto		58.1828	68.8900	84.6144	98.0149	112.9668	177.3609
Koef. Pengaliran		0.4747	0.4747	0.4747	0.4747	0.4747	0.4747
Hujan Rencana		122.5557	145.1092	178.2309	206.4575	237.9520	373.59

Tabel 5. Hidrograf banjir rancangan metode Nakayasu beberapa kala ulang

Jam	PERIODE ULANG					
	Q5	Q10	Q25	Q50	Q100	Q1000
A	B	C	D	E	F	G
0.00	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100
1.00	14.9508	17.7004	21.7383	25.1794	29.0189	45.5547
2.00	86.2237	102.0893	125.3893	145.2458	167.4011	262.8185
3.00	241.9940	286.5255	351.9238	407.6567	469.8422	737.6592
3.61	414.1266	490.3351	602.2537	697.6316	803.4947	1262.3776
4.00	442.9023	524.4063	644.1017	746.1071	856.8513	1350.0955
5.00	401.0694	474.8751	583.2649	675.6355	770.5739	1222.5749
6.00	347.4090	411.3397	505.2273	585.2390	661.8202	1058.9997
7.00	282.9072	334.9678	411.4232	476.5791	538.0533	862.3764
8.00	217.9686	258.0788	316.9840	367.1834	415.0229	664.4215
9.00	167.4241	198.2328	243.4779	282.0361	319.1094	510.3448
10.00	130.7080	154.7599	190.0822	220.1841	249.4403	398.4218
11.00	103.6168	122.6832	150.6838	174.5462	197.8135	315.8385
12.00	83.3707	98.7113	121.2403	140.4396	159.1446	254.1217
13.00	67.4699	79.8843	98.1159	113.6530	128.7900	205.6505
14.00	55.8439	66.1188	81.2084	94.0679	106.6367	170.2105
15.00	46.6828	55.2718	67.8855	78.6351	89.1891	142.2844
16.00	39.3048	46.5360	57.1558	66.2060	75.1387	119.7937
17.00	33.3100	39.4381	48.4377	56.1072	63.6753	101.5196
18.00	28.4062	33.6318	41.3061	47.8462	54.2994	86.5711
19.00	24.2383	28.6969	35.2448	40.8250	46.3310	73.8660
20.00	20.6821	24.4864	30.0732	34.8343	39.5322	63.0257
21.00	17.6480	20.8938	25.6606	29.7230	33.7312	53.7765
22.00	15.0591	17.8286	21.8957	25.3618	28.7818	45.8848
23.00	12.8503	15.2132	18.6834	21.6408	24.5588	39.1515
24.00	10.9656	12.9818	15.9426	18.4659	20.9556	33.4065
	4.7302	5.5989	6.8745	7.9617	8.8968	14.3988
	2.8346	3.3545	4.1178	4.7684	5.2572	8.6205
	1.5763	1.8646	2.2879	2.6487	2.8489	4.7848
	0.6748	0.7971	0.9768	1.1299	1.3007	2.0365



**Gambar 4.** Hidrograf banjir rancangan kala ulang

**Penelusuran Banjir (Flood Routing)**

Pada Flood Routing ini, untuk perhitungan penelusuran banjir dengan lebar spillway yang dicoba-coba. Sesuai dengan perhitungan volume komulatif limpasan Bendungan Lempake, maka didapat Tabel 6. Maka untuk perhitungan tinggi muka air, tampungan (storage), dan debit outflow di dapat tabel 7.

Selanjutnya dilakukan perhitungan flood routing dari setiap lebar spillway, debit inflow dan debit outflow. Pada awal penelusuran, muka air waduk setinggi elevasi puncak mercu spillway dengan aliran keluar pada awal penelusuran sebesar  $Q_{base}$  flow banjir kala ulang 1000 tahun.

**Tabel 6.** Perhitungan Tampung Komulatif

Elevasi (m)	Volume Limpasan ( $\times 10^3 \text{ m}^3$ )	Kumulatif Limpasan ( $\times 10^3 \text{ m}^3$ )
A	B	C
7.20	0	0
7.25	77.03	77.03
7.50	462.17	539.20
7.75	847.31	1,386.51
8.00	1,232.45	2,618.97
9.00	4,450.33	15,593.47
9.25	5,826.72	21,420.19
9.50	7,203.11	28,623.30
9.75	8,579.50	37,202.80
10.00	9,955.89	47,158.70

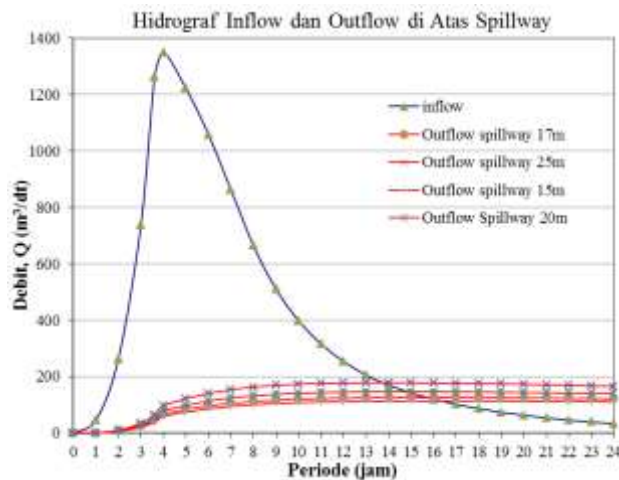
**Tabel 7.** Tabel Perhitungan tinggi muka air - storage – debit outflow (H - S - Q) dengan bangunan pelimpah lebar B 17 m

Elevasi (m)	Tinggi Muka Air, H (m)	C	Lebar Efektif, B (m)	Q ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	Tampungan, S ( $\text{m}^3$ )	$\Psi$ ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	$\phi$ ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
7.20	0.00	2.10	17.00	0.000	0.00	0.000	0.000
7.25	0.05	2.10	17.00	0.405	77028.39	21.194	21.599
7.50	0.30	2.10	17.00	5.950	539198.71	146.802	152.752
7.75	0.55	2.10	17.00	14.770	1386510.96	377.757	392.527
8.00	0.80	2.10	17.00	25.910	2618965.14	714.535	740.445
8.25	1.05	2.10	17.00	38.959	4655888.13	1273.823	1312.782
8.50	1.30	2.10	17.00	53.671	7497279.94	2055.742	2109.414
8.75	1.55	2.10	17.00	69.876	11143140.56	3060.379	3130.255
9.00	1.80	2.10	17.00	87.445	15593470.00	4287.797	4375.242
9.25	2.05	2.10	17.00	106.282	21420190.18	5896.912	6003.194
9.50	2.30	2.10	17.00	126.305	28623301.09	7887.765	8014.069
9.75	2.55	2.10	17.00	147.448	37202802.76	10260.388	10407.836
10.00	2.80	2.10	17.00	169.655	47158695.16	13014.810	13184.465



Tabel 8. Perhitungan *Flood Routing* Lebar *Spillway* 17 m

Periode (jam)	Inflow (m <sup>3</sup> /dt)	Inflow rata2 (m <sup>3</sup> /dt)	Ψ (m <sup>3</sup> /dt)	φ (m <sup>3</sup> /dt)	H (m)	El. MAW (m)	Total Outflow (m <sup>3</sup> /dt)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
0	0.010				0.001	7.20	0.010
1	45.555	22.782	0.531	23.313	0.053	7.25	0.471
2	262.819	154.187	22.843	177.029	0.325	7.53	6.748
3	737.659	500.239	170.281	670.520	0.750	7.95	23.343
3.61	1262.378	1000.018	647.177	1647.196	1.155	8.36	44.505
4	1350.095	1306.237	1602.690	2908.927	1.496	8.70	65.435
5	1222.575	1286.335	2843.492	4129.827	1.751	8.95	82.807
6	1059.000	1140.787	4047.019	5187.807	1.925	9.12	95.491
7	862.376	960.688	4945.842	5906.530	2.035	9.24	103.691
8	664.422	763.399	5802.840	6566.239	2.120	9.32	110.320
9	510.345	587.383	6455.918	7043.302	2.179	9.38	115.004
10	398.422	454.383	6928.298	7382.681	2.222	9.42	118.336
11	315.839	357.130	7264.345	7621.475	2.251	9.45	120.680
12	254.122	284.980	7500.795	7785.775	2.272	9.47	122.293
13	205.650	229.886	7663.482	7893.368	2.285	9.49	123.350
14	170.211	187.931	7770.018	7957.949	2.293	9.49	123.984
15	142.284	156.247	7833.965	7990.212	2.298	9.50	124.326
16	119.794	131.039	7865.886	7996.925	2.298	9.50	124.384
17	101.520	110.657	7872.541	7983.198	2.297	9.50	124.265
18	86.571	94.045	7858.933	7952.978	2.294	9.49	124.002
19	73.866	80.219	7828.976	7909.195	2.287	9.49	123.505
20	63.026	68.446	7785.690	7854.136	2.280	9.48	122.965
21	53.776	58.401	7731.171	7789.572	2.272	9.47	122.331
22	45.885	49.831	7667.242	7717.072	2.263	9.46	121.619
23	39.152	42.518	7595.454	7637.972	2.253	9.45	120.842
24	33.406	36.279	7517.130	7553.409	2.246	9.45	120.012
Imax	1350.095			Hmax	2.298	Qmax	124.384



Gambar 5. Grafik Perhitungan Simpanan dari Hidrograf Inflow dan Outflow

Dari perhitungan penuluran melalui spillway dengan lebar pelimpah  $B = 17$  m dengan  $Imaks = 1350.095$  m<sup>3</sup>/detik dan  $Qmaks = 124.384$  m<sup>3</sup>/detik diperoleh  $Hmaks = 2.298$  meter, sehingga elevasi muka air waduk maksimum berada di elevasi +9,298 m. Lebar pelimpah  $B \geq 17$  menghasilkan aliran yang melimpah semakin besar, dan tinggi tekan diatas mercu spillway semakin kecil. Sedangkan untuk lebar pelimpah  $B < 17$  m menghasilkan nilai elevasi muka air waduk melebihi elevasi puncak bendungan yaitu di atas elevasi +9.50 m, sehingga dapat

menyebabkan overtopping yang dapat membahayakan bendungan.

Tabel 9. Nilai-nilai  $Imaks$  -  $Hmaks$  -  $Qmaks$  dari Perhitungan Penuluran

Lebar Pelimpah, B (m)	$Imaks$ (m <sup>3</sup> /dt)	$Hmaks$ (m)	$Qmaks$ (m <sup>3</sup> /dt)
15	1350.095	2.328	113.500
17	1350.095	2.298	124.384
20	1350.095	2.284	147.068
25	1350.095	2.242	178.860

Lebar bangunan pelimpah ini dihitung menurut debit rencana sedemikian rupa hingga tinggi muka air waduk tidak akan naik lebih tinggi dari pusat bendungan (Anonim, Bidang Keairan PTS, 1997). Dari hasil analisis secara teknis diatas untuk memaksimalkan peredaman energi yang dihasilkan debit banjir, tinggi tekan diatas mercu spillway diminimalkan dengan meningkatkan kapasitas air yang dilimpahkan melalui spillway. Hal tersebut dapat dilakukan dengan memperpanjang lebar pelimpah bendungan Benanga.

Namun lebar pelimpah sebesar 17 meter yang merupakan lebar pelimpah saat ini ternyata masih optimal. Sehingga tanpa mempengaruhi faktor ekonomi lebar pelimpah efektif Bendungan Benanga dipilih sebesar 17 meter.

## PENUTUP

### Kesimpulan

Dari perhitungan dan pembahasan yang dilakukan, maka dapat ditarik sebuah kesimpulan, yaitu berdasarkan perhitungan penelusuran banjir kala ulang 1000 tahun dengan lebar alternative spillway dicoba-coba, mendapatkan lebar pelimpah  $B < 17$  m menghasilkan nilai elevasi di atas pelimpah melebihi elevasi puncak bendungan, dan  $B \geq 17$  m menghasilkan aliran yang melimpah semakin besar, dan tinggi tekan di atas mercu semakin kecil. Dari perhitungan penulusuran melalui spillway dengan lebar pelimpah  $B = 17$  m dengan  $Imaks = 1350.095$  m<sup>3</sup>/detik dan  $Qmaks = 124.384$  m<sup>3</sup>/detik diperoleh  $Hmaks = 2.298$  meter, sehingga elevasi muka air waduk maksimum berada di elevasi +9,298 m. Berdasarkan analisa teknis di atas maka dipilih lebar pelimpah bendungan Benanga adalah 17 meter.

### Saran

Dalam perhitungan dan pembahasan harus memperhatikan beberapa hal, yaitu:

1. Pada pemilihan lebar pelimpah tidak hanya pada tinggi air di atas mercu pelimpah ( $Hmaks$ ) saja tetapi juga harus memperimbangan tinggi bendungan dan faktor ekonomi.
2. Mengupayakan alternatif lain guna menanggulangi banjir/limpasan seperti memperbaiki kondisi tata guna lahan

serta menjaga kondisi hulu sungai agar tetap asri.

## DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. (1994). SNI 03-3432. *Tata Cara Penempatan Banjir Dessain dan Kapasitas Pelimpahan Untuk Bendungan* Dewan Standarisasi Nasional.
- Departemen Pekerjaan Umum. (2006). *Perencanaan Drainase Jalan*. Jakarta.
- Kamiana, I Made. (2001). *Teknik Perhitungan Debit Rencana Bngunan Air*. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Soediby. (2003). *Teknik Bendungan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Soewarno. (1995). *Hidrologi: Aplikasi Metode Statistika untuk Analisa Data*. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Suripin. (2004). *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi.
- Sosrodarsono, Suyono. (1981). *Bendungan Type Urugan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Wilson, E.M. (1993). *Hidrologi Teknik*. Bandung: Institut Teknologi Bandung.